



**HAL**  
open science

## Congrès Français du Génie Civil CFGC 2023

Alexandra Bourdot, Fabrice Gatuingt

► **To cite this version:**

Alexandra Bourdot, Fabrice Gatuingt. Congrès Français du Génie Civil CFGC 2023. 2023. hal-04229031

**HAL Id: hal-04229031**

**<https://hal.science/hal-04229031>**

Submitted on 16 Oct 2023

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

# Congrès Français du Génie Civil CFGC 2023

Ville du futur et changement climatique

23 au 25 mai 2023



**Actes du congrès**

**ENS Paris-Saclay**

4 AVENUE DES SCIENCES • 91190 GIF-SUR-YVETTE

## Sommaire

<b>SESSION 1 - 2 : Environnement - Eco matériau</b>	Valorisation des sédiments marins fins dans la conception de béton autoplaçant et dans la production de béton marin : <i>Mahmoud HAYEK, Tara SOLEIMANI, Jean-Claude SOUCHE, Eric GARCIA-DIAZ</i>	p1
	Dredged sediments calcination : Is it worth it? <i>Mohammad ALMOKDAD, Rachid ZENTAR</i>	p11
	Caractérisations physiques d'agrégats de béton de chanvre recyclés : <i>Awa Yasmina Faridha SAWADOGO, Frédéric BECQUART, Liselotte TINEL, Nadine LOCOGE, Guillaume DELANNOY</i>	p21
<b>SESSION 1 - 3 : Environnement – ACV</b>	Environmental impacts of early stage structure choices using Life Cycle Assesment : <i>Pierre NAVARO AUBURTIN, Olivier BAVEREL, Myriam SAADE, Manuel MANTHEY, Mathilde LOUERA, Jean-Luc MARTIN</i>	p31
	Stockage de CO2 dans les GBR – Recommandations du PN FastCarb <i>Jean-Michel TORRENTI, Xavier GUILLOT</i>	p42
	L'Analyse du Cycle de Vie (ACV) appliquée au creusement des ouvrages souterrains : <i>Lucille BAUCAL POYAC</i>	p49
	Analyse du cycle de vie d'ouvrages d'art courants - Etude de cas : <i>Antoine GLORIEUX, Jose HUMBERTO MATIAS DE PAULA FILHO, Riccardo ZANON</i>	p60
	Analyse du cycle de vie appliquée aux ouvrages géotechniques : Enseignements tirés de quelques études de cas : <i>Myriam SAADE, Samer GHOSN, Adrien SARELLI, Adelaïde FERAILLE, Guillaume LEFEBVRE DE LABOULAYE, Eric ANTOINET</i>	p72
	Des outils pour une gestion durable des eaux pluviales au moyen de produits en béton : <i>Sophie JACOB</i>	p82
<b>SESSION 1 - 4 : Physique des matériaux</b>	Etude comparative des performances thermiques de parois de mortiers cimentaires incorporant ou non des matériaux à changement de phase (MCP) : <i>Franck Komi GBEKOU, Karim BENZARTI, Abderrahim BOUDENNE, Anissa EDDHAHAK</i>	p88
	Evaluation des performances mécaniques des bétons autoplaçants renforcés de fibres non-métalliques : <i>Moussa COULIBALY</i>	p98
	Mousse minérale : vers un modèle rhéologique : <i>Annabelle PHELIPOT-MARDELE, Christophe LANOS</i>	p108
	Application des méthodes d'intelligence artificielle pour la prédiction des propriétés mécaniques d'une pâte de ciment : <i>Jinane MURR</i>	p118
	Etude du potentiel de gonflement et de retrait des sols argileux sous chaussée des routes des marais : <i>Mohamed Amine ES SOUFI</i>	p128
<b>SESSION 1 - 5 : Analyse et modélisation</b>	Identification and application of locally updated nonlinear damping models for reinforced concrete beams : <i>Clotilde CHAMBREUIL</i>	p139
	Une stratégie de modélisation multi-échelle de l'interface acier-béton pour le calcul de structures à grande échelle : <i>Maryam TRAD, Ibrahim BITAR, Stéphane GRANGE, Benjamin RICHARD</i>	p149
	Modélisation du comportement non-linéaire des poutres hybrides Composites-Bois : <i>Hassan DARWICH</i>	p160
<b>SESSION 1 - 6 : Maçonnerie</b>	Vulnerability of masonry structures to settlement loading: a numerical DEM investigation : <i>Nathanaël SAVALLE</i>	p169
	Stratégies de modélisation discrète d'un mur maçonné sollicité en cisaillement : vers une prise en compte de l'endommagement des blocs : <i>Ali BOUKHAM</i>	p183
<b>SESSION 1 - 7 : Urbanisme – Changement climatique</b>	Réaménagement durable et innovant d'un espace public : cas de la promenade plantée Jane et Paulette Nardal à Paris : <i>Hélène GAVRILA, Concetta Sangrigoli</i>	p193
	Assessment of urban microclimate simulation tools : <i>Merveil MUANDA LUTETE, Philippe DELPECH, Maeva SABRE, Maeva SABRE, Nabil ISSAADI, Nabil ISSAADI, Auline Rodler, Marjorie MUSY, Stéphanie VALLERENT</i>	p204
	Ville du futur face aux effets du changement climatique : Les yeux des architectes : <i>DAUBILLY Benjamin, LAVIGNE Thomas, AMOR Cécilia</i>	p214

<b>SESSION 3 – 1 : Environnement ACV</b>	CIOGEN : Calcul des Impacts des Ouvrages de Génie civil : <i>Tiffany DESBOIS, Julien CRAVERO, Adélaïde FERAILLE</i>	p226
	Changement Climatique, Normalisation et Territoires Ultra-Marins: Influence du Prescripteur sur une économie locale et singulière : <i>Pierrick DUPUY, Laurent POULIZAC</i>	p245
	L'ACV : première étape d'une valorisation multicritère du sable recyclé dans le secteur de la construction : <i>Maher HODROJ</i>	p259
	Méthode d'évaluation des performances environnementales et énergétiques des offres de transport dans les marchés de travaux : Critère d'achat éco-responsable : <i>Abdelfeteh SADOK, Laurent MORICEAU, Patrick VAILLANT</i>	p269
<b>SESSION 3 – 2 : Matériaux – Biosourcés</b>	Influence de la température et de la teneur en humidité sur les propriétés mécaniques du bois : <i>Hussein DAHER</i>	p282
	Application des composites FRCM naturels dans le renforcement/réhabilitation des structures, Analyse de l'état de l'art : <i>Oladikpo Gatien AGOSSOU, Sofiane AMZIANE et Omayma HOMORO</i>	p292
	Effect of human hair fibers on mechanical properties of mortars : <i>Hussein NASREDDINE, Thouraya SALEM, Othman OMIKRINE-METALSSI, Teddy FEN-CHONG</i>	p309
	Optimisation des propriétés mécaniques des bétons végétaux par corrélation d'image numérique : <i>Rafik BARDOUH</i>	p319
	Étude de faisabilité de la valorisation des déchets de l'industrie oléicole à l'état brut dans le béton : <i>Ibtissem KHEMIRI</i>	p330
	Comportement mécanique d'un panneau sandwich composite GFRP à peaux extérieures minérales : <i>Tout-Saint MOUSSITOU, Michel LAURENT, Gabor ARON</i>	p342
<b>SESSION 3 – 3 : Matériau - Impression 3D</b>	Evaluation des effets du processus de l'impression 3D sur le comportement au jeune âge des matériaux cimentaires : <i>Ilhame HARBOUZ</i>	p349
	Impression 3D de Mortiers Anisotropes : <i>Jean-François CARON, Léo DEMONT, Victor de BONO, Nicolas DUCOULOMBIER, Romain MESNIL</i>	p358
	Formulation de béton pour l'impression 3D : <i>Victor De Bono, Nicoas DUCOULOMBIER, Romain MESNIL, Jean-François CARON</i>	p366
	Conception, optimisation et fabrication numérique de poutres à faible impact environnemental pour une passerelle piétonne : <i>Sébastien MAITENAZ, Nicolas METGE, Romain MESNIL, Jean-François CARON</i>	p376
	Imbibition de l'eau dans un milieu granulaire, application à l'impression 3D par injection sélective de liant : <i>Valentine DANCHE, Alexandre PIERRE, Khadim NDIAYE, Tien-Tung NGO, Emmanuel KEITA, Nicolas ROUSSEL</i>	p386
	Impression 3D à grande échelle au service de l'écologie marine, <i>Alexandre MUSNIER</i>	p396
<b>SESSION 3 – 4 : Structures – Ecoconception</b>	Local and global structural optimization of a high-rise building with regard to the carbon footprint : <i>Jad SADEK, Jean-Marc JAEGER, François LEBRUN, Raphaël TREZARIEU</i>	p409
	Eco conception des ouvrages de génie civil en acier : <i>Michel ROYER MULLER</i>	p419
	Stratégies « bas carbone » pour la construction d'un IGH : <i>Katia PALHAIS, Rafael DIAS SIMOES, Ingrid BERTIN</i>	p427
	Des réseaux de neurones pour la caractérisation automatique des granulats recyclés : <i>Jérôme LUX, Jean David LAU HIU HOONG, Pierre-Yves MAHIEUX, Philippe TURCRY</i>	p437
	Etude de faisabilité de production de substitut de terre végétale à partir des terres excavées du Grand Paris Express : <i>Jamila BENAÏSSA, Abdelfeteh SADOK, Thomas GAUDRON</i>	p450
<b>SESSION 3 - 5 : Urbanisme – Energie</b>	<i>Experimental and numerical study of an original demountable composite concrete steel beam made of concrete blocks</i> : <i>Chaimaa JAAFARI, Sebastien DURIF, Abdelhamid BOUCHAIR</i>	p463
	Dromotherm : une solution innovante pour récupérer la chaleur des routes et chauffer les bâtiments : <i>Thomas ATTIA, Prince SEVI, Benoît STUTZ, Frédéric BERNARDIN, Pierre DUTHON, Alexandre CUER, Jérôme DHERBECOURT</i>	p473
	Intégration des géostructures thermiques à l'échelle de la ville : <i>Yvon DELERABLEE, Sébastien BURLON, Hussein MROUEH</i>	p483
	Comportement thermomécanique des panneaux de façades bois/béton : <i>Roufaïda ASSAL</i>	p493

<b>SESSION 3 - 6 : Durabilité</b>	Transport des ions chlorure dans les bétons soumis au marnage : modélisation et étude de sensibilité : <i>Nicolas REUGE, François BIGNONNET, Stéphanie BONNET</i>	p508
	Effets des échauffements tardifs sur les propriétés d'un béton sensible à la RSI : <i>Hector GOMART, Adrien BOUVET, Marius NANFACK, Albert NOUMOWE</i>	p518
	Étude des mécanismes de l'attaque sulfatique externe dans les matériaux cimentaires bas carbone : <i>Francois EL INATY, Bugra AYDIN, Maryam HOUHOU, Mario MARCHETTI, Marc QUIERTANT, Othman OMIKRINE-METALSSI</i>	p528
	Contribution du Projet National PerfDuB au développement durable : <i>Gilles ESCADEILLAS, François CUSSIGH, Didier BRAZILLIER</i>	p538
<b>SESSION 3 - 7 : Modélisation</b>	Numerical simulations of concrete specimens with the gradient-enhanced Eikonal non-local damage model : <i>Breno RIBEIRO NOGUEIRA</i>	p548
	Crack propagation measurements using Digital Volume Correlation for an in situ Wedge Splitting Test on mortar : <i>Samy DRAY</i>	p558
	Régularisation en compression d'un modèle de Mazars modifié : <i>Martin DEBUISNE</i>	p567
	Etude comparative des lois de retrait et fluage du futur Eurocode2 avec les mesures sur ouvrages – Application au cas des enceintes de centrales nucléaires : <i>Francis BARRE, Ludovic CABA, Jean-Michel TORRENTI, Abudushalamu AILI</i>	p577
Proposition d'un modèle d'homogénéisation pour comprendre le gain mécanique observé après le traitement d'un sol limoneux à la chaux et au liant hydraulique : <i>Lucile PIGEOT, Anthony SOIVE, Nathalie DUFOUR, Jean-François BARTHELEMY, Fabienne DERMENONVILLE, Ahmed LOUKILI</i>	p589	
<b>SESSION 4-1 : Urbanisme - Aménagement</b>	Expérimentation d'un système d'éclairage urbain intelligent : <i>Marie ALHAJJ</i>	p598
<b>SESSION 4 - 2 : Economie circulaire</b>	La filière TERNATEC de la Métropole de Lyon : <i>Xavier MARIE, Frédéric SEGUR</i>	p608
<b>SESSION 4 - 3 : Eco matériau (liants)</b>	Formulation of an eco-binder based on calcined sediment, ground granulated blast furnace slag, and waste paper fly ash : <i>Zeinab MKAHAL</i>	p623
<b>SESSION 4 - 4 : Physique du bâtiment</b>	Bétons décarbonés à base de liants ternaires et volumes de pâte réduits : <i>Lucas MOSSER</i>	p633
	Analyse de l'impact de la ventilation sur la qualité de l'air et la consommation énergétique d'une salle de classe : <i>Abdelouhab LABIHI, Younes BENAKCHA, Amina MESLEM, Paul BYRNE, Florence COLLET</i>	p643
	Chaire Rénovation Energétique des Bâtiments – mise en œuvre d'un parement en béton de chanvre dans un démonstrateur : <i>Florence COLLET, Sylvie PRETOT, Christophe LANOS, Amina MESLEM</i>	p653
	Un nouvel indicateur pour évaluer l'exposition d'un bâtiment à la pluie battante : <i>Alexis SAUVAGEON</i>	p663
Le BIM pour l'estimation et l'optimisation de la consommation énergétique et environnementale du bâtiment en phase exploitation. Cas d'étude : Démonstrateur CESI du Bâtiment du futur : <i>Boubacar SECK, Adrien TRAD, Menel BEN ATTIA</i>	p674	
<b>SESSION 4 - 5 : Structures - Maintenance</b>	Étude expérimentale et numérique de l'impact des ruptures de fils dans un câble de précontrainte extérieure injecté au coulis de ciment : <i>Jonas APARICIO</i>	p684
	Stratégie de surveillance de la santé structurale du monument historique : Kalaa de BENI HAMMAD : <i>Nouredine BOURAHLA, Mohamed KAOULALA, Samia Céline, OUABDESSELAM, Hafida DJABALI MOHABEDDINE, Djamila CHERID</i>	p697
	Development of a fibre optic-based patch sensor for monitoring structures : <i>Yago De SOUZA GOMES, Mohamed SAIDI, Anna LUSHNIKOVA, Olivier PLE</i>	p707
<b>SESSION 4 - 6 : Matériau - Terre</b>	Evaluer la résistance sur site des structures en béton avec la nouvelle norme NF EN 13791/CN : <i>Bruno GODART</i>	p717
	Amélioration des performances thermique et énergétique des parois en blocs de terre comprimée : solutions géo et bio-sourcées : <i>Giada GIUFFRIDA, Hamza ALLAM, Laurent IBOS, Abderrahim BOUDENNE</i>	p727
	Influence de la nature du liant sur les propriétés physico-mécaniques des bétons de sol à base de sable argileux et de latérite : <i>Alain KAMDEM MBOPDA</i>	p735

	Conception des blocs de terre comprimée guidée par l'intelligence artificielle : <i>Sarah NASSAR, Jacqueline SALIBA, Cédric BAUDRIT, Nadia SAIYOURI</i>	p746
	Caractérisation des terres en Nouvelle Aquitaine pour l'émergence de la filière terre crue : <i>Jacqueline SALIBA</i>	p756
<b>SESSION 5-1 : Durabilité</b>	Etude de la durabilité des armatures PRF et de l'influence d'une charge appliquée durant le vieillissement sur les cinétiques de dégradation : <i>Noémie DELAPLANQUE</i>	p766
	Mise en œuvre opérationnelle de la modélisation thermique du béton dans les projets de construction : <i>Abdelghafour AIT ALAIWA, Yvan THIEBAUT, Lionel LINGER</i>	p777
	An Artificial neural network for predicting accelerated and natural carbonation depths in blast-furnace slag and fly-ash based concretes : <i>Paulo CLAUDE, Frédéric DUPRAT, Thomas DE LARRARD, Jonathan MAI-NHU, Patrick ROUGEAU, Louis MARRACCI, Pascal GUEDON</i>	p786
	Etude de cas de la modélisation numérique d'un pont en béton atteint de Réaction Sulfatique Interne : <i>Thomas JOCHYMS</i>	p796
<b>SESSION 5 - 2 : Structures - Maintenance</b>	Réparation et renforcement de structure béton par enrobage de béton à l'aide de connecteurs de cisaillement : Calcul de la résistance au cisaillement longitudinal des surface de reprise béton selon le TR066 de l'EOTA et l'Eurocode 2 : <i>Gael LE BLOA</i>	p808
	Réhabilitation de la Corniche John Fitzgerald Kennedy à Marseille : <i>Tancrede DE FOLLEVILLE, Lorian PACE, Christophe CHANONIER</i>	p816
	Travaux de renforcement et d'entretien spécialisé du VIPP 1381 sur le Reyran : <i>Christophe CHANONIER, Guillaume PALAMINI, Renaud LECONTE</i>	p826
	Monitoring des ouvrages renforcés par composites à l'aide de fibres optiques et corrélation d'image : <i>Emmanuel FERRIER</i>	p836
<b>SESSION 5 - 3 : Matériaux – Physico-Chimie</b>	Impact de l'irradiation sur l'hydratation d'une pâte de C3S : <i>Rémy Hoarau BELKHIRI, Stéphane POYET, Mejd NEJI, Elisa LEONI, Stéphane ESNOUF, Alexandre DAUZERES, Thibault CHARPENTIER</i>	p846
	Relation entre la finesse du métakaolin et sa réactivité pouzzolanique évaluée par des tests chimiques : <i>Mohammed SILINE, Boumediene MEHSAS</i>	p856
	Influence du rapport E/Leq sur le comportement des BAP à l'état frais et à l'état durci : <i>Zina DJEBBARI</i>	p864
	Effet du stéarate de calcium sur la microstructure de mortier à base d'acétate de cellulose : <i>Joe TANNOUS, Thouraya SALEM, Othman OMIKRINE-METALSSI, Teddy FEN-CHONG</i>	p874
<b>SESSION 5 – 4 : Physique du bâtiment</b>	Etude multi-échelle des transferts thermiques d'une paroi biosourcée : effet d'un épisode de fortes chaleurs sur la conductivité thermique. : <i>Séverine LATAPIE</i>	p883
	Modèle de régression linéaire multiple pour prédire la température intérieure sur les bâtiments éducatifs en milieu Méditerranéen : <i>Keovathana RUN</i>	p893
	Modélisation thermique des matériaux environnant la grotte de Lascaux : <i>Habiba LHARTI</i>	p903
<b>SESSION 5 – 5 : Matériau</b>	L'Evaluation sur le terrain de la diffusion d'Oxygène dans un béton partiellement carbonaté par calcul numérique : <i>Oujidane QACAMI, Bruno HUET</i>	p911
	Etat des lieux de l'usage de la terre comme matériau de construction : techniques de construction possibles : <i>M.A. MAHI, Rachid ZENTAR, Frédéric BECQUART, A. SADOK, T. GAUDRON</i>	p921
	Valorisation de la terre crue et des sédiments de dragage dans des applications en travaux publics : <i>Younes FAREZ, Khadim NDIAYE, Prosper PLIYA, Salima AGGOUN, Romain LAFON</i>	p933
	Potentiel de valorisation des sédiments de barrages, traités à la chaux et au liant hydraulique, en couche de forme de chaussées : <i>Saannibe Ciryle SOME</i>	p941
<b>SESSION 5 - 6 : Urbanisme - Changement climatique</b>	Développement et analyse d'un modèle de stockage des eaux pluviales pour les unités industrielles en Algérie : <i>Mehdi DIB, Farah BOUTOUATOU, Dounia KEDDARI, Ouafa SAIGHI</i>	p945
	Effet de la variation de température sur les conditions de collage entre les couches des chaussées bitumineuses : <i>Marina AL BACHA</i>	p954
	Mise au point d'une chaussée urbaine démontable poreuse : <i>Thierry SEDRAN</i>	p964

<b>SESSION 6-1 : Ouvrages d'art</b>	L16-1 du Grand Paris Express – Défis et réalisation : <i>Yi ZHANG</i>	p975
	Couplage de l'approche numérique et analytique pour l'estimation du débit d'exhaure dans le contexte du Projet Grand Paris : <i>Elio EL KAH</i>	p985
	Conception et mise en œuvre d'une poutre hybride acier-béton à coffrage structurel pour les grands franchissements : <i>Grégoire CORRE, Clémence LEPOURRY, Hugues SOMJA, Piseth HENG</i>	p994
	Adaptation des ouvrages existants à de nouveaux usages : <i>Fabien RENAUDIN, Jean-Christophe CARLES</i>	p1004
	Utilisation d'armatures composites pour le béton armé : présentation du guide de recommandations de l'AFGC : <i>Sylvain CHATAIGNER, Laurent MICHEL, Karim BENZARTI, Emmanuel FERRIER, Elhem GHORBEL, Philippe JANDIN, Anthony PRUVOST, Marc QUIERTANT, Arnaud ROLLAND</i>	p1016
<b>SESSION 6 – 2 : Matériaux biosourcés</b>	Contribution à l'élaboration d'un référentiel de caractérisation des granulats végétaux pour la construction : <i>Herinjaka HAGA RATSIMBAZAFY, Aurélie LABOREL-PRENERON, Camille MAGNIONT, Philippe EVON</i>	p1025
	INNOFIB fonctionnalisation des fibres de chanvre pour l'isolation thermique : <i>Lily DEBORDE, Christophe LANOS, Florence COLLET, Valentin COLSON, Jules DELSALLE</i>	p1036
	Etude de la consistance de bétons en fonction du dosage en anas de lin : <i>Benjamin DELESTRE</i>	p1046
<b>SESSION 6 - 3 : Matériau - Chaussées</b>	Microclimatic and biometeorological behaviour of multilayer ground complexes for different surface materials according to nowadays paving practices : <i>Matteo MIGLIARI</i>	p1054
	Improvement of the Behaviour of the Rolling Layer by the Use of rubber crumbs : <i>Hocine HADIDANE</i>	p1069
	Experimental characterization and multi-scale modeling of the linear viscoelastic properties of aged asphalt concretes : <i>Saannibe Cyrile SOME</i>	p1080
	Influence de la nature minéralogique et de la taille granulaire sur l'adhérence des chaussées : <i>Saannibe Cyrile SOME</i>	p1091
	<i>Fibres optiques comme nouvelles méthodes d'instrumentation des chaussées</i> : <i>Paulina LEIVA PADILLA</i>	p1101
	Prédiction de la déformation de la couche de surface des chaussées par les éléments discrets : <i>Oussama HAMMOUD</i>	p1111
<b>SESSION 6 – 4 : Physique des matériaux</b>	Toward the development of a three-step coupled modeling for the assessment of air leakage ratio through cracked reinforced concrete walls : <i>Omar NAJJAR, Thomas HEITZ, Cécile OLIVER-LEBLOND, Frédéric RAGUENEAU</i>	p1121
	Influence de la température sur deux étapes limitantes de la carbonatation : diffusion gazeuse et réactions en solution : <i>Gaël CORVEC, Philippe TURCRY, Abdelkarim AÏT-MOKHTAR, Riccardo ARTONI, Patrick RICHARD</i>	p1133
	Risque de transfert sulfaté induit par déshydratation d'une protection passive à base de plâtre en condition type incendie : <i>Emilie HUBY, Jérémy HENIN, David GIOVANNACCI, Jean-Didier MERTZ, Yannick MELINGE</i>	p1143
	Propriétés au jeune âge de béton à ultra hautes performances (BUHP) à base de laitiers de hauts fourneaux : <i>Soufien MOULA</i>	p1152
	Développement d'une méthode de mesure du profil de teneur en eau dans le béton : <i>Hélène CARRE, Bruno FERNANDES, Jean-Christophe MINDEGUIA</i>	p1155
<b>SESSION 6 – 5 : Structures - Dynamique des structures et fondations</b>	Building metamodels from 2D finite element simulations of the settlements induced by tunnel boring machine excavation in urban areas : <i>Boris KRATZ, Pierre JEHEL, Emmanuel VAZQUEZ, Maxime TATIN</i>	p1165
	Effect of Mainshocks-Aftershocks Sequences on the Lifetime Performance of a Liquefiable Soil Foundation-Embankment System : <i>Christina KHALIL, Fernando LOPEZ-CABALLERO</i>	p1175
	Assesment of the close vicinity of a beams-columns structure with dynamic simulations : <i>Jean-Patrick PLASSIARD, Mohamed SAIDI, William RODRIGUEZ</i>	p1183
	Evaluation d'indicateurs d'endommagement basés sur le comportement dynamique des structures pour la détection et la localisation de défauts : <i>Mohamed TAHIRI, Julian RAEDERSDORFF, David CLAIR, Abdelhamid BOUCHAIR</i>	p1192

**SESSION POSTERS**

La carte mentale dynamique comme support d'aide à la réflexion sur les inondations en ville : Franck TAILLANDIER, Patrick TAILLANDIER, Pénélope BRUEDER, Noé BROSSE	p1202
Optimisation du dimensionnement de pieux hélicoïdaux pour fondations en milieu maritime : Jeanne Jacintha NABY, Jérôme QUIRANT, Julien AVERSENG	p1213
Renforcement des plaques de plâtre par des fibres de lin : Oladikpo Gatién AGOSSOU, Sofiane AMZIANE	p1223
Towards the enhancement of mechanical properties of Bio-Based Concretes : Rafik BARDOUH	p1232
Analyse du cycle de vie du béton : comment l'utilisation de matériaux cimentaires supplémentaires est-elle prise en compte dans la durée de vie ? Une revue de la littérature : Hiam DAHANNI, Anne VENTURA, André ORCESI, Christian CREMONA	p1244
Etude de filtration des eaux de ruissellement par la fibre de lin et du sable à l'échelle du laboratoire : Bouamama ABBAR, Abdellah ALEM, Anne PANTET, Nasre-Dine AHFIR	p1258
Caractérisation minéralogique de la biodégradation de mortier en présence d'H <sub>2</sub> S dans les réseaux d'assainissement : Janette AYOUB, Tony PONS, Marielle GUEGEN MINERBE	p1272
Influence de la variabilité des bioressources sur l'hydratation de liants minéraux : Ana Laura BERGER COKELY, Sandrine MARCEAU, Grégory MOUILLE, Fabienne FARC	p1281
Pullout Strength of Fastening in Hemp Concrete : Fabien DELHOMME, Yannick SALAUN, Rebecca ROCA, Elodie PRUD'HOMME, Jostar LAFORET	p1288
Valorisation de la marne et des débris de brique dans la construction routière : Omar BOUDLAL, Yacine AOUDJ	p1296
Effet du poids moléculaire et de la densité carboxylique de superplastifiant à base d'éther polycarboxylates (PCE) sur ses performances dans les pâtes cimentaires : Alya HARICHANE	p1303
Caractérisation des granulats recyclés traités par encapsulation : Allal MEFTAH, Leila ZEGHICHI, Mohammed SILINE	p1313
Optimized vegetal wools for indoor comfort: coupling fire treatment with acoustic and hygrothermal performances : Thomas SCHATZMAYR WELP SA, Sandrine MARCEAU, Clément PIEGAY, Fouad LAOUTID, Philippe GLE, Cesar SEGOV	p1322
Analyse cycle de vie des quartiers : îlots à énergie positive : Mohamad ACHOUR	p1333
Impression 3D à grande échelle au service de l'écologie marine: Conception et construction d'une structure de déport de pression de plongée : RECIF LAB LOT 4 : Alexandre MUSNIER	p1341
Effet du niveau de compactage sur le risque d'instabilité thermique des briques compressées de terre crue : Hélène CARRE, Rafik ABDALLAH, Fionn MCGREGOR	p1354
Comportements Mécaniques des Bétons Formulés par des Déchets Plastiques : Taïbi HOURIA	p1362
Qualification des écomatériaux en construction par une approche holistique : vers une application aux ressources du Grand Paris Express : M.A. MAHI, Frédéric BECQUART, Rachid ZENTAR, A. SADOK, T. GAUDRON	p1370

**Concours Jeunes Chercheurs 1**

Etude multi-échelles de la carbonatation des granulats de béton recyclés : nouvelles méthodes de caractérisation et modélisation : Farah KADDAH	p1378
Transition environnementale des bétons autoplaçants pour la préfabrication : Mathieu PELLERANO	p1386
Évaluation de la performance environnementale de la technique de construction en adobe : Paula Andrea HIGUERA ROMERO	p1394
Comportement au feu des murs de maçonnerie en pierre naturelle : Elodie DONVAL	p1403
Life-cycle framework based on non-destructive evaluation for optimal inspection/repair plan : Bouchra Kouddane	p1411

**Concours Jeunes Chercheurs 2**

Etude de l'effet de l'écrêtage sur le comportement mécanique des sols grossiers non cohésifs : Nadine ALIHASSAN	p1420
Renforcement des murs en maçonnerie avec des composites TRM : Nadia TARIFA	p1428
Modélisation du comportement quasi-statique cyclique de la maçonnerie : Héloïse ROSTAGNI	p1436



	Développement d'un modèle d'endommagement anisotrope traduisant le comportement mécanique du bois de construction : Amel REBHI	p1444
	Une approche interdisciplinaire pour mieux évaluer la performance structurale de charpentes métalliques anciennes (1850-1930) : Hannah FRANZ	p1453
<b>Concours Jeunes Chercheurs 3</b>	Modéliser des évolutions dans le système de la mobilité urbaine pour des acteurs non-experts : Colin LASHERMES	p1461
	Impact de la contrainte sur le signal RADAR au sein du béton : Aleth CONFAIS	p1469
	Modélisation des transferts hygrothermiques à travers les parois à l'échelle urbaine : Étude et application au centre-ville médiéval de Cahors : Margot RUIZ	p1477
	Propriétés mécaniques et hygrothermiques de mortiers de ciment incorporant des matériaux à changement de phase et des fibres de miscanthus : Komi Franck GBKOU	p1485
	Initiation et propagation de fissures dans une roche argileuse sous pression de gaz : étude expérimentale et numérique : Romain RODRIGUES DE AMORIM	p1493
	De l'architecture numérique aux applications structurelles complexes en béton à ultra-hautes performances (BUHP) : une étude de cas sur l'effet de l'orientation des fibres performances (BFUP écologique) et moules recyclables : Duc Anh TRAN	p1501
<b>Concours Jeunes Chercheurs 4</b>	Propriétés électriques et capacité d'auto-détection d'un béton haute performance renforcé par des fibres métalliques amorphes : Théophile BOUILLARD	p1509
	Développement d'un outil pour la prédiction de l'initiation de la corrosion dans les ouvrages en béton armé : Paulo CLAUDE	p1517
	Le réemploi appliqué au domaine de la construction : principe, impact environnemental et mesure dans le cadre d'une économie circulaire : Ambroise LACHAT	p1525
	Etude de la variabilité aléatoire des propriétés hygrothermiques de la bauge aux échelles du matériau et de la paroi : Chancel Junior SEGNING TCHIOTSOP	p1533
	Prédiction du degré d'homogénéité de mélange entre les constituants neufs et les agrégats d'enrobé (AE) par un modèle hétérogène triphasique : Elio ZIADE	p1541
<b>Concours Jeunes Chercheurs 5</b>	Durabilité d'un béton de laitier activé au carbonate de sodium : Patrick AZAR	p1550
	Comportement Mécanique en Torsion des Structures Multi-matériaux et instabilité de déversement. Application aux Structures Mixtes Acier-Bois et Composites-bois : Hassan DARWICH	p1558
	Proposition d'une approche de caractérisation des bétons bas carbone vis-à-vis du risque de corrosion : Imène ELKHALDI	p1566
	Impression 3D sous-marine des matériaux cimentaires : Formulation, optimisation du procédé et durabilité des matériaux imprimés : Yohan JACQUET	p1574
	Caractérisations mécanique et physico-chimique des mortiers « One-Part-Geopolymer » formulés à base de cendres volantes et sédiments de dragage traités thermomécaniquement : Elie MAHFOUD	p1582
<b>Concours Jeunes Chercheurs 6</b>	Evaluation du risque de corrosion en présence de chlorures au sein de trois bétons bas carbone : bas clinker, alcali-activé et sursulfaté : Lola DOUSSANG	p1590
	Méthodologie pour l'évaluation du coefficient de diffusion des chlorures dans le béton armé sous chargement de traction : Amandine ASSELIN	p1598
	Etude de la carbonatation des matériaux cimentaires à base d'un ciment à forte teneur en laitier de haut fourneau : Elodie PIOLET	p1606
	Sustainable engineering of rammed earth construction. Material, design and performances optimization : Giuffrida GIADA	p1614
	Viabilité mécanique et écologique d'un liant géopolymère avec des sédiments de dragage non traités : Lisa MONTEIRO	p1622
	Méthodes expérimentales et théoriques d'estimation de la performance d'une chaussée bitumineuse à partir de l'analyse de ses bitumes extraits : Rodrigo SIROMA	p1630

**Concours Jeunes  
Chercheurs 7**

Suffusion under different stress states : Bikram OLI p1638

Air permeability of concrete damaged by Alkali- Silica Reaction (ASR) : Joe MAALOUF p1646

Application de la méthode de condensation statique adaptative sur la maquette  
VERCORS : Ali MEZHER p1654

Valorisation de cendres sous foyer de biomasse : une alternative aux granulats naturels  
dans les bétons : Florian SCLUPP p1662

Incorporation de la chènevotte dans les pavés drainants : une stratégie efficace pour  
atténuer les îlots de chaleur urbains : Béchara HADDAD p1670

**Hors session**

The contributions of the construction procedure and the actors in the act of building on  
the collapsed buildings in the city of Douala, Cameroon : Théodore Gautier L.J. BIKOKO,  
Jean Claude TCHAMBA, Sofiane AMZIANE p.1678

# Valorisation des sédiments marins fins dans la conception de béton autoplaçant et dans la production de béton marin

Mahmoud Hayek<sup>1</sup>, Tara Soleimani<sup>2</sup>, Marie Salgues<sup>1</sup>, Jean-Claude Souche<sup>1</sup>, Eric Garcia-Diaz<sup>1</sup>

<sup>1</sup>LMGC, Univ Montpellier, IMT Mines Ales, CNRS, Ales, France

<sup>2</sup>HSM, Univ Montpellier, IMT Mines Ales, CNRS, IRD, Ales, France

**RESUME** La forte demande en sable dans le secteur de BTP (constructions, bâtiments et travaux publics), les conséquences environnementales du processus d'extraction, ainsi que le manque de ressources en sable dans quelques pays, sont des raisons qui motivent la recherche scientifique à trouver une alternative au sable dans le matériau béton. Une des alternatives proposées est l'utilisation des sédiments de dragage en substitution du sable qui nécessite dans la plupart des cas, un prétraitement coûteux et polluant. Les opérations de dragage, indispensables à l'usage des infrastructures portuaires, extraient de forts volumes de sédiments dont la gestion, la mise en décharge ou l'élimination est de plus en plus onéreuse et réglementée. L'objectif de cette étude est de chercher la faisabilité de remplacer le sable naturel par des sédiments marins fins non traités (Port-Camargue, France) dans la conception de béton autoplaçant (BAP) et dans la production de béton marin (classe XS2, C30/37). L'évaluation des propriétés du béton à l'état frais (ouvrabilité, classe d'étalement, T500mm, etc.) et durci (résistance mécanique, porosité accessible à l'eau, perméabilité) montre que l'intégration de 30% (m/m) de sédiments fins non traités à la place du sable naturel est possible dans la fabrication du BAP et dans la production de béton marin XS2 sans affecter la durabilité potentielle et la durée de vie d'un béton. Ces résultats feront progresser la valorisation des sédiments dans le matériau béton en appliquant une méthode écologiquement et économiquement viable.

**Mots-clefs** Sable, Sédiments, Substitution du sable, Béton marin XS2, Béton autoplaçant

## I. INTRODUCTION - état de l'art

Le sable est la deuxième ressource naturelle la plus exploitée et utilisée après l'eau dans le monde entier (Henry Sonna et al., 2022). Les applications industrielles de ce matériau sont très nombreuses ; le sable forme une matière première dans la fabrication des plusieurs produits tels que les vitres, les ordinateurs, les téléphones, l'asphalte des routes, les bétons, etc. Parmi ces applications, le secteur de construction (notamment le béton) reste le secteur le plus demandeur en sable (Peduzzi, 2014).

À cause de son faible coût, sa résistance et sa durabilité, le béton est le matériau de construction le plus utilisé dans le monde entier. En plus du ciment, du gravier et de l'eau, les industries de béton consomment une grande quantité de sable. Ce dernier est utilisé dans la formulation de béton afin

d'assurer une continuité granulaire entre le ciment et les graviers et afin de rendre plus résistant un ouvrage en béton (Zeghichi et al., 2014).

Le sable est généralement obtenu par extraction dans des carrières ou par dragage dans le lit des rivières. En raison de la réglementation et/ou de la disponibilité limitée, les ressources du gisement fluvial deviennent rares et coûteuses dans certaines régions. En revanche, le concassage des roches pour obtenir la fraction sableuse est difficile et nécessite une forte consommation en énergie (Kaufmann, 2020). Par ailleurs, le sable devient rare dans certaines régions de la terre, et dans certains cas, le sable doit être transporté sur de longues distances, ce qui impose des impacts économiques et environnementaux négatifs (Peduzzi, 2014). Toutes ces raisons conduisent la recherche scientifique à rechercher une alternative au sable dans le matériau béton. Les alternatives citées dans ces études sont le verre recyclé (Mardani-Aghabaglou et al., 2015), les granulats de béton recyclé (Khatib, 2005), le sable de désert (Al-Harthy et al., 2007), les sédiments marins (Moradi and Shahnoori, 2021), les déchets de marbre (Benhalilou et al., 2020), le mâchefer de charbon (Pushkar, 2019), etc. Toutes ces études partagent alors le même concept de développement durable impliquant l'utilisation de matériaux non conventionnels et le recyclage des déchets industriels dans le matériau béton afin de pallier le manque de ressources naturelles en sable, mais aussi afin d'activer des voies de valorisation de déchets (économie circulaire) pour préserver l'environnement.

Parmi les alternatives citées à ce jour, l'utilisation des sédiments marins dans le matériau béton a attiré l'attention des chercheurs depuis des décennies. Les sédiments marins sont le produit des opérations de dragage indispensables à l'usage des infrastructures portuaires. Des centaines de millions de tonnes de sédiments sont ainsi draguées chaque année dans le monde dont plus de 30 millions de tonnes sont draguées dans les ports français (Agostini et al., 2007). La gestion, la mise en décharge ou l'élimination de ces sédiments est de plus en plus onéreuse et réglementée. La principale voie de valorisation de ces sédiments dans le matériau béton consiste à appliquer un traitement thermique (calcination à 750°C) permettant d'améliorer leurs caractéristiques physico-chimiques et d'activer leurs propriétés pouzzolaniques en vue de leurs incorporations dans le matériau béton en tant que substituant de ciment (Dang et al., 2013; Ez-zaki and Diouri, 2018; Hadj Sadok et al., 2021; Van Bunderen et al., 2019). En revanche, les études concernant l'utilisation des sédiments non traités ou simplement séchés comme un substituant de sable dans le matériau béton restent peu nombreuses. Cependant, l'objectif de cette étude est de montrer la faisabilité de remplacer le sable naturel par les sédiments marins fins non traités (Port-Camargue : dragage, hydrocyclonage et ressuage) ayant une granulométrie inférieure à 200 microns approximativement dans la conception de béton autoplaçant (BAP) et de béton ordinaire adaptés au milieu marin immergé (soit une classe d'exposition XS2 et une classe de résistance C30/37 d'après la norme NF EN 206). L'objectif à plus long-terme est de proposer dans une logique d'économie circulaire une solution industrielle viable économiquement et environnementalement concernant l'utilisation des sédiments marins fins dans la partie sableuse du béton.

## II. MATERIELS ET METHODES

### CARACTERISTIQUES PHYSICO-CIMIQUES DES SEDIMENTS

Les sédiments marins utilisés dans cette étude sont des sédiments issus des opérations de dragage réalisées au Port-Camargue (Grau-du-Roi, Région Occitanie, France). Après dragage, la fraction fine de sédiments a été obtenue à l'aide d'un hydrocyclone et un ressuage a été réalisé ensuite à l'aide des géotubes. Après ressuage, des échantillons de 10 kg ont été prélevés et conservés dans des sacs plastiques fermés hermétiquement et stockés ainsi dans une salle (dans le laboratoire) régulée à 20°C. Les caractéristiques physico-chimiques de ces sédiments sont récapitulés dans le Tableau 1 (pour plus de détails (Hayek et al., 2022)). Avant leur utilisation dans le matériau béton, les sédiments ont été séchés à température ambiante pendant 48h diminuant, ainsi, leur teneur en eau jusqu'à 10% environ.

**TABEAU 1. Propriétés physico-chimiques des sédiments de Port-Camargue utilisés dans cette étude.**

Diamètre moyen	117,5 $\mu\text{m} \pm 25 \mu\text{m}$
Diamètre médian	94,4 $\mu\text{m} \pm 27 \mu\text{m}$
Densité	2,66 $\pm 0,01 \text{ g/cm}^3$
Surface spécifique	3,13 $\pm 0,82 \text{ m}^2/\text{g}$
pH	8,67 $\pm 0,13$
Teneur en eau	17,7% $\pm 5,6 \%$
Teneur en argile	0,81 $\pm 0,25 \%$
Teneur en chlorure	0,67 $\pm 0,15 \%$
Teneur en matière organique	2,69 $\pm 0,26 \%$
Morphologie	Morphologie disparate, grande densité, grande diversité de particules, de quelques $\mu\text{m}$ à 330 $\mu\text{m}$
Éléments minéraux principaux	Calcite ( $\text{CaCO}_3$ ), Quartz ( $\text{SiO}_2$ ) et muscovite ( $\text{KAl}_2(\text{AlSi}_3\text{O}_{10})(\text{OH},\text{F})_2$ )
Oxydes principaux	$\text{SiO}_2$ (52,84 %), $\text{Al}_2\text{O}_3$ (9,56%), $\text{Fe}_2\text{O}_3$ (3,15 %), $\text{CaO}$ (13,25 %), $\text{K}_2\text{O}$ (3,30 %), $\text{Na}_2\text{O}$ (1,48 %), $\text{MgO}$ (1,40%)

### FORMULATIONS DE BETON ORDINAIRE ET DE BETON AUTOPLAÇANT (BAP)

Le béton ordinaire (BO) visé dans cette étude doit avoir les propriétés adaptées au milieu marin immergé, soit une classe d'exposition XS2 et une classe de résistance C30/37 d'après la norme NF EN 206. La classe d'affaissement visée était la S4 (hauteur d'affaissement : entre 160 et 210 mm). Dans le cas du BAP, le béton visé doit respecter les critères de la classe d'exposition XS2 avec un étalement au cône d'Abrams supérieur à 550 mm.

Les constituants utilisés dans la confection des différents échantillons de béton (Tableau 2) sont les mêmes utilisés dans l'étude de (Hayek et al., 2023). Un liant composé de 50% de CEMI 52,5 N (Durabat® X-Trem : résiste aux eaux de mer et aux embruns marins) et 50% de laitier granulé de

haut-fourneau moulu (LHF, Ecocem), un sable lavé 0/4 (Languedoc Roussillon Matériaux, (LRM), un gravillon calcaire concassé 4/6,3, un gravillon calcaire concassé 6,3/14 (LRM), et un superplastifiant (SP) haut réducteur d'eau (Master Builders solutions).

Les formulations de béton présentées dans cette étude sont les formulations optimisées d'un béton ordinaire et d'un BAP intégrant en substitution du sable, 30% (m/m) des sédiments de Port-Camargue (PC) non traités. L'optimisation de la formulation ainsi que la justification de choix du pourcentage de substitution sont bien détaillées dans l'étude de (Hayek et al., 2023).

**TABLEAU 2. Les constituants en Kg d'un m<sup>3</sup> de béton incorporant ou non 30% des sédiments de PC.**

	BO témoin	BO 30% PC	BAP témoin	BAP 30% PC
Gravier 6,3/14	580,92	576,93	735,16	888,00
Gravillon 4/6,3	297,95	316,02	0,00	0,00
Sable 0/4	1022,20	652,45	998,48	619,47
Sédiments PC	0,00	279,62	0,00	265,49
Filler calcaire	0,00	0,00	110,00	50,00
CEMI 52,5 N	173,68	173,68	259,79	245,36
LHF	173,68	173,68	111,34	105,15
Eau	186,06	172,82	199,00	211,00
Rapport $E_{eff}/l$	0,50	0,50	0,50	0,50
SP1	0,00	0,00	0,72	3,40
SP2	0,66	6,6	0,00	0,00
% de SP	0,2 %	2 %	0,2 %	1 %
Volume de la pâte (L)	294,07	340,68	355,56	357,31
Rapport G/S	0,85	0,88	0,72	0,93

Les sédiments utilisés dans la formulation de différents bétons sont des sédiments humides avec un taux d'humidité qui s'élève à 10%. La quantité d'eau ajoutée a été calculée selon les coefficients d'absorption des graviers, gravillons, sables et sédiments qui s'élèvent respectivement à 0,7, 0,9, 1,4 et 8,3 %.

Dans le cas du béton ordinaire, l'ajout des sédiments contenant 51% des particules fines (<100 $\mu$ m) a provoqué une augmentation du volume de la pâte (Tableau 2 : 340,68 L/m<sup>3</sup> contre 294,07 L/m<sup>3</sup> pour le BO témoin).

#### CARACTERISATION DU BETON A L'ETAT FRAIS

Le test d'affaissement du béton ordinaire à l'état frais a été réalisé directement après le malaxage en suivant les recommandations de la norme NF EN 12350-2. En outre, l'ouvrabilité de BAP a été testée en utilisant l'essai d'étalement au cône d'Abrams à la suite et 30 minutes après le malaxage selon la norme NF EN 12350-8. En plus, la résistance à la ségrégation des BAP préparés a été testée

en utilisant le test d'essai de stabilité au tamis selon la norme NF EN 12350-11. En plus, dans le cas du béton ordinaire, le pourcentage d'air occlus a été quantifié en suivant les recommandations de la Norme NF EN 12350-7.

### CARACTERISATION DU BETON A L'ETAIT DURCI

La résistance à la compression a été mesurée à 1, 7, 28 et 90 jours selon la norme NF EN 12390-3.

La mesure de porosité accessible à l'eau et l'absorption d'eau a été réalisée à 28 jours selon les normes NF P18-459 et NF EN 13369 respectivement. Ces essais ont été réalisés seulement dans le cas du béton ordinaire. La caractérisation des BAP à l'état durci est en cours.

## III. RÉSULTATS ET DISCUSSION

### LE BETON ORDINAIRE

Les hauteurs d'affaissement ainsi que le pourcentage de SP ajouté pour le béton ordinaire témoin et le béton ordinaire contenant 30% des sédiments de PC sont mentionnés dans le tableau 3.

La hauteur d'affaissement visée dans cette étude était  $180 \text{ mm} \pm 20 \text{ mm}$  ce qui donne une classe d'affaissement de S4 selon EN 206-1. Le Tableau 3 montre que l'intégration de 30% des sédiments dans le béton entraîne une augmentation significative du pourcentage de SP nécessaire pour atteindre une ouvrabilité de S4. Ces résultats sont cohérents avec les études de (Hayek et al., 2023; Limeira et al., 2010). Il est à noter que le pourcentage d'un SP pourrait négativement impacter la viabilité économique et environnementale d'une voie de valorisation des sédiments marins dans le matériau béton (Soleimani et al., 2023).

**Tableau 3. Hauteur d'affaissement et pourcentage de SP des bétons ordinaires utilisés dans cette étude.**

	Hauteur d'affaissement	Pourcentage de SP
Béton ordinaire témoin	161 mm	0,2 %
Béton ordinaire 30% PC	165 mm	2 %

À l'état durci, l'utilisation de 30% de sédiments à la place du sable dans la fabrication de béton ordinaire ne présente aucun effet sur les propriétés mécaniques (résistance à la compression) et physique (porosité accessible à l'eau et taux d'absorption d'eau) testés à 28 jours de durcissement (Figure 1). Ces résultats sont cohérents avec l'étude de Moradi et Shahnoori (2021) qui ont montré que l'utilisation de sédiments marins en substitution de sable à un pourcentage inférieur à 35 % n'entraîne aucune détérioration des propriétés mécaniques des éprouvettes de béton (Moradi and Shahnoori, 2021).

En conclusion, l'utilisation de 30% des sédiments de PC à l'état brut en substitution de sable dans la production de béton marin (XS2, C30/37) n'affecte pas la durabilité potentielle et la durée de vie estimée du béton (AFGC, 2004).

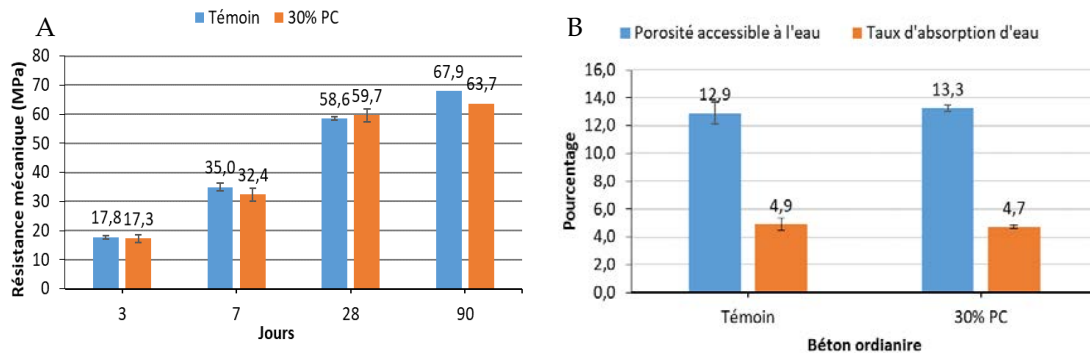


Figure 1. Effet des sédiments sur les propriétés à l'état durci de béton ordinaire utilisé dans cette étude.

### LE BETON AUTOPLACANT

L'effet d'utilisation de 30% des sédiments de PC à l'état brut en substitution de sable sur les propriétés de BAP à l'état frais est présenté dans le Tableau 4. Les résultats montrent que le BAP 30% PC présente les mêmes propriétés que le BAP témoin à l'état frais. Le pourcentage de SP requis pour atteindre un étalement de BAP était de l'ordre de 1% dans le cas de BAP 30% PC. Les deux bétons respectent les critères d'étalement pour un BAP et ont une stabilité au tamis (% de laitance) plus petite que 15 %, ce qui indique un taux de ségrégation faible (AFGC, 2008). Le BAP intégrant des sédiments de PC a donc la même stabilité que le BAP témoin à l'état frais et ne nécessite pas une utilisation excessive (un taux plus grand que 2%) de SP.

Tableau 4. Effet des sédiments sur les propriétés de BAP à l'état frais.

	BAP témoin	BAP 30% PC
% de SP	0,2 %	1 %
Diamètre d'étalement (à la suite de gâchage)	72,5 ± 0,71 cm (SF2)	64,5 ± 0,71 cm (SF1)
Diamètre d'étalement (30 minutes après gâchage)	61,5 ± 0,71 cm (SF1)	62,5 ± 0,71 (SF1)
T500mm (à la suite de gâchage)	1,2 secondes	2,4secondes
T500mm (30 minutes après gâchage)	4,2 secondes	3,0 secondes
% de laitance	4,9 % (SR2)	7,3 % (SR2)

À l'état durci, aucune différence significative au niveau de la résistance à la compression n'a été observée entre le BAP témoin et le BAP 30% PC. De plus, les deux bétons respectent les critères de résistance mécanique à 28 jours (> 38 MPa) d'un béton marin XS2, C30/37. L'utilisation de 30% des sédiments de PC à l'état brut en substitution de sable est alors possible dans la fabrication de BAP sans avoir un effet négatif sur les propriétés de béton à l'état frais et durci.



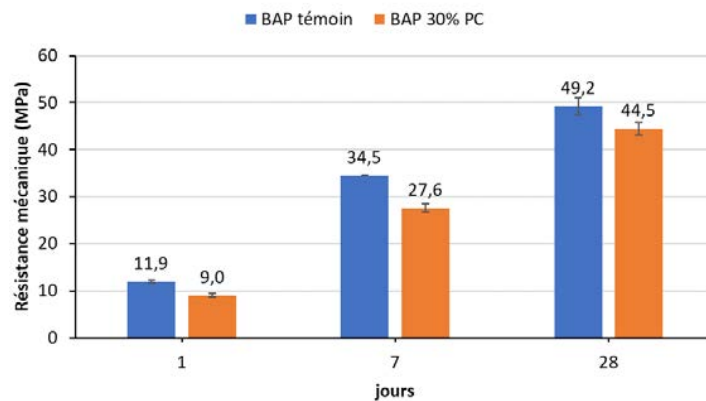


Figure 2. Effet des sédiments sur la résistance mécanique de BAP.

## DISCUSSION

Les études concernant l'utilisation des sédiments marins fins en substitution du sable dans la fabrication de béton restent peu nombreuses par rapport à celles concernant la valorisation de ces sédiments en tant qu'addition minérale après un traitement thermique. En plus, il est constaté que les résultats d'intégration des sédiments dans le matériau béton en tant que substituant de sable sont parfois contradictoires et dépendent fortement des propriétés physico-chimiques des sédiments utilisés. Dans cette présente étude, il a été montré que la substitution de 30% de sable par des sédiments marins fins de Port-Camargue (utilisés à l'état brut) dans la fabrication de béton ordinaire et de béton autoplaçant n'affecte pas les propriétés de béton à l'état frais et durci. En outre, ElMoueden et al., (2022) ont trouvé que la substitution de sable par 15, 30 et 50 % des sédiments marins entraîne une augmentation de la résistance à la compression et de la densité des échantillons de béton mousse (Elmoueden et al., 2022). Moradi et Shahnoori (2021) ont montré que le remplacement du sable par des sédiments marins à un pourcentage inférieur à 25 % augmente la résistance à la compression et diminue l'absorption et la perméabilité à l'eau des éprouvettes de béton compacté au rouleau. Au contraire, un pourcentage de sédiments marins plus grand que 35 % entraîne une détérioration des propriétés mécaniques des éprouvettes de béton (Moradi and Shahnoori, 2021). Ben Allal et al., (2011) ont montré que l'utilisation de 20% de sédiments marins bruts en remplacement du sable entraîne une diminution de 30% de la résistance à la compression des éprouvettes de mortier (Allal et al., 2011). Hayek et al., (2023) ont montré que l'intégration des sédiments marins à l'état brut en substitution de sable à un pourcentage plus grand que 30% entraîne une dégradation des propriétés mécaniques et affecte la durabilité potentielle d'une structure en béton (Hayek et al., 2023).

Dans la plupart des cas, la dégradation des propriétés de béton intégrant des sédiments de dragage à l'état frais et durci est justifiée par les caractéristiques physico-chimiques des sédiments de dragage. En effet, les sédiments sont principalement composés d'eau, de sels, de particules fines, de polluants organiques (tributylétain, biphenyles polychlorés, hydrocarbures aromatiques polycycliques...), et inorganiques (métaux lourds : mercure, cadmium, arsenic, chrome...) (Agostini et al., 2007; Rozière et al., 2015; Wang et al., 2022). Il a été montré que les sels et les polluants peuvent affecter les caractéristiques et les propriétés (réaction d'hydratation du ciment, développement de la résistance mécanique...etc.) des bétons intégrant des sédiments (Amar et al.,

2021). Pour cette raison, Kazi Aoual-Benslafa et al. (2014), ont montré que l'utilisation des sédiments marins comme un substituant de sable dans la production de béton nécessite d'abord un traitement (diminuer la teneur en eau de mer et en sel) afin de ne pas impacter les propriétés de béton à l'état frais et durci (Kazi Aoual-Benslafa et al., 2014).

#### IV. CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Avec le grand volume de sédiments marins dragués chaque année, la demande croissante de matériaux de construction et l'épuisement de ressources en sable, le développement d'un nouveau type de matériaux de construction en utilisant les sédiments dragués comme un substituant de sable présente un avantage à la fois économique et environnemental. L'objectif de cette étude était de fabriquer des bétons écoconçus (ordinaire ou autoplaçant) qui associent des liants à teneur en clinker réduite (CEM III) à des sables fillerisés aux sédiments marins (30% m/m) pour une application dans le milieu marin (immergé), soit une classe d'exposition XS2 et une classe de résistance C30/37 d'après la norme NF EN 206. Les résultats obtenus dans cette étude montrent que la substitution de 30% de sable par des sédiments marins fins de Port-Camargue dans la fabrication de béton ordinaire et de béton autoplaçant n'affecte pas les propriétés de béton à l'état frais et durci. Des recherches supplémentaires sont nécessaires afin de (i) évaluer la viabilité de cette voie de valorisation en termes d'économie et d'environnement en utilisant l'analyse du cycle de vie (ACV) et l'évaluation des coûts du cycle de vie (ACCV) (Soleimani et al., 2023), (ii) quantifier la quantité de chlorure libre ainsi que la vitesse de diffusion de chlorure dans des conditions réelles d'immersion dans l'eau de mer (essai en cours), (iii) tester la durabilité de ces bétons dans les conditions réelles d'immersion dans l'eau de mer, (iv) Evaluer l'effet d'intégration des sédiments dans le béton sur la biodiversité sous-marine en suivant dans l'eau de mer la biocolonisation de ces bétons.

#### REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient l'Union Européenne, la Région Occitanie, la Préfecture de la Région Occitanie pour le portage financier de ce projet. Ils remercient Ad-OCC pour son accompagnement. Ils remercient les personnels des ports de Port Camargue et de Pérols et en particulier Yan Roux et Willy Paramé pour leur Accueil et leur bienveillance. Ils remercient également les partenaires du projet Eurovia et DTE, LRM, HSM, Microbie Environnement et LIB Industries pour le travail collaboratif et riche qui est mené dans le cadre de cette étude et de ce projet. Les auteurs remercient en fin Florian Stratta, Florent Lavorel, Thomas Wattez, Victor Beauvie ainsi que les étudiants Amélie, Emeric, Enguerrand, Léna, Omar, Paul, et Tom pour leurs implications dans ce travail.

#### REFERENCES

- AFGC, 2008. Recommandations pour l'emploi des Bétons Auto-Plaçants.
- AFGC, 2004. - Maîtrise de la durabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures et de l'alcali-réaction - Etat de l'art et guide pour la mise en œuvre d'une approche performantielle et prédictive sur la base d'indicateurs de durabilité.

- Agostini, F., Skoczylas, F., Lafhaj, Z., 2007. About a possible valorisation in cementitious materials of polluted sediments after treatment. *Cem. Concr. Compos.* 29, 270–278. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2006.11.012>
- Al-Harthy, A.S., Halim, M.A., Taha, R., Al-Jabri, K.S., 2007. The properties of concrete made with fine dune sand. *Constr. Build. Mater.* 21, 1803–1808. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2006.05.053>
- Allal, L. BEN, Ammarri, M., Frar, I., Azmani, A., Belmokhtar, N.E., 2011. Caractérisation et valorisation des sédiments de dragage des ports de Tanger et Larache (Maroc). *Rev. Paralia* 4, 5.1-5.13. <https://doi.org/10.5150/REVUE-PARALIA.2011.005>
- Amar, M., Benzerzour, M., Kleib, J., Abriak, N.E., 2021. From dredged sediment to supplementary cementitious material: characterization, treatment, and reuse. *Int. J. Sediment Res.* <https://doi.org/10.1016/j.ijsrc.2020.06.002>
- Benhalilou, M.I., Belachia, M., Houari, H., Abdelouahed, A., 2020. The Study of the Characteristics of Sand Concrete Based on Marble Waste Sand. *Civ. Environ. Eng. Reports* 30, 130–144. <https://doi.org/10.2478/CEER-2020-0010>
- Dang, T.A., Kamali-Bernard, S., Prince, W.A., 2013. Design of new blended cement based on marine dredged sediment. *Constr. Build. Mater.* 41, 602–611. <https://doi.org/10.1016/J.CONBUILDMAT.2012.11.088>
- Elmoueden, H., Amar, M., Zambon, A., Benzerzour, M., Abriak, N.-E., 2022. The Use of Dredged Marine Sediment in the Formulation of Air-Foam Concrete. *Waste and Biomass Valorization* 13, 2591–2607. <https://doi.org/10.1007/s12649-021-01650-4>
- Ez-zaki, H., Diouri, A., 2018. Microstructural and physicomechanical properties of mortars-based dredged sediment. *Asian J. Civ. Eng.* 2018 20, 9–19. <https://doi.org/10.1007/S42107-018-0084-6>
- Hadj Sadok, R., Belas, N., Tahlaiti, M., Mazouzi, R., 2021. Reusing calcined sediments from Chorfa II dam as partial replacement of cement for sustainable mortar production. *J. Build. Eng.* 40, 102273. <https://doi.org/10.1016/J.JOBE.2021.102273>
- Hayek, M., Soleimani, T., Salgues, M., El Bitouri, Y., Souche, J.-C., Garcia-Diaz, E., 2022. La possibilité de valorisation des sédiments marins fins dans le matériau béton, in: *NOMAD 2022 - 4e Conférence Internationale Francophone Nouveaux Matériaux et Durabilité, IMT Mines Alès; LMGC; LIFAM, Nov 2022, Montpellier, France.*
- Hayek, M., Soleimani, T., Salgues, M., Souche, J.-C., Garcia-Diaz, E., 2023. Valorization of uncontaminated dredged marine sediment through sand substitution in marine grade concrete. *Eur. J. Environ. Civ. Eng.* 1–18. <https://doi.org/10.1080/19648189.2023.2168765>
- Henry Sonna, O., Evelyn, U., Joseph Edewor, A., Francis Chuks, A., 2022. Sand Mining: Economic gains, Environmental Ethics, and Policy Implications. *African J. Econ. Sustain. Dev.* 5, 119–138. [https://doi.org/10.52589/ajesd\\_ojmi5dwd](https://doi.org/10.52589/ajesd_ojmi5dwd)
- Kaufmann, J., 2020. Evaluation of the combination of desert sand and calcium sulfoaluminate cement for the production of concrete. *Constr. Build. Mater.* 243, 118281. <https://doi.org/10.1016/J.CONBUILDMAT.2020.118281>
- Kazi Aoual-Benslafa, F., Kerdal, D., Mekerta, B., Semcha, A., 2014. The Use of Dredged Sediments as Sand in the Mortars for Tunnel Lining and for Environmental Protection. *Arab. J. Sci. Eng.* 39, 2483–2493. <https://doi.org/10.1007/s13369-013-0805-9>
- Khatib, J.M., 2005. Properties of concrete incorporating fine recycled aggregate. *Cem. Concr. Res.*

- 35, 763–769. <https://doi.org/10.1016/J.CEMCONRES.2004.06.017>
- Limeira, J., Agullo, L., Etxeberria, M., 2010. Dredged marine sand in concrete: An experimental section of a harbor pavement. *Constr. Build. Mater.* <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2009.12.011>
- Mardani-Aghabaglou, A., Tuyan, M., Ramyar, K., 2015. Mechanical and durability performance of concrete incorporating fine recycled concrete and glass aggregates. *Mater. Struct. Constr.* 48, 2629–2640. <https://doi.org/10.1617/S11527-014-0342-3/FIGURES/14>
- Moradi, S., Shahnoori, S., 2021. Eco-friendly mix for Roller-Compacted Concrete: Effects of Persian-Gulf-Dredged marine sand on durability and resistance parameters of concrete. *Constr. Build. Mater.* 281. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.122555>
- Peduzzi, P., 2014. Sand, Rarer than One Thinks: UNEP Global Environmental Alert Service (GEAS) - March 2014 [WWW Document]. UNEP Rep. URL <https://wedocs.unep.org/handle/20.500.11822/8665> (accessed 7.7.22).
- Pushkar, S., 2019. Life-cycle assessment of the substitution of sand with coal bottom ash in concrete: Two concrete design methods. *Appl. Sci.* 9. <https://doi.org/10.3390/app9173620>
- Rozière, E., Samara, M., Loukili, A., Damidot, D., 2015. Valorisation of sediments in self-consolidating concrete: Mix-design and microstructure. *Constr. Build. Mater.* 81, 1–10. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.01.080>
- Soleimani, T., Hayek, M., Junqua, G., Salgues, M., Souche, J.-C., 2023. Environmental, economic and experimental assessment of the valorization of dredged sediment through sand substitution in concrete. *Sci. Total Environ.* 858, 159980. <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2022.159980>
- Van Bunderen, C., Snellings, R., Vandewalle, L., Cizer, Ö., 2019. Early-age hydration and autogenous deformation of cement paste containing flash calcined dredging sediments. *Constr. Build. Mater.* 200, 104–115. <https://doi.org/10.1016/J.CONBUILDMAT.2018.12.090>
- Wang, Q., Li, J. shan, Xue, Q., Poon, C.S., 2022. Immobilization and recycling of contaminated marine sediments in cement-based materials incorporating iron-biochar composites. *J. Hazard. Mater.* 435, 128971. <https://doi.org/10.1016/j.jhazmat.2022.128971>
- Zeghichi, L., Benghazi, Z., Baali, L., 2014. The Effect of the Kind of Sands and Additions on the Mechanical Behaviour of S.C.C. *Phys. Procedia* 55, 485–492. <https://doi.org/10.1016/J.PHPRO.2014.07.070>

# Dredged sediments calcination: Is it worth it?

Mohammad ALMOKDAD <sup>1,2</sup>, Rachid ZENTAR <sup>1,2</sup>

<sup>1</sup>IMT Nord Europe, Institut Mines Télécom, Center of Materials and Processes, Lille, France

<sup>2</sup>Univ. Lille, Institut Mines-Télécom, Univ. Artois, Junia, ULR - LGCgE – Laboratoire de Génie Civil et géo-Environnement, F-59000 Lille, France

Corresponding author: Mohammad ALMOKDAD (e-mail: mohammad.almokdad@imt-nord-europe.fr)

## RESUME

Portland cement production is one of the significant contributors to CO<sub>2</sub> emissions in the construction sector. To meet the high market demand in construction, the cement industries face this issue by increasing the rate of waste incorporation. The use of waste materials as a partial Portland cement replacement has been highly encouraged in this decade and is always presented as an innovative solution for the current climate change problem. Dredged sediments are one of these wastes in France, which is proposed as an eco-friendly substitute for Portland cement after calcination. This alternative choice to avoid conventional production does not mean that it is more sustainable. Based on sustainability goals, a carbon footprint (CFP) assessment was conducted to evaluate the sediments' sustainability as cementitious materials. Therefore, the carbon footprints of the various scenarios were assessed, including the parameters that affect this alternative proposal.

**Mots-clefs** Carbon Footprint, Dredged Sediments, Eco-Binder, Flash Calcination.

## I. INTRODUCTION

Cement's workability, fair economic value, and diverse popular uses made it one of the most consumed anthropogenic building materials. (Hanzic and Ho, 2017). This essential material has become an elementary element for any starting or rehabilitation project, it is used for buildings, roads, industries, towers, skyscrapers, bridges, tunnels, and others. However, Ordinary Portland Cement (OPC) contributes to 8% of the global carbon footprint. With greater than four billion tonnes of annual production as reported in the "Chatham House" report (Lehne and Preston, 2018), and accounting for 2.7 billion tons of CO<sub>2</sub> annually (ScienceDaily, 2021). Following urban expansion and sustainability needs, fulfilling this high substantial need promote the incorporation of different wastes in the cement matrix, other than the different raw materials worldwide. Wastes such as slags, fly ashes, silica fumes, rice husk ash, tires, glass, or even dredged minerals have all been used as supplementary cementitious material after specific processes.

Dredged sediments are estimated to have an annual volume of approximately 40 to 50 million m<sup>3</sup> in France (Hayet et al., 2017) and the UK (Ausden et al., 2018). In Europe, the estimated annual

volume of dredged sediments is reported to be around 200 million m<sup>3</sup> (SEDNET, 2004). The regulations classify these materials as waste as they are moved from their natural environment providing better navigation in ports and channels (Directive 2008/98/EC). But in the order of June 4, 2021 (Arrêté du 4 juin 2021) a specific criterion has been established, that sets out their waste status removal under some environmental requirements. Sediments have been found to have numerous applications in construction, including concrete matrix (Achour et al., 2019), embankments and backfill (Mkahal et al., 2021), road construction (Zentar et al., 2021), sound insulation foamed concrete (Kou et al., 2022), and 3D concrete printing (Daher et al., 2022). More recently, they have been used as supplementary cementitious materials providing a partial substitute for OPC (Amar et al., 2021; Hadj Sadok et al., 2021).

Sediments' calcination and mainly flash calcination is the main recent process used (Hanein et al., 2021) for its chemical activation with other steps for upgrading it as supplementary cementitious materials (Amar et al., 2021). To assess the environmental performance of these processes, a CFP can evaluate the climate change potentials beyond this substitution considering various environmental problems (Zentar and Almokdad, 2022). Carbon footprint is one of the main issues for human concerns, it is used to characterize the greenhouse potentials from the assessed system and represented as the equivalence CO<sub>2</sub> kg (Almokdad and Zentar, 2022), this study will concern the carbon footprint of the partially substituted cement by raw dredged sediments (RS) and by the flash calcined sediments (FCS).

## II. Materials and methods

### A. Materials

The materials used in this study were obtained from a previous research (Amar et al., 2022). The physical properties of these materials are presented in Table 1.

**Table 1. Materials' Physical Properties**

Materials	Cement (CEM I 52.5 N)	Raw Sediment (RS)	Flash Calcined Sediment (FCS)
Density (g/cm <sup>3</sup> )	3.15	2.48	2.65
Blaine (cm <sup>2</sup> /g)	3669	10,093	4106
BET (cm <sup>2</sup> /g)	9194	86,207	59,930
LOI (%)	1.9	9.92	1.7

### *B. Carbon footprint Assessment*

In CFP studies, the only concern is the Greenhouse CPF characterized with CO<sub>2</sub> equivalence (NF EN ISO 14067). In this study, the IPCC (Intergovernmental Panel on Climate Change) 2013 impact method was used for the CFP assessment. Which is a widely recognized and commonly used approach for assessing climate change impacts of products and processes (IPCC, 2023). This CFP study is based on the previous research conducted on partial cement substitution with RS and FCS (Amar et al., 2022). Thus all the substitution ratios and compressive strength results were taken from this study (Amar et al., 2022). Then all the processes data were collected as explained in the inventory section below (section II-C).

### *C. Goal and Scope*

The goal of the CFP was to evaluate the impacts related to eco-binder production based on dredged sediments, either by the partial substitution of OPC by RS or by FCS. The functional unit for which the two scenarios were compared, was the production of 1 Ton of Cement equivalent to CEM I 52.5 N compressive strength. This qualification and quantification provide the appropriate comparison between both scenarios as a lot of authors have mistaken between analyzing different scenarios' impacts and comparing them in a carbon footprint study. CFP studies should always have a clear functional unit, for relating the system potentials to the different stages or parts of the studied system or to be able to fairly compare between different scenarios.

The CFP was conducted from cradle to gate according to the attributional cut-off by classification approach. The geographical scope of the CFP was limited to French conditions, and the location was restricted to the Dunkerque area due to the availability of cement production sites in the marine area. The studied sediments were dredged from the area of Dunkerque port.

### *D. Studied Scenarios*

This study examines two primary scenarios, each compared to a reference scenario of ordinary Portland cement (OPC) production. The first scenario involves transportation, pretreatment, and direct incorporation of sediments into the cement matrix without calcination. The second scenario involves transportation, pretreatment, calcination, and then incorporation into the cement matrix. It is important to note that the dredging of sediments and the subsequent dehydration process were excluded from the CFP assessment in both scenarios. This is because the authorities are required to dredge and dehydrate these sediments annually, regardless of whether they are used in cement production or not. The dredging of sediments is done to improve the marine environment and enhance marine navigation.

The study presents a comprehensive analysis of the carbon footprint associated with utilizing sediment in cement production, taking into account various scenarios and processes. The system boundaries for the study include the transportation of dredged sediments from the dehydration basins to the cement production plant, covering a distance of 8 kilometers from the Dunkerque dehydration basins to the cement production site.

Following transportation, the sediments undergo pretreatment, which involves: drying, crushing, and grinding of the material. The dredged sediments are then either used as raw sediment (RS) in

the cement matrix for scenario II, or chemically activated through flash calcination and used as FCS in cement for scenario I.

To better illustrate the studied scenarios and system boundaries, a visual representation is provided in Figure 1. Overall, this study offers valuable insights into the carbon footprint of sediment usage in cement production, and its findings can inform sustainable practices within the industry.

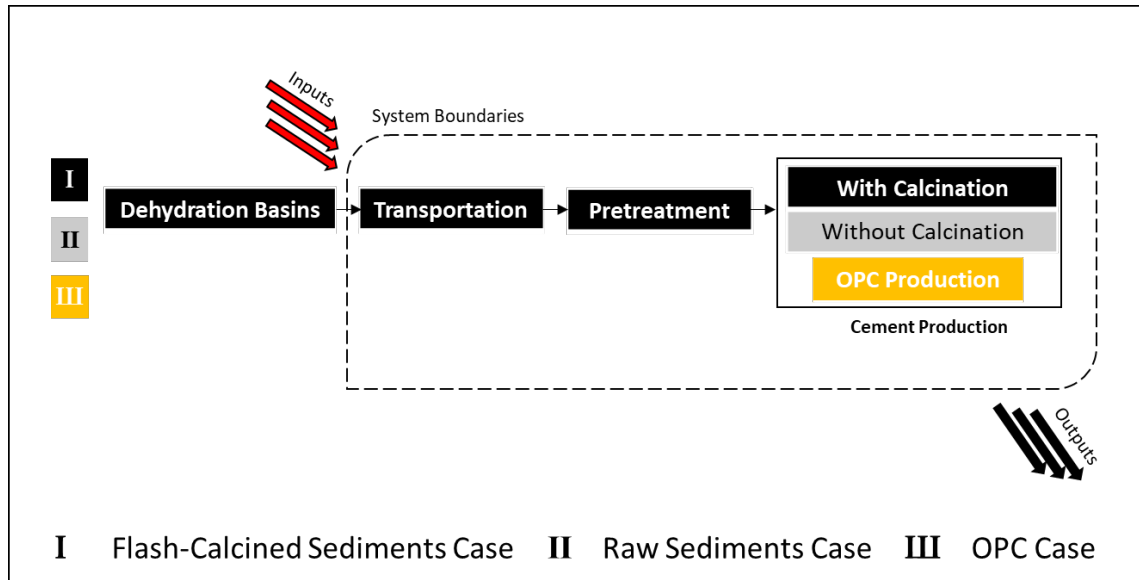


Figure 1. Studied Scenarios & System Boundaries

E. Study Inventory

In this study, the primary process data was obtained from the scientific literature as well as from some measurements and the background data were selected from the available processes in Ecoinvent 3.7.1 database and accessed via the SimaPro LCA software. The inventory relies on French and European databases (Table 2).

Table 2. Life Cycle Inventory

Main Processes	Modeled Process	Amount	Unit	Source
Transportation	Transport, freight, lorry 16-32 metric ton, EURO5, RER	0.49/0.98	Ton. km	Ecoinvent Database
Pretreatment	Electricity France	240	MJ/Ton	(LCPC, 2010)
Flash Calcination	Fuel oil	44	L/Ton	(Salvador and Pons, 2000)
	Electricity France, Ecoinvent	69	kWh/Ton	
OPC Production	Portland Cement (CEM I) in Europe	0.9/0.95/1	Ton	Ecoinvent Database



### III. Results and Discussion

The assessment results are represented as an aggregated carbon footprint of all processes in the different scenarios. The carbon footprint chart flow of cement with different substitution rates of RS and FCS is represented in Figure 2. These networks determine the processes with the highest contributions. For cement with RS, it is clear that the potentials of sediments transportation and pretreatment in the marine areas is almost negligible with respect to the OPC production process as it constitutes the largest mass 95% of the mass. Consequently, the increase in the substituted mass will induce additional environmental impacts. The same increasing potentials were obtained for cement with FCS substitution for higher substitution. However, the flash calcination induces approximately 0.9% and 1.9% of the total impacts for FCS cement with 5% and 10% of OPC substitution respectively. These results can show the importance of impacts from the flash calcination that slightly increase with a value of 1% for each 5% of the substituted mass relative to the FCS cement (Figure 2).

Recent studies have demonstrated the significant potential for reducing CFP through the use of clay and dredged sediments in cement production. One study (Sadok et al., 2019) revealed that calcination processes of sediments result in 246 kg of CO<sub>2</sub> emissions per ton of sediment. Another study (Arruda Junior et al., 2023) showed that the use of limestone calcined clay cement (LC<sup>3</sup>) can lead to up to 38% less CO<sub>2</sub> emissions compared to ordinary portland cement, with emissions ranging between 520 and 415 kg CO<sub>2</sub>/ton of cement.

The results obtained from cement based on RS and FCS have shown that the increase in the substitution rate of RS or FCS in both scenarios leads to a decrease in the overall CFP. The CFP reduction with respect to OPC was about 4.9% and 9.8% for cement with RS and about 4% and 8% for cement with FCS for the substitution of 5% and 10 % of OPC respectively.

The results of a recent study by (Hadj Sadok et al., 2022) align with this finding, showing that the inclusion of calcined dredged sediments in cement, mortar, and paste led to a reduction in carbon footprint. Specifically, the study found that substituting 5% and 15% of calcined sediments in cement resulted in a reduction of 3.6% and 10.7% of CFP, respectively.

Therefore, for both scenarios, the incorporation of dredged sediments into the cement matrix has demonstrated a notable reduction in CFP, with increasing reduction rates as incorporation rates increase. Overall, these findings highlight the potential for using dredged sediments as a sustainable and environmentally friendly solution for reducing CFP in cement production.

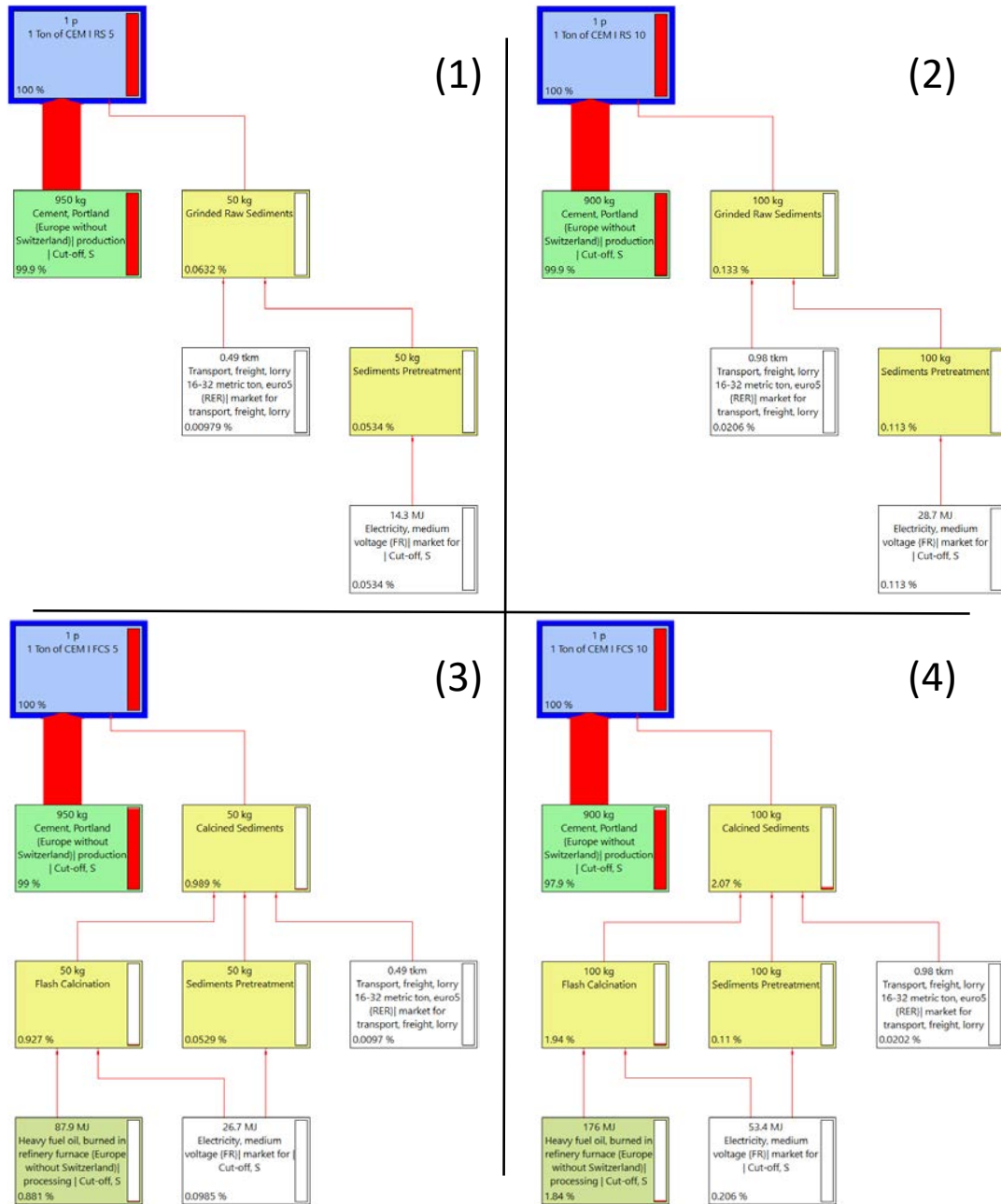
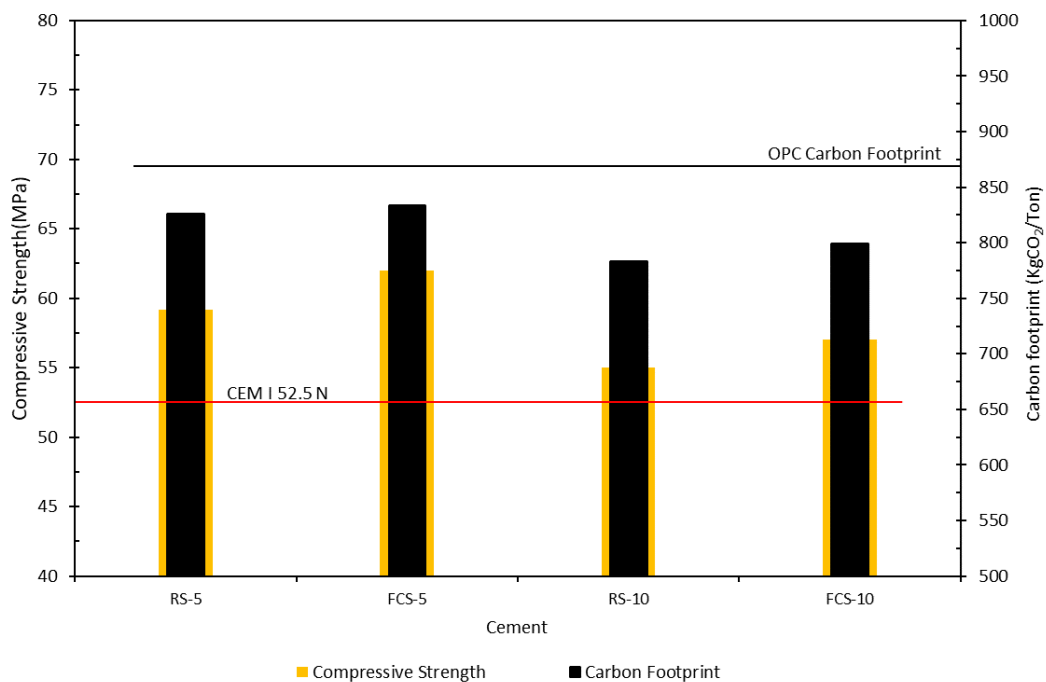


Figure 2. CFP Network Flows for cement with 5% RS(1) and 10% RS (2), and for cement with 5%FCS(3) and 10% FCS(4)

All these four cement compositions have shown their high compressive strength with respect to the OPC CEM I 52.5 (Amar et al., 2022) and all of them showed a lower CFP value (Figure 3). Hereafter, the target of waste management can help the decision-makers to identify their priorities in terms of sustainable decisions (Hauschild et al., 2018). For example, if the target was to valorize the highest quantity of sediments with the lowest impacts on the CFP, then the choice can be to select RS10 which is the most CFP reduction scenario that also achieves the CEM I compressive strength. However, if the target was to replace a certain type of cement that has high compressive strength and high CFP then incorporating FCS with 5% can be the most convenient choice.

Several studies have highlighted the importance of considering the limitations of sediment substitution in concrete, as it can significantly impact its performance. For instance, (Beddaa et al., 2022) investigated the use of sediments as a substitute for cement, limiting the ratio to 10% of the cement volume. Their findings indicate that this approach has minimal effects on concrete properties, with only a slight reduction in compressive strength, while also resulting in a reduction of almost 10% in CO<sub>2</sub> emissions compared to normal concrete. This research is part of a broader effort to promote sustainability in the cement and concrete industry, while addressing the challenges posed by CO<sub>2</sub> emissions and the limited substitution rate of sediments. Finally, the importance of the CFP assessment is not a matter of reducing CO<sub>2</sub> more than usual, but its concerns the maximum possible reduction that can be obtained on the level of CFP. That can be achieved with the CFP studies at the level of the construction economy demand.



**Figure 3.** Compressive strength values (Amar et al., 2022) and Carbon footprint of cement based on RS and FCS

#### IV. Conclusions and perspectives

Valorization of the different wastes in the cement production industry reduces the carbon footprint of ordinary Portland cement production. Meanwhile, this value of reduction is related to several parameters that may affect its validity. Transportation distance, Dredging places, and others. All these factors are very important in terms of having huge impacts on the level of cement production.

In conclusion, the carbon footprint assessment of partially substituted cement by raw dredged sediments (RS) and flash calcined sediments (FCS) highlights the following key points:

- The carbon footprint chart flow of cement with different substitution rates of RS and FCS shows the processes with the highest contributions.
- The incorporation of dredged sediments into the cement matrix leads to a notable reduction in CFP, with increasing reduction rates as incorporation rates increase.
- Sediment substitution can significantly impact the performance of mortar, but limiting the ratio of the cement volume may help in choosing sustainable choices taking into consideration sediments incorporation effect on mortar properties while also reducing CO<sub>2</sub> emissions compared to normal practice.
- The conducted CFP assessment has shown that both scenarios of using RS or FCS are providing a CFP potential reduction with 5 to 10 % of OPC conventional production CFP.
- RS cement with 5 to 10 % shows a lower impact than FCS as FCS requires an additional process.
- Using dredged sediments with their small finesses directly after only drying and grinding is more beneficial than using FCS cement for a substitute of 5 to 10% of the CEM I 52.5 cement.
- The choice of the most convenient scenario for sediments management depends on the target of the decision-makers in terms of sustainable decisions.
- CFP assessment is crucial for achieving the maximum possible reduction in CO<sub>2</sub> emissions at the level of construction economy demand.

Overall, the findings suggest that using dredged sediments as a sustainable and environmentally friendly solution for reducing CFP in cement production can contribute to promoting sustainability in the cement and concrete industry while addressing the challenges posed by CO<sub>2</sub> emissions and the limited substitution rate of sediments.

#### V. Acknowledgment

The authors would like to thank Les Hauts de France region, I-SITE foundation (INITIATIVE SCIENCE - INNOVATION - TERRITOIRES ECONOMIE, UNIVERSITE LILLE NORD EUROPE), and the Industrial Chair ECOSED DIGITAL 4.0 -IMT NORD EUROPE for their financial support.

## REFERENCES

- Achour, R., Zentar, R., Abriak, N.-E., Rivard, P., Gregoire, P., 2019. Durability study of concrete incorporating dredged sediments. *Case Studies in Construction Materials* 11, e00244. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2019.e00244>
- Almokdad, M., Zentar, R., 2022. Carbon footprint of dredged sediments and virgin aggregates in a road case study. *Academic Journal of Civil Engineering* 40, 152–156. <https://doi.org/10.26168/ajce.40.1.38>
- Amar, M., Benzerzour, M., Abriak, N.-E., 2022. Designing Efficient Flash-Calcined Sediment-Based Ecobinders. *Materials* 15, 7107. <https://doi.org/10.3390/ma15207107>
- Amar, M., Benzerzour, M., Kleib, J., Abriak, N.-E., 2021. From dredged sediment to supplementary cementitious material: characterization, treatment, and reuse. *International Journal of Sediment Research* 36, 92–109. <https://doi.org/10.1016/j.ijsrc.2020.06.002>
- Arrêté du 4 juin 2021 fixant les critères de sortie du statut de déchet pour les terres excavées et sédiments ayant fait l'objet d'une préparation en vue d'une utilisation en génie civil ou en aménagement - Légifrance, n.d.
- Arruda Junior, E.S., de Sales Braga, N.T., Barata, M.S., 2023. Life cycle assessment to produce LC3 cements with kaolinitic waste from the Amazon region, Brazil. *Case Studies in Construction Materials* 18, e01729. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2022.e01729>
- Ausden, M., Dixon, M., Lock, L., Miles, R., Richardson, N., Scott, C., 2018. SEA Change in the Beneficial Use of Dredged Sediment (Technical Report). Royal Society for the Protection of Birds.
- Beddaa, H., Ben Fraj, A., Lavergne, F., Torrenti, J.-M., 2022. Reuse of Untreated Fine Sediments as Filler: Is It More Beneficial than Incorporating Them as Sand? *Buildings* 12, 211. <https://doi.org/10.3390/buildings12020211>
- Daher, J., Kleib, J., Benzerzour, M., Abriak, N.-E., Aouad, G., 2022. Recycling of Flash-Calcined Dredged Sediment for Concrete 3D Printing. *BUILDINGS-BASEL* 12, 1400. <https://doi.org/10.3390/buildings12091400>
- Directive 2008/98/EC, 2008. Directive 2008/98/EC of the European Parliament and of the Council of 19 November 2008 on waste and repealing certain Directives (Text with EEA relevance).
- Hadj Sadok, R., Belas Belaribi, N., Mazouzi, R., Hadj Sadok, F., 2022. Life cycle assessment of cementitious materials based on calcined sediments from Chorfa II dam for low carbon binders as sustainable building materials. *Science of The Total Environment* 826, 154077. <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2022.154077>
- Hadj Sadok, R., Maherzi, W., Benzerzour, M., Lord, R., Torrance, K., Zambon, A., Abriak, N.-E., 2021. Mechanical Properties and Microstructure of Low Carbon Binders Manufactured from Calcined Canal Sediments and Ground Granulated Blast Furnace Slag (GGBS). *Sustainability* 13, 9057. <https://doi.org/10.3390/su13169057>
- Hanein, T., Thienel, K.-C., Zunino, F., Marsh, A.T.M., Maier, M., Wang, B., Canut, M., Juenger, M.C.G., Ben Haha, M., Avet, F., Parashar, A., Al-Jaberi, L.A., Almenares-Reyes, R.S., Alujas-Diaz, A., Scrivener, K.L., Bernal, S.A., Provis, J.L., Sui, T., Bishnoi, S., Martirena-Hernández, F., 2021. Clay calcination technology: state-of-the-art review by the RILEM TC 282-CCL. *Mater Struct* 55, 3. <https://doi.org/10.1617/s11527-021-01807-6>
- Hanzic, L., Ho, J.C.M., 2017. Multi-sized fillers to improve strength and flowability of concrete. *Advances in Cement Research* 29, 112–124. <https://doi.org/10.1680/jadcr.16.00100>

- Hauschild, M.Z., Rosenbaum, R.K., Olsen, S.I. (Eds.), 2018. *Life Cycle Assessment*. Springer International Publishing, Cham. <https://doi.org/10.1007/978-3-319-56475-3>
- Hayet, A., Deram, A., Bohain, D., 2017. Impacts écologiques de sédiments pollués extraits et déposés en milieux terrestres. Etat des connaissances et évaluation des risques pour les écosystèmes.
- IPCC, 2023. IPCC – Intergovernmental Panel on Climate Change. URL <https://www.ipcc.ch/>
- Kou, R., Guo, M.-Z., Shi, Y., Mei, M., Jiang, L., Chu, H., Zhang, Y., Shen, H., Xue, L., 2022. Sound-insulation and photocatalytic foamed concrete prepared with dredged sediment. *Journal of Cleaner Production* 356, 131902. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2022.131902>
- LCPC, 2010. Evaluation environnementale d'un procédé de fabrication de Métakaolin (calcination flash) (convention Argéco-LCPC No. 13L09291). Laboratoire central des ponts et chaussées LCPC, Nnates, France.
- Lehne, J., Preston, F., 2018. *Making Concrete Change: Innovation in Low-carbon Cement and Concrete*.
- Mkahal, Z., Mamindy-Pajany, Y., Maherzii, W., Abriak, N.-E., 2021. Recycling of Mineral Solid Wastes in Backfill Road Materials: Technical and Environmental Investigations. *Waste Biomass Valor.* <https://doi.org/10.1007/s12649-021-01544-5>
- NF EN ISO 14067, 2018. NF EN ISO 14067 - Greenhouse gases - Carbon footprint of products - Requirements and guidelines for quantification.
- Sadok, R.H., Tahlaiti, M., Belas, N., Mazouzi, R., 2019. Environmental life cycle assessment of industrialization process of calcined dredged sediments. *Journal of Materials and Engineering Structures « JMES »* 6, 25–37.
- Salvador, S., Pons, O., 2000. A semi-mobile flash dryer/calcliner unit to manufacture pozzolana from raw clay soils – application to soil stabilisation. *Construction and Building Materials* 14, 109–117. [https://doi.org/10.1016/S0950-0618\(00\)00005-2](https://doi.org/10.1016/S0950-0618(00)00005-2)
- ScienceDaily, 2021. Long-term carbon dioxide emissions from cement production can be drastically reduced [WWW Document]. ScienceDaily. URL <https://www.sciencedaily.com/releases/2021/11/211109120321.htm>
- SEDNET, 2004. Contaminated Sediments in European River Basins.
- Zentar, R., Almokdad, M., 2022. Valorization of Treated Dredged Sediments in Light of Life Cycle Assessment, in: Ha-Minh, C., Tang, A.M., Bui, T.Q., Vu, X.H., Huynh, D.V.K. (Eds.), *CIGOS 2021, Emerging Technologies and Applications for Green Infrastructure, Lecture Notes in Civil Engineering*. Springer, Singapore, pp. 949–955. [https://doi.org/10.1007/978-981-16-7160-9\\_96](https://doi.org/10.1007/978-981-16-7160-9_96)
- Zentar, R., Wang, H., Wang, D., 2021. Comparative study of stabilization/solidification of dredged sediments with ordinary Portland cement and calcium sulfo-aluminate cement in the framework of valorization in road construction material. *Construction and Building Materials* 279, 122447. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.122447>

# Caractérisations physiques d'agrégats de bétons de chanvre recyclés

Awa Yasmina Faridha SAWADOGO <sup>1,2</sup>, Frédéric BECQUART <sup>1,2</sup>, Liselotte TINEL <sup>2,3</sup>, Nadine LOCOGE <sup>2,3</sup>, Guillaume DELANNOY <sup>4</sup>, Stéphane LEPOCHAT <sup>5</sup>

<sup>1</sup> *IMT Nord Europe, Institut Mines-Télécom, Centre for Materials and Processes, F-59000, Lille, France*

<sup>2</sup> *Univ. Lille, Institut Mines-Télécom, ULR 4515 – LGCgE, Laboratoire de Génie Civil et géo-Environnement, F-59000, Lille, France*

<sup>3</sup> *IMT Nord Europe, Institut Mines-Télécom, Centre for Energy and Environment, F-59500, Douai, France*

<sup>4</sup> *CODEM, 56 Rue André Durouchez, 80080 Amiens, France*

<sup>5</sup> *EVEA, 11 rue Arthur III, 44200 Nantes, France*

**RESUME** Les démarches d'éco-conception des matériaux du domaine du Génie Civil intègre pleinement l'objectif de réduction drastique des émissions de gaz à effet de serre (GES) et de préservation des ressources fossiles. La diffusion des écomatériaux biosourcés type chanvre, lin, paille, etc. est en pleine essor et s'avère constituer une alternative stratégique à fort potentiel pour réduire l'impact environnemental de la construction et ainsi répondre aux exigences fixées par la réglementation environnementale RE2020. En effet, ces matériaux végétaux présentent notamment de bonnes performances hygrothermiques et permettent de piéger le carbone tout au long du cycle de vie des bâtiments. Au-delà des critères de performance et d'une certaine robustesse de tels matériaux puits de carbone, la question de leur devenir en fin de vie, ie. recyclage, est posée et doit être prise en compte dès l'étape de conception.

Dans le cadre du projet ValoBBio (Graine 2019) « Valorisation des Bétons Biosourcés en fin de vie », deux agrégats recyclés de deux bétons de chanvre formulés avec deux liants différents, à savoir le ciment naturel prompt et la chaux, sont étudiés et caractérisés physiquement en vue de les utiliser dans de nouvelles formulations de bétons de chanvre. Il ressort que les deux types d'agrégats recyclés de béton de chanvre présentent des propriétés similaires, présentant une gangue de liant résiduel en surface et induisant une capacité d'absorption d'eau nettement atténuée du fait de l'enrobage partielle des liants résiduels.

**Mots-clefs** Ecomatériaux, biosourcés, carbone, fin de vie, recyclage, béton de chanvre

## I. INTRODUCTION

Le secteur du bâtiment est actuellement responsable d'environ 23% des émissions de CO<sub>2</sub> en France. La recherche de solutions plus vertueuses pour minimiser cet impact s'avère donc être une nécessité pour asseoir la transformation environnementale globale du secteur. L'enjeu est de converger à la fois vers des constructions économes en énergie et à faible impact environnemental, voire neutre. Selon le ministère de la transition écologique, l'énergie utilisée par le secteur du bâtiment représente environ 43% de la consommation totale d'énergie en France [ADE 2013 ; GHA *et al.* 2022]. La réglementation environnementale RE2020 vise notamment à réduire la consommation énergétique des bâtiments neufs à travers l'utilisation de matériaux plus éco-respectueux et performants tout en maîtrisant les coûts. Les écomatériaux à base de biosourcés végétaux constituent une sérieuse

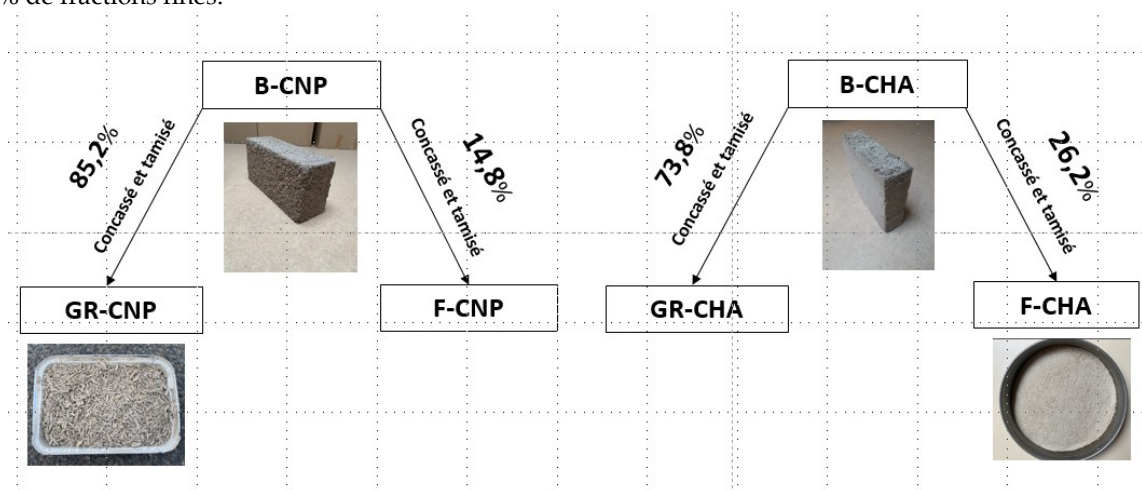
opportunité pour atteindre cet objectif. En effet, ces ressources végétales (chanvre, lin, colza, paille céréalière, etc.) sont en plein essor, renouvelables, produites localement et possèdent notamment de bonnes performances hygrothermiques. Ces végétaux permettent de piéger le CO<sub>2</sub> durant le cycle de vie des bâtiments réduisant ainsi leur impact carbone. Les granulats végétaux pour un usage bâtiment sont généralement associés à un liant minéral pour formuler du béton végétal. Le béton de chanvre est le plus connu, formulé en associant la chènevotte et un liant minéral (généralement de la chaux). Il s'agit d'un béton non porteur, de remplissage ou pour des applications en mur, sol, toit, enduit. Leur utilisation se diffuse de plus en plus (intérêt pour la réhabilitation notamment) et il est essentiel de s'interroger sur les solutions de recyclage disponibles et pertinentes en fin de vie.

Dans une démarche d'écoconception, la question de leur caractère de recyclage en fin de vie doit donc s'intégrer dès l'étape de formulation. Cette étude s'inscrit dans le cadre du projet collaboratif ValoBBio « Valorisation des Bétons Biosourcés en fin de vie » (GRAINE 2019), co-financé par l'ADEME et la Région des Hauts-de-France, en collaboration avec CODEM, EVEA et IMT Nord Europe. Les caractérisations physiques de deux agrégats de bétons de chanvre, formulés respectivement avec le Ciment Naturel PROMPT (CNP) et la chaux Tradical® Thermo sont présentées, en vue de leur recyclage pour la formulation de nouveaux bétons de chanvre.

## II. MATÉRIAUX ET MÉTHODES D'ÉTUDE

### II.1 Matériaux

Les deux agrégats végétaux recyclés proviennent de blocs de bétons de chanvre natifs, préfabriqués en usine, datant d'approximativement 6 mois. Ils sont formulés dans des proportions définies avec de la chènevotte, de l'eau et du Ciment Naturel Prompt (B-CNP) ou de la chaux Tradical® Thermo (B-CHA). Ces blocs de béton de chanvre sont d'abord concassés à l'aide d'un concasseur à mâchoires Retsch BB500 (écartement des mâchoires calé à 7 mm) et tamisés (< 1 mm) pour extraire la fraction fine (FIGURE 1). Les agrégats recyclés notés GR-CNP et GR-CHA sont obtenus ainsi que leur fraction fine respective (F-CNP et F-CHA) après concassage et tamisage. Le procédé de concassage utilisé génère pondéralement plus de 70% de granulats végétaux et moins de 30% de fractions fines.



**FIGURE 1. Matériaux de l'étude: B-CNP (GR-CNP et F-CNP) et B-CHA (GR-CHA et F-CHA)**

#### II.1.1 Chènevotte

La chènevotte est le granulats végétal qui entre dans la formulation des bétons de chanvre. Elle est obtenue à partir du défibrage et du concassage de la tige de chanvre. Elle est constituée de copeaux de différentes tailles avec des capillaires ayant des sections variant entre 1 et 30 mm [BLA *et al.* 2015 ; GLÉ 2013], ce qui lui confère une très forte absorption et une densité faible (TABLEAU 1).



TABLEAU 1. Caractéristiques physiques de la chènevotte [Technichanvre]

Matériau	Longueur du granulat (mm)	Masse volumique en vrac du granulat sec (kg/m <sup>3</sup> )	Conductivité thermique (W/m.K)	Capacité de rétention d'eau NF EN 13041 [AFN 2012]
Chènevotte	2 à 25	110	0,048	370 ml/L

### II.1.2 Liants minéraux

#### *Liant Tradical® Thermo de LHOIST, noté CHA*

Le liant Tradical® Thermo est une chaux formulée de classe FL A 3,5 conforme à la norme NF EN 459-1 [AFN 2015]. Il contient entre 40 à 80% de chaux libre sous forme de Ca(OH)<sub>2</sub> et une résistance à la compression à 28 jours comprise entre 3,5MPa et 10MPa [LHO 2016]. Il est utilisé dans la formulation des bétons de chanvre en application mur ou chape isolant (e) en construction neuve ou en restauration pour toutes typologies d'ouvrages.

#### *Ciment Naturel Prompt CNP de VICAT*

Le ciment PROMPT est un ciment naturel obtenu par cuisson modérée de calcaire argileux suivi d'un concassage et d'un broyage fin. Il est caractérisé par la présence de silicate de calcium (C<sub>3</sub>S et C<sub>2</sub>S), d'aluminate de calcium riche en alumine et de sulfo-aluminate de calcium selon la norme NF P15-314 [AFN 1993]. C'est un ciment à prise et durcissement rapides avec des résistances initiales élevées (9 MPa en 3 heures et 32 MPa en 28 jours). Il est utilisé dans la réalisation des travaux publics et la construction de bâtiments.

### II.1.3 Bétons de chanvre (B-CNP et B-CHA)

#### *Agrégats recyclés GR-CNP*

Ces agrégats sont obtenus par concassage de béton de chanvre natif composé de chènevotte, de ciment CNP et d'eau. Après concassage et tamisage à 1 mm, les agrégats recyclés GR-CNP (refus au tamis d'1 mm ; de l'ordre de 85% en masse) sont obtenus. Ces agrégats sont enrobés d'une gangue de liant CNP résiduel (calculée de l'ordre de 36% et dépendante du procédé de concassage) (FIGURE 2). Ce visuel de l'agrégat GR-CNP n'est pas représentatif stricto-sensu de tous les agrégats du matériau concassé car l'état de surface reste fonction de l'effet du concassage et du tamisage (tailles différentes et taux de recouvrement en liant résiduel variable).



FIGURE 2. Image au microscope optique numérique Zeiss du granulat GR-CNP

#### *Fines F-CNP*

Après tamisage à 1 mm, la fraction fine (de l'ordre de 15% en masse) est obtenue. Cette fraction est composée de liant CNP résiduel (estimé de l'ordre de 42% en masse) avec une certaine quantité de chènevotte.

#### *Agrégats recyclés GR-CHA*

Ces agrégats sont obtenus par concassage de béton de chanvre natif composé de chènevotte, de liant Tradical® Thermo et d'eau. Après le concassage et tamisage, les agrégats recyclés GR-CHA (de

l'ordre de 74% en masse) sont obtenus. Ces agrégats recyclés possèdent également une gangue cimentaire autour des granulats (calculée de l'ordre de 45% et dépendante aussi du procédé de concassage) (FIGURE 3).



**FIGURE 3.** Image au microscope optique numérique du GR-CHA

#### *Fines F-CHA*

Après tamisage au tamis d'1 mm, la fraction fine obtenue (de l'ordre de 26% en masse du bloc concassé) contient majoritairement du liant Tradical® Thermo résiduel (de l'ordre de 82% en masse). Une quantité moindre de chènevotte se retrouve également dans cette fraction.

## **II.2 Méthodes d'étude**

### *II.2.1 Caractérisations physiques*

#### *Masses volumiques et porosités*

La masse volumique désigne la masse du squelette granulaire d'un matériau par unité de volume en tenant compte (apparente) ou non du volume poreux (absolue). Elle est importante pour l'élaboration des formulations de bétons recyclés et permet de déterminer la porosité des matériaux, rapport entre le volume des vides et le volume total. Cette porosité peut-être intra- ou inter-granulaire et impacte les propriétés physiques et mécaniques des bétons recyclés. Elle est calculée à partir de la densité apparente (en vrac, noté  $\rho_B$ , et de la particule, noté  $\rho_A$ ) et de la porosité ouverte de la particule  $\eta^i$ .

Pour déterminer la densité absolue  $\rho_T$ , les échantillons ont été préalablement broyés au vibrobroyeur à disques RS200 (Retsch) pendant 2 minutes à 750 rpm (round par minute) pour les réduire en poudre. Ensuite, l'essai est réalisé au pycnomètre à Hélium Accupyc 1330 (Micromeritics). Six essais sont réalisés par échantillon pour s'assurer de la bonne répétabilité.

Pour la densité apparente en vrac  $\rho_B$ , les essais sont réalisés sur des granulats secs, pesés dans un récipient de 5L, arasé sans compactage, avec une hauteur de chute nulle.

#### *Capacité d'absorption*

La chènevotte est un granulat végétal très hydrophile. Cette capacité d'absorption très importante affecte l'hydratation du liant. Pour les granulats recyclés, cette absorption est modifiée due à la présence de la gangue cimentaire résiduelle en surface des granulats.

Pour cet essai, selon la RILEM, les matériaux sont préalablement séchés à 50°C pendant 72h [CHA *et al.* 2017; AMZ *et al.* 2017]. Une quantité de 15 g de chaque matériau est ensuite placée dans des boules à thé, immergées dans l'eau pendant 72h. Le suivi de la prise de masse des particules est effectué à des intervalles de temps précis : 1 ; 2 ; 5 ; 10 ; 30 ; 60 ; 120 ; 180 ; 300 ; 1440 ; 2880 et 4320 minutes. Pour chaque mesure, la boule à thé est pesée après être passée dans uneessoreuse et centrifugée pendant 1 minute pour éliminer l'excès d'eau présent entre les particules.

### *II.2.2 Caractérisations thermique et minéralogique*

#### *Diffractions des rayons X DRX*

L'analyse DRX permet de déterminer la minéralogie (les différentes phases cristallines) de surface des matériaux. Les essais sont réalisés avec un diffractomètre D2 PHASER – BRUKER sur de la poudre avec une plage angulaire de 10 et 80°C (2 $\theta$ ) pendant 1 heure.

Les échantillons ont donc été broyés au préalable au vibro-broyeur à disques RS200 (Retsch) pendant 2 minutes à 750 rpm.

#### *Analyse thermogravimétrique ATG*

L'analyse ATG permet de suivre la variation de la masse des matériaux soumis à une plage de température donnée dans une atmosphère contrôlée. Dans notre étude, la perte de masse est mesurée sur une poudre de quelques milligrammes (180 mg maximum) soumis à un cycle thermique de 40°C à 1000°C avec une vitesse de chauffage de 3,0 K/min pour une durée de 5 heures 19 minutes. L'appareil utilisé est TGA 1 Mettler Toledo, ATG couplée DSC allant de 0 à 1000°C.

#### *II.2.3 Bilan environnemental*

Les granulats végétaux issus du recyclage sont des déchets de nature organo-minérale. Une caractérisation de base (composition, COT, comportement à la lixiviation) des matériaux conformément à l'article 16 et à l'annexe II de la directive 1993/31/CE [CE 2003] permet de les classer en catégories de déchets inertes, ou non dangereux ou dangereux. La carte d'identité environnementale des matériaux ainsi déterminée permet d'envisager des voies de recyclage tout en gardant cet avantage de pouvoir piéger le CO<sub>2</sub>.

### **III. RÉSULTATS ET DISCUSSION**

Les masses volumiques absolue et apparente des matériaux ont été déterminées et sont regroupées dans le TABLEAU 2.

Sans surprise, les résultats montrent que la chènevotte naturelle a une densité apparente plus faible que les granulats végétaux recyclés GR-CNP et GR-CHA, avec une influence directe sur la capacité d'absorption, plus importante que celle des agrégats recyclés (TABLEAU 3 et FIGURE 4). En effet, durant les 5 premières minutes d'absorption, la chènevotte atteint déjà 195% contre 67% pour le GR-CNP et 68% pour le GR-CHA. La chènevotte est en effet capable d'absorber plus de 4 fois son poids sec avant saturation après 72 heures [COL *et al.* 2008]. La cinétique d'absorption des granulats végétaux recyclés GR-CNP et GR-CHA est en général plus lente que celle de la chènevotte, du fait de la gangue cimentaire présente autour de ces granulats recyclés, ralentissant ainsi leur cinétique d'absorption.

La cinétique d'absorption de tous ces agrégats continue d'évoluer même après 72 heures d'immersion, mais plus lentement pour les agrégats recyclés. Ceci peut entraîner une compétition entre l'hydratation du liant minéral et les granulats végétaux, et entraîner certains désordres tels que les problèmes de mise en œuvre, de dessiccation ou influencer sur les résistances mécaniques des bétons formulés.

La porosité intra-granulaire de la chènevotte (de l'ordre de 84,34%), considérée généralement ouverte [CER 2005], est plus importante que celle des agrégats recyclés (respectivement 73,84% pour le GR-CNP et 74,51% pour le GR-CHA). Ce résultat explique également cette capacité d'absorption plus importante de la chènevotte.

Les fines quant à elles sont constituées majoritairement de liant résiduel (environ 82% pour les F-CHA et 42% pour les F-CNP en masse) avec une quantité moindre de végétal pour les fines F-CHA. Cela implique des densités absolues plus importantes des fractions fines CHA (et CNP dans une moindre mesure) que celles des agrégats recyclés GR-CNP et GR-CHA dépourvus de cette fraction.

Pour les agrégats recyclés, le liant résiduel calculé est de l'ordre de 36% pour les GR-CNP et 45% pour les GR-CHA. Les GR-CHA présentent donc une quantité plus importante de liant résiduel par rapport aux GR-CNP.

**TABLEAU 2.** Masses volumiques et porosités de la chènevotte naturelle, des granulats/fines recyclés B-CNP (GR-CNP et F-CNP) et B-CHA (GR-CHA et F-CHA)

Matériau	Chènevotte		B-CNP				B-CHA			
	Valeur	Ecart-type	GR-CNP		F-CNP		GR-CHA		F-CHA	
			Valeur	Ecart-type	Valeur	Ecart-type	Valeur	Ecart-type	Valeur	Ecart-type
$\rho_B$ : masse vol. apparente en vrac à l'état sec (kg/m <sup>3</sup> )	110	0,43	204	3,56	ND		242	1,56	ND	
$\rho_T$ : masse vol. absolue (kg/m <sup>3</sup> )	1500	0,02	2065	0,01	2150	0,02	2030	0,02	2450	0,03
$\rho_A$ : masse vol. apparente des particules sèches (kg/m <sup>3</sup> )	235		539		ND		520		ND	
Coefficient d'absorption W (%)	359	4,7	137	5,23	ND		144	3,36	ND	
$\eta_0$ : porosité intra-granulaire (%)	84,34		73,84		ND		74,51		ND	
$\eta_1$ : porosité inter-granulaire (%)	53,19		62,15		ND		53,46		ND	
$\eta_T$ : porosité totale (%)	92,67		90,10		ND		88,08		ND	
$\eta_{\text{intra/totale}}$ : porosité intra-granulaire / au mélange (%)	39,48		27,95		ND		34,68		ND	

ND : Non Déterminée

**TABLEAU 3.** Résultats des mesures d'absorption de la chènevotte, du GR-CNP et du GR-CHA

Matériau	K1		IRA		R <sup>2</sup>		W à 72h (%)	
	Valeur	Ecart-type	Valeur	Ecart-type	Valeur	Ecart-type	Valeur	Ecart-type
Chènevotte	21,03	0,91	154	5,30	0,94	0,01	359	4,70
GR-CNP	9,83	0,70	52,98	1,96	0,96	0,03	137	5,23
GR-CHA	9,59	0,16	54,94	5,51	0,96	0,01	144	3,37

L'analyse DRX des agrégats recyclés a permis de détecter la présence de calcite en composé majoritaire pour le GR-CNP et de la vaterite (polymorphe et phase transitoire de la calcite), signe d'une carbonatation. Due à la composition des liants avec lesquels ces matériaux ont été formulés, de la katoite a été détectée pour les deux agrégats recyclés (FIGURE 5) et de la Portlandite comme composé majoritaire pour le GR-CNP (FIGURE 5.B). Les mêmes éléments ont été détectés sur les fines

à savoir la calcite, la vatérite et la Portlandite. Ce sont les éléments classiques attendus pour ce type de matériau.

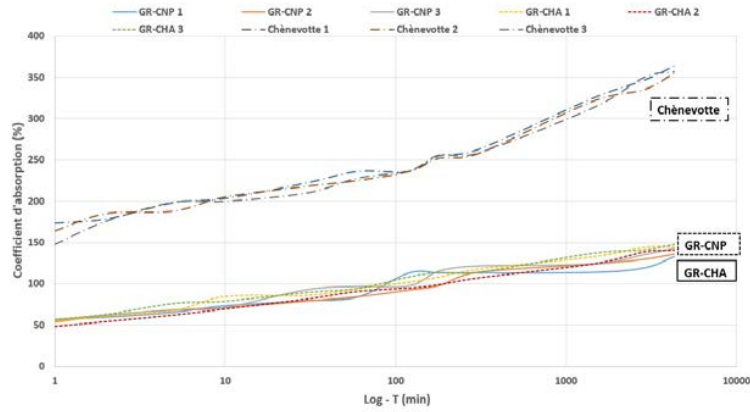


FIGURE 4. Comparaison de la capacité d'absorption de la chènevotte, du GR-CNP et du GR-CHA

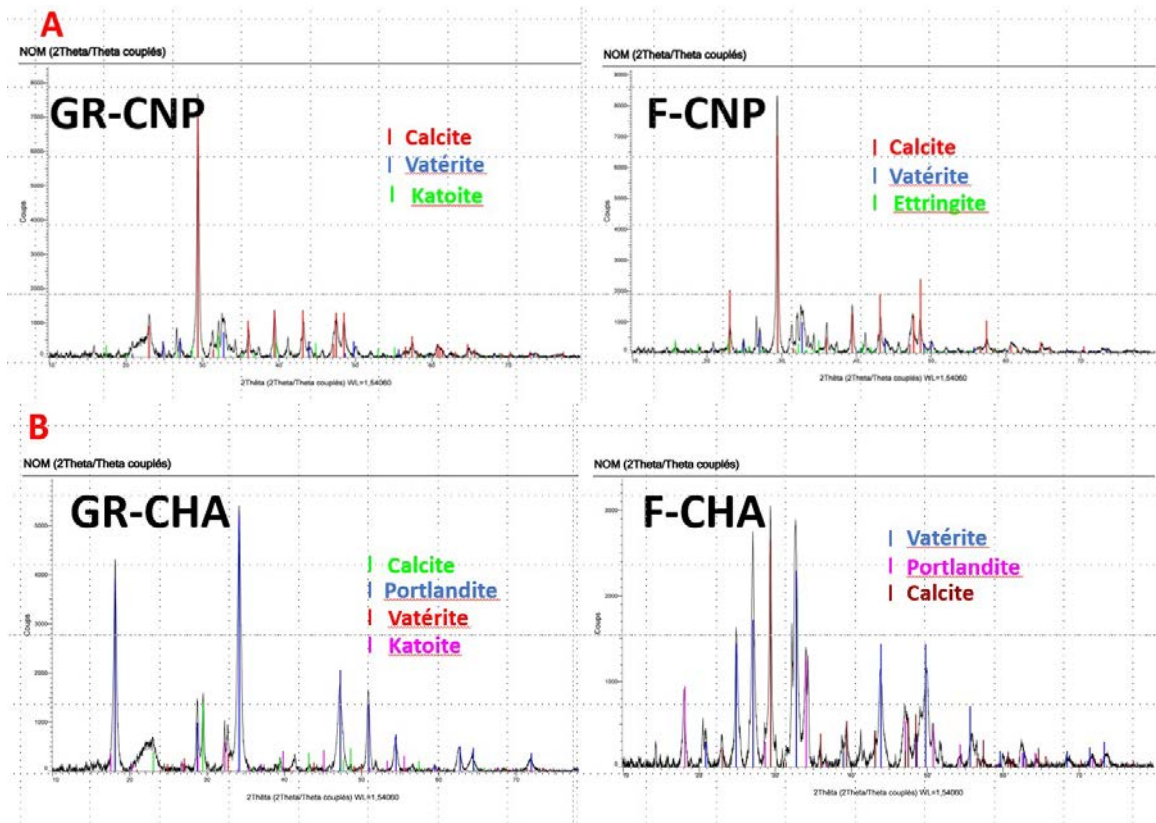


FIGURE 5. Diffractogrammes A. GR-CNP et F-CNP et B. GR-CHA et F-CHA.

Ces résultats ont été confortés par les analyses ATG qui ont permis d’observer les différents pics correspondant aux éléments détectés par DRX.

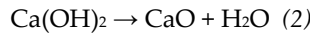
En effet, la courbe de décomposition du GR-CNP (FIGURE 6.A) présente trois pics principaux :

- le premier pic entre 40°C et 150°C correspondant à une déshydratation de l'échantillon (avec un pic d'H<sub>2</sub>O) ;
- le deuxième pic entre 150°C et 350°C correspond à une détérioration des matières organiques avec un départ de l'eau libre et une décomposition de la cellulose de la chènevotte. La dépolymérisation de l'hémicellulose est observée aux alentours de 250°C (FIGURE 6.D) (avec des pics d'H<sub>2</sub>O et de CO<sub>2</sub>) ;
- le troisième pic entre 650°C et 780°C correspond à une décarbonatation du calcaire (avec un pic de CO<sub>2</sub>) selon l'équation (1)

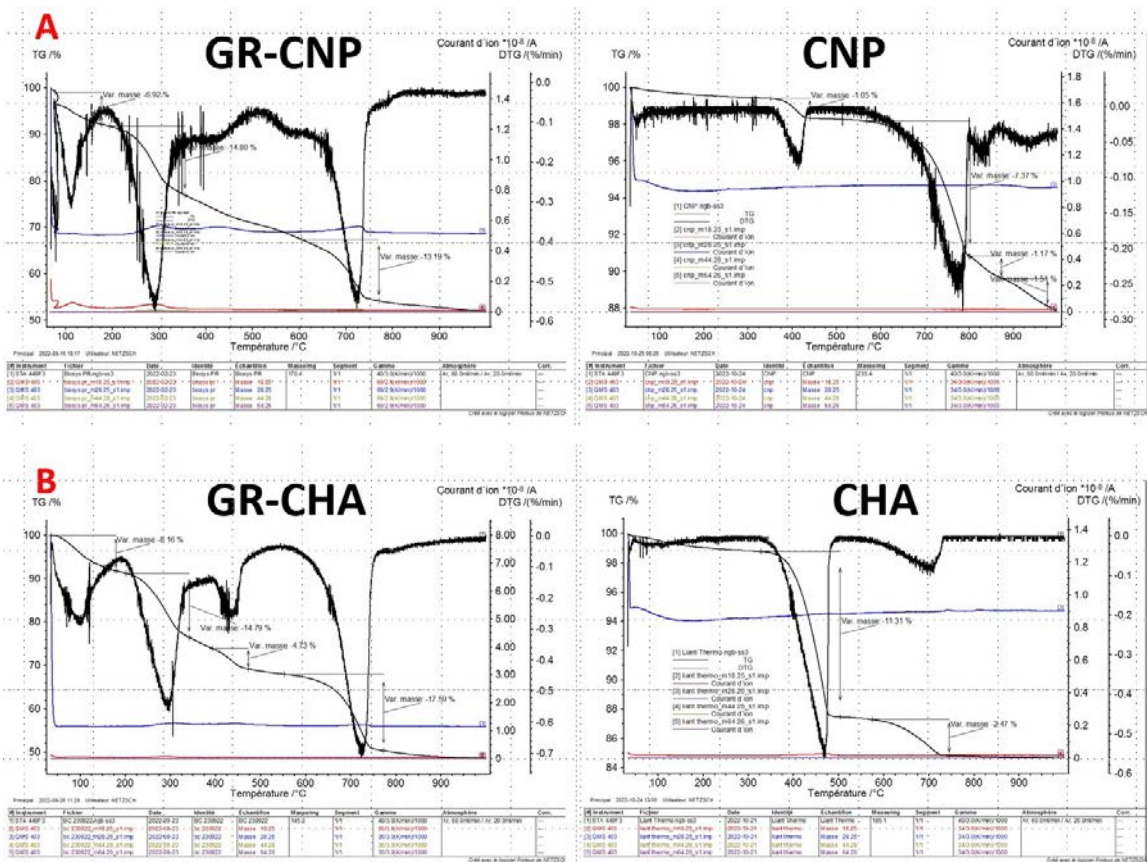


La courbe des fines F-CNP (FIGURE 6.C) présente les mêmes pics que le GR-CNP mais avec des variations moins importantes, surtout pour le 2<sup>ème</sup> pic, car cette fraction contient une infime quantité de végétal.

Pour le GR-CHA (FIGURE 6.B), les mêmes éléments sont obtenus avec les trois pics observés également pour le GR-CNP mais avec un pic supplémentaire entre 380°C et 450°C correspondant à la déshydroxylation de la portlandite (premier pic observable sur la courbe de la chaux FIGURE 6.B) avec l'apparition d'un pic d'H<sub>2</sub>O selon la réaction (2)



La courbe des fines F-CHA (FIGURE 6.C) présente également les mêmes pics que celle du GR-CHA mais avec des variations moins importantes. Ce résultat apparaît logique, cette fraction contenant une certaine quantité de végétal en plus du liant.





## REFERENCES

- [ADE 2013] ADEME. (2013). Les chiffres clés du bâtiment. Energie et Environnement. ISBN, 978-2-35838-601-2.
- [AFN 2012] NF EN 13041. (2012). Amendements du sol et supports de culture - Détermination des propriétés physiques - densité apparente sèche, volume d'air, volume d'eau, valeur de rétraction et porosité totale. *Norme AFNOR*
- [AFN 2015] NF EN 459-1. (2015). Chaux de construction - Partie 1: Définitions, spécifications et critères de conformité. *Norme AFNOR*
- [AFN 1993] NF P15-314. (1993). Liants hydrauliques. Ciment prompt naturel. *Norme AFNOR*
- [AMZ *et al.* 2017] Amziane, S., Collet F., Lawrence M., Magniont C., Picandet V., Sonebi M. (2017). Recommendation of RILEM TC 236-BBM: characterization testing of hemp shiv to determine the initial water content, water absorption, dry density, particle size distribution and thermal conductivity. *Materials and Structures*, 50 (3), 76-86. <https://dx.doi.org/10.1617/s11527-017-1029-3>
- [BAL *et al.* 2015] Balciunas, G., Pundiene, I., Lekunaite-Lukosiune, L., Vejelis, S., Korjakins, A. (2015). Impact of hemp shives aggregates mineralization on physical-mechanical properties and structure of composite with cementitious binding material. *Industrial Crops and Products*, 77, 724-734. <https://doi.org/10.1016/j.indcrop.2015.09.011>
- [CE 2003] Conseil de l'Union Européenne. (2003). Établissant des critères et des procédures d'admission des déchets dans les décharges conformément à l'article 16 et l'annexe II de la directive 1993/31/CE. <https://aida.ineris.fr/reglementation/directive-ndeg-199931ce-260499-concernant-mise-decharge-dechets>
- [CER 2005] Cerezo, V. (2005). Propriétés mécaniques, thermiques et acoustiques d'un matériau à base de particules végétales : approche expérimentale et modélisation théorique. *Thèse de Doctorat de l'ENTPE*.
- [CHA *et al.* 2017] Chabannes, M., Becquart, F., Garcia-Diaz E., Abriak N., Clerc L. (2017). Experimental investigation of the shear behavior of hemp and rice husk-based concretes using triaxial compression. *Construction and Building Materials*, 143, 621-632. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.03.148>
- [COL *et al.* 2008] Collet, F., Bart, M., Serres, L., Miriel, J. (2008). Porous structure and water vapour sorption of hemp-based materials. *Construction and Building Materials*, 22, 1271-1280. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2007.01.018>
- [GHA *et al.* 2022] Ghaffar, S.H., Chougan, M. (2022). The Global Environmental Imperative. *Innovation Construction, Springer International Publishing, Cham*, 27-35. [https://link.springer.com/chapter/10.1007/978-3-030-95798-8\\_2](https://link.springer.com/chapter/10.1007/978-3-030-95798-8_2)
- [GLÉ 2013] Glé, P. (2013). Acoustique des Matériaux du Bâtiment à base de Fibres et Particules Végétales, Outils de Caractérisation, Modélisation et Optimisation. *Thèse de Doctorat de l'ENTPE*.
- [LHO 2016] Lhoist. (2016). Bétons chanvre Tradical. <https://www.weber-tradical.com/ressources/document/BrochureBétonsChanvreTradical2016.pdf>



# Environmental impacts of early stage structure choices using Life Cycle Assessment

P. Navaro Auburtin<sup>1,2,3</sup>, M.Saadé<sup>1</sup>, M.Manthey<sup>2</sup>, M.Louërat<sup>2</sup>, J-L.Martin<sup>3</sup>, O.Baverel<sup>1</sup>

<sup>1</sup> *Laboratoire Navier, UMR 8205, ENPC, IFSTTAR, CNRS, 6-8 Av. B. Pascal, F-77455 MLV Cedex 2. France*

<sup>2</sup> *Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (CSTB), France*

<sup>3</sup> *AREP, 16 Av. d'Ivry, F-75013 Paris Cedex 13. France*

## ABSTRACT

In France, embodied carbon represents 35% (Pellan et al., 2022) of the total greenhouse gases emissions from the construction sector. This proportion can reach up to 70% when considering recent buildings ("Performance Énergétique des Bâtiments Neufs," n.d.). Diminishing environmental impacts of building's construction and demolition proves to be necessary to reach European environmental agreements. In particular, structural elements account for a large portion of material quantity and environmental impacts (Qarout, 2017). This article assesses building structures impacts in order to determine the importance of early-stage decisions regarding construction of housing and office buildings. To study the influence of materials, span and grid choices on environmental impacts, it combines the INIES database (French Environmental Product Declaration (EPD) database) and parametric buildings constructed with a set of precalculated structural elements composed of beams, columns, floor systems and foundations. Using Life Cycle Assessment (LCA) provides a more comprehensive picture of environmental impacts, expanding common energy analysis. Results are mostly influenced by structural typology and materials, and to a lesser extent by grid choices and span. Structural solutions can also better perform for a particular indicator while presenting higher impacts for another. It proves the necessity for designers to carry out holistic analysis.

## Keywords

Structure, LCA, design, multicriteria, building

## I. STATE OF THE ART

Environmental impacts of building structure have mostly been tackled through global warming potential evaluation (Basbagill et al., 2013; Hattan et al., 2015; Kaethner and Burrige, 2012). Comparison of structural systems have been made such as comparing the lateral loads resisting structural systems considering concrete or steel elements (Nadoushani and Akbar Nezhad, 2015). Many non-academic studies have been realised and provide an insight on the environmental weight of some structural typologies (Hattan, n.d.).

Many metrics have been developed to conduct those analysis. They depend mostly on the country where they come from. The Association of Structural Engineering IStructee in the United Kingdom has published a guide to assess the carbon footprint of structures ("How to calculate

embodied carbon (Second edition) - The Institution of Structural Engineers," 2022). In France, the RE2020 environmental regulation provides a framework to quantify the environmental impacts of new buildings. Each framework requires also a consistent set of appropriate environmental data, gathered in databases (De Wolf et al., 2020). In the case of the RE2020, the INIES database lists the environmental products declaration (EPD) of construction equipments and products used in France (Inies, n.d.). This database is filled by industrial companies and the declarations are verified by third parties organisms. The declarations are in accordance with the NF EN 15804+A1. LCA softwares such as ELODIE ("ELODIE by CYPE," n.d.) and NOOCO ("Nooco," n.d.) have also been developed to support civil engineers and architects in the design of buildings. Thornton Tomasetti also created the Design Explorer tool to test different constructive solutions using a multicriteria representation (Hristov, n.d.).

In practice, environmental assessment of buildings often focuses on climate change impacts only, neglecting other environmental impacts. Given the important material requirements of the construction and building sector, resource consumption as well as other Life Cycle Assessment (LCA) indicators needs to be taken in account. Moreover, even though LCA of complete buildings have been conducted in different studies (Blengini and Di Carlo, 2010; Soust-Verdaguer et al., 2016), a detailed parametric study of structures using an LCA methodology with multiple indicators has not been yet realised.

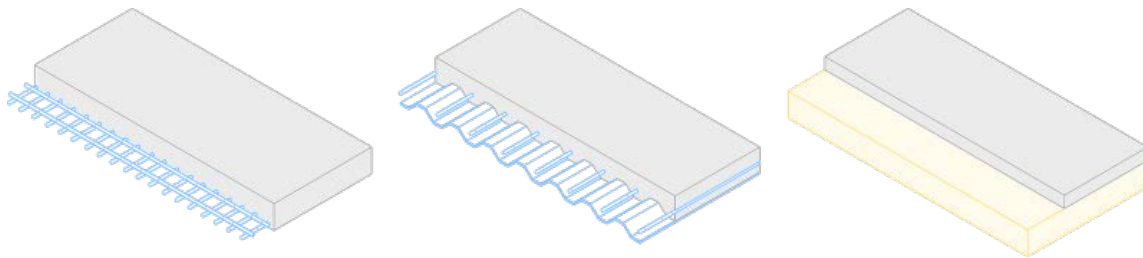
In this article the authors aim to evaluate which structures are the more environmentally performant. In that purpose a multicriteria analysis has been conducted using the LCA indicators provided by the EN15804 European standard. The article presents the influence of different structural parameters such as material, span and grid choices. The work was conducted considering a cradle to grave approach based on scenarios in a French context.

## II. BUILDING STRUCTURE COMPOSITION AND CALCULATION

This article focuses on slab, beam, column and foundations (ground floor slab with stringer and footing). We only consider the vertical loads applied on those elements. First, we make a set of precalculated structural elements. This set covers a wide range of geometrical situations in order to compose a variety of building structures. Are considered housing situations with a live load load of 1.5 kN/m<sup>2</sup>, associated to a specific acoustic value of 53dB for the floor systems. An equipment permanent load on the floor of 1.2 kN/m<sup>2</sup> due to the equipment is also taken into account, in addition to the self-weight of structural elements. Finally, a fire resistance of 60 minutes is accounted for. Those assumptions are as close as possible to the targets of an early-stage design. The functional unit considered is 1m<sup>2</sup> of exploitable floor.

### a. Floor systems calculation

The floor system is composed of a deck above a beam frame. 3 different types of decking are considered: steel-concrete composite slab, cast in place concrete slab and CLT slab. Each slab consists in multiple layers detailed in *FIGURE 1*. For instance, a CLT slab is composed of a CLT panel and a concrete screed for acoustic purposes. It is important to consider those elements in order to compare different solutions at equivalent usages/with the same functionality. For instance, in a composite deck the concrete is used for both structural and acoustic purposes. To compare it to a CLT solution, a screed must be added to the latter.



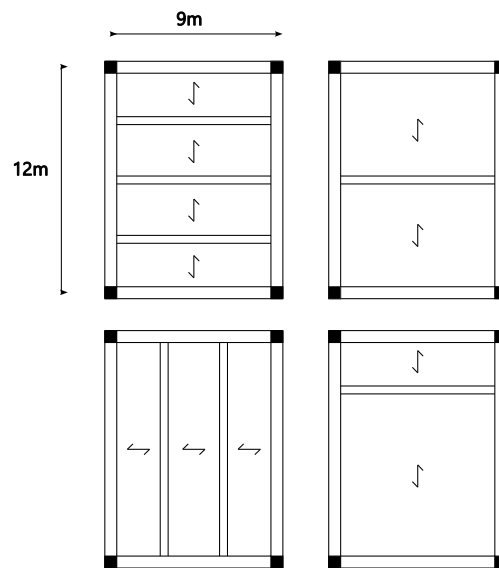
**FIGURE 1** Deck Typologies from left to right: cast in place, mixed concrete and steel, CLT

**TABLE 1** Span of deck typologies

Typology	3m	4m	6m
Cast in place slab	X	X	X
Mixed concrete and steel slab	X	X	
Cross Laminated Timber slab	X	X	X

A finite number of possible deck span are considered, depending on the typology of the deck so it fits its structural capacity (TABLE 1). These decks are calculated using different industrial charts.

We also considered a finite number of beam spans: 3m, 6m, 9m and 12m. This allows for a large panel of beam frames. For instance, we can cover a 9x12m<sup>2</sup> space floor with different ways if we use 3m or 6m deck spans and 3m, 6m, 9m or 12m beam spans (FIGURE 2). To choose from those geometrical possibilities, we computed an optimisation based on a mass criterion. The optimisation consists in computing all beam and deck arrangement options. We then calculate the total weight of each solution and chose the lighter one. This criterion is relevant when considering beam and deck that are made with the same material.



In order to be as close as design stage results, FIGURE 2 Dispositions for a 9mx12m floor we verified the beam maximal moment, displacement and lateral buckling using eurocodes NF EN 1995 for wood, NF EN 1993 for steel and NF EN 1992 for reinforced concrete.

**b. Columns calculation**

Columns have been calculated with:

- Three different material : glued laminated timber GL24h, steel S235 and reinforced concrete C20/25. Those are considered as standard structure materials.
- A height of 2.5m

- A range of ultimate limit state vertical load varying from 100 to 16000 kN

They have been verified using eurocodes NF EN 1995 for wood, NF EN 1993 for steel and NF EN 1992 for reinforced concrete. We only considered vertical loads hence verified buckling and axial stress. We consider steel connections for beams and columns in steel and wood that represent 10% of the mass of the elements according to practice experience.

### c. Foundations calculation

Isolated piles are considered for foundations. Those are calculated following the EN 1997. Considering the formalism of NF P 94 261, piles must verify :

$$R_{v,d} = \frac{A_{eff} q_u}{\gamma_{R,d} \gamma_{R,v}}$$

Where  $A_{eff}$  is the effective surface of the pile,  $q_u$  is the ultimate strength of the soil,  $\gamma_{R,d}$  is the model coefficient,  $\gamma_{R,v}$  is partial resistance factor. We consider our loads to be centered so  $A_{eff}=A$ . As we use a pressiometric method :

- $\gamma_{R,d} \gamma_{R,v} = 1.68$  at ULS
- $\gamma_{R,d} \gamma_{R,v} = 2.76$  at permanent and characteristic SLS

Also from (FRANK, n.d.)

$$q_u = k_p p_{ie}^*$$

Where  $p_{ie}^*$  is the equivalent effective pressure calculated at the depth  $D+2/3B$  where  $D$  is the depth of the foundation,  $B$  the width of the pile,  $k_p$  is the pressiometric factor of bearing capacity.

We have

$$p_{ie}^* = p_i^*(D + 2/3B)$$

$$p_i^* = p_i - p_0$$

with  $p_i$  the measured pressure and  $p_0$  the horizontal stress before test.

Three preselected types of soils are specified in [TABLE 2](#).

**TABLE 2** Soils considered with pressiometric characteristics

Type	Class	$p_i$ (Mpa)	$k_p$
Clay and silt	A	0.7	1.30
Sand	B	1.5	2.25
Marl and calcareous marl	B	4.5	1.68

From the previous equation, considering a square footing the width  $B$  of the footing was deduced. The height  $h$  of the footing was calculated using :

$$h = \max\left(\frac{B - e_{column}}{4} + 0.05; 0.25\right)$$

with  $e_{column}$  the width of the column. Finally we consider a ratio of 50 kg/m<sup>3</sup> of reinforcing steel.

### d. Building structure composition

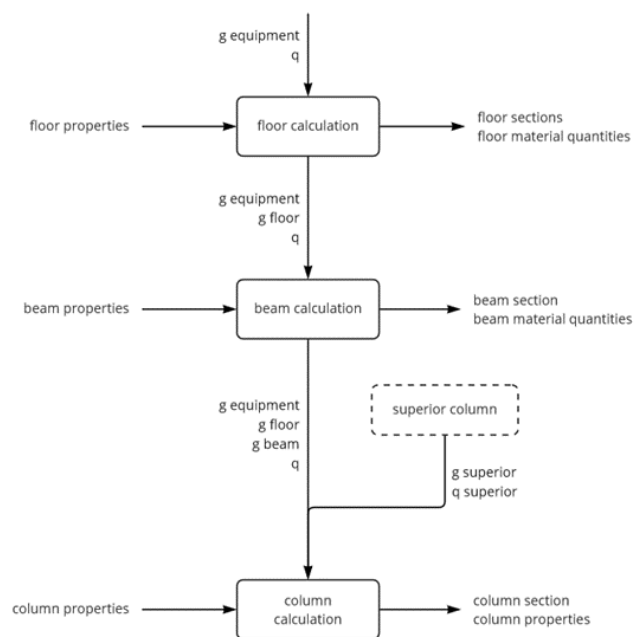
First the building structure is drawn with the software Rhinoceros 3D from Robert McNeel & Associates. The floors and beams are represented as one surface and the columns as lines. Each

structural element is put in a specific layer corresponding to its material or floor typology. Those geometrical elements are then transmitted to a python script via grasshopper. The python environment allows to create a specific data structure to evaluate the loads on each structural element. The calculations start from the top of the building to the foundations. The elements are calculated in the following order :

- The floor system is calculated following the equipment dead-loads and the variable loads
- The beams are calculated using the equipment and floor system dead loads and the live loads acting on the supported deck
- The columns are calculated using the dead loads from the equipments, floor system, beams, superior column and the variable loads of the superior floors. The variable loads are adapted using a reduction factor following NF EN 1991-1-1.

This process is synthesised in *FIGURE 3*. This process works when the columns are aligned in the building.

From the geometry and the loads associated to each element we deduce the sections and materials quantities using the sets of precalculated elements.



**FIGURE 3** Diagram of building structure calculation where  $g$  are permanent loads and  $q$  variable loads

### III. LCA DATA

The environmental study presented in this article is an attributional and static LCA of the building structure using a cradle to grave approach. Following the terms of NF EN 15978, a reference study period of 50 years for the building structures and a full renewal of the elements are considered. It means that, for 20kg of an element with a life span of 30 years, 40kg will be considered in the LCA. The environmental unit impact of the components comes from the INIES database.

The choices are detailed in [TABLE 3](#). Collective INIES EPD are used to better represent the materials that are used for construction in France.

**TABLE 3** LCA EPD from INIES

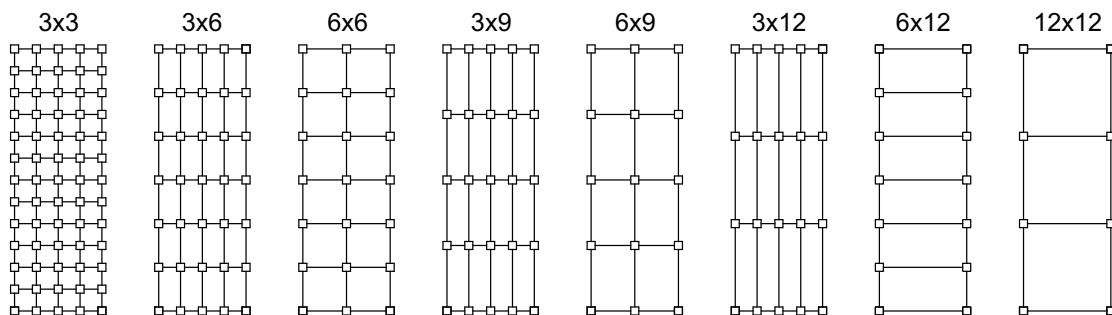
Material	INIES data id
Steel	32207
Glulam	26812
Steel for connections	32206
Concrete with CEMII cement	27741
Reinforcing steel	30376
Metal sheet	32206
Cross laminated timber	27250
Concrete screed	12465

#### IV. CASE STUDY

A typical geometry of a housing building is used to test the influence of different parameters such as span and structure material. The building is five storeys high, each floor 2.5 m high, 36 m long and 12 m width.

From this geometry the building is sized using different structural frames. A frame is described as the position of the column elements. A floor complex above is then composed according to the principles of Section II. 6 building situations are studied with the following frame size : 12x12, 12x6, 12x3, 6x6, 6x3, 3x3 ([FIGURE 4](#)).

For materials the wood solution uses CLT as slab, glued laminated timber for beams and columns. Steel solution uses steel-concrete composite slab, steel S235 for beams and columns. Concrete solution uses cast-in-place slab, concrete C20/25 for beams and columns.

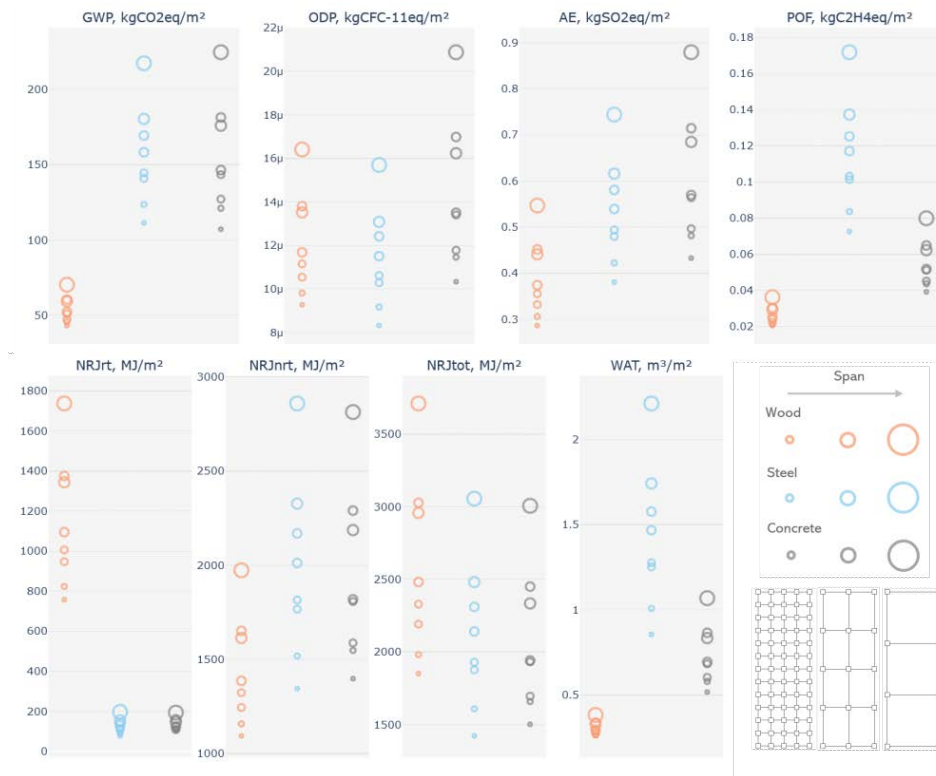


**FIGURE 4** Frame situation of the case study

#### V. RESULTS

a. LCA results

Each typology has been calculated for a housing usage and with 60 minutes of fire resistance using the methodology described in II.c. From this basis the LCA of the building structures has been performed. Results are shown in *FIGURE 5*. The circles represent the chosen grid frame. The bigger the circle, the higher the span of the elements: the size of the circle is proportional to the sum of the span in the two directions of the slab.



**FIGURE 5** LCA results taking into account span and material ; GWP : global warming potential, ODP : ozone depletion potential, AE : acidification, POF : photochemical ozone formation, NRJrt : renewable energy consumption, NRJnrt : non renewable energy consumption, WAT : fresh water consumption.

We choose a reduce set of indicators from EN15804+A1 representing a diversity of behaviour in the results.

For every indicator we observe that the greater the span, the greater the impact. For GWP in the concrete case, the impact of the 12x12 configuration is 112% higher than 3x3 configuration's. Indeed, even with a reduced number of columns with higher spans, there is more mass in the beam and slab systems. As this last part constitutes a 2D element an increase in thickness is more impactful in term of mass quantities. However, there is an exception of this phenomenon for wood and concrete structure with the 12x6 grid having a lower impact than the 12x3 grid. For concrete, the 12x6 grid has an impact of 176 kgCO2eq/m² whereas the 12x3 grid has an impact of 181 kgCO2eq/m². This means that in this situation having a thicker deck is better than having more beams. It can be explained by the fact that, even if we have more beams, they need to have a minimal

size and this generates more material consumption compared to less but stronger beams and a thicker deck. This however is specific to this particular situation.

For GWP, steel and concrete solutions are much more impactful than wood, from 150% more for the 3x3 configuration to 224% more in the 12x12 configuration. Steel and concrete are more comparable and the best solution between the two depends on the span. Those impacts can be justified by the high CO<sub>2</sub> emissions from steel and concrete production.

For ozone depletion, the less impactful material is steel and the higher is concrete.

For acidification, concrete is the most impactful material followed by steel and then wood.

For photochemical ozone formation, steel solutions are the most impactful. This is due to the high emission of nitrogen oxides (NO<sub>x</sub>) in the traditional converters.

For the flow indicator of consumption of renewable energy resources, wood solutions are the highest. It is since wood as a construction material is also considered as a potential energy source if we choose to burn it. It is not the consumed energy part that is high but the prime material that can be used as a renewable energy source.

For the consumption of non-renewable energy resources, steel solutions are the most impactful. This is due to the consumption of fossil fuels in traditional converters. Also concrete has an impact higher than wood solutions due to the production of clinker for the cement.

The total consumption of energy resources, which is the sum of the two preceding indicators, is higher for wood. This comes from the consideration of wood as a potential energy source as specified for the consumption of renewable energy resources.

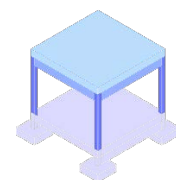
Concerning water consumption, steel solutions are the most impactful.

Considering the impacts with the EN15804 indicators, there is no absolute best material for building structures, since a given solution is better for a certain indicator, and worst for another. This choice should be made regarding the project aims and the indicators the client and designers want to focus on. Another way to choose would be using another Life Cycle Impact Assessment method using damage indicators, or normalisation factors (Crenna et al., 2017).

GWP results can be compared with values found in the literature. GWP ranges from 43 to 70 kgCO<sub>2</sub>eq/m<sup>2</sup> for wood solutions, 111 to 217 kgCO<sub>2</sub>eq/m<sup>2</sup> for steel and 107 to 224 kgCO<sub>2</sub>eq/m<sup>2</sup> for concrete. Those results are in the range of (Hart et al., 2021) for wood but are lower than values of (De Wolf et al., 2016). Differences come from multiple factors, first, our study focuses on French based scenarios which has an influence on GWP of the materials. Our study is also limited to deck, beam, columns and foundations.

### b. Impact repartition per element

The mass, GWP and ODP repartition between the different elements can be observed in [FIGURE 6](#) and [FIGURE 7](#) respectively. For each building grid typology impacts were computed for the three material solutions along with the mass of the structure.





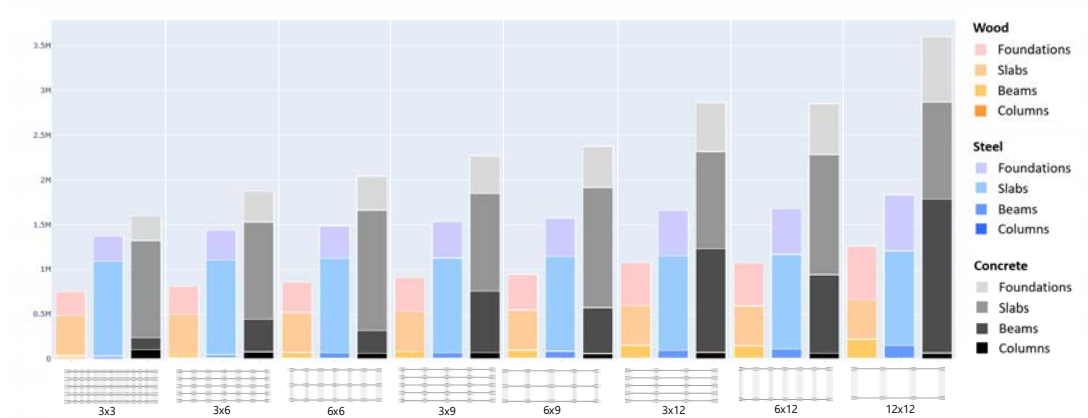


FIGURE 6 Mass repartition according to span and material (in kg)

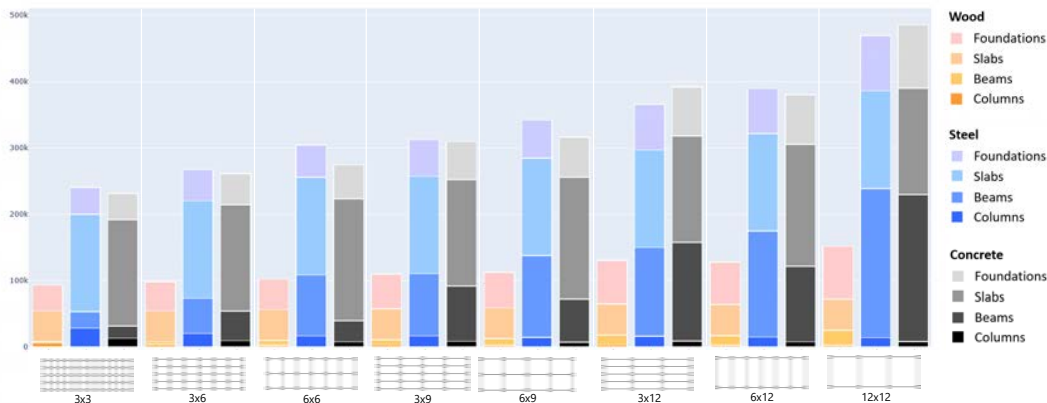


FIGURE 7 GWP repartition according to span and material (in kgCO<sub>2</sub>eq)

The results show that the greater the span, the greater the mass and GHG emissions. Most of the mass and climate change impact are concentrated in the floor elements (slabs and beams). This proportion tends to change with longer spans for which beams take most of the impact. For GWP, slabs range from 30% to 70% of the total impact. This is due to the fact that the optimisation in II.a) tends to add beams instead of choosing higher span slabs. There is an exception in the concrete structures for the 6x9 frame for example, where beams contribute less to the total mass, which means that longer spans for the slab are chosen hence there are less beams in the structure.

Foundations constitute around 50% of the GHG emissions for wood solutions. This is due to the use of concrete in the foundations. The contribution of foundation is about 20% of the total impact on climate change for steel and concrete structures.

Column elements constitute a low part of the impact on climate change. For short spans, their contribution is similar to the beams’ ; around 10% for steel structures. However, this proportion diminishes drastically for higher spans; 1 to 3% depending on the material. This is due to the nature of the elements that are 1D compared to slabs that are 2D. Also as the span increases less columns are use. Even if the sections are more important it does not balance this number reduction.

#### IV. CONCLUSIONS AND PERSPECTIVES

This study highlights material and span as the most influential factors for the environmental impacts of a structure. Higher spans tend to have a higher impact no matter which indicator is used. However small spans reduce the possibilities in terms of space and comfort for the architect. Good design should be a balance between LCA impacts and the space created.

The repartition of mass and GWP impact is mostly concentrated in slab and beam elements. Foundations constitute also a high part of the impact especially for timber structures. Local optimisation at the scale of the monomaterial slab system shows that the preferred solutions tend to use more beam elements to reduce the span of slabs. This follows the idea that we use the material where it is needed, 2D elements tend to be more mass consuming. Hence using beam to concentrate the mass where it is needed seems to be the better solution.

Also, even if a material is better on an indicator such as GWP it doesn't mean it is the best for other indicators. As such, designers need to take into account these multiple impact indicators to design more environmentally friendly structures.

This article is limited to the study of EN15804+A2 indicators. It would be valuable to consider other indicators. For example, using only wood might not be possible for resources management purposes (Mishra et al., 2022). Also impacts that are harder to qualify should be taken in account such as landscape destruction with the extraction of sand. Extending this study to other foundation types and wall would also give a more complete view of the environmental impact of structures. The architectural space quality needs also to be discuss. A 3x3 frame isn't as generous as a 12x12 frame due to the number of columns per surface area. This parameter needs also to be considered when designing a building.

## REFERENCES

- Basbagill, J., Flager, F., Lepech, M., Fischer, M., 2013. Application of life-cycle assessment to early stage building design for reduced embodied environmental impacts. *Build. Environ.* 60, 81–92. <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2012.11.009>
- Blengini, G.A., Di Carlo, T., 2010. The changing role of life cycle phases, subsystems and materials in the LCA of low energy buildings. *Energy Build.* 42, 869–880. <https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2009.12.009>
- Crenna, E., Pant, R., Sala, S., Secchi, M., 2017. Global normalisation factors for the environmental footprint and Life Cycle Assessment. Publications Office of the European Union, Luxembourg.
- De Wolf, C., Hoxha, E., Hollberg, A., Fivet, C., Ochsendorf, J., 2020. Database of Embodied Quantity Outputs: Lowering Material Impacts Through Engineering. *J. Archit. Eng.* 26. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)AE.1943-5568.0000408](https://doi.org/10.1061/(ASCE)AE.1943-5568.0000408)
- De Wolf, C., Yang, F., Cox, D., Charlson, A., Hattan, A.S., Ochsendorf, J., 2016. Material quantities and embodied carbon dioxide in structures. *Proc. Inst. Civ. Eng. - Eng. Sustain.* 169, 150–161. <https://doi.org/10.1680/ensu.15.00033>
- ELODIE by CYPE [WWW Document], n.d. . CYPE. URL <https://info.cype.com/fr/software/elodie-by-cype/> (accessed 10.4.22).
- FRANK, R., n.d. Fondation superficielle.
- Hart, J., D'Amico, B., Pomponi, F., 2021. Whole-life embodied carbon in multistory buildings: Steel, concrete and timber structures. *J. Ind. Ecol.* 25, 403–418. <https://doi.org/10.1111/jiec.13139>

- Hattan, A., Cox, D., Ochsendorf, J., De Wolf, C., Charlson, A., Yang, F., 2015. Material quantities and embodied carbon dioxide in structures. *Proc. ICE - Eng. Sustain.* <https://doi.org/10.1680/ensu.15.00033>
- How to calculate embodied carbon (Second edition) - The Institution of Structural Engineers [WWW Document], 2022. URL <https://www.istructe.org/resources/guidance/how-to-calculate-embodied-carbon/> (accessed 10.4.22).
- Hristov, C.T.-T., n.d. Design Explorer | CORE studio. URL <http://core.thorntontomasetti.com/design-explorer/> (accessed 10.4.22).
- Inies, les données environnementales et sanitaires de référence pour le bâtiment et la RE2020 [WWW Document], n.d. . Inies. URL <https://www.inies.fr/> (accessed 10.4.22).
- Kaethner, S.C., Burrige, J.A., 2012. Embodied CO2 of structural frames. *Struct. Eng.* 90, 33–40.
- Nadoushani, Z., Akbar Nezhad, A., 2015. Effects of Structural System on the Life cycle Carbon Footprint of Buildings. *Energy Build.* 102. <https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2015.05.044>
- Nooco [WWW Document], n.d. URL <https://www.nooco.com/> (accessed 10.4.22).
- Pellan, M., Louërat, M., Beze, J.E., Habert, G., 2022. A holistic perspective on the French building and construction GHG footprint. *IOP Conf. Ser. Earth Environ. Sci.* 1078, 012049. <https://doi.org/10.1088/1755-1315/1078/1/012049>
- Performance Énergétique des Bâtiments Neufs [WWW Document], n.d. URL <http://observatoire.batiment-energiecarbone.fr/statistiques/experimentation-en-chiffres/#> (accessed 10.14.22).
- Qarout, L., 2017. Reducing the Environmental Impacts of Building Materials: Embodied Energy Analysis of a High-performance Building 135.
- Soust-Verdaguer, B., Llatas, C., García-Martínez, A., 2016. Simplification in life cycle assessment of single-family houses: A review of recent developments. *Build. Environ.* 103, 215–227. <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2016.04.014>
- Thornton Tomasetti Shares Results of Comprehensive Embodied Carbon Measurement Study | Thornton Tomasetti [WWW Document], n.d. URL <https://www.thorntontomasetti.com/news/embodied-carbon-measurement-study> (accessed 9.22.22).

# Stockage de CO<sub>2</sub> dans les GBR – Recommandations du PN FastCarb

Jean Michel Torrenti<sup>1</sup>, Xavier Guillot<sup>2</sup> pour l'ensemble des partenaires du projet

<sup>1</sup> Université Gustave Eiffel

<sup>2</sup> Lafarge France

**RESUME** Les granulats de béton recyclé (GBR) contiennent une part de pâte cimentaire qui peut être carbonatée. Le projet national FastCarb visait à minéraliser le CO<sub>2</sub> au sein des GBR, améliorant ainsi la qualité de ces granulats par le colmatage de la porosité et enfin diminuer l'impact CO<sub>2</sub> du béton dans les ouvrages. Il avait deux objectifs principaux : optimiser en laboratoire le processus de carbonatation accélérée et démontrer que ce dernier pouvait être transposé à l'échelle industrielle. Ce document présente les recommandations du projet, en termes de paramètres optimisant le process, de modélisation du phénomène, de réalisation de deux démonstrateurs industriels, de résultats sur les bétons fabriqués avec des GBR carbonatés et, enfin, de bilan environnemental et économique. Les résultats montrent clairement l'intérêt du procédé pour la fraction fine (sable recyclé) qui est peu recyclée actuellement dans les bétons et qui pourrait présenter grâce à la carbonatation un bilan environnemental favorable et permettre de diminuer significativement celui des bétons.

**Mots-clefs** Béton, recyclage, carbonatation, CO<sub>2</sub>

## I. INTRODUCTION

Le Projet National FastCarb est un projet de recherche collaboratif soutenu par l'Etat dans le cadre du réseau « recherche appliquée en génie civil ». Il s'inscrit dans la continuité du PN Recybéton dont une des conclusions a été de montrer que la porosité des Granulats de Béton Recyclé (GBR) était un frein à leur utilisation en plus grandes proportions dans certaines classes d'exposition (de Larrard & Colina, 2019). Parallèlement, la carbonatation naturelle des bétons qui provoque la formation de carbonate de calcium est bien connue. Appliqué de manière accélérée, ce phénomène est susceptible de combler les pores des GBR et donc d'améliorer les performances de ces derniers.

La carbonatation accélérée des GBR suscite un intérêt grandissant au niveau international comme en témoigne les publications les plus récentes (voir par exemple (Pu et al., 2021), (Li et al., 2022), (Xiao et al., 2022) ou (Winnefeld et al., 2022)). L'objectif de FastCarb est d'identifier les mécanismes et les conditions permettant d'accélérer ce phénomène naturel en vue d'augmenter la quantité de CO<sub>2</sub> stockée dans les GBR et ainsi augmenter leur utilisation dans de nouveaux bétons. Le projet a été financé par le Ministère de la Transition Ecologique et de la Cohésion des Territoires et par 23 partenaires académiques et industriels pour un budget total de 3M€. L'IREX a

apporté son soutien à l'organisation et au contrôle financier. L'Université Gustave Eiffel a assuré la direction du projet qui a démarré fin 2017 et se termine en 2023.

Le PN FastCarb s'inscrit dans le contexte de la Loi sur la Transition Énergétique pour la Croissance Verte de 2015 qui vise deux points importants pour le secteur de la construction : la promotion de l'économie circulaire en intégrant le recyclage des matériaux de construction avec un objectif pour le secteur du BTP de valoriser 70% de ses déchets à l'horizon 2030 et la réduction des émissions de gaz à effet de serre en favorisant les constructions à faible empreinte carbone sur l'ensemble de leur cycle de vie.

Depuis, cette loi a été complétée par le Règlementation Environnementale 2020 dont les décrets imposent des seuils contraignants sur l'ensemble des émissions de CO<sub>2</sub> d'un bâtiment sur son cycle de vie. Cette réglementation pousse les acteurs de la construction à réduire l'empreinte carbone des bétons et l'utilisation de GBR comme puits de carbone est un des leviers possibles.. Enfin le décret relatif à la responsabilité élargie des producteurs de produits et de matériaux de construction vise à organiser et à financer les filières de collecte et de recyclage des matériaux de construction et va favoriser la réutilisation des GBR dans des applications nobles.

Ces évolutions législatives et réglementaires montrent bien la pertinence du PN FastCarb et l'importance de la connaissance et de l'optimisation des mécanismes de carbonatation des GBR tant pour ce qui est de la captation de gaz à effet de serre que pour le développement de l'utilisation des GBR dans de nouveaux bétons et le développement de l'économie circulaire dans le secteur de la construction. Les travaux du projet ont comporté 3 phases principales : une phase de recherche en laboratoire et de modélisation, une phase de carbonatation de GBR dans des démonstrateurs industriels et une phase de formulation et de fabrication de bétons incorporant des GBR recarbonatés pour la réalisation d'éléments en béton. Les analyses du bilan environnemental et de l'économie de la chaîne de production des GBR Carbonatés (GBRC) ont également été effectuées. Le présent document présente une synthèse des résultats obtenus au cours de ces différentes phases et les recommandations qui en découlent.

## II. SYNTHÈSE DES RECOMMANDATIONS DU PROJET

### A. Caractérisation des GBRC : Méthode de détermination du CO<sub>2</sub> piégé

Dans l'objectif d'une valorisation du procédé de carbonatation accélérée il est extrêmement important de pouvoir mesurer la quantité de CO<sub>2</sub> qui est stockée dans les GBR. L'objectif est donc de proposer des méthodes quantitatives, représentatives et reproductibles pour évaluer précisément le CO<sub>2</sub> piégé. Au cours du projet, cinq méthodes ont été évaluées.

L'analyse thermogravimétrique ou ATG est une mesure de référence pratiquée le plus souvent en laboratoire et dont la mise en œuvre est complexe. La précision de cette méthode (données de répétabilité et de reproductibilité) est inférieure à celle des autres méthodes évaluées, sans doute à cause de la petite quantité de matériaux testés.

La mesure de la Perte au Feu, adaptée de la norme ciment EN 196-2 :2013, nécessite un four pouvant monter à des températures supérieures à 950°C mais sa mise en œuvre est simple. La répétabilité et la reproductibilité de cette méthode sont satisfaisantes. La durée de l'essai étant de

12h, cette méthode permet de déterminer les teneurs en carbonates, avant et après carbonatation, de lots de GBR bien échantillonnés.

Le Calcimètre de Bernard et la Bombe à Carbonate mesurent la quantité de CO<sub>2</sub> libéré par l'échantillon lors de sa réaction avec de l'acide chlorhydrique. Les équipements nécessaires pour pratiquer ces mesures sont simples d'utilisation et la durée d'essai est courte. Si l'essai à la bombe à carbonate est simple à réaliser, celui avec le calcimètre de Bernard est un peu plus complexe. La répétabilité de ces deux méthodes est moyenne. La reproductibilité est bonne pour le calcimètre de Bernard et encore meilleure pour la bombe à carbonate. Ces méthodes sont bien adaptées à un contrôle de production pour corriger d'éventuelles dérives des réglages du procédé de carbonatation par exemple.

La mesure de la Teneur en Carbone Total s'appuie sur l'analyse d'un signal infrarouge lors de la combustion à 1400°C sous balayage d'oxygène. Si la mesure est simple et très rapide, elle nécessite l'investissement d'un équipement très spécifique. Sa répétabilité est bonne mais sa reproductibilité n'a pas pu être validée car seulement deux laboratoires l'ont pratiquée dans le cadre du projet. L'évaluation de cette méthode doit donc être poursuivie.

Selon le contexte dans lequel il est nécessaire de déterminer le CO<sub>2</sub> piégé, l'utilisation de certaines méthodes est à privilégier. Par exemple, si l'ATG peut être pratiquée lors d'un changement de gisement, la perte au feu est bien adaptée à la qualification de lots moyens avant et après carbonatation. Quant à la calcimétrie (Bernard ou bombe à carbonate), elle peut être utilisée en contrôle qualité entre 2 mesures de perte au feu

#### *B. Paramètres favorisant la carbonatation accélérée des GBRC*

L'optimisation de la minéralisation du CO<sub>2</sub> dans les granulats de béton recyclé dépend de nombreux paramètres énumérés ci-dessous et repris des résultats convergents des études en laboratoire (dont une partie publiée dans (Sereng et al., 2021) et de la modélisation :

- le type de ciment du béton d'origine a une influence sur le potentiel de stockage de CO<sub>2</sub>. Les granulats recyclés contenant du CEM III ont un stockage pouvant être jusqu'à 3 fois inférieur à ceux contenant du CEM I
- l'état de carbonatation naturelle initiale des granulats affecte le potentiel de stockage du CO<sub>2</sub>. Une pulvérisation par un indicateur coloré comme la phénolphtaléine permet de vérifier qualitativement si une carbonatation potentielle est encore possible
- la teneur en eau est le facteur prédominant. Une teneur en eau optimale des granulats recyclés permettant une carbonatation maximale se trouve dans une plage de 65 à 85% de la valeur de l'absorption en eau à 24h des GBR.
- la taille des granulats impacte notablement le taux de stockage du CO<sub>2</sub>. Le taux de stockage de la fraction sable peut être le double de celui des gravillons 12-20 mm.
- une température plus élevée (40°C et au-delà) a un effet favorable sur la carbonatation. Le gain d'une pression partielle supérieure à 15% de CO<sub>2</sub> dans le gaz est peu important. Pour ces deux raisons, des gaz en sortie de four de cimenterie (qui ont une teneur en CO<sub>2</sub> voisine de 15% et une température entre 70 et 90°C) conviennent pour une carbonatation accélérée.

- la présence d'autres produits de combustion dans le gaz ( $\text{SO}_2$ ,  $\text{NO}_2$ ) peut toutefois perturber significativement la cinétique de minéralisation du  $\text{CO}_2$ .

- l'agitation granulaire est plus efficace qu'une carbonatation dans un lit granulaire fixe. Néanmoins, l'agitation granulaire produit également de l'attrition avec des effets souhaitables ou non sur le granulat (création des fines carbonatés, favorables au stockage de  $\text{CO}_2$ , diminution de l'angularité des granulats).

- l'effet d'un écoulement forcé du gaz dans le lit de granulats améliore la cinétique de carbonatation. La pression de gaz joue aussi un rôle non négligeable sur l'augmentation du taux de stockage. Cependant, à gradient de pression trop élevé ( $> 1,5$  bar), une phase de condensation est observée, limitant ainsi la pénétration du  $\text{CO}_2$ .

- une durée du traitement plus longue augmente logiquement la quantité de  $\text{CO}_2$  stockée. Mais cet effet est limité par le comblement de la porosité et l'augmentation de la saturation du milieu qui ralentissent la cinétique de carbonatation.

### C. Procédés industriels de carbonatation accélérée

Plusieurs démonstrateurs industriels (sécheur rotatif et lit fluidisé en cimenteries, conteneur) ainsi qu'une installation pilote (filtre à gravier en laboratoire) ont été développés. Ces expérimentations ont confirmé qu'il était tout à fait possible de mettre en œuvre, dans des sites émetteurs de  $\text{CO}_2$ , des procédés industriels de carbonatation accélérée des granulats de béton recyclé – cf. (Torrenti et al., 2022) et (Izoret et al., 2023).

Les principaux enseignements tirés de ces essais industriels sont les suivants :

- L'utilisation des gaz de cimenterie à environ 15% (vol) de  $\text{CO}_2$  donne entière satisfaction pour l'accélération de la carbonatation artificielle, l'humidité relative optimale étant comprise entre 50 et 70%, et la température comprise entre 70 et 90°C.

- Le traitement des fractions fines de granulats de béton recyclé doit se faire dans un délai relativement court (si possible au cours des 3 mois) après leur production et leur mise à disposition pour limiter la carbonatation atmosphérique naturelle qui restreint le potentiel de carbonatation accélérée.

- Pour les granulats de béton recyclé carbonatés industriellement, des taux de captation compris entre 31 et 39 kg  $\text{CO}_2$ /t pour le sable et entre 5 et 12 kg  $\text{CO}_2$ /t pour le gravillon ont été mesurés en moyenne pour typiquement 1 heure de traitement (mise en contact avec le gaz) en cimenterie.

- Dans les démonstrateurs, réalisés par détournement d'installation existantes, la maîtrise du triptyque « concentration en  $\text{CO}_2$ , humidité et température des gaz » est cruciale pour maximiser le taux de captation du  $\text{CO}_2$ .

- Dans le cas du filtre à gravier, les taux de captation de  $\text{CO}_2$  dépendent des mêmes paramètres que pour les installations industrielles, à savoir le triptyque évoqué ci-dessus. Les effets de la combinaison du gaz porteur principal ( $\text{N}_2$ ) et des gaz secondaires ( $\text{SO}_2$  et  $\text{NO}_x$ ) ne mènent pas à la précipitation de composés spécifiques mais peuvent toutefois affecter négativement le taux de carbonatation effectif.

Dans une optique d'industrialisation des procédés, il conviendra d'optimiser la maîtrise de paramètres clés tels que l'humidité relative, la température et la durée de traitement pour ce qui concerne l'équipement ainsi que la teneur en eau des granulats recyclés. Le site devra également disposer d'une méthode fiable de détermination des taux de captation de CO<sub>2</sub> afin d'être en mesure de considérer ces valeurs dans les calculs des EPD des granulats mais aussi de valoriser économiquement le CO<sub>2</sub> non émis.

#### *D. Production des bétons contenant des GBRC – Spécifications*

Les propriétés à l'état frais ou durci des bétons fabriqués avec les granulats recyclés carbonatés issus des démonstrateurs du projet national FastCarb sont comparables à celles des bétons avec granulats recyclés non carbonatés (Pernin et al., 2022). L'impact de leur emploi n'est donc pas de nature à modifier les tendances observées sur les propriétés du béton (état frais, résistance mécanique, durabilité).

Ces résultats sont à nuancer car liés aux propriétés intrinsèques des GBR (taille des grains, absorption d'eau) et à la quantité de CO<sub>2</sub> stocké dans leur matrice cimentaire. Les possibilités d'optimisation des processus industriels pourraient ainsi conduire à retrouver un effet certain des granulats carbonatés sur ces propriétés tel que décrit dans la littérature.

Les résultats acquis par le projet FastCarb sur les propriétés des bétons fabriqués avec des GBRC permettent de respecter les seuils adoptés en France pour les granulats recyclés. Les exigences de la norme NF EN 206+A2/CN sont donc applicables aux bétons fabriqués avec des granulats recyclés carbonatés.

#### *E. Conditions du développement de l'utilisation des GBRC*

Les GBR peuvent devenir des puits de carbone. Aussi, de futures installations de carbonatation des GBR ne pourront se développer que s'il est environnementalement et économiquement intéressant pour des opérateurs de créer une activité permettant de rapprocher les GBR des sources de CO<sub>2</sub> et de livrer les GBRC produits sur des chantiers de construction avec l'empreinte carbone la plus faible possible (Guyard et al., 2022).

Les résultats obtenus sur les démonstrateurs industriels montrent que la carbonatation d'une tonne de fraction fine de GBR permet de capter de 31 à 39kg de CO<sub>2</sub>, celle de la fraction plus grossière de 5 à 12 kg de CO<sub>2</sub>. D'autre part les données du projet indiquent que les émissions de CO<sub>2</sub> pour une tonne de GBRC transportée sur 30km entre le site de recyclage et le site de carbonatation puis sur 20 km entre ce site et l'unité de production de BPE sont de 11 kg. Le bilan moyen des émissions de CO<sub>2</sub> dans ces conditions est de - 1 kg de CO<sub>2</sub> par tonne de gravillons et de - 28 kg de CO<sub>2</sub> par tonne de sable.

Les recommandations suivantes pour la production de GBRC peuvent être émises :

- Optimiser l'implantation des plateformes de recyclage des bétons de déconstruction pour réduire la part des transports dans le bilan environnemental, en favorisant un report modal (fluvial, ferré) lorsque c'est possible ; cette action est en cohérence avec un des objectifs de la REP produits de construction qui est d'accroître le nombre des plateformes d'accueils de déchets de la déconstruction.



- Poursuivre les travaux opérationnels sur les types de concasseurs à employer dans le recyclage des bétons afin de concentrer la fraction cimentaire qui se recarbonate par rapport à la fraction granulaire dont le noyau est un granulat sans potentiel de recarbonation.

Aux vues des premiers résultats obtenus, il apparaît plus rentable que l'unité de carbonatation accélérée soit uniquement alimentée avec la fraction sable des GBR puisqu'elle capte plus de CO<sub>2</sub>.

En appliquant les résultats obtenus avec les GBRC étudiés au cas d'un béton de mur extérieur (XC4/XF1), avec 500 kg de gravillons recyclés carbonatés, 180 kg de sable recyclé carbonaté l'économie est de 7,3 Kg de CO<sub>2</sub> par m<sup>3</sup> de béton par rapport à l'utilisation d'un granulat naturel. En utilisant l'approche performantielle pour valider une formule contenant, par exemple, 100% de gravillons recyclés et 50% de sable recyclé, 17,4 Kg de CO<sub>2</sub> par m<sup>3</sup> de béton pourraient être économisés soit environ 10 % de l'impact changement climatique du béton.

En ce qui concerne la ressource en GBR, l'étude de l'Union Nationale des Producteurs de Granulats (UNPG) conclut que le tonnage disponible de granulats de béton recyclé à carbonater est de l'ordre de 20 Mt en France, avec une concentration des gisements dans les grandes métropoles. Le renforcement du tri des déchets à toutes les étapes de la déconstruction (chantiers, plateformes, ...) devrait favoriser l'identification, le repérage et fléchage des bétons pour qu'ils soient dirigés vers les filières de recyclage en augmentant les tonnages de GBR et à terme ceux des GBRC.

Pour ce qui est des sources ponctuelles d'émissions de CO<sub>2</sub>, l'étude réalisée dans le cadre du projet en dénombre plus de 2300 sur le territoire français entre celles qui sont soumises à la Directive ETS et celles contrôlées au titre des ICPE auxquelles s'ajoutent les installations de méthanisation injectant du méthane dans les réseaux gaz.

Pour les entreprises sous ETS, une tonne de CO<sub>2</sub> captée dans des GBR, fait économiser un quota d'une valeur comprise entre 80 et 90€/t. Pour les autres cette réduction d'émissions peut permettre d'obtenir des Crédits de Compensation Carbone qui comme les quotas de CO<sub>2</sub> non utilisés contribueront à la rentabilité de futurs projets de captation de CO<sub>2</sub>.

Quand cela est possible, l'utilisation de CO<sub>2</sub> comprimé pour carbonater les GBR sur le site de déconstruction ou sur une plateforme de recyclage permettra de limiter les émissions de CO<sub>2</sub> liées au transport.

### III. CONCLUSIONS

Le projet national FastCarb permet déjà de tirer des enseignements concernant la carbonatation accélérée des granulats de béton recyclé. Après des recherches en laboratoire qui ont mis en évidence les facteurs importants du phénomène et conduit aux recommandations sur les essais de quantification du CO<sub>2</sub> capté, deux démonstrateurs ont été installés dans des cimenteries où il a été possible d'utiliser directement les gaz du four à l'échelle industrielle. La quantité de CO<sub>2</sub> stockée a atteint 40 kg/t de GBR pour la fraction sableuse.

L'ACV sur ces démonstrateurs confirme que la fraction sable de GBR est le matériau le plus intéressant pour l'absorption du CO<sub>2</sub> et l'impact sur le changement climatique. En effet,

l'indicateur CO<sub>2</sub> eq./t du sable recyclé carbonaté est négatif. L'utilisation de GBR carbonatés peut permettre de réduire significativement le poids carbone d'un m<sup>3</sup> de béton. Ceci est également intéressant pour un objectif d'économie circulaire car le sable recyclé est plus difficilement utilisable dans les bétons incluant des GBR.

Le projet FastCarb montre que la carbonatation accélérée est réalisable à l'échelle industrielle avec une phase d'optimisation réduite, que les résultats sont cohérents avec les expériences en laboratoire et que les impacts environnementaux sont positifs lorsque le transport de GBR est limité. La quantité de CO<sub>2</sub> qui pourrait être minéralisée par ces procédés ne résoudra pas à elle seule le problème des émissions de CO<sub>2</sub> de l'industrie du béton, mais constitue une contribution possible et intéressante qui complète l'intérêt de l'usage des GBR dans les bétons vis-à-vis de l'économie circulaire.

## REFERENCES

- Guyard, P., Saade, M., & Feraille, A. (2022). Carbonatation accélérée de granulats de béton recyclés quels bénéfices environnementaux?. *Academic Journal of Civil Engineering*, 40(3), 117-131
- Izoret, L., Pernin, T., Potier, J. M., & Torrenti, J. M. (2023). Impact of Industrial Application of Fast Carbonation of Recycled Concrete Aggregates. *Applied Sciences*, 13(2), 849.
- de Larrard, F., & Colina, H. (Eds.). (2019). *Concrete Recycling: Research and Practice*. CRC Press.
- Li, Liang, and Min Wu. (2022) "An overview of utilizing CO<sub>2</sub> for accelerated carbonation treatment in the concrete industry." *Journal of CO<sub>2</sub> Utilization* 60.
- Pernin, T., Robbiano, L., Ranaivomanana, H., Ben-Fraj, A., Geffray, F., Pham, G., ... & Amiri, O. (2022). Projet National FastCarb—Production de bétons contenant des granulats de béton recyclés carbonatés. *Academic Journal of Civil Engineering*, 40(3), 93-104.
- Pu, Y.; Li, L.; Wang, Q.; Shi, X.; Luan, C.; Zhang, G.; Fu, L.; El-Fatah Abomohra, A. (2021) Accelerated carbonation technology for enhanced treatment of recycled concrete aggregates: A state-of-the-art review. *Constr. Build. Mat.* 2021, 282, 122671
- Sereng, M., et al. "Improvement of recycled aggregates properties by means of CO<sub>2</sub> uptake." *Applied Sciences* 11.14 (2021): 6571.
- Torrenti, J. M., et al. "The FastCarb project: Taking advantage of the accelerated carbonation of recycled concrete aggregates." *Case Studies in Construction Materials* 17 (2022)
- Xiao, J., Zhang, H., Tang, Y., Deng, Q., Wang, D., & Poon, C. S. (2022). Fully utilizing carbonated recycled aggregates in concrete: Strength, drying shrinkage and carbon emissions analysis. *Journal of Cleaner Production*, 377, 134520.
- Winnefeld, F., Leemann, A., German, A., & Lothenbach, B. (2022). CO<sub>2</sub> storage in cement and concrete by mineral carbonation. *Current Opinion in Green and Sustainable Chemistry*, 100672

# L'Analyse du Cycle de Vie (ACV) appliquée au creusement des ouvrages souterrains

Lucille BAUCAL--POYAC<sup>1</sup>, Laetitia D'ALOIA SCHWARTZENTRUBER<sup>1</sup>, Adélaïde FERAILLE<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Centres d'Etude des Tunnels (CETU), Bron.

<sup>2</sup> Ecole des Ponts Paristech (ENPC), Champs sur Marne.

## RESUME

Il existe deux types de méthodes de creusement de tunnel : la méthode « conventionnelle » (machine à attaque ponctuelle et/ou explosif) et celle au tunnelier (ouverts ou à confinement (pression de terre, pression de boue)). Si l'évaluation des impacts environnementaux du creusement des tunnels en méthode conventionnelle a déjà fait l'objet d'études par le passé, il n'en est pas de même du creusement au tunnelier qui nécessite des développements méthodologiques nouveaux. Des données doivent également être collectées sur la fabrication du tunnelier, son montage, son fonctionnement, sa fin de vie ainsi que sur l'ensemble des installations susceptibles d'accompagner son usage. Un travail de thèse démarre au CETU en collaboration avec l'ENPC sur l'ACV du creusement au tunnelier. Ce travail s'inscrit dans un contexte où les tunneliers sont et seront de plus en plus utilisés sur les chantiers français et transfrontaliers (Grand Paris Express (GPE), Lyon-Turin...). Cette communication présente les premières réflexions méthodologiques menées sur l'ACV du creusement au tunnelier et situe la thèse parmi les études déjà menées sur les ouvrages souterrains. A terme, l'enjeu est de limiter les impacts sur l'environnement et notamment l'impact changement climatique, par des choix techniques appropriés, tant sur le plan des matériaux que sur celui des engins, machines et autres installations nécessaires.

## Mots-clefs

Tunnel, ACV, Tunnelier

## I. INTRODUCTION

### A. Contexte réglementaire environnemental des ouvrages souterrains

Depuis plusieurs années, l'environnement occupe une place croissante dans la réglementation nationale et internationale. Ceci s'inscrit dans un contexte récurrent de publications abordant la thématique d'urgence climatique à laquelle nous faisons face actuellement. On peut notamment citer le premier volet du sixième rapport d'évaluation du GIEC en août 2021 consacré aux effets d'ores et déjà irrémédiables du réchauffement climatique. Il souligne notamment une réduction de la disponibilité des ressources en eau et en nourriture, un impact sur la santé ainsi qu'une baisse de moitié des aires de répartition des espèces animales et végétales, causés par les activités anthropiques (IPCC, 2021). Au regard de ces conclusions, le cadre réglementaire français se veut

davantage incitatif vis-à-vis de la transition écologique avec notamment la promulgation des lois et décrets suivants :

- Loi Grenelle 2, 2010 ;
- Loi de transition énergétique pour la croissance verte, 2015 ;
- Décret du 3 mai 2017 relatif aux principes et modalités de calcul des émissions de gaz à effet de serre des projets publics ;
- SNBC (Stratégie National Bas-Carbone), révision 2018-2019 ;
- Loi énergie-climat, 2019 ;
- Loi relative à la lutte contre le gaspillage et à l'économie circulaire, 2020 ;
- Loi climat-résilience, 2021.

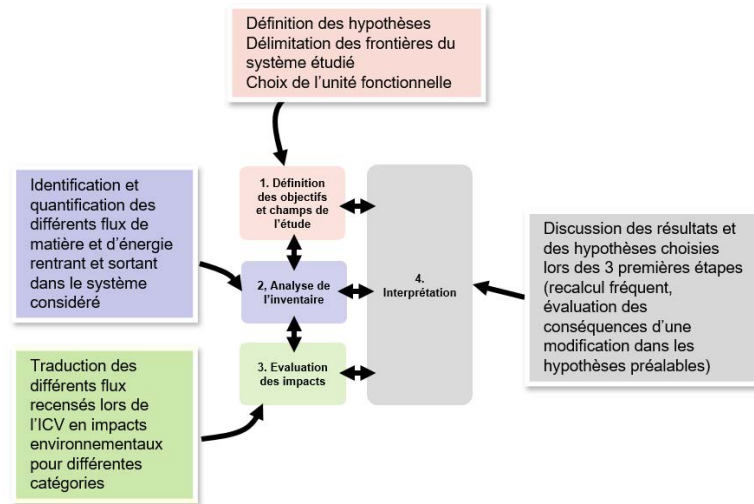
On retiendra notamment que la SNBC impose comme objectif la neutralité carbone en 2050. La loi énergie-climat inscrit un objectif de réduction de 40% de la consommation d'énergies fossiles par rapport à 2012 d'ici 2030 et la loi climat-résilience une diminution de 40% des émissions des gaz à effet de serre (GES) d'ici 2030 par rapport à 1990 (cf. Article L100-4 du Code de l'Énergie). Il est également important de souligner que le (*Décret n°2017-725, 2017*), décrivant les principes et modalités de calcul des émissions de GES des projets publics, s'applique « ... aux projets publics soumis, en application de l'article L.122-1 du Code de l'Environnement, à une étude d'impact [...] et aux projets publics de construction et de rénovation de bâtiments », « ... dont la décision de financement est signée à compter du 1<sup>er</sup> octobre 2017 ». Les projets incluant des sections souterraines et soumis à étude d'impact sont donc concernés par la réalisation d'un bilan des émissions de GES.

Bien que présentement aucun texte réglementaire n'oblige à effectuer une analyse du cycle de vie des ouvrages souterrains, les lois mentionnées ci-dessus peuvent inciter les maîtres d'ouvrages à évaluer et orienter leurs décisions sur l'ensemble du cycle de vie de l'ouvrage en faveur de l'environnement tant à un niveau de transition énergétique, de réduction du bilan carbone ou bien encore d'économie circulaire. En effet, les ouvrages souterrains occupent une place significative dans le bilan environnemental d'un projet de travaux publics. L'ACV des ouvrages souterrains permet d'apporter des éléments objectifs dans le processus de prise de décision, l'enjeu étant de mieux porter les projets d'ouvrages souterrains et de mieux appréhender les postes significatifs en termes d'impacts.

#### *B. Contexte normatif de l'ACV des ouvrages souterrains*

L'Analyse de Cycle de Vie (ACV) est un outil multicritère et holistique permettant l'évaluation des impacts environnementaux potentiels sur l'ensemble du cycle de vie d'un système, depuis l'obtention des matières premières jusqu'à sa fin de vie, en relation à une fonction particulière (Jolliet Olivier, 2017). Étant une approche fonctionnelle, elle permet une comparaison équitable entre plusieurs systèmes puisque celle-ci s'effectue sur l'équivalence des services fournis par les systèmes. La méthodologie d'ACV s'appuie sur des normes internationales qui en décrivent les principes et cadres à travers la norme (*ISO 14040, 2006*) ainsi que les exigences et lignes directrices via la norme (*ISO 14044, 2006*). Elle se décompose selon quatre phases interdépendantes, présentées et détaillées à la Figure 1, qui sont : i) La définition des objectifs et du champ de l'étude, ii)

L'inventaire du cycle de vie, iii) L'évaluation de l'impact du cycle de vie et iv) L'interprétation du cycle de vie.



**Figure 1 - Cadre méthodologique de l'ACV selon (ISO 14040, 2006)**

Révisée en juin 2021, la norme (NF EN 15643, 2021) relative à la contribution des ouvrages de construction au développement présente un cadrage méthodologique de l'évaluation des performances environnementales, sociales et économiques spécifique à l'échelle des ouvrages de génie civil et aux bâtiments. La norme (NF EN 17472, 2022), décrit, quant à elle, spécifiquement les méthodes et exigences pour l'évaluation des performances en termes de développement durable d'un ouvrage de génie civil en tenant compte de l'équivalent fonctionnel de l'ouvrage. En présentant une méthode normalisée, cette norme aide à la prise de décision dans le cadre de la conception d'un ouvrage de génie civil. Elle y définit notamment une liste de catégorie d'aspects environnementaux non exhaustive mais obligatoire qui doit être en cohérence avec les indicateurs environnementaux de la norme (NF EN 15804+A2/CN, 2019). Révisée en juillet 2022, cette dernière se place à l'échelle produit. La norme NF EN 15804+A2 précise « une structure permettant de s'assurer que toutes les Déclarations Environnementales Produit (DEP) relatives aux produits, services et processus de construction sont obtenues, vérifiées et présentées de façon harmonisée ». Une DEP est un document normalisé qui présente les résultats de l'ACV du produit concerné. A travers les DEP, les professionnels de la construction peuvent s'inscrire dans une démarche de développement durable et d'écoconception du produit. Les dimensions sociales et économiques du développement durable ne sont pas présentées dans cette norme. En comparaison avec ses versions précédentes, la norme NF EN 15804+A2 se distingue par la prise en compte de la valorisation des matériaux de construction en fin de vie et s'accompagne d'une modification du tableau des unités de mesure des catégories d'impact. Un schéma récapitulant les 3 normes s'appliquant aux différentes échelles du secteur du génie civil est présenté à la Figure 2.

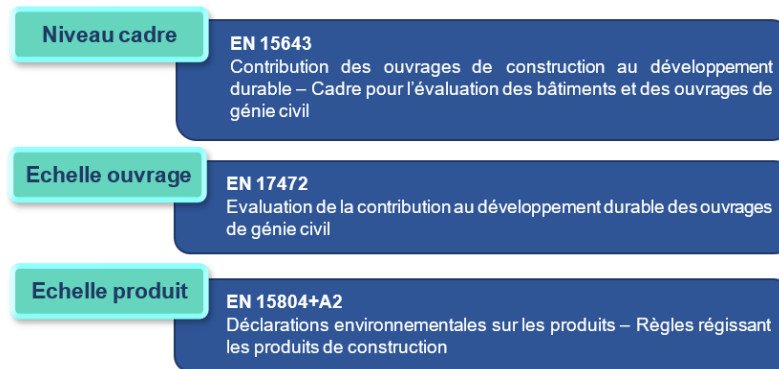


Figure 2 - Normes s'appliquant aux différentes échelles du secteur du génie civil

## II. ETUDES ACV DES OUVRAGES SOUTERRAINS ET DONNEES EXISTANTES

La construction des ouvrages souterrains semble avoir d'emblée de forts impacts sur l'environnement en comparaison de celle des ouvrages à l'air libre. Pour autant, de nombreuses gares souterraines sont construites et les linéaires des sections souterraines sont importants sur les tracés d'infrastructures en projet. En effet, il s'agit de trouver une solution de passage en milieu contraint, de réduire les nuisances pour les riverains ou bien de limiter l'occupation du sol pour le réserver à d'autres usages. Ainsi l'ACV doit permettre d'aider à l'écoconception des ouvrages souterrains tandis qu'une approche plus globale de type « Développement Durable » doit permettre de mettre en avant l'ensemble des avantages de la solution souterraine. L'ACV appliquée aux ouvrages souterrains peut s'appliquer en tant qu'outil d'aide à la décision et d'écoconception et se distingue selon l'avancement du projet. Au stade amont, l'ACV permet au maître d'ouvrage de comparer, d'un point de vue environnemental, différentes possibilités de conception de l'ouvrage (ex : comparaison d'offres dans le cadre d'un marché). Au stade aval, l'ACV peut consister en l'évaluation détaillée des impacts environnementaux d'un projet (ex : s'assurer du respect des engagements environnementaux).

### A. Méthodes de creusement de tunnel

Deux types de méthodes de creusement de tunnel existent et peuvent parfois être rencontrées sur un même chantier ou être concurrentes, en fonction notamment de la géologie, des conditions d'accès au site et de la longueur de l'ouvrage. On trouve ainsi la méthode dite conventionnelle (machine à attaque ponctuelle et/ou explosif (cf. Figure 3)) et celle au tunnelier également appelée méthode mécanisée (cf. Figure 4). Plusieurs types de tunneliers existent : ouverts ou à confinement (pression de terre, pression de boue...). Le choix du mode d'abattage est généralement lié à la géologie rencontrée notamment via la résistance à la compression uniaxiale du terrain et l'état de fracturation du massif<sup>1</sup>. Les domaines géologiques d'application des méthodes de creusement de tunnel sont présentés à la Figure 5. D'autres critères tels que l'accessibilité au site (place pour le montage/démontage du tunnelier) ou bien la proximité d'ouvrages sensibles aux vibrations peuvent également intervenir dans le choix de la méthode de creusement (*Dossier pilote des tunnels génie civil*, 1998).

<sup>1</sup> Mesure de l'état de fracturation du massif = indice RQD - Rock Quality Designation



Figure 3 - Méthode conventionnelle (chantier TELT)

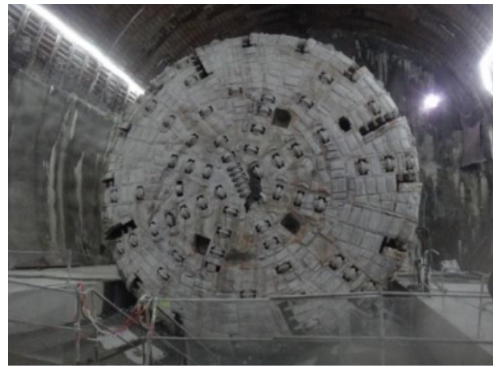


Figure 4 - Tunnelier (chantier TELT)

	Terrains meubles			Terrains rocheux		
	Graves	Sables	Limons	Argiles	Tendres	Dures
Méthodes conventionnelles	Attaque ponctuelle avec trait. spéciaux			Attaque ponctuelle		
				Explosif		
Méthodes mécanisées				Tunnelier à gripeurs		
				Tunnelier ouvert à voussoirs		
			Tunnelier à pression terre			
			Tunnelier à pression de boue			

Figure 5 - Domaines géologiques d'application des méthodes de creusement de tunnel (CETU, 2016)

*B. Etudes ACV des ouvrages creusés en méthode conventionnelle*

Il existe plusieurs études ACV appliquées aux sections souterraines creusées en méthode conventionnelle : elles se distinguent notamment à travers leurs choix de frontières de l'étude ACV. Tout d'abord, (Huang *et al.*, 2015) évaluent la méthode de creusement en elle-même : l'unité fonctionnelle<sup>2</sup> étant « l'excavation d'un tunnel rocheux de 1m avec forage et dynamitage ». Ici, les matériaux de construction ne sont pas pris en compte, les auteurs s'intéressent à la consommation d'explosif, d'électricité, de diesel et de matériaux de chaussées ainsi que les outils et machines nécessaires au creusement (chargeuse, jumbo foreur, camions...). Cette étude conclut sur le fait qu'1m de creusement de tunnel routier standard émet 0.9tonCO<sub>2</sub>eq et que la consommation d'explosif est l'une des catégories dominantes pour les impacts environnementaux notamment en termes de destruction de la couche d'ozone.

D'autres études ACV s'attachent à évaluer les impacts environnementaux d'un tunnel sur l'ensemble de son cycle de vie. (D'Aloia *et al.*, 2010) est une des premières études évaluant les impacts environnementaux des matériaux de construction en méthode conventionnelle et ceux de la consommation électrique liées à l'exploitation. Plus tard, (D'Aloia Schwartzenruber and Deffayet, 2014) évaluera les impacts environnementaux de la construction d'un tunnel en méthode conventionnelle en l'illustrant sur le tunnel de Talant de la LiNo (Liaison Nord de l'agglomération dijonnaise). On peut également citer (Guo *et al.*, 2019) dont l'étude s'attache à évaluer l'ensemble du

<sup>2</sup> Performance quantifiée d'un système de produits destinée à être utilisée comme unité de référence dans une analyse du cycle de vie » (ISO 14044, 2006)

cycle de vie de cinq sections de tunnel, de leur construction à leur « fin de vie »<sup>3</sup> en passant par leur exploitation et leur maintenance. Ces cinq sections, notées « *section-i* », ont été définies en fonction de la qualité de la masse rocheuse présente sur le tracé du tunnel. L'unité fonctionnelle de cette étude est « *1 m de tunnel autoroutier chinois de section-i ayant une durée de vie de 100 ans* ». La phase de construction comprend entre autres les matériaux (soutènement, revêtement, étanchéité, explosif), consommation des engins, électricité de ventilation et d'éclairage... Selon les profils-types, 1m de tunnel émet 20.51 à 28.36 tCO<sub>2</sub>eq.

Des réflexions et des travaux sur les « Travaux souterrains et développement durable » sont actuellement menés au sein du GT41 de l'AFTES. Un projet de recommandation porte sur « L'ACV appliquée aux ouvrages souterrains » et comportera 3 fascicules : - Fascicule n°1 : Cadre méthodologique ; - Fascicule n°2 : ACV des ouvrages creusés en méthode conventionnelle ; - Fascicule n°3 : ACV des ouvrages souterrains creusés au tunnelier.

### *C. Données environnementales existantes*

En ACV, la collecte et le choix des données constituent une étape clef. On distingue deux types de données : les données primaires dites spécifiques au système et les données secondaires. Les données primaires regroupent les données collectées sur le terrain ou spécifiques à un fabricant et comprennent par exemple les types et quantités de béton, d'acier ou encore les consommations électriques et thermiques utilisés lors de la construction de l'ouvrage. Les données secondaires rassemblent les données environnementales issues de base de données génériques telles que Ecoinvent. En France, il existe également la base INIES et la base DIOGEN. La base de données INIES est une base de données nationale de référence sur les données environnementales et sanitaires des produits et équipements de la construction (bâtiments et génie civil). La base de données DIOGEN présente, quant à elle, les impacts environnementaux de la norme NF EN 15804+A1/CN pour les matériaux utilisés dans la réalisation des ouvrages de génie civil. Les impacts environnementaux sont calculés pour la phase de production des matériaux, de l'extraction des matières premières jusqu'à la sortie de l'usine. Des syndicats professionnels mettent également à disposition des informations environnementales sur la production des matériaux constitutifs du béton : l'UNPG pour les granulats, l'ATILH pour le ciment et l'EFCA pour les adjuvants.

## **III. PREMIERES REFLEXIONS SUR L'ACV DU CREUSEMENT AU TUNNELIER**

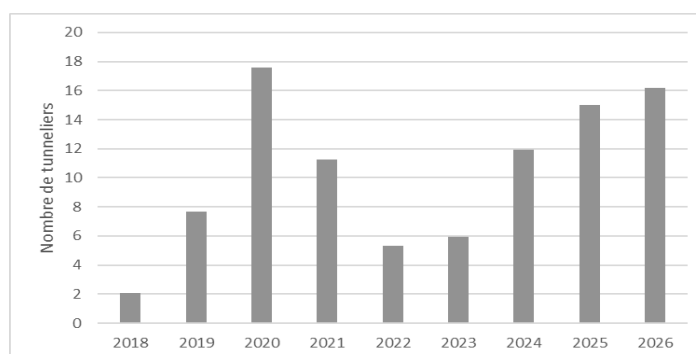
### *A. Contexte de la thèse*

La méthode de creusement au tunnelier, déjà largement utilisée à l'international, est et sera utilisée pour la construction de tunnels sur plusieurs grands projets français et transfrontaliers tels que le Grand Paris Express, le Tunnel Euralpin Lyon-Turin, le Futur Collisionneur Circulaire du CERN ou bien la seconde ligne de métro B de Toulouse. D'après les perspectives du CETU, les tunneliers seront très souvent utilisés pour le creusement de tunnels et ce, pendant à minima les 6 prochaines années (cf. Figure 6).

---

<sup>3</sup>Les structures de génie civil étant généralement dimensionnées pour 100 ans, il n'y a pas de réelle fin de vie : on parle plutôt de fin d'exploitation.





**Figure 6 - Perspective du nombre de tunneliers en service en France sur 10 ans [CETU]**

Si l'évaluation des impacts environnementaux du creusement des tunnels en méthode conventionnelle a déjà fait l'objet d'études par le passé (cf. §II), il n'en est pas de même du creusement au tunnelier. Parmi les études portant sur l'ACV de tunnel creusé au tunnelier, on peut notamment citer (D'Aloia *et al.*, 2015) dont l'étude porte sur l'ACV du tunnel du Mont Sion sur l'A41 et la comparaison de la méthode de creusement conventionnelle et celle au tunnelier. (Kaewunruen *et al.*, 2020) évalue les impacts environnementaux du cycle de vie et analyse le coût du cycle de vie du tunnel Xikema No. 1 creusé au tunnelier. (Arena, 2019) a développé une ACV de la construction au tunnelier du « Thames Tideway Tunnel ». Ces trois publications ne modélisent pas le tunnelier en tant que machine mais prennent plutôt en compte la quantité de matériaux de construction mis en œuvre lors d'un creusement au tunnelier. C'est dans ce contexte qu'un travail de thèse démarre au CETU en collaboration avec l'ENPC et en partenariat avec le Tunnel Euralpin Lyon-Turin sur l'évaluation des impacts environnementaux du creusement au tunnelier des ouvrages souterrains par l'ACV.

#### *B. Scope de l'ACV du creusement au tunnelier*

##### Équivalent fonctionnel

Dans le cas des ouvrages de Génie Civil, la norme NF EN 15643 introduit le terme d' « *équivalent fonctionnel* » qui inclut, mais sans s'y limiter, le type d'ouvrage de construction, la fonction primaire, les exigences techniques et fonctionnelles pertinentes et la période de référence pour l'évaluation. Pour le creusement au tunnelier, l'équivalent fonctionnel peut être décrit comme suit :

*« Assurer la construction du tunnel, i.e. successivement ou simultanément l'abattage du front de taille, la stabilisation des parois de l'excavation, le marinage des déblais et dans certains cas la pose du soutènement et/ou du revêtement »*

##### Frontières du système

Les frontières des systèmes servent à identifier les étapes, processus et flux considérés dans l'ACV. Elles incluent toutes les activités pertinentes à l'atteinte des objectifs de l'étude et donc, nécessaires à la réalisation de la fonction étudiée. L'analyse du cycle de vie pour le creusement au tunnelier est composée du cycle de vie du tunnelier et des infrastructures accompagnant son usage lors du creusement (usines de préfabrication de voussoirs, station de traitement de boue, centrale à béton...). La Figure 7 présente les frontières du système associées au cycle de vie du tunnelier. Le

cycle de vie du tunnelier peut s'apparenter aux étapes suivantes : i) la production de ses pièces, ii) sa construction, iii) son utilisation et iv) sa fin de vie<sup>4</sup>.

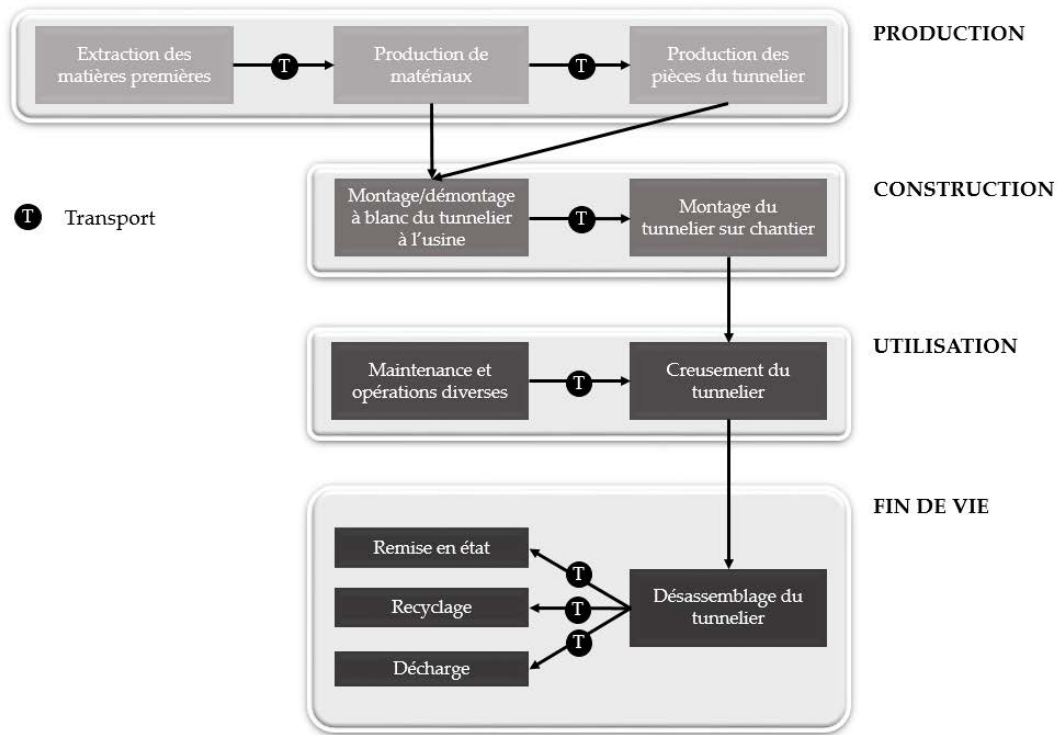


Figure 7 - Frontières du système « tunnelier »

Des questions d'ordre méthodologique concernant la gestion en fin de vie du tunnelier se posent. Il est constaté dans la profession des ouvrages souterrains que la fin de vie du tunnelier varie selon son diamètre :

- Jusqu'à 5 m de diamètre : les tunneliers sont généralement standardisés et réutilisés après une remise en état des éléments défectueux ;
- Au-delà de 5 m : les projets sont rarement au même diamètre et différents scénarios de fin de vie du tunnelier existent : i) remise en état totale par l'entreprise, ii) remise en état totale par le fabricant du tunnelier, iii) seuls les éléments nobles du tunnelier (moteurs, vérins hydrauliques, armoires électriques, sas...) sont conservés et la partie métallique est recyclée.

La remise en état du tunnelier ou la réutilisation de certains éléments du tunnelier sur d'autres chantiers engendrent un problème de multifonctionnalité qu'il faut traiter méthodologiquement. Il faut également intégrer l'ensemble des installations susceptibles d'accompagner l'usage du tunnelier comme l'usine de préfabrication des voussoirs ou bien l'usine de traitement des boues de forage pour les tunneliers à pression de boue. Une généralisation de l'approche pour les différents

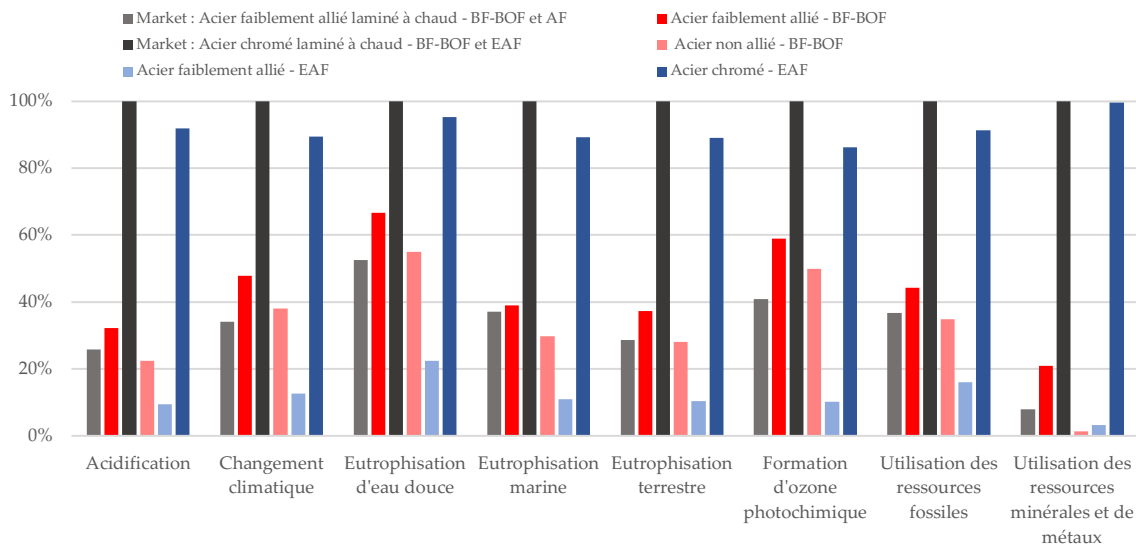
<sup>4</sup> Par « fin de vie du tunnelier », on entend « fin de creusement du tunnelier ».

types de tunneliers (tunneliers ouverts et fermés, tunnelier de « montagne » et tunnelier urbain ») est donc envisagée.

*Collectes des données primaires et choix des données secondaires*

D’une part, dans le cadre de l’ACV du creusement au tunnelier, des données primaires fiables doivent être collectées sur :

- La fabrication des pièces du tunnelier (organes de creusement, d’avancement, d’assemblage des voussoirs, d’évacuation des déblais...);
- Son montage/démontage : durée, moyens mis en œuvre;
- Son fonctionnement : consommation d’électricité, d’eau, d’huile...;
- Sa fin de vie : reconditionnement, remise en état...;
- Sur l’ensemble des installations susceptibles d’accompagner son usage.



**Figure 8 - Comparaison des impacts environnementaux des processus d’acier Ecoinvent relativement au processus « market » d’acier chromé laminé à chaud RER par EN15804+A2**

D’autre part, suivant les catégories d’impacts environnementaux, les impacts des types d’acier présents dans la base de données Ecoinvent cut-off 3.7 varient très fortement. La Figure 8 présente les impacts environnementaux selon la méthode EN 15804+A2<sup>5</sup> des différents processus d’acier présent dans la base de données Ecoinvent et ayant une localisation géographique européenne. Ces impacts sont exprimés relativement au processus « market »<sup>6</sup> représentatif de la production d’1kg d’acier chromé laminé à chaud. On remarque que : i) pour une même filière de production, les impacts environnementaux croissent avec le taux d’alliage dans l’acier, ii) pour un même taux d’alliage, les impacts environnementaux de la filière BF-BOF (hauts-fourneaux) sont plus élevés que ceux de la filière EAF (four à arc électrique), iii) l’acier faiblement allié produit par EAF s’avère

<sup>5</sup> Afin de relier l’inventaire du cycle de vie aux impacts environnementaux potentiels, des méthodes d’évaluation des impacts sont utilisées. EN 15804+A2 est une méthode européenne utilisant un horizon temporel de 100 ans pour le réchauffement climatique et fournissant les résultats pour 28 catégories d’impacts.

<sup>6</sup> Le terme « market » réfère à une activité de marché. Contrairement aux autres processus, les processus « market » prennent en compte le transport jusqu’au consommateur et les pertes subies au cours de ce processus.

être le moins impactant pour 11 des 16 catégories d'impacts (jusqu'à 96.8% de moins pour l'indicateur « Utilisation des ressources minérales et de métaux ») et iv) l'acier non allié par BF-BOF est le moins impactant pour les 5 catégories restantes. Un tunnelier étant composé d'une quantité importante d'aciers très spécifiques aux taux d'alliage très variables, le choix des données secondaires s'avère essentiel : il est important de collecter des données à la fois cohérentes et pertinentes.

#### IV. CONCLUSIONS

Une première réflexion sur l'analyse du cycle de vie du creusement au tunnelier est actuellement menée. Elle permet de souligner des questions à la fois d'ordre méthodologique vis-à-vis de la fin de vie mais aussi d'ordre pratique avec la pertinence de la collecte de données primaires et le choix des données secondaires. Ces thématiques nécessitent des investigations en termes de capitalisation de connaissances et de développements méthodologiques afin de mieux appréhender les impacts sur l'environnement des travaux souterrains.

Dans la continuité des ACV de tunnel creusé à l'explosif présentes dans la littérature, une ACV complète d'un tunnel creusé au tunnelier pourrait être envisagée. Celle-ci regrouperait toutes les phases du cycle de vie de l'ouvrage, c'est-à-dire à la fois la phase de construction, d'utilisation et de maintenance du tunnel. L'ACV du creusement au tunnelier apparaît donc comme une sous-partie du système « tunnel ».

L'enjeu à terme est d'une part de mener des ACV au stade amont des projets afin de comparer des variantes, et d'autre part de conduire des ACV sur des périmètres plus restreints afin de limiter les impacts sur l'environnement et notamment l'impact carbone, par des choix techniques appropriés, tant sur le plan des matériaux que sur celui des engins, machines et autres installations nécessaires.

#### REFERENCES

- Arena, N., 2019. Life-cycle assessment applied to construction of Thames Tideway east tunnel, London, UK. *Proc. Inst. Civ. Eng. - Eng. Sustain.* 172, 416–423. <https://doi.org/10.1680/jensu.18.00012>.
- CETU, 2016. Matériaux géologiques naturels excavés en travaux souterrains: spécificités, scénarios de gestion et rôle des acteurs.
- D'Aloia, L., Humbert, E., Bonnet, R., 2015. Evaluation of environmental impacts TBM tunnels dug by LCA method.
- D'Aloia, L., Rival, F., Kote, H., 2010. LCA for evaluating underground infrastructures like tunnels: potential environmental impacts of "materials". Presented at the 2nd International Symposium on Service Life Design for Infrastructures, RILEM Publications SARL, pp. 453–460.
- D'Aloia Schwartzentruber, L., Deffayet, M., 2014. Comment les enjeux de développement durable peuvent-ils être pris en compte dans le processus de décision des projets? Presented at the Congrès International AFTES 2014, Lyon.
- Décret n°2017-725, 2017. , Relatif aux principes et modalités de calcul des émissions de gaz à effet de serre des projets publics.
- Dossier pilote des tunnels génie civil, 1998. , Section 4 - Procédés de creusement et de soutènement.

- Guo, C., Xu, J., Yang, L., Guo, X., Liao, J., Zheng, X., Zhang, Z., Chen, X., Yang, K., Wang, M., 2019. Life cycle evaluation of greenhouse gas emissions of a highway tunnel: A case study in China. *J. Clean. Prod.* 211, 972–980. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2018.11.249>.
- Huang, L., Bohne, R.A., Bruland, A., Jakobsen, P.D., Lohne, J., 2015. Environmental impact of drill and blast tunnelling: life cycle assessment. *J. Clean. Prod.* 86, 110–117. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2014.08.083>.
- IPCC, 2021. *Climate Change 2022: Impacts, Adaptation, and Vulnerability.* »,.
- ISO 14040, 2006. , *Management environnemental — Analyse du cycle de vie — Principes et cadre.*
- ISO 14044, 2006. , *Management environnemental — Analyse du cycle de vie — Exigences et lignes directrices.*
- Jolliet Olivier, 2017. *Analyse du cycle de vie : comprendre et réaliser un écobilan / Olivier Jolliet, Myriam Saadé-Sbeih, Pierre Crettaz... [et al.], 3e édition mise à jour et augmentée.* ed, Science & ingénierie de l'environnement. Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne.
- Kaewunruen, S., Sresakoolchai, J., Yu, S., 2020. Global Warming Potentials Due to Railway Tunnel Construction and Maintenance. *Appl. Sci.* 10. <https://doi.org/10.3390/app10186459>.
- NF EN 15643, 2021. , *Contribution des ouvrages de construction au développement durable - Cadre pour l'évaluation des bâtiments et des ouvrages de génie civil.*
- NF EN 15804+A2/CN, 2019. , *Contribution des ouvrages de construction au développement durable - Déclarations environnementales sur les produits - Règles régissant les catégories de produits de construction.*
- NF EN 17472, 2022. , *Contribution des ouvrages de construction au développement durable - Évaluation de la contribution au développement durable des ouvrages de génie civil - Méthodes de calcul.*

## Analyse du cycle de vie d'ouvrages d'art courants

Antoine Glorieux<sup>1</sup>, Riccardo Zanon<sup>2</sup>, José Humberto<sup>1</sup>

<sup>1</sup> ArcelorMittal Europe Global R&D [antoine.glorieux@arcelormittal.com](mailto:antoine.glorieux@arcelormittal.com), [Jose.Matias-de-Paula@arcelormittal.com](mailto:Jose.Matias-de-Paula@arcelormittal.com)

<sup>2</sup> ArcelorMittal Steligenca® [riccardo.zanon@arcelormittal.com](mailto:riccardo.zanon@arcelormittal.com)

### RESUME

L'évaluation de l'impact environnemental des constructions et ouvrages d'art prend de nos jours de plus en plus d'importance dans le choix du mode constructif et du dimensionnement. Il semble donc primordial de disposer d'une vision claire de l'influence de ces différents éléments sur les émissions de carbone ainsi que sur les autres paramètres jouant un rôle sur l'impact environnemental. Cet article considère comme cas d'étude un pont route pour un franchissement de rivière d'une longueur totale de 110m. Différentes variantes sont proposées afin d'évaluer l'impact environnemental de multiples solutions. Les matériaux acier et béton sont déclinés en plusieurs typologies constructives couramment utilisées en France. Une comparaison détaillée de l'impact environnemental de chaque solution est présentée permettant d'identifier les variantes les plus intéressantes pour le projet étudié. Les résultats montrent qu'il est possible de diviser par deux les émissions de gaz à effet de serre de la partie structurelle d'un ouvrage en optimisant le choix des matériaux et le mode constructif. De plus, l'influence de chaque élément structurel est analysée, donnant un aperçu de la contribution de chaque composant de l'ouvrage, permettant de concentrer l'optimisation sur les éléments les plus pénalisants.

**Mots-clefs** Ouvrage d'art, Analyse du Cycle de Vie, Impact Environnemental, Pont

### I. INTRODUCTION

Actuellement, la maîtrise de la construction des ouvrages d'art offre au projecteur un large choix de modes constructifs. En effet, les trois principaux matériaux de construction que sont le béton, l'acier et le bois et leur potentielle combinaison permettent aux ingénieurs de proposer un panel de solutions répondant aux contraintes techniques pour un projet donné.

Le choix de la solution finale dépend de plusieurs paramètres variants d'un projet à l'autre comme le coût, la rapidité de mise en œuvre, la praticité ou encore l'impact environnemental. Cette étude se concentre sur le dernier critère énoncé qui tend à prendre de plus en plus de poids compte tenu des évolutions environnementales actuelles.

Différentes solutions constructives combinant acier et béton sont analysées à travers l'étude de cas d'un pont route de 110m pour le franchissement d'une rivière. L'impact environnemental de la structure porteuse est comparé pour chaque solution. L'accent de l'analyse est porté sur l'impact de chaque partie du pont et de ses matériaux afin de définir les éléments nécessitant une priorité d'optimisation.

## II. PRESENTATION DU CAS D'ETUDE

### A. Cas de référence

L'étude de cas est réalisée sur l'ouvrage permettant le franchissement de la Meurthe par la RD116 sur le territoire de la commune de Rosières aux Salines (54). Le projet consiste à la déconstruction de l'ouvrage en béton armé existant (non pris en compte dans cette étude) de 105.9m de long comprenant 9 voutes en béton armé (FIGURE 1).

La solution initialement proposée est une structure de type PRAD présentant quatre travées continues de portées respectives de : 20.00m, 28.75m, 28.75m, 28.75m pour une longueur totale de 108.25m. Le tablier mesure 11m de large et accueille 2 voies roulantes de 3.25m chacune ainsi qu'une bande piétonne cyclable de 2.7m.

Au cours de l'appel d'offre ouvert aux variantes, la solution retenue a été un tablier mixte acier béton sur trois travées, permettant d'éviter une pile en rivière. Les détails sont donnés dans la suite.

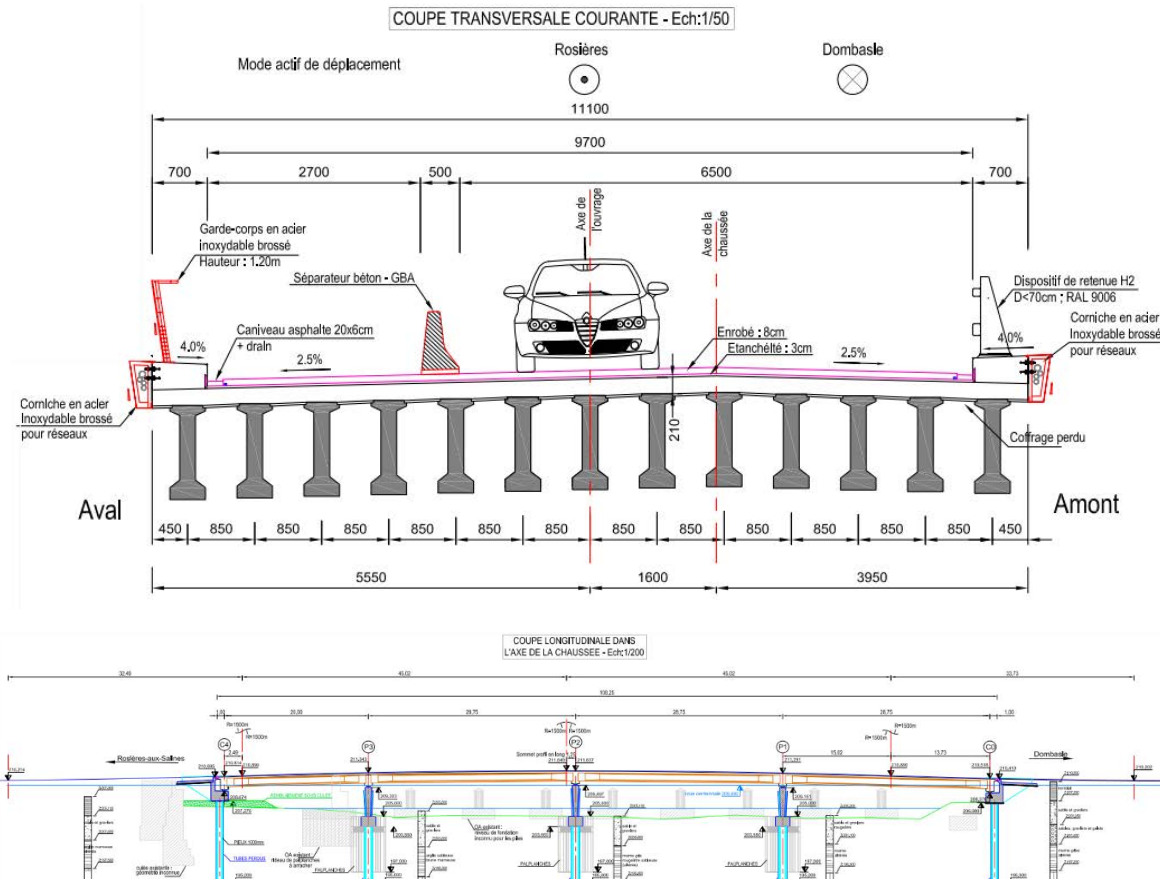


**FIGURE 1** Ouvrage en béton armé existant

### B. Solutions structurelles analysées

#### **Solution type PRAD**

Cette solution correspond à la solution de base initialement prévue dans le dossier de consultation, disposant de 4 travées supportées par 3 piles en rivière. L'hourdis en béton C35/45 de 0.21m de hauteur est coulé en place sur des dalles disposées entre 13 poutres PRAD de 1.20m de hauteur. Les poutres sont reliées entre elles par des entretoises d'about au niveau des culées et des piles intermédiaires. Les quatre travées ont des portées respectives de 20.00m, 28.75m, 28.75m et de 28.75m pour une longueur totale de 108.25m. Le profil en long et le profil en travers sont présentés en FIGURE 2.



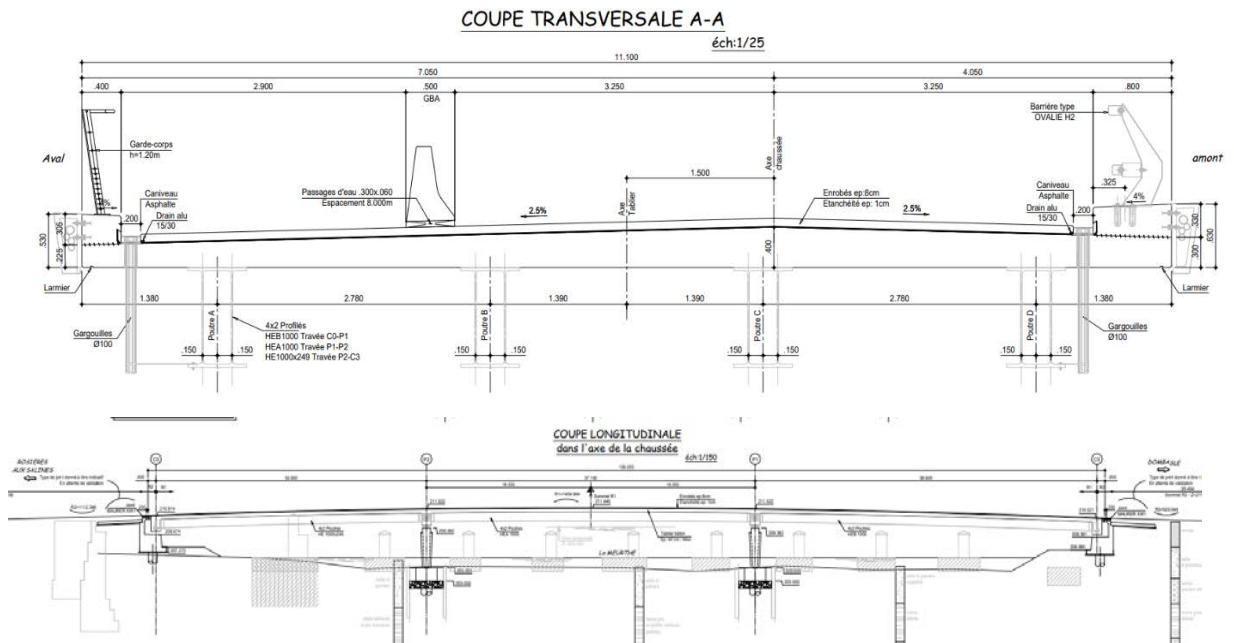
**FIGURE 2** Variante PRAD - Profil en long et profil en travers

**Solution mixte type caisson en profilé du commerce**

Cette variante est la solution finalement retenue pour le projet. Le tablier est supporté par 4 poutres maîtresses à haute limite d'élasticité (poutres jointes de la famille HE1000 en S460). L'hourdis en C35/45 se compose de prédalles préfabriquées complétées par coulage de béton entre les joints. La hauteur finale varie de 0.225m côté aval à 0.30m côté amont jusqu'à 0.40m avec une double pente de 2.5%. Les caractéristiques du profil en travers à l'extrados sont les mêmes que la solution de base.

Les poutres sont reliées entre elles par des entretoises en béton armé au niveau des appuis. Les 3 travées ont des portées respectives de 30.55m, 31.10m et de 38.60m pour une longueur totale de 108.25m. Le profil en long et le profil en travers sont présentés en FIGURE 3





**FIGURE 3** Variante caisson - Profil en long et profil en travers

**Solution mixte de type bipoutre PRS**

L'hourdis d'épaisseur comprise entre 20 et 30 cm en béton C35/45 est connecté à deux poutres métalliques de type PRS et aux 22 entretoises courantes constituées d'IPE600. Le dimensionnement étant gouverné par la vérification à la fatigue (notamment pour la catégorie 80 correspondant à la connexion des entretoises avec la semelle inférieure), l'ouvrage a été calculé considérant un acier de nuance S355. L'acier S460 n'engendre pas de réduction d'épaisseur. Les caractéristiques des profilés sont données dans le TABLEAU 1

**TABLEAU 1** Dimension des profilés

	C0	T1	P1	T2	P2	T3	C1
Longueur tronçon	11000	22500	13000	25000	12000	16500	10000
Largueur semelle	800	800	800	800	800	800	800
Ep. Semelle supérieure	40	60	70	50	70	50	40
Hauteur âme	1000	960	930	980	930	980	1010
Ep. Âme	16	16	20	16	20	16	16
Largueur semelle inférieure	800	800	800	800	800	800	800
Ep. Semelle inférieure	60	80	100	70	100	70	50

**Solution mixte de type pont en arc auto-ancré (bowtring)**

Une alternative considérée est la réalisation d'un pont en arc auto-ancré (solution dite aussi bowstring). Cette solution permet de franchir la brèche en une seule travée en évitant toute pile intermédiaire. L'ouvrage proposé s'appuie sur la conception du Pont d'Ambo réalisé dans la vallée de la Roya (portée 80m) ainsi que sur celles relatives au Pont sur l'Orbs à Bedarieux (portée 90m) présenté FIGURE 4. Ces deux ouvrages se basent sur une disposition radiale des suspentes de type

cruciforme à section variable telles que proposées par Jacques Berthelley. Pour la solution considérée, les entretoises sont en HL1100A. L'arc est constitué de profilés HL920 renforcés par une tôle longitudinale de fermeture en partie supérieure qui confère de la raideur torsionnelle et hors plan. La poutre chaîne ainsi que le reste de la charpente sont en PRS.

Une solution alternative est étudiée avec une disposition des suspentes plus dense à mailles double croisées. Cela permet de réduire le poids total de charpente, au prix d'une complexité structurelle et de réalisation supérieure.



**FIGURE 4** Pont sur l'Orbs

### Comparaison des masses

Le graphique de la FIGURE 5 montre les masses finales de chaque pont.

1. Solution type PRAD
2. Solution mixte type caisson en profilé du commerce
3. Solution mixte type bipoutre PRS
4. Solution mixte type "bowstring" radial
5. Solution mixte type « bowstring » mailles croisées

La partie « acier » comprend les aciers structuraux, les armatures ainsi que les connecteurs. La différence principale entre les variantes mixtes et la variante PRAD est due aux poutres acier qui réduisent significativement la masse de la structure porteuse qui est de 1050 tonnes pour la solution poutres PRAD et de 260 tonnes pour la variante mixte caisson par exemple. La suppression d'une pile et de ses fondations permet de plus un gain de 320 tonnes de béton.

La réduction de béton est d'autant plus significative pour les variantes en arc, en effet, l'importante structure en acier, 300 tonnes de plus en moyenne que pour la solution mixte caisson, permet de supprimer toutes les piles intermédiaires.

Les 275 tonnes d'écart entre la variante mixte caisson et la variante PRS sont dues à la réduction de l'épaisseur du tablier.

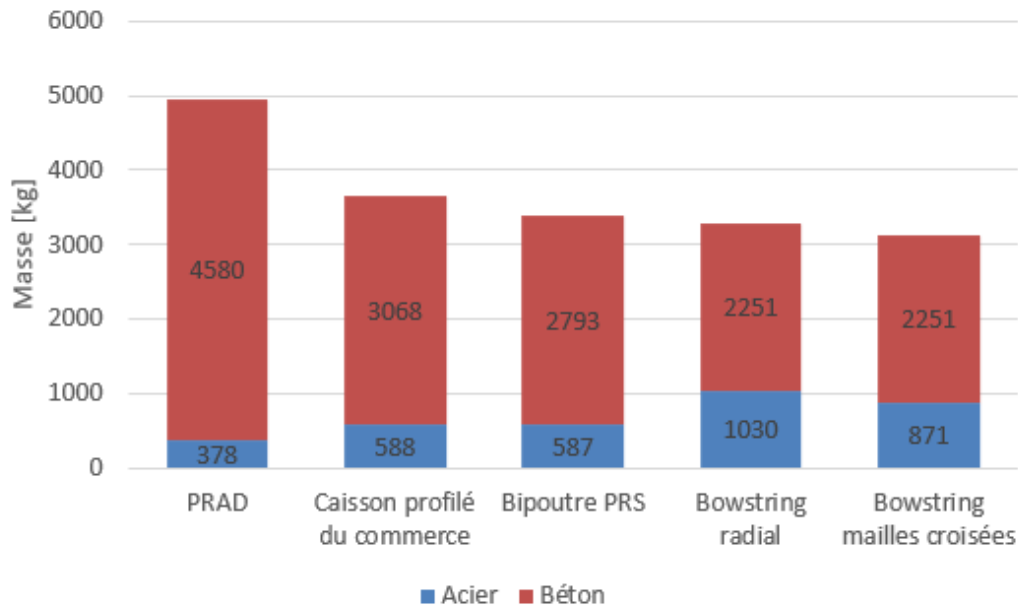


FIGURE 5 Masses d'acier et de béton pour chaque variante

### III. ANALYSE DU CYCLE DE VIE

L'impact sur le réchauffement climatique, exprimé en kg. Eq. CO<sub>2</sub>, de chaque solution est évalué et comparé. L'analyse est réalisée à l'aide du logiciel One Click LCA. La priorité est mise sur l'utilisation des Fiches de Déclaration Environnementale et Sanitaire (FDES) quand disponibles pour l'élément concerné, le cas échéant, les *Environmental Product Declaration* (EPD) sont utilisés en remplacement. Pour les bétons, et notamment pour prendre en compte l'influence des différentes qualités, le générateur One Click LCA est utilisé, considérant les mêmes hypothèses de fabrication.

Les éléments pris en compte dans l'analyse sont les suivants :

- Terrassements
- Traitement de l'eau
- Fondations
- Culées et piles
- Structure porteuse
- Peinture anticorrosion (si applicable)
- Tablier
- Equipements
- Revêtement

Les frontières considérées dans l'analyse du cycle de vie sont les suivantes :

- Etape de production A1, A2, A3
- Etape de mise en œuvre A4 - Transport du matériau de l'usine au chantier, stockage compris (les distances moyennes européennes proposées par One Click LCA sont considérées, acier et armatures : 370km, Béton 60km)
- Etape de mise en œuvre A5 - Installation
  - Terrassements
  - Transport de matériaux sur site
  - Travaux temporaires, compris ceux nécessaires en dehors du site
  - Production ou transformation de produit sur site
  - Gestion des déchets générés par le chantier
  - Production, transport et management des pertes pendant le chantier
- Etape de vie en œuvre B4, B5, respectivement remplacement et réhabilitation
  - Production, transport, mise en œuvre, gestion des déchets et gestion de fin de vie des éléments nécessitant un remplacement
- Etape de fin de vie C2, C3, C4
- Bénéfices et charges au-delà des frontières du système D

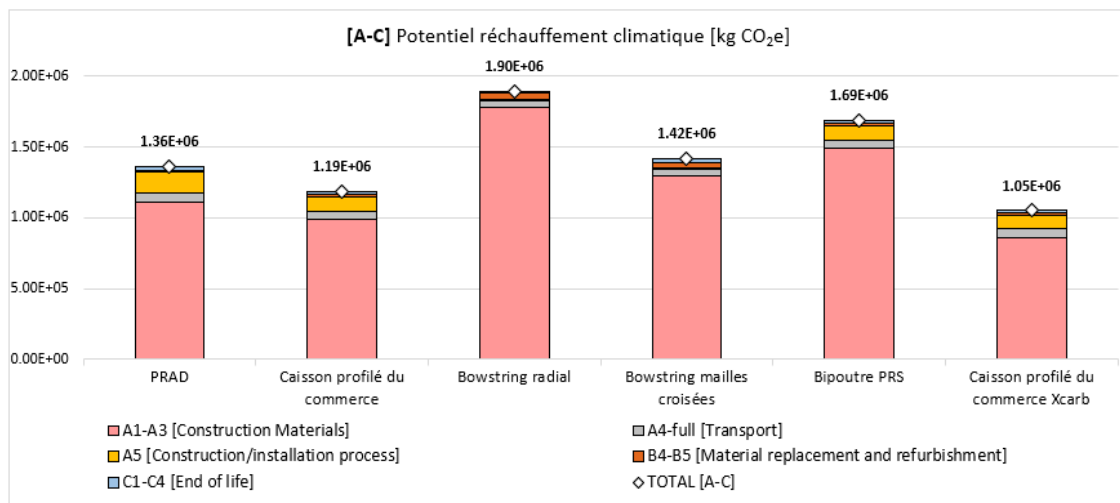
### Hypothèses de fin de vie

Les fondations et les structures géotechniques telles que les murs de soutènement sont laissés en place à la fin de la vie de l'ouvrage, excepté pour les palplanches utilisées pour les batardeaux temporaires qui sont réutilisées. Les hypothèses de fin de vie en fonction des matériaux sont les suivantes :

- Armatures : 90-92% recyclage / 8-10% non recyclé
- Béton prêt à l'emploi : 100% recyclage en agrégats
- Acier structurel : 88% recyclage / 11% réutilisation / 1% non recyclé
- Acier PRS : 98% recyclage / 2% non recyclé
- Bois : 100% incinération (récupération d'énergie)

### Résultats

Le graphique de la FIGURE 6 montre les émissions de gaz à effet de serre des 5 variantes proposées pour les modules A à C. La dernière colonne du graphique correspond à la variante caisson calculée en considérant l'acier XCarb® proposé par ArcelorMittal, de source renouvelée et renouvelable.



**FIGURE 6** Emissions de gaz à effet de serre modules [A-C]

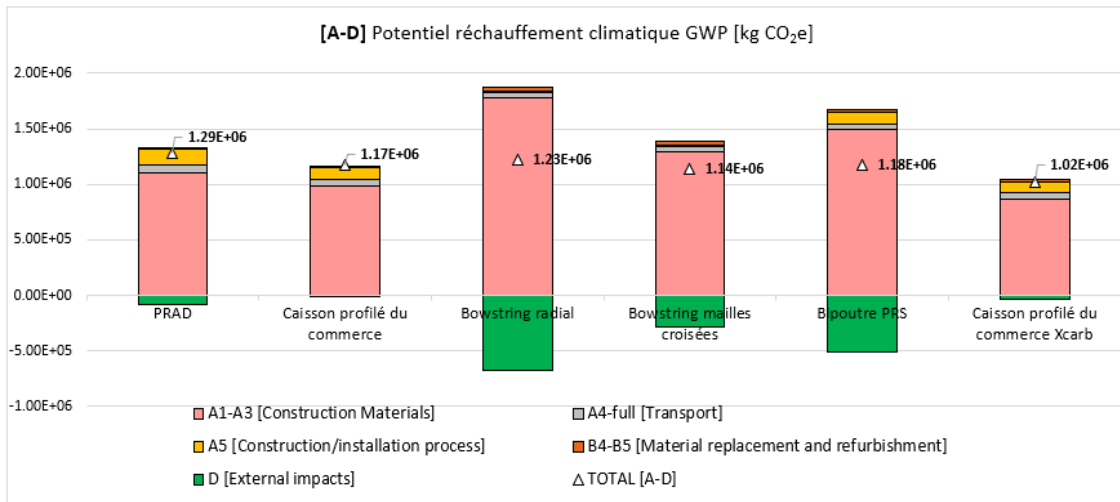
Il est intéressant de remarquer que pour toutes les solutions, le module A (A1-A3) correspondant à la production et à l'acheminement des matières premières génère le plus gros impact. Les deux solutions les plus pénalisées sont la variante « bowstring » radial et la variante bipoutre PRS. Elles comportent en effet une grande quantité de PRS, le module A de ce type d'acier émet 2.03 kg.éq.CO<sub>2</sub>/kg contre 1.40 kg.éq.CO<sub>2</sub>/kg pour l'acier laminé à chaud issu d'une filière mixte. La solution la plus intéressante est la variante caisson, qui peut être améliorée davantage via l'utilisation d'acier bas carbone type XCarb®. La décorrélation avec les masses montrée en FIGURE 5 souligne l'importance dans le choix des matériaux mis en œuvre.

La variante XCarb® reprend le même dimensionnement que la variante caisson en introduisant l'acier XCarb® proposé par Arcelormittal. La somme des contributions des modules A1-A3 est réduite de 1.40 kg.éq.CO<sub>2</sub>/kg à 0.388 kg.éq.CO<sub>2</sub>/kg, un gain d'environ 12% sur le total de l'ouvrage est observé pour les matériaux considérés.

*Remarque :* L'utilisation de l'acier bas carbone (XCarb®) n'est proposé que pour la variante caisson. Il aurait été possible de le considérer pour le calcul des autres solutions pour léargir la comparaison.

Le module A5, correspondant principalement aux travaux liés aux terrassements, représente aussi une composante non négligeable pour certaines variantes. La solution la plus impactée est la variante PRAD pour laquelle les terrassements représentent 10% des émissions de gaz à effet de serre. La suppression d'une pile pour la variante caisson réduit cet impact de 30%. Il est intéressant de remarquer que les émissions relatives aux modules [A1-A3] de la variante caisson sont aussi inférieures à celles de la variante PRAD malgré des travées plus longues. Celle-ci semble donc plus adaptée à ce type d'ouvrage. Les variantes de type « bowstring » ne sont pas concernées par le module A5 du fait de l'absence de piles.

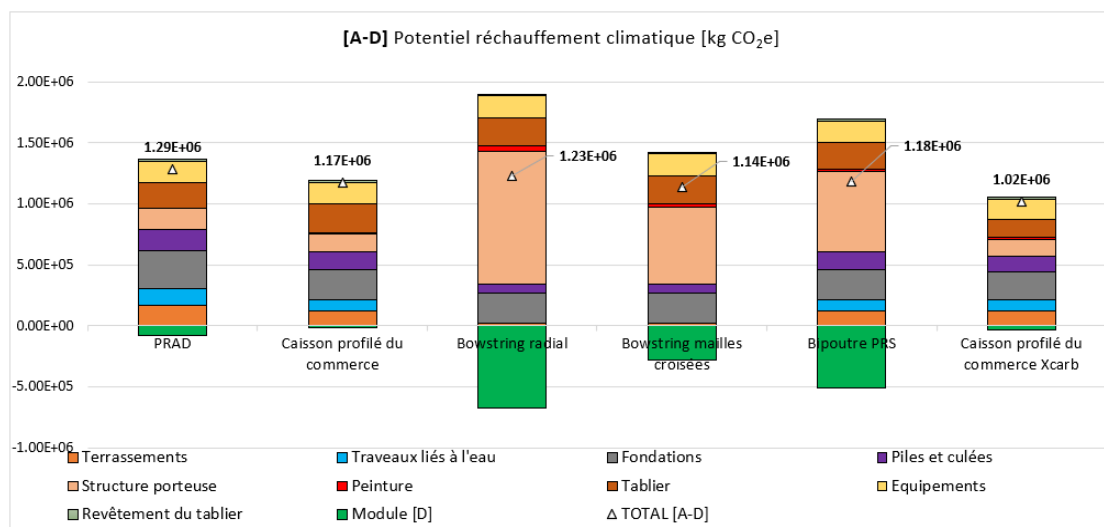
Le graphique de la FIGURE 7 montre les mêmes résultats que la FIGURE 6 en considérant le module D, prenant en compte le potentiel de réutilisation, de récupération et de recyclage.



**FIGURE 7 Emissions de gaz à effet de serre modules [A-D]**

Les aciers destinés à la fabrication de PRS sont principalement fabriqués à partir de minerai de fer non recyclé, ce qui explique l’impact important du module A. Cependant, ces aciers permettent, via le recyclage, d’alimenter les fours à arc électrique. Ce potentiel se traduit à travers un impact positif important du module D. Il est cependant important de noter que l’influence du module D ne se fait ressentir qu’en fin de vie de l’ouvrage, soit environ 100 ans après la construction pour les ponts. La prise en compte de 100% du module D rend la variante « bowstring » mailles croisées la plus intéressante, mise à part la solution XCarb®. Cependant l’ensemble des variantes présentent des émissions de gaz à effet de serre relativement équilibrées situées entre 1.02e+6 kg.ég.CO<sub>2</sub> pour la variante caisson XCarb® et 1.29e+6 kg.ég.CO<sub>2</sub> pour la variante PRAD.

La FIGURE 8 reprend les émissions de gaz à effet de serre des différentes variantes classées par élément constitutif du pont.



**FIGURE 8 Emissions de gaz à effet de serre modules [A-D] par élément**

Conformément à l'analyse précédente, la quantité conséquente de PRS pour les variantes « bowstring » et bipoutre représente l'élément principal contribuant aux émissions de CO<sub>2</sub>, qui seront en fin de vie de l'ouvrage équilibrée par le module D. La combinaison des modules A1-A3 et D pour les variantes « bowstring » représente 30% des émissions de gaz à effet de serre de la structure (et respectivement 57% et 44% pour la variante radiale et mailles croisée sans prendre en compte le module D). Il semble évident que l'élément à prioriser pour réduire l'impact environnemental de ces deux ouvrages est la structure porteuse étant donnée l'absence de piles.

La variante caisson et la variante bipoutre PRS présentent des résultats similaires en termes d'émissions de CO<sub>2</sub> globales en prenant en compte le module D. Cependant l'impact des modules A1-A3 est très différent, il représente en effet seulement 13% des émissions pour la variante caisson contre 39% pour la variante bipoutre PRS. En ajoutant le module D les pourcentages s'équilibrent, le gain relatif étant faible pour la variante caisson.

Les terrassements et travaux liés à l'eau représentent entre 18% et 24% des émissions de gaz à effet de serre des ouvrages nécessitant des piles contre seulement 2% des émissions de ceux capables de franchir la brèche en une travée (bowstring). Réduire le nombre de piles, spécifiquement en cas de franchissement de rivière apporte un avantage non négligeable sur l'impact environnemental de l'ouvrage.

Un autre point d'intérêt sont le tablier et les fondations, principalement composés de béton et d'armatures, il représente une part significative des émissions de gaz à effet de serre, en moyenne pour toutes les variantes 4.8e+5 kg.éq.CO<sub>2</sub>.

#### IV. CONCLUSION

La production de matières premières [A1-A3] est l'étape la plus importante de l'analyse du cycle de vie de l'ouvrage étudié. Elle rassemble en effet la production des deux matériaux les plus utilisés dans la construction du pont, l'acier et le béton. Cette constatation renforce la nécessité d'optimiser les procédés de fabrication. L'acier XCarb® est une solution, réduisant les émissions de gaz à effet de serres des étapes [A1-A3] de 1.40 kg.éq.CO<sub>2</sub>/kg pour un acier laminé à chaud issu d'une filière mixte à 0.388 kg.éq.CO<sub>2</sub>/kg. Cela se traduit par une réduction de 20% des émissions de CO<sub>2</sub> éq.de la structure porteuse.

Les terrassements et mouvements des eaux, représentés à travers le module A5 sont dépendants du nombre d'appuis de l'ouvrage. La variante PRAD est la plus touchée par cette composante qui représente 10% de ses émissions de gaz à effet de serre considérées. Cependant, la réduction du nombre d'appuis engendre des contraintes supérieures dans le tablier, reprises par la structure porteuse. Un compromis est à trouver entre le poids en kg.éq.CO<sub>2</sub> du tablier et celui des appuis.

En considérant 100% du module D, trois variantes ont un impact relativement similaire et sont les plus compétitives, la solution caisson, « bowstring » maille croisées et bipoutre PRS. La variante caisson, bien que plus lourde que la solution PRS bénéficie d'un acier laminé à chaud moins émissif de carbone. La variante « bowstring » voit son impact réduit par sa capacité à franchir la brèche en une seule travée. La solution PRS, malgré un acier légèrement plus consommateur de CO<sub>2</sub> en considérant le module D bénéficie d'une plus grande flexibilité de dimensionnement et donc d'une quantité d'acier inférieure. Le choix des matériaux ainsi que l'optimisation du dimensionnement

jouent un rôle primordial dans l'impact environnemental d'un ouvrage. Des solutions fondamentalement différentes mènent à un impact relativement équivalent, ce qui laisse le champ libre à l'optimisation de tous les domaines de la construction.

## REFERENCES

D. Brazillier, G. Fontaine, (1989). Un nouveau domaine d'emploi pour les ponts mixtes : Les petits ouvrages, Bulletin Ponts Métalliques N°13

J.M. Hottier, J.P. Persy, P. Trouillet, A. Rouby, R. Marcellier, (1990). - Ponts d'Ehnwihr – Innovation dans le domaine des petits ponts, Préfabrication intégrale du tablier, Bulletin Ponts Métalliques N°14.

P. Nicodème, P. Meurisse (1994). - Des tabliers mixtes industrialisés pour 22 PS sur A16 Amiens – L'Isle Adam, Bulletin Ponts Métalliques N°17.

Guide SETRA (1997). – SNCF, Ponts routes avec tablier à poutrelles enrobées

S. Barbaux, J-M. Baryla, F. Chevallier, J. Petitjean, A. Piquet, (2000). PS Mixte en BHP à connexion différée. Le PS 13 sur A85, Ouvrages d'Art N°36

M. Hever, F. Gluzicki, (2002). Poutres en acier avec joints en béton, BTP Grands Travaux N°158

Chabrolin B., Kretz T., Laravoire J. (2010), Projet national MIKTI - Ponts Mixtes Acier-béton

L. Davaine, (2013). Presentation et documents transmis lors du Seminaire Preco+, Etat de l'art des ouvrages métalliques en France

R. Zanon J.-P. Jacqueton, S. Lalanne, S. Debalme, X. Boyenval, Y. Lacombe, (2013). I.-A. Nader, Elargissement du Pont René Coty a Nice, Bulletin Ponts Métalliques N°26

Cerema. (2019). « Ponts mixtes bois/béton à poutres lamellé-collé », Bron : Cerema, Collection : Références. ISBN 978-2-37180-413-5

Cerema (2023). « Bulletin ouvrage d'art » Bulletin OA n°81 <https://www.cerema.fr/system/files/documents/2023/01/102-boa-n-81.pdf>

APRR – Direction de l'innovation de la construction et du développement – Autoroutes A6 – A39 - A71 – Création de passage a faune – Lot 2 : A6 Centre

NF EN 1991-2 Eurocode 1 – Action sur les structures – Partie 2 : Actions sur les ponts, dues au trafic

Analyse du cycle de vie d'un pont en béton (2010). – Exemple d'application pour un pont courant – Collection Technique Cimbéton

R. Zanon, (2020). "Pont du Triangle à Dunkerque, Pont sur la Moselle a Tonnoy", Bulletin Ponts Métalliques N°27



CTICM (Octobre 2022) – FDES Profilé reconstitué soudé en acier utilisé comme élément d'ossature

CTICM (Octobre 2022) – FDES Poutrelle en acier utilisé comme élément d'ossature

# Analyse du cycle de vie appliquée aux ouvrages géotechniques : enseignements sur quelques études de cas

Samer Ghosn<sup>1</sup>, Adrien Sarelli<sup>2</sup>, Adelaïde Feraille<sup>3</sup>, Guillaume Lefebvre de Laboulaye<sup>4</sup>, Éric Antoinet<sup>2</sup>, Myriam Saadé<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Ingerop

<sup>2</sup> ANTEA Group

<sup>3</sup> NAVIER, Ecole des Ponts ParisTech

<sup>4</sup> VINCI Autoroutes

## RESUME

L'ingénierie géotechnique a pour objet l'adaptation des ouvrages de génie civil aux conditions de sol rencontrées au droit des constructions. Elle présente un large spectre de solutions techniques et des spécificités importantes par rapport aux activités de construction des superstructures : les ouvrages sont encastrés, avec une partie importante totalement noyée dans le sol, et leur durée de vie est souvent beaucoup plus importante que celles des superstructures portées, qu'il s'agisse de bâtiments ou d'infrastructures. Cette contribution vise à présenter quelques résultats du projet Performances Environnementales des Ouvrages Géotechniques sur leur cycle de vie (PEOGEO) dont l'objectif est de proposer une approche d'évaluation basée sur l'Analyse du cycle de vie (ACV) pour les solutions géotechniques. Il s'agira en particulier de revenir sur les enseignements tirés de deux études de cas : une comparaison de mur de soutènement et un mur en terre armée ayant l'objet d'un renforcement. Les questions méthodologiques posées en termes de définition de l'unité fonctionnelle, de limites du système, de choix de données ou encore d'harmonisation de l'approche d'évaluation seront évoquées.

**Mots-clefs** Analyse du cycle de vie ; ouvrages géotechniques ; méthodologie

## I. INTRODUCTION

L'ingénierie géotechnique a pour objet l'adaptation des ouvrages de génie civil aux conditions de sol rencontrées au droit des constructions. Elle présente un large spectre de solutions techniques et des spécificités importantes par rapport aux activités de construction des superstructures :

- Les ouvrages sont encastrés, avec une partie importante totalement noyée dans le sol,
- Leur durée de vie est souvent beaucoup plus importante que celles des superstructures portées, qu'il s'agisse de bâtiments ou d'infrastructures.

Les ingénieurs en charge de la conception des ouvrages géotechniques associés au génie civil des infrastructures disposent des outils et méthodes nécessaires pour retenir la bonne adéquation

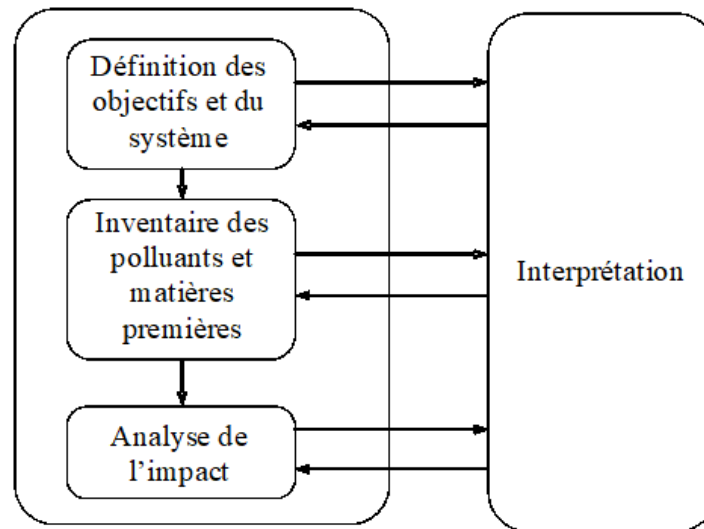
technique des solutions mises en œuvre au regard du contexte. Ils disposent en général d'une bonne connaissance des coûts de réalisation, permettant alors de retenir des solutions techniques constituant un optimum technico-économique, en fonction des exigences exprimées par le maître de l'ouvrage. Néanmoins, lorsqu'il s'agit de prendre en compte les empreintes environnementales des différentes solutions techniques possibles et les comparer en tenant compte de la durée de vie prévisionnelle de l'ouvrage, les méthodes et logiciels actuellement disponibles ne répondent pas réellement à ces besoins spécifiques et les approches techniques ne sont pas partagées par la profession.

Cette contribution vise à présenter quelques résultats du projet Performances Environnementales des Ouvrages Géotechniques sur leur cycle de vie (PEOGEO) dont l'objectif est de proposer une approche d'évaluation basée sur l'Analyse du cycle de vie (ACV) pour les solutions géotechniques. Il s'agira en particulier de revenir sur les enseignements tirés de deux études de cas : la comparaison de murs de soutènement et l'évaluation d'un mur en terre armée ayant l'objet d'un renforcement. Les questions méthodologiques posées en termes de définition de l'unité fonctionnelle, de limites du système, de choix de données ou encore d'harmonisation de l'approche d'évaluation seront évoquées.

## II. METHODOLOGIE

### A. Analyse du cycle de vie

L'ACV est une méthode fonctionnelle, multicritère et multi-étape d'évaluation de l'impact environnemental. Elle a pour objectif de quantifier et rendre comparables les dommages causés par les activités humaines (Jolliet et al. 2017). C'est un outil analytique dont la fonction est l'amélioration des processus productifs dans une démarche d'éco-conception. Son principe repose sur la définition d'une unité fonctionnelle, représentant la fonction du système modélisé, et à laquelle tous les flux de matière, d'énergie et les impacts sont rapportés (phase de définition des objectifs et du système). Pour différents scénarios de production d'un bien ou d'un service, les flux de matière et d'énergie émis vers et extrait de l'environnement sont estimés au cours de l'inventaire. Sur la base de ces flux, les impacts sont évalués pour différentes catégories ou domaines à protéger (le climat, la santé humaine, les écosystèmes...) lors de l'étape d'analyse de l'impact sur le cycle de vie. A chaque phase de l'analyse, l'interprétation permet de discuter les hypothèses et les résultats, d'expliquer les limites de l'étude et de proposer des recommandations (Figure 1).



**FIGURE 1.** Phases de l'analyse du cycle de vie, tiré de Jolliet et al. (2017)

En plus de son ambition holistique, son originalité vis-à-vis d'autres méthodes d'évaluation repose sur l'estimation des flux de matière et de leurs impacts potentiels sur l'ensemble du cycle de vie d'un produit, afin d'éviter la proposition d'améliorations du système productif menant à des déplacements d'impact d'une catégorie à une autre, ou d'une étape du cycle de vie à une autre.

#### *B. Approche*

Cette étude s'inscrit dans le cadre du projet Performances Environnementales des Ouvrages Géotechniques sur leur cycle de vie (PEOGEO), financé par la Fondation FEREC. Elle suit les lignes directrices de la norme ISO 14040-44 (ISO 2006a ; ISO 2006b).

La première étude de cas repose sur des scénarios théoriques de murs de soutènement, dimensionnés pour des conditions de sol données (voir tableau 1). Le dimensionnement a été réalisé sur GEO5 (mur en gabion, mur poids et Redi Rock) et sur Talren (mur en terre armée). Les données sur la géométrie des ouvrages sont issues du dimensionnement.

La seconde étude de cas est un cas réel. Les données le concernant ont été fournies par Escota.

Pour le calcul de l'inventaire, la base de données ecoinvent a été utilisée.

La méthode d'évaluation de l'impact choisie est ReCiPe midpoint.

### III. ETUDES DE CAS

#### *A. Comparaison de murs de soutènement*

- Objectif et description du cas d'étude

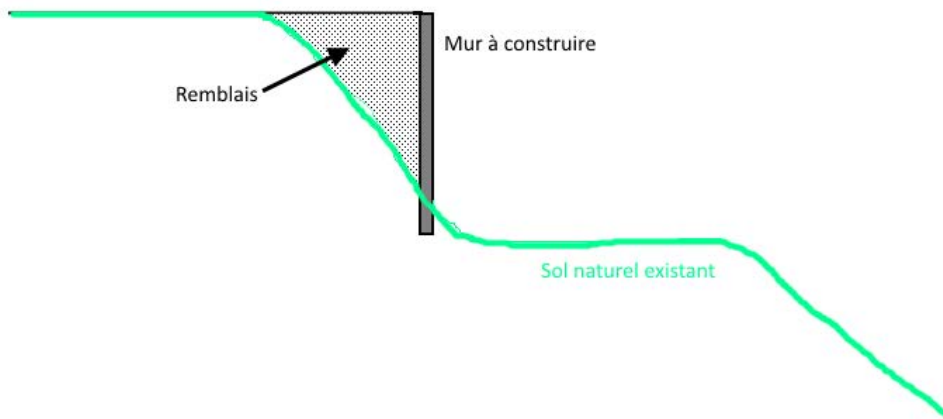
L'objectif de cette étude de cas est de comparer l'impact de différents types de murs de soutènement. Les murs de soutènement sont conçus pour résister à la poussée des terres et aux surcharges d'exploitation, en distinguant la stabilité interne et la stabilité externe. La stabilité interne s'assure en évitant la rupture d'un ou plusieurs éléments constituant le mur, et la stabilité

externe s'assure en évitant trois phénomènes qui peuvent causer le dysfonctionnement du mur : le poinçonnement (défaut de portance du sol), le renversement et le glissement en grand.

Les types de murs étudiés sont les suivants : mur en terre armée, mur en gabion, mur en Redi Rock et mur poids en béton. Chaque type de mur est dimensionné pour une hauteur de 4 m.

- Unité fonctionnelle

Les ouvrages sont comparés sur la base d'une fonction commune qui est de soutenir un remblai pour protéger les personnes et les biens. Pour mener cette étude exploratoire comparative, il a été retenu une situation particulière nécessitant la réalisation d'un mur de soutènement au droit d'un terrain accidenté. Le mur de soutènement doit protéger le niveau bas des éboulements des terres (Fig. 2). L'unité fonctionnelle (UF) est définie comme un mètre linéaire de mur de 4 m de hauteur pour une durée de vie de 50 ans, répondant à la fonction de soutien des terres.



**FIGURE 2.** Situation du mur de soutènement

- Limites du système

Les limites du système comprennent la production des matériaux utilisés pour la construction du mur de soutènement, la construction du mur, y compris le transport des matériaux vers le site de construction et les activités réalisées pendant le chantier, ainsi que la fin de vie de la structure, notamment la démolition et le traitement des déchets (acier et béton).

- Données et hypothèses

Les hypothèses suivantes ont été prises en considération pour le dimensionnement des murs :

**TABLEAU 1.** Caractéristiques des sols

	Remblai	Sol naturel existant
Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	19	20
Etat de contraintes	Effectives	Effectives

Angle de frottement interne (°)	30	33
Cohésion (kPa)	0	5
Angle de frottement structure sol (°)	10	11
Poids volumique saturé (kN/m <sup>3</sup> )	19	20

Les distances de transport suivantes ont été considérées pour l'approvisionnement en matériaux : 100 km pour l'acier ; 20 km pour le béton ; xx pour la pierre. Les flux de référence, données d'entrée pour calculer les flux et les impacts, sont donnés au tableau 2.

**TABLEAU 2. Flux de référence pour les différents scénarios**

		Mur en gabion	Mur poids	Mur Redi Rock	Mur en terre armée
Matériaux	Béton (m <sup>3</sup> )		5,28	3,42	1,02
	Acier (kg)	68,0	216	9,08	26,4
	Pierres (kg)	10350			
	Remblai (m <sup>3</sup> )	212	212	215	274543 (kg)
Construction	Coffrage		29,2		
	Transport camion (t.km)	932	256	120	187
	Excavation (m <sup>3</sup> )	359	76,9	361	
	Opération machines (min)	X	X	X	15,4
Fin de vie	Excavation (m <sup>3</sup> )	184	103	188	14,2
	Traitement acier (kg)	68,0	216	9,08	26,4
	Traitement béton (m <sup>3</sup> )		5,28	3,42	2550

- Résultats

Les résultats montrent que le mur poids en béton est le type le plus impactant en termes de réchauffement climatique, alors que le mur en terre armée est celui qui a le moins d'impact, suivi par le mur en gabions. Ces résultats sont expliqués par le fait que la construction des mur poids en béton nécessitent une quantité importante de ciment, dont la production conduit à des émissions importantes en CO<sub>2</sub>. La raison de la meilleure performance environnementale des murs en terre armée par rapport aux autres types est l'utilisation de remblai de sol comme composant structurel plutôt que du béton ou de l'acier. De plus, les résultats indiquent que ce sont les matériaux qui ont la contribution la plus grande au réchauffement climatique, sauf pour les murs en gabion, pour lesquels la phase de construction est la plus impactante. En fait, le processus de construction des murs en gabion nécessite beaucoup de travail de machinerie pour mettre en place les pierres.

Pour ces différents murs, l'hypothèse d'une durée de vie de 50 ans a été prise, sans considération de la maintenance ou d'un éventuel renforcement des murs. L'étude de cas suivante se focalise

sur le scénario qui présente a priori la plus grande performance environnementale, à savoir le mur en terre armée (Fig. 3).

**FIGURE 3.** Emissions de gaz à effet de serre, en kg CO<sub>2</sub>-eq

*B. Renforcement d'un mur en terre armée*

- Objectif et description du cas d'étude

Parmi les différentes solutions de mur de soutènement, le mur en terre armée est une technique de soutènement basée sur la force d'ancrage des armatures dans le remblai sous le mur qui sert en même temps à renforcer le parement constitué des écaïlles cruciformes reliées entre elles. Comme illustré dans la Fig. 4, le mur est un assemblage d'écaïlles cruciformes supportées par des bandes d'armatures réparties uniformément, d'un espacement bien déterminé. Entre chaque lit d'armatures, un remblai est mis en place. Cette opération est répétée pour chaque couche de 40 à 60 cm sur la totalité du mur.

**FIGURE 4. Principe du mur en terre armée, référence : xxx**

Le cas étudié concerne un mur de soutènement en terre armée situé à Nice, construit en 1975 puis renforcé en 2020 par Escota (société de Vinci Autoroutes, exploitant l'autoroute A8 dans la région Provence-Alpes-Côte d'Azur). Cet ouvrage est très important car il se situe sous l'autoroute A8 qui est connue pour son trafic dense toute l'année puisque c'est un point de passage entre la France et l'Italie. Le projet présenté est de type « mur en sol renforcé par éléments métalliques » qui sert comme culée porteuse en terre armée. L'objectif de l'évaluation est de comparer les impacts des différentes étapes, en particulier, de quantifier la contribution du renforcement à l'impact total du mur en terre armée sur l'ensemble de son cycle de vie. Les données ont été collectées lors d'une visite de terrain effectuée en avril 2022, puis par échange avec Escota.

- Unité fonctionnelle

L'unité fonctionnelle est la totalité de l'ouvrage (mur + renforcement), dont la longueur totale est d'environ 84,0 m, et qui s'élève à environ 13,00 m hors du sol pour sa partie la plus haute.

- Limites du système

Les limites du système comprennent la production des matériaux utilisées pour la construction, les activités de construction (avec le transport des matériaux jusqu'au site), la production des matériaux utilisées pour le renforcement, les activités de renforcement (avec le transport des matériaux jusqu'au site) et la fin de vie (Fig. 5).

**FIGURE 5. Limites du système**

- Données et hypothèses

Les données géotechniques du sol d'origine et du remblai sont présentées dans le tableau 4. Les données pour l'étape de renforcement ont été fournies par Escota. Du fait de l'absence de données



primaires sur l'étape de construction, les hypothèses suivantes ont été considérées. Il n'y a pas de terres à excaver sur le site où le mur est construit, donc il n'y a pas d'excavation initiale. Les écaillés sont produits avec un béton ordinaire avec une résistance de 30 MPa, transporté sur une distance de 20 km. Le compactage est fait par couches de 0,375 m, avec 3 passages par couche. La largeur du compacteur est de 1 m et il est utilisé avec une vitesse de 2 km/h. Les armatures et les clous de renforcement sont en acier galvanisé produits avec un processus traditionnel (haut fourneau - convertisseur), et transportés sur une distance de 100 km. Le remblai technique est constitué de graviers en calcaire, transporté sur une distance de 5 km. Pour la fin de vie du mur, le remblai est excavé puis laissé sur-place, et les déchets acier et béton font l'objet d'une prise en charge.

**TABLEAU 3. Caractéristiques des sols**

	Remblai des massifs en terre armée	Remblai devant le massif	Assise
Cohésion (kPa)	0	0	10
Angle de frottement interne (°)	36	30	30
Poids volumique (kN)	20	20	20

- Résultats : scores d'impact

**FIGURE 6. Contribution des différentes étapes du cycle de vie à l'impact du mur, pour différentes catégories d'impact environnemental**

L'analyse des scores d'impact montre l'importance des matériaux de construction (acier et ciment) dans l'impact total pour une majorité de catégories d'impact, pour l'étape de construction mais également pour l'étape de renforcement (Fig. 6). L'étape de renforcement présente ainsi un score d'impact supérieur à l'étape de construction pour différentes catégories telles que le changement climatique, les catégories d'impacts sur la santé humaine telles que la toxicité humaine, ou encore l'écotoxicité marine ou la rareté en ressources minérales. Les étapes de chantier et de transport des matériaux ont des impacts relativement plus faibles que les matériaux.

#### IV. DISCUSSION : ANALYSES DE SENSIBILITE

- Unité fonctionnelle

L'unité fonctionnelle est variable dans les cas des murs de soutènement, et cela est dû aux différentes fonctionnalités qu'un mur peut assurer. Autrement dit, la raison pour laquelle un mur est conçu influence très fortement l'UF. Un mur a pour but de protéger une construction ou un ouvrage des éboulements des terres ou de l'érosion, mais il peut servir de culée porteuse d'un pont ou une passerelle, un mur anti bruit pour protéger le voisinage d'une source sonore. Il s'agit dans ce cas de définir précisément l'unité fonctionnelle, en intégrant également la durée de service.

- Durée de service

Le choix de la durée de service n'est pas évident, car il ne dépend pas d'un seul facteur mais plusieurs, par exemple, l'emplacement du site peut évoquer des risques de corrosion, d'attaques gel/dégel, attaques chimiques, salage et humidité. En fonction de ces risques, la durée de service diminue, et des interventions sont nécessaires pour entretenir et renforcer l'ouvrage afin qu'il maintienne sa résistance et sa durabilité. En d'autres termes, plus l'ouvrage se situe dans un lieu agressif, plus sa durée de vie devient courte. La durée de service dépend également de la fonction du mur de soutènement. S'il est lié à un bâtiment, la durée de service peut être plus courte que si le mur est lié à un ouvrage d'art (route, pont...).

- Transport des terres excavées

Pour qu'un sol soit utilisé comme matériau de remblai, il doit remplir certains critères géotechniques, de mise en œuvre, électrochimiques... Ces critères sont décrits dans la norme européenne dédiée aux ouvrages géotechniques (EUROCODE 7), et dans les recommandations issues des travaux du LCPC et du SETRA. Selon les caractéristiques du sol et la qualité des terres déblayées, il peut y avoir du transport. Il est donc intéressant de conditionner le choix de l'ouvrage à l'évitement du transport de matériaux (déblais et remblais).

#### V. CONCLUSION

L'évaluation sur le cycle de vie des ouvrages géotechniques montre l'importance dans l'impact total des matériaux de construction type béton et acier. Dans une moindre mesure, les étapes de transport contribuent également fortement, en particulier pour les matériaux pondéreux de type pierre et les matériaux d'excavation et remblais.

Si certaines solutions de soutènement sont intéressantes pour une durée de service relativement courte (50 ans), en particulier le mur en terre armée, il apparaît qu'une prise en compte d'un temps plus long (100 ans) modifie la conclusion. L'utilisation importante de matériaux lors du renforcement du mur en terre armée conduit à un impact sur le changement climatique équivalent aux impacts des murs poids.

De manière générale, les résultats de l'étude montrent l'importance d'un dimensionnement optimisé des solutions géotechniques permettant de réduire les quantités de matière utilisées, et d'une qualité de réalisation sur chantier qui limite les pertes de matériaux.

## REFERENCES

- Giri, R. K., & Reddy, K. R. (2015). Sustainability Assessment of Two Alternate Earth-Retaining Structures. *IFCEE 2015*, <https://doi.org/10.1061/9780784479087.265>
- Inui, T., Chau, C., Soga, K., Nicolson, D., & O'Riordan, N. (2011). Embodied Energy and Gas Emissions of Retaining Wall Structures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 137(10), 958–967, [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0000507](https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0000507)
- ISO (International Organization for Standardization) (2006a) ISO 14040:2006: Environmental management – life cycle assessment – principles and framework. ISO, Geneva, Switzerland.
- ISO (2006b) ISO 14044:2006: Environmental management – life cycle assessment – requirements and guidelines. ISO, Geneva, Switzerland.
- Jolliet, O., Saade-Sbeih, M., Shaked, S., Jolliet, A., & Crettaz, P. (2015). Environmental Life Cycle Assessment. In *Environmental Life Cycle Analysis*. CRC Press. <https://doi.org/10.1201/b19138>
- Pons, J. J., Penadés-Plà, V., Yepes, V., & Martí, J. V. (2018). Life cycle assessment of earth-retaining walls: An environmental comparison. *Journal of Cleaner Production*, 411–420. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2018.04.268>
- Speranza, G., Ferrari, A., & Lassalle, P. L. (2022). Life cycle environmental assessment of retaining walls in unsaturated soils. *Geomechanics for Energy and the Environment*, 30, 100241. <https://doi.org/10.1016/j.gete.2021.100241>
- Zastrow, P., Molina-Moreno, F., García-Segura, T., Martí, J. V., & Yepes, V. (2017). Life cycle assessment of cost-optimized buttress earth-retaining walls: A parametric study. *Journal of Cleaner Production*, 140, 1037–1048. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2016.10.085>

## Des outils pour une gestion durable des eaux pluviales au moyen de produits en béton

Sophie JACOB <sup>1</sup>, Thibaut LE DOEUFF <sup>2</sup>

<sup>1,2</sup> CERIB, Centre d'Études et de Recherches de l'Industrie du Béton, Epernon, France

**RESUME** Les revêtements modulaires en béton pour l'infiltration des eaux pluviales sont de plus en plus utilisés dans le cadre d'une gestion intégrée des eaux pluviales. Les produits poreux, posés à joints large, ou évidés, permettent ainsi de répondre aux enjeux.

En l'absence de référentiel partagé sur ces produits, le CERIB, Centre d'Études et de Recherches de l'Industrie du Béton, a défini les exigences techniques à appliquer, principalement en termes de résistance mécanique et de perméabilité, de manière à assurer un degré de performance adéquat.

Ainsi, un protocole de mesure de la perméabilité et du ruissellement, applicable à tous les produits, et une méthode de dimensionnement mécanique des dalles gazon ont été mis au point.

Des outils ont également été mis à disposition des différents acteurs de la gestion de l'eau : certification de produits, logiciel de dimensionnement, guide de pose et Fiches de Déclaration Environnementale et Sanitaire sont ainsi disponibles pour assurer une gestion durable des eaux pluviales.

**Mots-clefs** eaux pluviales, produits béton, performances, dimensionnement, impacts environnementaux

### I. INTRODUCTION

Dans le cadre de la Directive Cadre sur l'Eau (2000/60/EC), des orientations de gestion équilibrée et durable de la ressource en eau, ainsi que des objectifs de qualité et de quantité des eaux sont définis sur les grands bassins hydrographiques. Les collectivités, poussées par la loi ALUR, définissent dans leurs plans locaux d'urbanisme des zonages pluviaux, accompagnés de prescriptions de limitation de l'imperméabilisation et du ruissellement.

Ainsi il est de plus en plus fait usage de revêtements perméables, qui permettent une gestion intégrée des eaux pluviales à la parcelle, au plus proche de leur point de chute. Les revêtements perméables infiltrent à la fois les eaux qui tombent directement sur la surface des produits, mais aussi, selon leur perméabilité, les eaux de ruissellement des surfaces imperméables adjacentes.

Les normes européennes existantes (NF EN 1338 pour les pavés en béton et NF EN 1339 pour les dalles en béton) ne couvrent pas l'ensemble des revêtements perméables. Bien que quelques pays

comme la Belgique ou l'Allemagne disposaient déjà de normes ou de recommandations sur ces produits drainants en béton, il n'existait pas en France de recommandations spécifiques.

Le CERIB, Centre d'Études et de Recherches de l'Industrie du Béton, a donc cherché à définir des exigences techniques applicables en France sur les familles de produits en béton les plus répandues, à savoir les pavés en béton poreux, les produits destinés à être posés à joints larges, et les dalles drainantes engazonnées ou gravillonnées.



**FIGURE 1.** Pavés en béton poreux, pavés destinés à être posés à joints larges, dalles drainantes engazonnées

Ces exigences (caractéristiques géométriques, résistance à l'abrasion, résistance mécanique, perméabilité...) sont définies dans un référentiel technique professionnel français, qui a ensuite permis d'intégrer les produits drainants dans la certification NF des pavés et dalles de voirie préfabriqués en béton.

## II. OUTILS POUR LA REALISATION D'OUVRAGES DURABLES ET EFFICACES

Les travaux réalisés sur les revêtements drainants ont abouti à différents outils qui sont aujourd'hui accessibles librement à tout public.

Il s'agit :

- Des rapports et référentiels précisant les exigences techniques et les moyens de caractériser les propriétés des produits drainants :
  - o Document CERIB 353.E\_v2 « Eléments modulaires en béton pour revêtement des ouvrages d'infiltration des eaux pluviales : référentiel technique » : Ce référentiel définit notamment les exigences applicables aux différentes familles de produits.
  - o Document CERIB 501.E « Dimensionnement mécanique des dalles drainantes engazonnées ou gravillonnées » : Ce rapport définit les modalités de réalisation des essais de type pour la détermination de la résistance mécanique des dalles drainantes engazonnées ou gravillonnées, en fonction des différents domaines d'emploi.

- o Référentiels de certification NF 072 « Pavés de voirie en béton » et NF 187 « Dalles de voirie & toiture en béton » : Dans leur version révisée, ils intègrent les produits drainants respectivement depuis Avril 2020 et Février 2021 ; sur la base des deux documents précédents.
- Des outils pour le dimensionnement hydraulique et mécanique des revêtements drainants en produits préfabriqués en béton :
  - o Logiciel ODU+ : Ce logiciel permet, entre autres, de déterminer la perméabilité requise pour un revêtement drainant en fonction des données de projet (événement pluvieux à prendre en compte, caractéristiques des surfaces ...).
  - o Logiciel VoirIB : Ce logiciel permet de dimensionner la structure d'assise requise pour un trafic donné.
- Des guides pour la réalisation d'ouvrages de qualité :
  - o Rapport CERIB DP 136 « Guide de mise en œuvre des revêtements drainants en produits préfabriqués en béton » : Ce guide permet aux différents acteurs (bureaux d'études, entreprises de pose des produits) de disposer d'éléments synthétiques pour la construction d'aménagements durables et efficaces revêtus de produits drainants en béton. Il aborde notamment la nature et la qualité des produits, les travaux préparatoires des assises, la pose des produits avec une attention portée au contrôle des ouvrages et de l'entretien. Il est complété des principaux éléments nécessaires à la conception hydraulique et mécanique des ouvrages.
  - o Rapport CERIB DP 139 « Lutter contre l'imperméabilisation des surfaces urbaines – Les revêtements drainants en béton » : Ce document présente de manière complète les solutions préfabriquées en béton permettant de contribuer à la réduction de l'imperméabilisation. Il présente les solutions existantes en béton, donne des éléments de conception des ouvrages, fournit des recommandations de mise en œuvre, et d'entretien/d'exploitation.

## II. DÉTERMINATION DE LA PERMÉABILITÉ

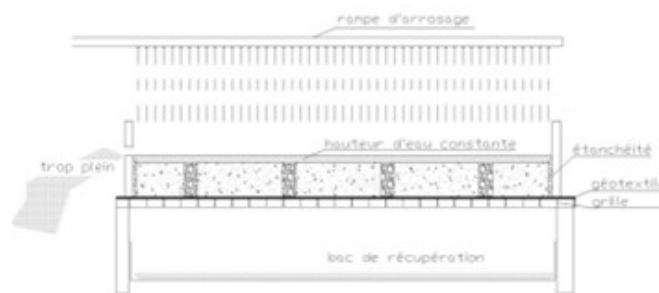
Le coefficient de perméabilité d'un revêtement constitue un élément de dimensionnement nécessaire pour les concepteurs d'ouvrages d'infiltration. Le CERIB a notamment défini un protocole de mesure de la perméabilité applicable à tous les produits. Afin de répondre aux demandes du marché, un nouveau bâti d'essai a ensuite été développé. Celui-ci permet la mesure de la perméabilité en pente ainsi que l'évaluation de la part de ruissellement sur le revêtement.

L'essai de perméabilité développé par le CERIB permet de mesurer le coefficient de perméabilité de l'ensemble « produits et matériaux de jointoiement ou de remplissage des vides ». Il ne prend pas en compte l'influence du lit de pose et des couches de fondations.

Cet essai est réalisé sur une surface représentative de revêtement plutôt que sur produit isolé. Cela permet :

- De s'affranchir d'une éventuelle dispersion entre produits ;
- De prendre en compte la contribution des joints, afin d'être représentatif des conditions de service ;
- D'assurer une infiltration verticale, ce qui ne pourrait pas être réalisé avec un essai à échelle réduite d'un tube à essai placé sur un produit seulement.

Sur une surface de 1 m<sup>2</sup> de revêtement perméable constitué des produits en béton et de leur matériau de jointoiement ou de remplissage des vides, sous une charge constante de 1 cm d'eau, l'essai consiste à mesurer la quantité d'eau qui s'infiltré en un temps donné. Le schéma de principe est le suivant :



**FIGURE 2.** Schéma de principe de l'essai de détermination du coefficient de perméabilité

Les essais sont répétés 3 fois sur un échantillon saturé et stabilisé.

Le coefficient de perméabilité verticale  $K$  (ou conductivité hydraulique) est calculé comme suit :

$$K = \frac{m}{\rho S t} \frac{h}{h + h_w} \quad [m/s] \quad (1)$$

Avec :

- $m$  : masse d'eau =  $m(\text{bac} + \text{eau}) - m(\text{bac vide})$  [kg]
- $\rho$  : masse volumique de l'eau [kg/m<sup>3</sup>] :  $\rho = 1\,000 \text{ kg/m}^3$
- $S$  : surface d'essai [m<sup>2</sup>]
- $t$  : durée totale de l'essai [s]
- $h$  : hauteur d'infiltration (épaisseur du produit) [m]
- $h_w$  : hauteur d'eau (constante réglée par la hauteur du trop-plein) [m]

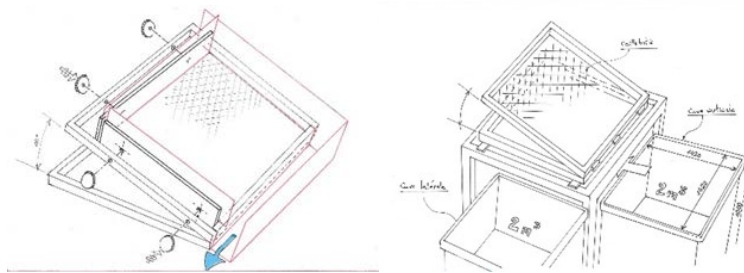
Il est ensuite possible de déterminer le coefficient de perméabilité requis pour le revêtement de l'ouvrage d'infiltration en fonction :

- De la pluie type à infiltrer définie par le maître d'ouvrage : durée de la pluie, période de retour, coefficients de Montana applicables sur le lieu du projet...
- Des caractéristiques du projet : surfaces dont on veut récupérer les eaux pluviales, coefficients de ruissellement...
- D'un coefficient de colmatage ou d'un coefficient de sécurité.

Afin de prendre en compte les préoccupations des utilisateurs, les principes de l'essai décrit précédemment ont été adaptés pour permettre :

- De mesurer les performances des revêtements drainants en présence de pente ;
- D'évaluer la part de ruissellement sur le revêtement.

Un bâti d'essai spécifique a donc été conçu, selon les principes ci-dessous.



**FIGURE 3. Schémas du nouveau bâti de détermination de la perméabilité**

L'essai est toujours réalisé sur une surface de 1 m<sup>2</sup> de revêtement perméable mais la charge en eau n'est pas constante. Le revêtement est donc testé en conditions « réelles ».

Lors de l'essai, le débit sollicitant (Q), qui peut être associé à une intensité pluviale, est réglé à la valeur souhaitée et on peut en déduire :

- Un coefficient d'infiltration : 
$$C_i(Q) = \frac{V_{\text{infiltré}}(Q,t)}{V_{\text{alimenté}}(Q,t)} \quad (2)$$

- Un coefficient de ruissellement : 
$$C_r(Q) = \frac{V_{\text{ruisselé}}(Q,t)}{V_{\text{alimenté}}(Q,t)} \quad (3)$$

Avec :

- $V_{\text{infiltré}}(Q,t)$  : volume d'eau infiltré à travers le revêtement avec une alimentation en eau de débit Q pendant une durée t (m<sup>3</sup>)
- $V_{\text{ruisselé}}(Q,t)$  : volume d'eau ruisselé sur le revêtement avec une alimentation en eau de débit Q pendant une durée t (m<sup>3</sup>)
- $V_{\text{alimenté}}(Q,t)$  : volume d'eau alimenté au débit Q pendant une durée t (m<sup>3</sup>)

Le coefficient de perméabilité pour un revêtement incliné à une pente p est déduit directement de la valeur maximale du débit maximum pour laquelle le coefficient de ruissellement est nul :

$$K(p) = Q^*S \quad (4)$$

Avec :

Q : débit maximal pour lequel  $C_{\text{ruisselé}} = 0$  (m<sup>3</sup>/s) ;



S : surface du revêtement (= 1 m<sup>2</sup>).

Les essais sont répétés 3 fois pour un revêtement incliné à une pente donnée.

### III. CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

De nombreux outils permettent aujourd'hui d'accompagner la conception et la mise en œuvre d'ouvrages intégrant des revêtements drainants en produits préfabriqués en béton.

L'évolution récente de l'essai de perméabilité va permettre de proposer deux approches pour caractériser les performances d'infiltration d'un revêtement incliné à une pente donnée :

- Sous l'hypothèse d'une intensité pluviale de projet (débit fixé lors de l'essai), détermination des valeurs des coefficients d'infiltration et de ruissellement du revêtement ;
- Détermination de la perméabilité du revêtement (débit maximal permettant l'absence de ruissellement lors de l'essai) pour la configuration testée.

Ces données permettront aux acteurs de la gestion intégrée des eaux pluviales de dimensionner au mieux leurs projets.

### REFERENCES

- AFNOR, NF EN 1338 : Pavés en béton - Prescriptions et méthodes d'essai, Février 2004
- AFNOR, NF EN 1339 : Dalles en béton - Prescriptions et méthodes d'essai, Février 2004
- CERIB (2017), 353.E\_v2 : Eléments modulaires en béton pour revêtement des ouvrages d'infiltration des eaux pluviales : référentiel technique
- CERIB (2020), 501.E : Dimensionnement mécanique des dalles drainantes engazonnées ou gravillonnées
- CERIB (2020), Référentiel de certification NF 072 : Pavés de voirie en béton
- CERIB (2021), Référentiel de certification NF 187 : Dalles de voirie & toiture en béton
- CERIB (2021), DP 136 : Guide de mise en œuvre des revêtements drainants en produits préfabriqués en béton
- CERIB (2021), DP 139 : Lutter contre l'imperméabilisation des surfaces urbaines – Les revêtements drainants en béton
- CERIB (2022), DP 142 : "Solutions préfabriquées en béton pour la gestion des eaux pluviales

# Etude comparative des performances thermiques de parois de mortiers cimentaires incorporant ou non des matériaux à changement de phase (MCP)

Franck Komi Gbekou<sup>1</sup>, Abderrahim Boudenne<sup>2</sup>, Anissa Eddhahak<sup>3</sup>, Karim Benzarti<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Laboratoire Navier – Univ Gustave Eiffel, Ecole des Ponts, CNRS, F-77447 Marne-la-Vallée, France.  
[komi.gbekou@univ-eiffel.fr](mailto:komi.gbekou@univ-eiffel.fr); [karim.benzarti@univ-eiffel.fr](mailto:karim.benzarti@univ-eiffel.fr)

<sup>2</sup>CERTES, Univ Paris Est Créteil, F-94010 Créteil, France

<sup>3</sup>Laboratoire PIMM, Arts et Métiers ParisTech, F-75013 Paris, France

**RESUME** Cette étude évalue les performances thermiques d'une paroi de mortier cimentaire contenant des microcapsules de matériau à changement de phase (MCP) biosourcé (cette paroi est désignée M15D) et d'une paroi de référence sans MCP (désignée M0). Un dispositif expérimental a été conçu pour créer un environnement bi-climatique afin de soumettre chaque paroi à des conditions contrôlées représentatives de l'environnement extérieur sur l'une des faces et de l'environnement intérieur sur l'autre face. Concernant les conditions extérieures, deux types de variations de température ont été appliqués : une sollicitation cyclique comportant une période de 12h à 40°C et une période de 12h à 15°C, et un créneau de chauffage de 20°C à 40°C suivi d'une exposition prolongée à 40°C pendant plusieurs jours jusqu'à obtention d'un régime stationnaire. Ces essais sont réalisés à hygrométrie constante (50% d'humidité relative). Des capteurs de température insérés à différentes profondeurs ont permis d'évaluer les gradients de température au sein des parois exposées à ces différentes sollicitations. Globalement, des réponses assez similaires ont été obtenues pour les deux parois, avec cependant des extremums de température légèrement en retrait (de l'ordre de 1 à 1,2°C) pour la paroi M15D par rapport à M0, au niveau de la face extérieure et à différentes profondeurs. Ce résultat semble indiquer que l'incorporation des MCP peut contribuer à amortir l'effet des variations de température du milieu extérieur, bien que l'ampleur de ce phénomène reste assez faible.

**Mots-clés :** mortiers cimentaires, matériaux à changement de phase (MCP) biosourcés, transfert de chaleur, dispositif bi-climatique, échelle paroi

## I. INTRODUCTION

Dans le contexte actuel de réchauffement climatique et en raison de la forte pression exercée par l'activité humaine sur l'environnement, la maîtrise de la consommation énergétique et la préservation des ressources naturelles sont devenues des défis prioritaires pour nos sociétés (Yüksek and Karadayi, 2017). Parmi les secteurs les plus énergivores en France, le secteur du bâtiment arrive en seconde position avec environ 30% de la consommation totale, derrière celui des transports (Service des données et études statistiques, 2022). Une grande partie de cette consommation est liée au fonctionnement des dispositifs de chauffage et de climatisation des bâtiments. Pour réduire cet impact, une solution consiste à repenser totalement la manière de construire, depuis le choix des matériaux de construction jusqu'au design final du bâtiment, de

manière à minimiser le recours aux sources d'énergie externe lors de la phase d'exploitation des bâtiments (Chel and Kaushik, 2018; Yüksek and Karadayi, 2017). Ainsi, depuis plusieurs années, un effort de recherche important est consacré au développement de nouveaux matériaux de construction plus respectueux de l'environnement et dotés de propriétés thermophysiques optimisées visant à permettre la construction de bâtiments à haute efficacité énergétique (Amziane and Sonebi, 2016).

Parmi les pistes explorées, les systèmes de stockage d'énergie par chaleur latente constituent une solution prometteuse (Sarbu and Sebarchievici, 2018). Ces systèmes s'appuient sur l'utilisation de matériaux à changement de phase (MCP) capables de changer d'état physique en fonction de la température ; ils peuvent stocker de l'énergie lorsque la température s'élève au-dessus de la température de fusion du MCP, et la restituer lorsque la température redescend (Sharma et al., 2009; Cabeza et al., 2011; Giro-Paloma et al., 2016). Cette capacité à absorber/restituer de l'énergie peut en théorie être mis à profit pour réguler les variations de température de l'habitat.

De nombreuses études ont déjà montré que l'incorporation de MCP dans des matériaux de construction classiques comme le béton ou le mortier conduit à amélioration notable des propriétés thermophysiques à l'échelle matériau (Gbekou et al., 2022; Das et al., 2022; Parameshwaran et al., 2021; Djamai et al., 2019; Essid et al., 2019; Fenollera et al., 2013; Lecompte et al., 2015). Quelques études, plus rares, ont également évalué les performances de ces systèmes modifiés par MCP à des échelles plus larges et plus représentatives, comme l'échelle de la paroi ou celle du bâtiment. Ces travaux concernent essentiellement l'utilisation de couches de MCP intégrées à des systèmes de parois multicouches. Li et al (Li et al., 2022), ont ainsi montré que l'application d'une couche supplémentaire isolante à base de MCP sur un mur en mortier cimentaire permet d'atténuer la différence de température intérieure/extérieure dans un local et génère une économie d'énergie allant jusqu'à 30%.

En revanche, à notre connaissance, les performances énergétiques de parois homogènes épaisses en matériau cimentaire incorporant des MCP n'ont pas encore fait l'objet d'investigation. La présente étude propose donc d'explorer cet aspect, en s'intéressant plus particulièrement à un mur en mortier cimentaire comportant des MCP microencapsulés d'origine biosourcée. La démarche consiste à exposer le mur à un dispositif bi-climatique permettant d'appliquer sur une face des conditions hygrothermiques dynamiques représentatives de l'environnement extérieur, et de simuler sur l'autre face l'environnement intérieur d'un bâtiment. Les profils de température sont enregistrés à différentes profondeurs du mur pendant les essais. Ces résultats sont ensuite comparés à ceux obtenus pour un mur de référence (mortier sans MCP), de manière à analyser l'influence éventuelle des MCP sur la réponse de la paroi.

## II. MATRIELS ET METHODES

### A. Description des matériaux

L'étude a donc nécessité la réalisation de deux murs différents : l'un en mortier cimentaire faisant office de référence, et l'autre réalisé à partir du même mortier dans lequel ont été incorporés des MCP.

Le mortier de référence noté M0, est une formulation existante tirée de la littérature (Khalil et al., 2017), qui contient : un ciment Portland ordinaire EXTREMAT® CEM I 52,5 N (noté CEM I), un ciment Sulfo-alumineux à prise rapide Alpenat R<sup>2</sup> (noté CSA), tous deux fabriqués par la société VICAT, un superplastifiant (noté SP) VISCOCRETE TEMPO 11 produit par la société SIKA, du sable normalisé de diamètre maximal 2mm fourni par la Société Nouvelle du Littoral.

Le MCP utilisé est un produit commercial (CrodaTherm™ ME29D produit la société Croda), qui se présente sous la forme d'une dispersion aqueuse de particules microencapsulées (teneur en solides d'environ 50 % en masse). Ces particules solides sont constituées d'un noyau MCP organique issu de matières premières végétales, enveloppé d'une coque en polymère acrylique. Selon la fiche technique du fabricant, les particules de MCP microencapsulé (notées mMCPs) présentent des températures de fusion et de cristallisation de 28,8 °C et 23,5 °C, respectivement, ainsi que des chaleurs de fusion et de cristallisation de 183 kJ/kg et -179 kJ/kg (Croda, 2018).

Une première étude a été réalisée à l'échelle du matériau sur l'incorporation de ce MCP dans le mortier de référence M0 et son influence sur les propriétés mécaniques et thermophysiques de ce dernier (Gbekou et al., 2022). Cette étude, menée sur plusieurs mortiers contenant des teneurs variables de mMCPs comprises entre 0 et 13,5% en masse, a permis de mettre en évidence une nette amélioration des propriétés thermiques lorsque le taux de mMCPs augmente, avec cependant un impact négatif sur les performances mécaniques. L'introduction de 11,03 % en masse de mMCPs permet ainsi de réduire de 72% la conductivité thermique du mortier (qui passe de 2,3 à 0,6 W.m<sup>-1</sup>.K<sup>-1</sup>), tout en conservant une résistance en compression acceptable de 12,2 MPa. Cette formulation, notée M15D, a ensuite été retenue pour mener une étude à l'échelle de la paroi, avec l'objectif de comparer les performances d'une paroi de référence en mortier M0 et d'une paroi réalisée avec cette formulation M15D.

Les compositions des mortiers M0 et M15D sont résumées dans le [TABLEAU 1](#), et les propriétés mécaniques et thermophysiques de ces deux formulations sont résumées dans le [TABLEAU 2](#).

**TABLEAU 1.** Compositions des formulations de mortiers M0 et M15D (Gbekou et al., 2022)

Désignation	Sable (g)	CEM I (g)	CSA (g)	SP (g)	Masse de particules mMCP (g)	Eau totale (g)	E/C	Fraction massique mMCP (%)	Fraction volumique mMCP (%)
M0	1350	1059,33	79,73	2,96	-	398,67	0,35	0	0
M15D	1350	1059,33	79,73	2,96	433,06	1006,23	0,88	11,03	20,94

**TABLEAU 2.** Propriétés mécaniques et thermophysiques des mortiers M0 et M15D (Gbekou et al., 2022)

Type de Mur	Résistance en compression (MPa)	Masse volumique (kg/dm <sup>3</sup> )	Porosité accessible à l'eau (%)	Propriétés thermophysiques à 20°C 50% HR		
				Conductivité thermique $\lambda$ (W.m <sup>-1</sup> .K <sup>-1</sup> )	Diffusivité thermique $\alpha$ (mm <sup>2</sup> .s <sup>-1</sup> )	Capacité therm. volumique $\rho.C_p$ (MJ.m <sup>-3</sup> .K <sup>-1</sup> )
M0	72,10	2,324	19,66%	2,322	1,047	2,218
M15D	12,20	1,710	38,67%	0,663	0,404	1,641

## B. Dispositif expérimental

### 1. Conception du dispositif bi-climatique

Un dispositif spécial a été conçu pour pouvoir solliciter les parois dans un environnement bi-climatique. L'idée est de soumettre les murs à des environnements hygrothermiques différents sur chacune des faces. Le système comprend une enceinte climatique (Memmert ICH 260) dont la porte a été démontée, ainsi qu'un bâti métallique permettant la fixation du mur sur l'enceinte (FIGURE 1). Le compartiment de l'enceinte permet de simuler l'environnement extérieur du bâtiment et d'appliquer des conditions dynamiques de température et d'humidité sur l'une des faces du mur, tandis que l'autre face est exposée à l'environnement du laboratoire à **température constante contrôlée et hygrométrie ambiante**.



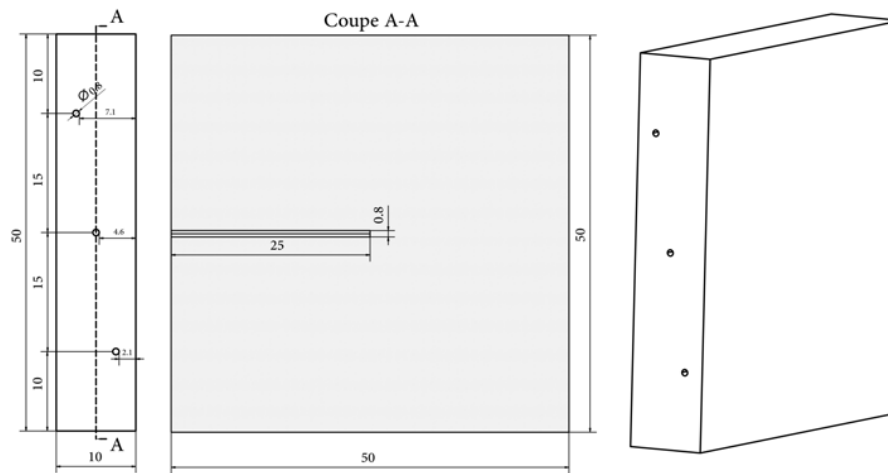
**FIGURE 1.** Présentation du bâti de fixation de la paroi et de l'enceinte climatique

Le bâti métallique est fixé à l'enceinte climatique et un isolant de 6 cm d'épaisseur est disposé sur les pourtours, afin que les échanges thermohydriques ne puissent s'effectuer qu'à travers la partie centrale ouverte (40 cm × 45 cm) accueillant le mur. L'isolant est ensuite recouvert entièrement de film adhésif plastique isolant et imperméable à la vapeur d'eau.

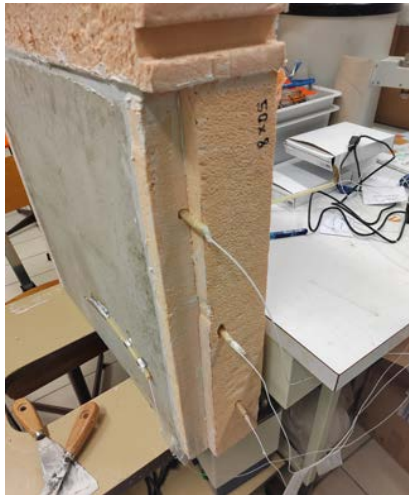
### 2. Préparation du mur

Dans un premier temps, les formulations de mortier sont préparées à l'aide d'un malaxeur automatique. Les détails du protocole de malaxage des mortiers M0 et M15D sont décrits dans un précédent article (Gbekou et al., 2022). Chaque mélange est ensuite coulé dans un coffrage en bois, de dimension interne 50 cm × 50 cm × 10 cm. Les murs sont ensuite démoulés après une semaine environ, puis entreposés pendant plusieurs mois dans un environnement contrôlé à 20°C et hygrométrie ambiante, afin de laisser mûrir la matrice cimentaire.

Les murs peuvent ensuite être instrumentés en vue des caractérisations hygrothermiques. A l'aide d'une perceuse à colonne, 3 trous de 25 cm de profondeur (jusqu'au milieu du mur) sont réalisés dans l'épaisseur de chaque mur, à des distances de 2,5 cm, 5 cm et 7,5 cm des faces extérieures. Ces trous sont espacés verticalement de 15 cm les uns des autres, afin d'éviter d'éventuelles perturbations sur les mesures (FIGURES 2 et 3).



**FIGURE 2.** Schéma de la disposition des capteurs dans la paroi



**FIGURE 3.** Perçage du mur et préparation des capteurs.



**FIGURE 4.** Mise en place de l'essai.

Au total, cinq capteurs de température (modèle MSR 145 de TH industrie) sont installés sur le mur (FIGURE 3) : trois dans l'épaisseur et un sur chacune des faces externes, de manière à pouvoir enregistrer les variations de températures à différentes profondeurs. Le mur est isolé sur chaque face latérale avec du polystyrène expansé, afin d'obtenir un transfert unidirectionnel (1D) de chaleur et de masse à travers l'épaisseur du mur. Le tout est ensuite posé sur le bâti (FIGURE 4). En complément, 2 capteurs sont également placés dans l'enceinte et dans la salle d'essai à proximité du mur, afin d'enregistrer les variations de température et d'humidité dans les environnements extérieur et intérieur, respectivement.

Finalement, un contrôle a été effectué au moyen d'une caméra thermique, afin de s'assurer de l'absence de fuites thermique et de l'uniformité du transfert de chaleur à travers la surface observée.

### C. Cycles de températures

Lorsque l'ensemble du dispositif est prêt, on effectue d'abord une phase de pré-conditionnement du mur : les conditions à l'intérieur de l'enceinte sont maintenues à 20 °C et 50% HR, jusqu'à ce que tous les capteurs fournissent une température stable (cette phase dure une semaine environ).

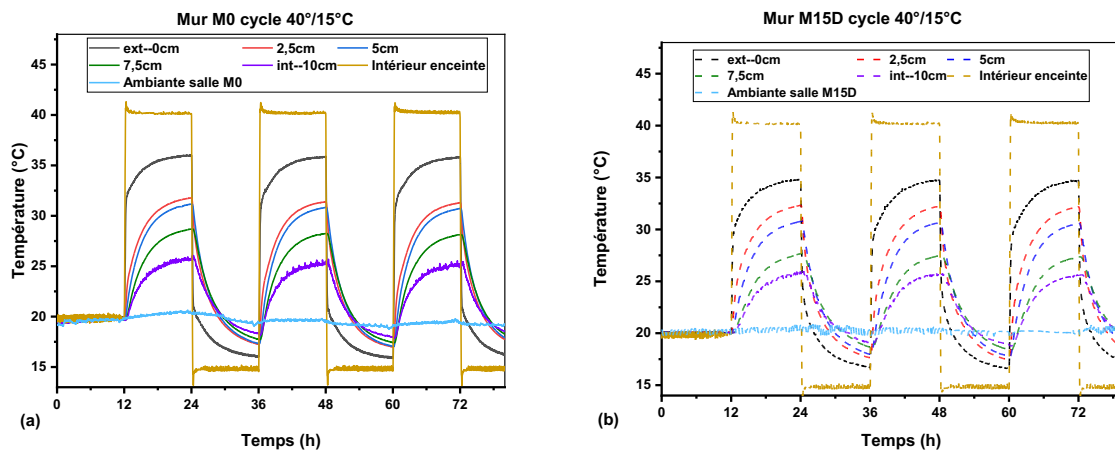
Une fois le système stabilisé, deux types de conditions dynamiques sont programmées dans l'enceinte au moyen du logiciel de pilotage Atmo Control :

- Une sollicitation cyclique comportant une période de 12h à 40°C et une période de 12h à 15°C, à une hygrométrie constante de 50% HR. Ce cycle vise à simuler une alternance jour/nuit dans un climat très chaud ou en période estivale caniculaire.
- Un créneau de chauffage de 20°C à 40°C suivi d'une exposition prolongée à 40°C pendant plusieurs jours jusqu'à obtention d'un régime stationnaire.

## III. RESULTATS

### A. Comparaison du comportement des murs sous sollicitation cyclique

La [FIGURE 5.a](#) et la [FIGURE 5.b](#) présentent respectivement les réponses des murs M0 et M15D soumis aux cycles de température 40°/15°C à 50% HR. Après le pré-conditionnement initial à 20°C et 50% HR, le cycle a démarré par une période de 12h à 40°C, suivie d'une période de 12h à 15°C. Ce cycle de 24h a été répété pendant 3 jours afin d'évaluer l'inertie thermique des murs. De manière générale, on note que la réponse de chaque mur est très reproductible d'un cycle à l'autre, et qu'il n'y a pas de dérive dans le temps. Il est donc possible de comparer les réponses des deux murs sur un cycle unique de 24h (voir [FIGURE 6](#)).



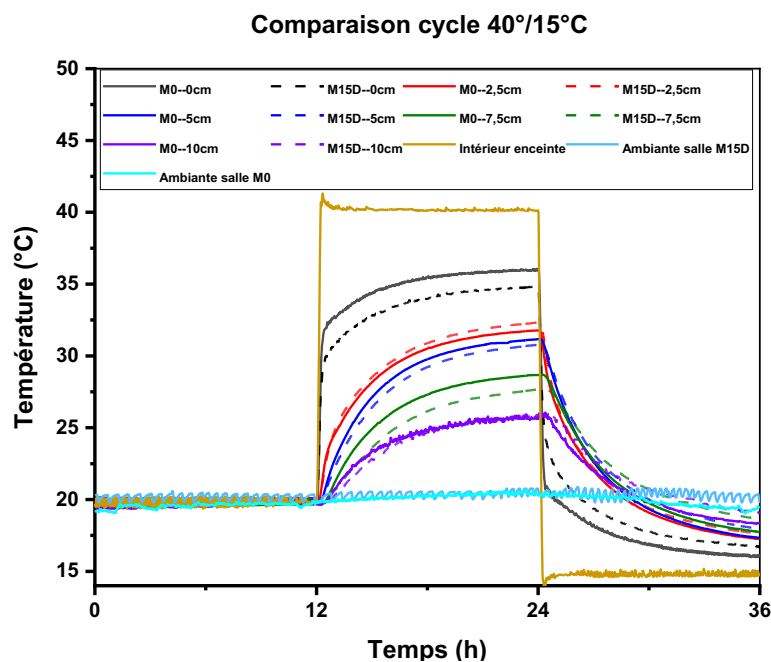
**FIGURE 5.** Réponse des murs aux sollicitations cycliques entre 40°/15° : (a) Mur M0 ; (b) Mur M15D

La [FIGURE 6](#) montre que les profils de température évoluent de manière comparable dans les deux murs au cours du cycle. Durant la phase de chauffe à 40°C, la température mesurée augmente rapidement à une profondeur donnée. Cependant, elle reste toujours plus élevée au niveau de la face extérieure de chaque mur, et décroît progressivement en fonction de la profondeur, pour atteindre la température la plus basse au niveau de la face intérieure. De manière générale, la valeur maximale à une profondeur donnée est atteinte à la fin de la phase de

chauffé à 40°C (après 12h) : au niveau de la face extérieure, cette température maximale est alors de 35,9°C pour le mur M0 et 34,7°C pour M15D. A l'intérieur du mur, la valeur maximale de température atteinte au bout des 12h diminue en fonction de la profondeur, mais on conserve un écart de l'ordre de 1°C entre les murs M0 et M15D aux profondeurs de 5cm et 7.5 cm (ceci ne semble pas vérifié à la profondeur de 2,5 cm, peut être en raison d'un défaut de localisation d'un des capteurs). Cet écart de ~1°C entre les 2 murs pourrait être lié à la fusion des mMCPs contenus dans le mur M15D, conduisant au stockage d'énergie sous forme de chaleur latente, et donc à un léger amortissement de la cinétique de montée en température dans ce mur. Enfin, au niveau de la face interne (à 10 cm de profondeur), on note une température maximale d'environ 25,8°C, sensiblement équivalente dans les deux murs.

Lors de la phase de refroidissement (12 heures à 15°C), on note une évolution inverse du gradient de température en fonction de la profondeur. La température maximale est cette fois enregistrée sur la face intérieure exposée à l'environnement contrôlé du laboratoire, avec une valeur de 18,3°C pour le mur M0 et 19°C pour M15D. La valeur minimale de température est atteinte sur la face externe des deux murs, avec des valeurs de l'ordre de 15,7°C pour le mur M0 et 16,7 °C pour M15D. On retrouve à nouveau cet écart d'environ 1°C entre les deux murs, mais selon un classement inversé par rapport à la phase de chauffage. Cet effet peut s'expliquer ici par le passage à l'état solide des mMCPs contenus dans le mur M15D lors du refroidissement, ce qui relâcherait de l'énergie et amortirait la cinétique de descente en température dans ce mur.

Sur l'ensemble du cycle (phases de chauffe et de refroidissement), il semblerait donc que l'amplitude globale de la variation de température puisse être amortie de 2 à 2,5°C environ dans le mur M15D par rapport à la référence M0.



**FIGURE 6.** Comparaison entre les réponses des murs M0 et M15D après un cycle entre 40°/15°C.



B. Comparaison du comportement des murs sous sollicitations en régime stationnaire à 40°C

La FIGURE présente l'évolution du gradient de température dans les deux murs, pour le scénario n°2 (créneau de 20°C à 40°C et maintien à 40°C jusqu'à l'obtention d'un régime stationnaire). Les profils de températures aux différentes profondeurs évoluent à nouveau de manière similaire dans les deux murs, comme dans le scénario précédent.

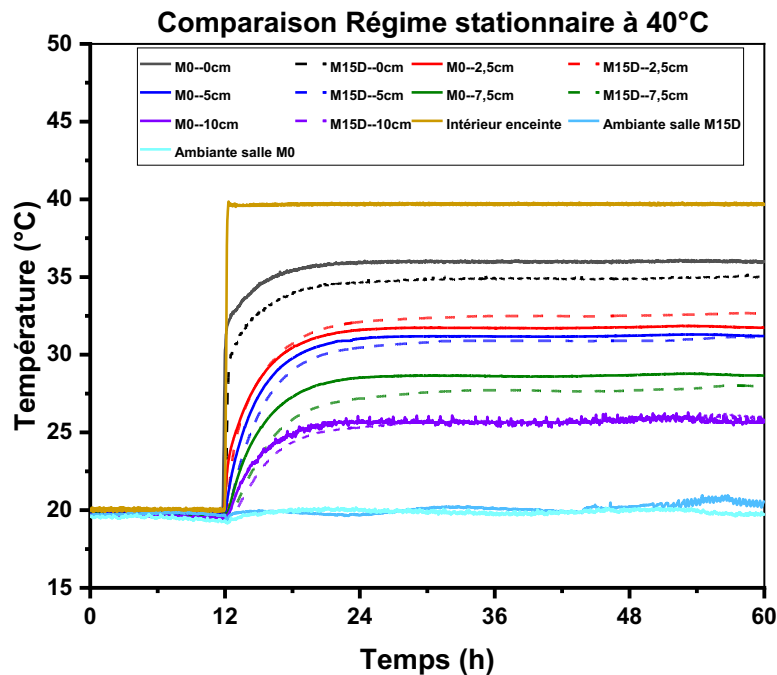


FIGURE 7. Comparaison entre les réponses des murs M0 et M15D lors du créneau de température.

Les températures mesurées aux différentes profondeurs évoluent rapidement au début de la phase de chauffe à 40°C, puis se stabilisent et atteignent un état stationnaire au bout d'une quinzaine d'heures environ. Sur la face extérieure exposée à 40°C, la valeur maximale enregistrée est de 36°C pour le mur M0 et 35°C pour le mur M15D. A nouveau, cette température maximale décroît à l'intérieur des murs en fonction de la profondeur, et on conserve un écart d'environ 1°C entre M0 et M15D aux profondeurs de 5 et 7,5 cm. Au niveau de la face intérieure, la température maximale devient équivalente pour les deux murs, de l'ordre de 25°C.

Comme dans le scénario précédent, l'écart de 1°C observé entre les murs M0 et M15D à certaines profondeurs peut être expliqué par l'action des mMCPs qui passent de l'état solide à l'état liquide et stockent de l'énergie sous forme de chaleur latente, diminuant alors légèrement la cinétique de montée en température. En revanche, lorsqu'on se rapproche de la face intérieure, le niveau de température reste en dessous du domaine de changement de phase, et les mMCPs restent alors à l'état solide et ne stockent pas de chaleur. Ceci peut expliquer la température équivalente mesurée pour les deux murs sur la face intérieure exposée à l'environnement du laboratoire.

De manière générale, ces résultats semblent montrer que la présence de mMCPs ne permet d'amortir les variations de températures que de manière très limitée. Ceci peut paraître étonnant au vu des caractéristiques thermiques très différentes des deux formulations de mortier

(conductivité thermique de  $2.4 \text{ W.m}^{-1}\text{.K}^{-1}$  pour M0 et  $0.6 \text{ W.m}^{-1}\text{.K}^{-1}$  pour M15D). Il serait donc intéressant de réaliser des expérimentations complémentaires, en appliquant d'autres conditions dynamiques au niveau de l'environnement extérieur, et en utilisant des capteurs plus spécifiques (capteur de flux pour évaluer le flux total à travers le mur, capteur puissance de chauffe/refroidissement). Par ailleurs, une modélisation par éléments finis du transfert de chaleur et de masse à travers les deux murs pourrait donner des indications supplémentaires.

#### IV. CONCLUSION

Ce travail évalue l'effet de l'incorporation des MCP sur les performances thermiques d'une paroi en comparaison à un mur de mortier classique de référence. Une étude du comportement thermique de chaque mur exposé à deux types de sollicitations dynamiques a été menée.

Lors de la sollicitation cyclique jour/nuit comme en régime stationnaire, l'évolution du gradient de température dans les deux murs garde la même allure. On remarque néanmoins un écart de température d'environ  $1^\circ\text{C}$  lors des phases de chauffe (et également lors du refroidissement) entre les températures mesurées sur le mur M15D et celles du mur M0, au niveau de la face extérieure et à certaines profondeurs. L'incorporation des mMCPs semble donc induire un léger effet d'amortissement des variations de température, lié au stockage d'énergie par chaleur latente.

Cet effet d'amortissement n'est plus constaté dans le mur M15D à proximité de la face intérieure, car la température reste en dessous du domaine de changement de phase et ne permet pas d'activer les mMCPs dans cette région du mur.

Pour analyser de manière plus fine le comportement thermique global des deux murs, il serait intéressant de réaliser des expérimentations complémentaires en appliquant des conditions dynamiques différentes et en utilisant des capteurs de flux. Une modélisation du transfert de chaleur à travers les murs devrait également être envisagée.

Cette recherche a été effectuée avec le soutien financier du Labex MMCD (Modélisation et Expérimentation Multi-Echelles des Matériaux pour la Construction Durable) à travers l'ANR Investissements d'Avenir (programme ANR-11-LABX-022-01).

#### REFERENCES

- Amziane, S., Sonebi, M., 2016. Overview on Biobased Building Material made with plant aggregate. *RILEM Technical Letters* 1, 31–38. <https://doi.org/10.21809/rilemtechlett.2016.9>
- Cabeza, L.F., Castell, A., Barreneche, C., de Gracia, A., Fernández, A.I., 2011. Materials used as PCM in thermal energy storage in buildings: A review. *Renewable and Sustainable Energy Reviews* 15, 1675–1695. <https://doi.org/10.1016/j.rser.2010.11.018>
- Chel, A., Kaushik, G., 2018. Renewable energy technologies for sustainable development of energy efficient building. *Alexandria Engineering Journal* 57, 655–669. <https://doi.org/10.1016/j.aej.2017.02.027>
- Croda, 2018. CrodaTherm™ ME29D: Microencapsulated ambient temperature phase change material, technical datasheet. [https://www.crodaindustrialspecialties.com/en-gb/product-finder/product/1381-crodatherm\\_1\\_me\\_1\\_29d](https://www.crodaindustrialspecialties.com/en-gb/product-finder/product/1381-crodatherm_1_me_1_29d)

- Das, R., Siva Ranjani Gandhi, I., Muthukumar, P., 2022. Use of agglomerated Micro-encapsulated phase change material in cement mortar as thermal energy storage material for buildings. *Materials Today: Proceedings* 65, 808–814. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2022.03.316>
- Djamai, Z.I., Salvatore, F., Si Larbi, A., Cai, G., El Mankibi, M., 2019. Multiphysics analysis of effects of encapsulated phase change materials (PCMs) in cement mortars. *Cement and Concrete Research* 119, 51–63. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2019.02.002>
- Essid, N., Loulizi, A., Neji, J., 2019. Compressive strength and hygric properties of concretes incorporating microencapsulated phase change material. *Construction and Building Materials* 222, 254–262. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.06.156>
- Fenollera, M., Míguez, J., Goicoechea, I., Lorenzo, J., Ángel Álvarez, M., 2013. The Influence of Phase Change Materials on the Properties of Self-Compacting Concrete. *Materials* 6, 3530–3546. <https://doi.org/10.3390/ma6083530>
- Gbekou, F.K., Benzarti, K., Boudenne, A., Eddhahak, A., Duc, M., 2022. Mechanical and thermophysical properties of cement mortars including bio-based microencapsulated phase change materials. *Construction and Building Materials* 352, 129056. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.129056>
- Giro-Paloma, J., Martínez, M., Cabeza, L.F., Fernández, A.I., 2016. Types, methods, techniques, and applications for microencapsulated phase change materials (MPCM): A review. *Renewable and Sustainable Energy Reviews* 53, 1059–1075. <https://doi.org/10.1016/j.rser.2015.09.040>
- Khalil, N., Aouad, G., El Cheikh, K., Rémond, S., 2017. Use of calcium sulfoaluminate cements for setting control of 3D-printing mortars. *Construction and Building Materials* 157, 382–391. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.09.109>
- Lecompte, T., Le Bideau, P., Glouannec, P., Nortershauser, D., Le Masson, S., 2015. Mechanical and thermo-physical behaviour of concretes and mortars containing phase change material. *Energy and Buildings* 94, 52–60. <https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2015.02.044>
- Li, Q., Ju, Z., Wang, Z., Ma, L., Jiang, W., Li, D., Jia, J., 2022. Thermal performance and economy of PCM foamed cement walls for buildings in different climate zones. *Energy and Buildings* 277, 112470. <https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2022.112470>
- Parameshwaran, R., Naresh, R., Ram, V.V., Srinivas, P.V., 2021. Microencapsulated bio-based phase change material-micro concrete composite for thermal energy storage. *Journal of Building Engineering* 39, 102247. <https://doi.org/10.1016/j.job.2021.102247>
- Sarbu, I., Sebarchievici, C., 2018. A Comprehensive Review of Thermal Energy Storage. *Sustainability* 10, 191. <https://doi.org/10.3390/su10010191>
- Service des données et études statistiques, 2022. Bilan énergétique de la France en 2021 - Données provisoires.
- Sharma, A., Tyagi, V.V., Chen, C.R., Buddhi, D., 2009. Review on thermal energy storage with phase change materials and applications. *Renewable and Sustainable Energy Reviews* 13, 318–345. <https://doi.org/10.1016/j.rser.2007.10.005>
- Tyagi, V.V., Buddhi, D., 2007. PCM thermal storage in buildings: A state of art. *Renewable and Sustainable Energy Reviews* 11, 1146–1166. <https://doi.org/10.1016/j.rser.2005.10.002>
- Yüksek, I., Karadayi, T.T., 2017. Energy-Efficient Building Design in the Context of Building Life Cycle, *Energy Efficient Buildings*. IntechOpen. <https://doi.org/10.5772/66670>

# Evaluation des performances mécaniques des bétons autoplaçants renforcés de fibres non-métalliques

Moussa Coulibaly<sup>1</sup>, Olivier Helson<sup>2</sup>, Javad Eslami<sup>1</sup>, Anne-Lise Beaucour<sup>1</sup>, Albert Noumowé<sup>1</sup>

<sup>1</sup> CY Cergy Pris Université - Laboratoire de Mécanique et Matériaux du Génie Civil (L2MGC), Neuville Sur Oise 95031 Cergy-Pontoise Cedex, France

<sup>2</sup> Agence Nationale pour la gestion des Déchets Radioactifs (ANDRA), 92290 Châtenay-Malabry Cedex, France

**RESUME** : L'objectif de ce travail expérimental est d'évaluer la contribution mécanique des fibres non-métalliques sur les performances des bétons, en vue d'une substitution d'une partie des armatures des éléments structurels en béton armé du projet cigéo. Les fibres utilisées dans cette étude sont les MiniBars™ fibres de basalte et de verre alcali-résistantes (AR) renforcées avec le polymère de type Vinylester. Les propriétés requises par les matériaux testés visent dans l'application proposée, une résistance mécanique minimale de 60 MPa à 28 jours. Les investigations portent sur les bétons autoplaçants renforcés de fibres (BAPF) avec variation de la fraction volumique (FV). La conception du mélange a été développée de manière à observer l'influence des fibres sur le comportement mécanique des bétons. Les performances mécaniques des spécimens sont évaluées sur la base d'essais de compression uniaxiale, de traction par fendage effectués sur des éprouvettes cylindriques (15×30 cm) et de traction par flexion quatre points conduits sur des éprouvettes prismatiques (14×14×56 cm). Une attention particulière est portée sur le comportement pré-pic et post-pic des éprouvettes résultant de l'essai de traction par flexion. Les modes de rupture des fibres sont mis en évidence par des observations microstructurales (MEB) des échantillons après rupture en flexion.

**Mots-clés** : Bétons autoplaçants, Fibres non-métalliques, performances mécaniques.

## I. INTRODUCTION

Le développement et les avancées dans le domaine des bétons renforcés de fibres (BRF) ont permis la production de matériaux de plus en plus performants. La substitution des armatures en acier par des fibres, est donc devenue une alternative prometteuse pour remplacer ou réduire le taux de ferrailage des structures en béton armé (BA) et potentiellement améliorer leur durabilité dans un environnement, où la corrosion des armatures métalliques est inévitable à très long terme. Une telle solution est envisagée par l'ANDRA, pour la conception des voussoirs du futur centre de stockage souterrain (Cigéo) des déchets de Haute Activité (HA) et de Moyenne Activité-Vie Longue (MA-VL). Ce centre après fermeture, se situera dans un environnement très spécifique : période d'exploitation avec carbonatation atmosphérique (ventilation), puis dégradation chimique sous eau (condition d'exposition XA2) et sous chargement mécanique (convergence du milieu géologique). Le mécanisme de corrosion des armatures dans le cas du projet Cigéo est particulier. Compte tenu du milieu anoxique du centre stockage après fermeture,

les conditions au sein du béton sont telles que le scénario envisagé par l'ANDRA est un endommagement mécanique du béton en raison de la croissance de la couche d'oxyde à l'état passif. La vitesse de corrosion est lente en milieu alcalin (inférieure au  $\mu\text{m}\cdot\text{an}^{-1}$ ), cependant l'impact de la corrosion n'est pas négligeable en raison des échelles de temps mises en jeux. La pérennité de la structure doit être évaluée en estimant les pertes de performances et la dégradation des matériaux de construction. Ces données d'entrée servent ensuite à alimenter les simulations numériques visant à représenter la rupture des revêtements sur des échelles plurimillénaires et donc indirectement à évaluer l'extension de l'endommagement de l'argilite du collovo-oxfordien (Cox) garant du confinement des déchets. Au vu de la dangerosité des colis stockés, le matériau de construction doit donc être particulièrement adapté à cet environnement et doit répondre fortement au principe de durabilité.

La majorité des fibres employées pour le renforcement des structures en béton, sont métalliques en raison des grandes performances mécaniques qu'elles procurent à la structures, comparées à celles fournies par de nombreux types de fibres. Toutefois l'incorporation de ces fibres peut être problématique. En effet, ces fibres, pour un taux d'incorporation assez-important, augmentent le poids propre de la structure (Wang et al., 2021), réduisent la maniabilité du béton et favorisent la formation d'amas de fibres (Branston et al., 2016) ; donc création de zone de faiblesse affectant les performances mécaniques et les indicateurs de durabilité. Aussi, à très long terme, ces fibres sont vulnérables à la corrosion, ce qui met en cause la pérennité de la structure. En dépit de ces différentes problématiques, l'utilisation des fibres non métalliques peut être une solution assurant la maîtrise de la fissuration du béton et la reprise des efforts au droit des fissures tout en améliorant la durabilité de l'ouvrage, puisque ces fibres, en plus d'avoir de faibles densités, ne sont pas soumises à la corrosion.

L'objectif du travail expérimental, présenté dans cet article, est donc d'évaluer l'apport mécanique des MiniBars™ fibres de basalte (BFRP) et verre-AR (GFRP) renforcées avec un polymère de type vinylester, sur les performances des bétons. L'étude porte sur des bétons autoplaçants fibrés (BAPF) avec variation du taux d'incorporation des fibres. Les fractions volumiques considérées dans cette étude sont 1%, 1,5% et 2%. Toutefois un béton sans renforts (béton de référence) est également considéré. Une attention particulière est accordée au comportement des bétons testés en flexion notamment en phase post-pic. De plus, les modes de rupture des fibres en flexion ainsi que l'interface matrice-fibres sont mis en évidence suite aux observations microstructurales MEB.

## II. Programme expérimental

### 1. Matériaux et matériel utilisés :

Les investigations sont conduites sur sept groupes de bétons autoplaçants fibrés (BAPF), qui diffèrent par la fraction volumique (FV) et le type de fibres [tableau 1](#). Les fibres de l'étude (à l'exception de la densité) présentent les mêmes propriétés physiques et mécaniques [figure 1](#) : longueur = 43 mm, diamètre = 0,7 mm, densité (1,9 pour les fibres de basalte et 2,00 pour les fibres de verre) et une résistance à la traction > 1000 MPa. Les FV adoptées sont 1, 1,5 et 2% et les bétons sont référencés respectivement par B1, B1.5 et B2 pour les bétons renforcés avec les fibres de basalte (BAPF<sub>BFRP</sub>) et G1, G1.5 et G2 pour les bétons renforcés avec les fibres de verre (BAPF<sub>GFRP</sub>). Un béton sans renfort a également été formulé et considéré comme béton de référence (BR). Les bétons de l'étude ont en commun le même E/C = 0,392 (Camps, 2008) et pour tous les bétons, les graviers ont été substitués par les fibres. Ces différentes substitutions ont été faites dans le but de

compenser les pertes d'ouvrabilité engendrées par l'augmentation de la FV des fibres. Afin d'étudier l'influence des fibres sur les performances mécaniques des bétons, tous les paramètres, entrant dans le processus de formulation (constituants, processus de malaxage...), ont été maintenus constants, à l'exception de la quantité de superplastifiant. Les essais de résistance des bétons en compression et en traction par fendage, ont été menés sur des éprouvettes de dimensions 15×30 cm à 28 jours. Certains échantillons destinés aux essais de compression, sont instrumentés par quatre jauges de déformations (deux axiales et deux transversales) de 3 cm de longueur, et la vitesse de chargement a été prise égale 0,5 mm/min. Le comportement des bétons en flexion est évalué suite aux essais de flexion quatre points conduits sur des éprouvettes prismatiques 14×14×56 cm à 56 jours. Toutes les éprouvettes testées ont été conservées suivant les recommandations de la NF EN 12390-2.

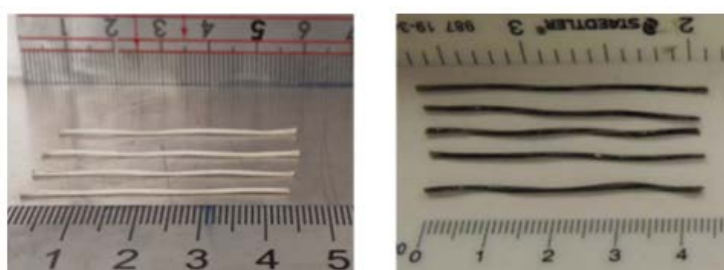


FIGURE 1. Les Fibres de l'étude, GFRP-AR (à gauche), BFRP (à droite)

TABLEAU 1. Propriétés physiques, rhéologiques et composition pour un m<sup>3</sup> des bétons de l'étude

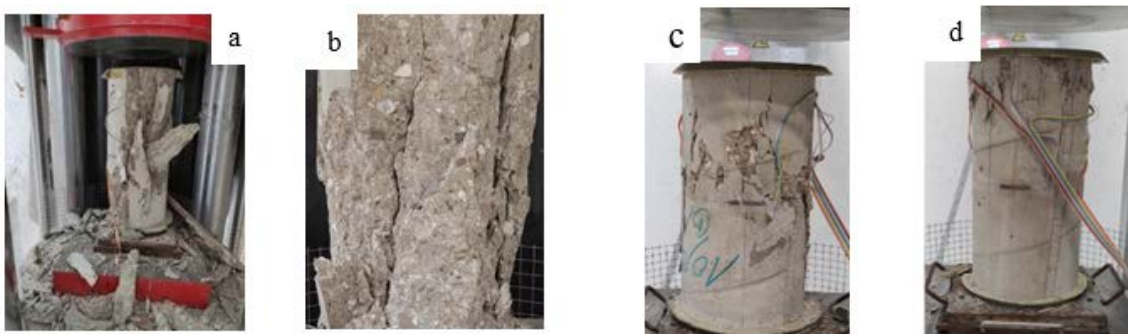
Constituants	BR	G1	B1	G1.5	B1.5	G2	B2
Gravier calcaire concassé 4/12 (kg/m <sup>3</sup> )	710,2	683,6	683,6	670,3	670,3	657,1	657,1
Sable calcaire concassé 0/4 (kg/m <sup>3</sup> )	976,6	976,6	976,6	976,6	976,6	976,6	976,6
Filler calcaire (bétoflow) (kg/m <sup>3</sup> )	75	75	75	75	75	75	75
Ciment CEM I 52.5 N (kg/m <sup>3</sup> )	475	475	475	475	475	475	475
Superplastifiant Tempo 9 (kg/m <sup>3</sup> )	8,2	8,8	9,4	9,9	9,5	11,1	11,6
Fibre de verre (GFRP) (kg/m <sup>3</sup> )	0	20	0	30	0	40	0
Fibre de basalte (BFRP) (kg/m <sup>3</sup> )	0	0	19	0	28,5	0	38
Eau efficace (kg/m <sup>3</sup> )	186,2	186,2	186,2	186,2	186,2	186,2	186,2
Etallement (cm)	55	66	55	56	53	55	55,5
Masse volumique théorique (kg/m <sup>3</sup> )	2431	2425	2421	2420	2425	2423	2421
Masse volumique réelle (kg/m <sup>3</sup> )	2421	-	2405	2360	2420	2417	2375

### III. Résultats et discussion

#### 1. Comportement en compression

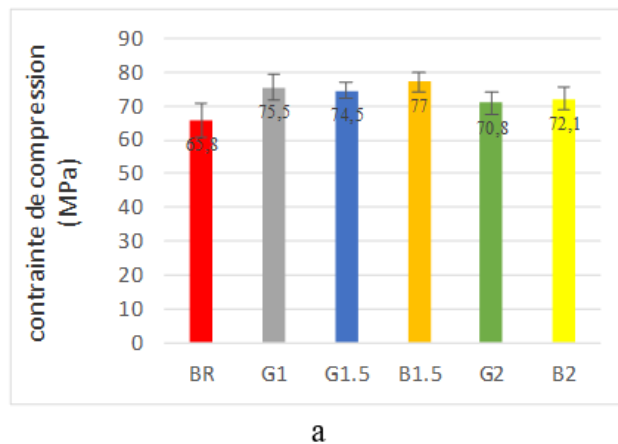
Lors de la mise en charge des éprouvettes, on note l'apparition des microfissures sur les surfaces latérales provenant des contraintes de traction développées par effet poisson. Les déformations radiales, moins importantes que les déformations axiales génèrent des contraintes de traction entraînant l'apparition de ces fissures. L'expansion des microfissures sur les surfaces des

épreuves dépend du type de béton. L'analyse des faciès des BR [figure 2 \(a et b\)](#), montre une multitude de macrofissures localisées à mi-hauteur des épreuves, due à une concentration de contrainte dans cette zone. La dispersion des morceaux de bétons sur la presse, atteste une rupture fragile de ces bétons. Cependant, l'ajout des fibres dans la composition des bétons, a entraîné une dispersion des fissures en assurant une répartition de ces dernières, tout au long de l'épreuve. Elles ont diminué efficacement l'impact des déformations radiales engendrées par l'effort de traction. Ces épreuves font donc état de présence de fissures moins larges que celles observées sur les BR [figure 2 \(c et d\)](#).



**FIGURE 2.** Faciès de rupture des épreuves après l'essai de compression uniaxiale, BR (a et b), BAPFGFRP (c), BAPFBFRP (d)

La [figure 3](#) montre que l'ajout des fibres influence la résistance à la compression des bétons selon le type et la FV des fibres. L'introduction de 1,5% et 2% de BFRP, augmente la résistance à la compression des bétons de 17% et 9,6% respectivement. Dosées à 1%, 1,5% et 2%, les GFRP améliorent les performances mécaniques à la compression des bétons de 14,7%, 13,2% et 7,6% respectivement. Toutefois, une diminution des taux d'amélioration des performances des bétons avec l'augmentation de la FV des fibres, est notée. L'évolution des modules de Young et du coefficient de Poisson est représentée par [figure 3 \(b et c\)](#). L'ajout des minibars a conduit à la réduction des valeurs du module d'élasticité et du coefficient de Poisson des bétons.



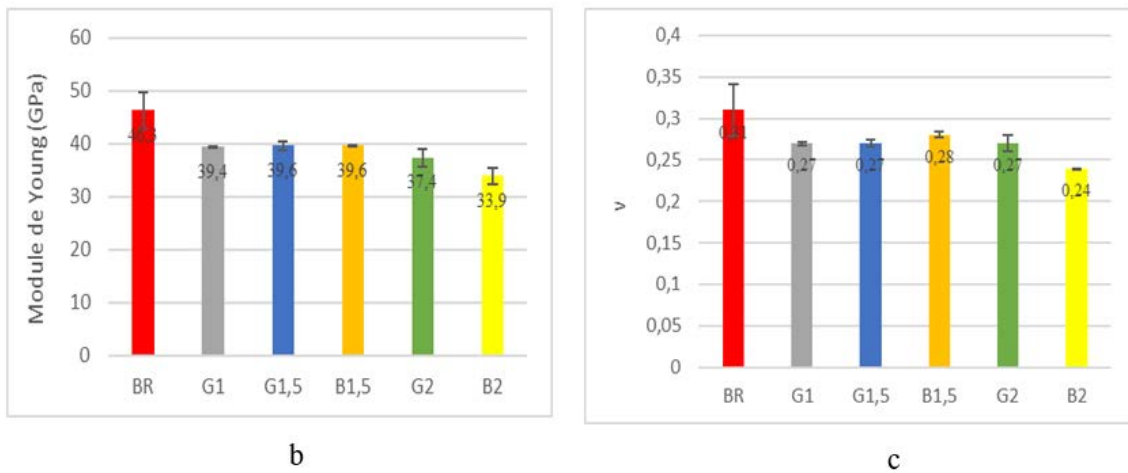


FIGURE 3. Résistance à la compression des bétons (a), module de Young (b), coefficient de Poisson (c)

Les fibres ont par contre modifié le comportement avant la rupture avec un accroissement de la partie non linéaire [figure 4](#), témoignant de la multiplicité des microfissures et on peut observer globalement une augmentation de la déformation à la rupture en présence des fibres. Les éprouvettes pouvaient reprendre la charge même pour de larges plages de déformations. En d'autres termes, l'ajout des minibars améliore la ténacité des bétons en compression.

On peut également observer que les déformations volumiques des bétons de l'étude atteignent un minimum au-delà de 80% de la charge maximale pour ensuite augmenter très rapidement [figure 4.b](#). Ce phénomène appelé dilatance, est dû à une expansion rapide des microfissures engendrées par effet Poisson.

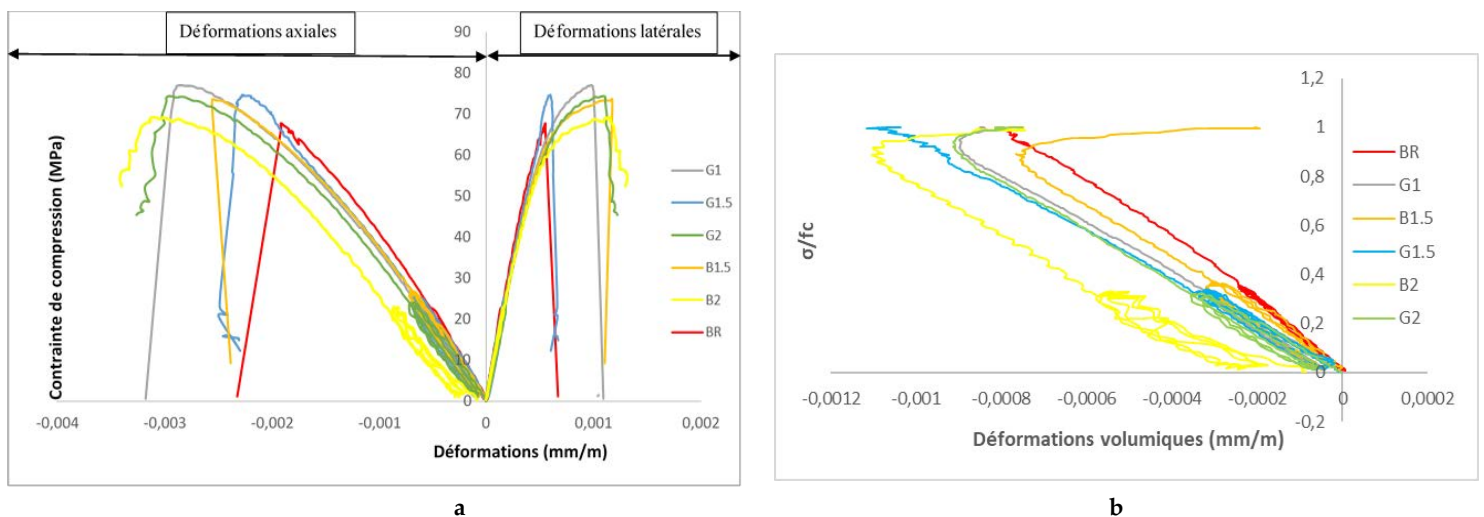
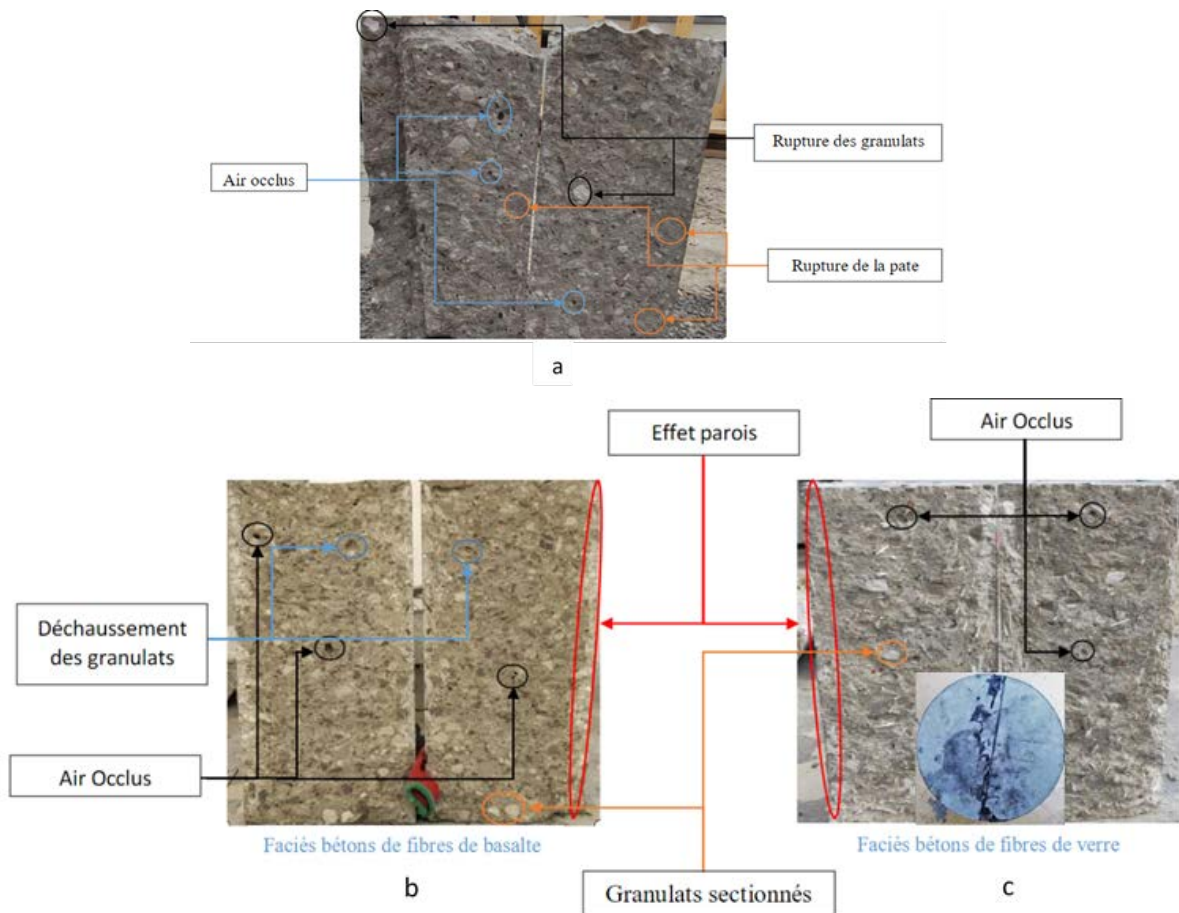


FIGURE 4. Evolution des contraintes de compression des bétons de l'étude en fonction des déformations axiales et latérales (a) et des déformations volumiques (b).



## 2. Comportement en traction par fendage :

L'analyse des faciès des éprouvettes après ruine en traction par fendage, indique différents modes de ruptures dépendant du type de bétons. Pour les bétons de référence (BR), la rupture a lieu suivant le long du plan de chargement et les deux parties des éprouvettes fendues ont été dispersées de part et d'autre de la presse, attestant le comportement fragile de ces bétons. Pour tous les bétons fibrés de l'étude, la propagation des fissures a suivi un chemin tortueux [figure 5 \(c\)](#). Les fibres se sont opposées efficacement à la fissuration des bétons et les deux parties de l'éprouvette fendue sont restées connectées par les fibres. La [figure 5](#) montre les différentes observations faites sur les faciès des éprouvettes fendues après rupture.



**FIGURE 5.** Faciès des BAPF après ruine en traction par fendage, BR (a) ; bétons avec les fibres de basalte (b), bétons avec les fibres de verre (c)

La [figure 6](#) montre que l'ajout des deux types fibres améliore la résistance à la traction des bétons selon le type et la FV des fibres. Les BFRP avec 1, 1.5 et 2% de FV ont amélioré la résistance à la traction de 52.3%, 50% et 52.3% respectivement. L'ajout des GFRP a entraîné une amélioration légèrement supérieure à celle des fibres de basalte (sauf avec 1% de FV). Avec 1, 1,5 et 2% de FV, elles ont augmenté respectivement la résistance à la traction par fendage des bétons de 28,5, 57,1% et 54,7%. On peut également observer que l'augmentation de la FV des fibres de basalte n'a pas d'effet significatif sur l'amélioration de la résistance à la traction par fendage des bétons, et quant

aux fibres de verre, à partir de  $FV = 1,5\%$ , une légère baisse de résistance est observée. Dans l'ensemble, les deux types de fibres ont presque les mêmes impacts sur les bétons en traction par fendage.

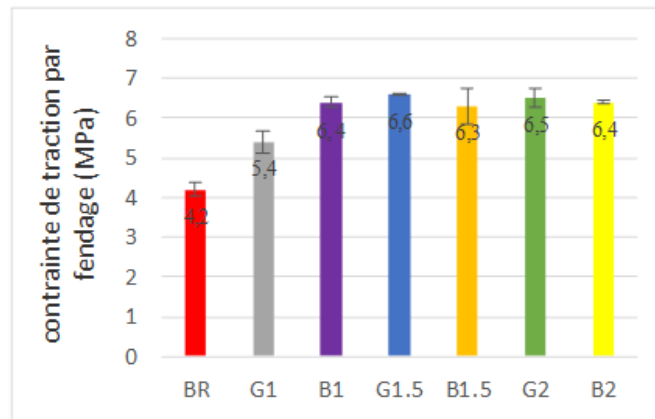


FIGURE 6. Résistances des bétons en traction par fendage

### 3. Comportement en flexion

Le comportement des bétons fibrés de l'étude en flexion peut être divisé en trois grandes phases données par la figure 7 ci-dessous :

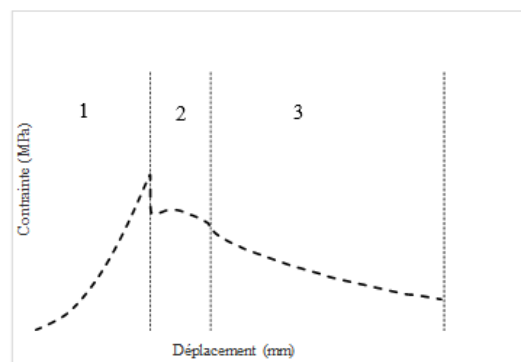
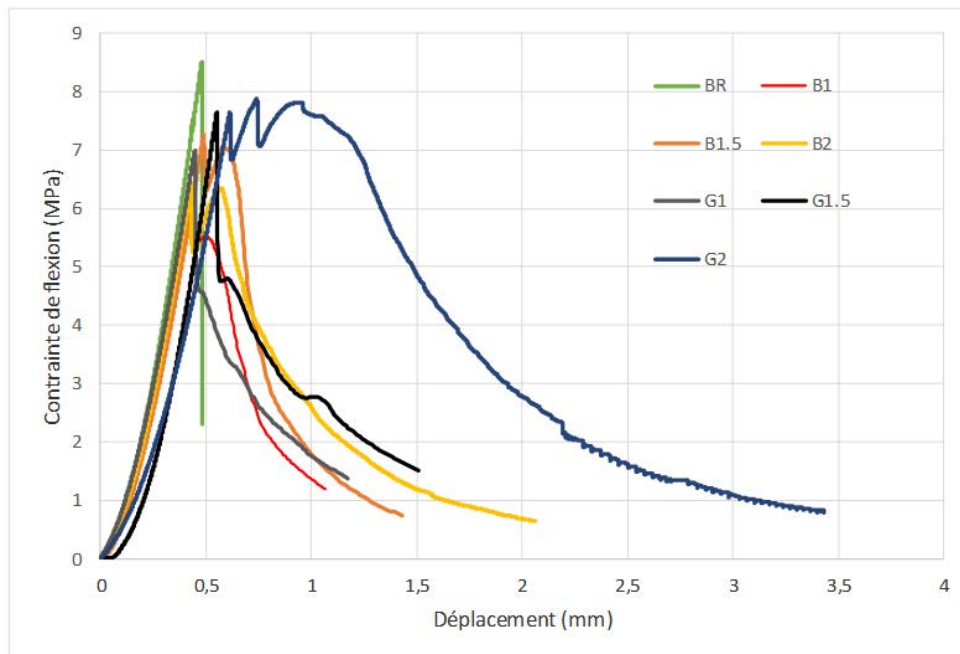


FIGURE 7. Comportement des bétons fibrés en flexion

Durant les premières phases de l'application de la charge, les éprouvettes prismatiques se déforment de manière quasi-élastiques (phase 1), montrant une montée quasi-linéaire des courbes contrainte-déplacement. Durant cette phase, les fibres n'interviennent pas, seule la matrice cimentaire régit le comportement des bétons fibrés. L'intervention des fibres n'est observée qu'à la fin de cette phase, c'est-à-dire après le début d'endommagement de la matrice, se caractérisant par la chute de la charge après l'apparition du premier pic. Cette chute atteste que la contrainte limite en traction de la matrice est atteinte et à ce niveau, une microfissure se localise entre les appuis supérieurs, conduisant à l'apparition de la macrofissure principale. Lorsque la contrainte limite de traction de la matrice cimentaire est atteinte, la reprise des efforts appliqués est assurée

par l'activation des fibres (phase 2). Pour cela, la FV, l'orientation, la distribution et le mécanisme d'adhésion des fibres jouent un rôle crucial. L'efficacité des fibres est certes améliorée par la qualité de la matrice cimentaire, notamment par sa compacité (Boulekbache et al., 2016), qui favorise une meilleure adhérence matrice-fibre, mais aussi par l'orientation et la répartition des fibres dans la matrice (Delsol, 2012) (Doyon Barbant, 2018). Deux observations sont faites pour les bétons de l'étude, et ces dernières dépendent essentiellement du type et de la FV des fibres. Les bétons renforcés avec des FV inférieures à 2%, présentent de légères reprises d'effort, et ces dernières demeurent inférieures à la contrainte atteinte au premier pic. Ceci indique un comportement quasi-fragile de ces bétons. D'autre part, pour une FV élevée (B2 et G2), un comportement durcissant est observé, indiquant le comportement ductile de ces bétons. Les contraintes résiduelles de ces bétons après la rupture de la matrice sont plus élevées que celles des bétons avec des FV inférieures. Toutefois, les meilleurs comportements en flexion sont obtenus avec les bétons renforcés avec 2% de fibres de verre. Il est important de noter que les minibars BFRP et GFRP n'améliorent pas les résistances à la traction par flexion. Comme le montre la figure 8, la résistance du BR est supérieure à celle des bétons fibrés.



**FIGURE 8.** Evolution des courbes contraintes de traction par flexion en fonction des déplacements du plateau de la presse

Après cette phase, s'ensuit une rupture de pente sur les diagrammes, montrant l'ouverture importante de la macrofissure principale, correspondant à la dégradation du renforcement (phase 3). Cette dégradation est due à la rupture, à la perte d'adhérence ou à l'arrachement des fibres. La figure 10 montre deux modes de rupture de fibres : l'arrachement des fibres exprimé par les filaments presque dépourvus de polymère de renforcement. Cette absence de polymère est due au frottement matrice-fibre lors de la rupture de la matrice. La rupture (ou cassure) des fibres est imputée à la cassure des fibres lors des processus de malaxage des bétons. J. Branston et al

(Branston et al., 2016) ont rapporté que le comportement ductile du béton renforcé de MiniBars™, est dû à leur rupture progressive par arrachement. En se basant sur le meilleur comportement post-fissuration en flexion des bétons de l'étude, on peut déduire que les fibres de verre notamment à 2% de FV présentent plus d'arrachement comparé aux fibres de basalte. Cependant, la liaison matrice-fibre semble très difficile à analyser à partir des images MEB figure 10. Globalement, on observe des fibres avec une bonne adhérence avec la matrice et d'autres présentent une faible adhérence avec la matrice. Ces images mettent également en évidence la répartition plutôt périphérique des polymères sur les fibres.

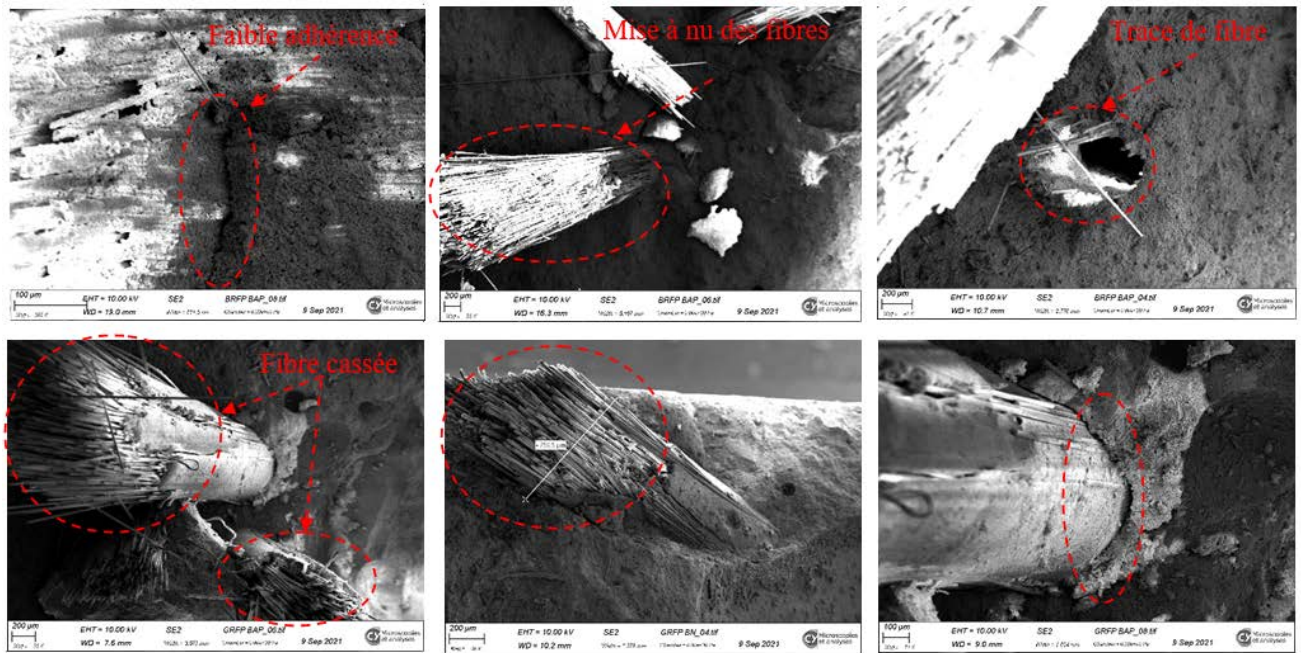


FIGURE 9. Modes de ruptures des fibres et interfaces matrices-fibres

#### 4. Conclusion

Les conclusions présentées dans ce document sont basées sur les différents résultats obtenus dans cette étude, et sont les suivantes :

- L'augmentation de la FV des fibres a entraîné des problèmes d'obstruction de mouvement des bétons à l'état frais, due à l'agglomération des fibres. Cet encombrement de fibres a non seulement généré leur cassure (durant le malaxage) et l'augmentation de la quantité de superplastifiant (pour compenser la perte d'ouvrabilité), mais aussi une augmentation de la quantité d'air piégée par la grande taille des fibres (43 mm de long).
- Durant les sollicitations des bétons en compression, en traction par fendage et en flexion, les MiniBars™ fibres de verre-AR et de basalte modifient le mécanisme de fissuration des bétons, en empêchant les ruptures fragiles. Toutes les éprouvettes fibrées après rupture, restent presque monolithiques.
- L'ajout des MiniBars™ fibres de verre-AR et basalte dans les bétons, augmente les performances des bétons en compression. Les BFRP ont été plus efficaces en compression

comparées aux GFRP. Toutefois, des pertes de propriétés d'élasticité sont notées pour tous les bétons fibrés. La réduction des propriétés élastiques des bétons serait due à la substitution des graviers par des fibres (diminution du G/S) ou la quantité d'air entraîné par la grande taille des fibres (macrofibres) et l'augmentation de la quantité de superplastifiant avec les FV des fibres. La diminution du G/S entraîne l'augmentation de la porosité des bétons (Amriou et al., 2022). Or plus la porosité augmente, moins la déformation latérale augmente ; en d'autres termes, plus le module de Young et le coefficient de Poisson diminuent.

- En traction par fendage, les minibars BFRP et GFRP ont permis d'améliorer les résistances des bétons à hauteur de 50%. Toutefois l'augmentation des FV des fibres, n'a pas engendré une augmentation des performances des bétons. Dans l'ensemble, les fibres de verre ont été plus efficaces que les fibres de basalte.
- En flexion, tous les bétons ont les mêmes comportements en phase pré-pic (comportement quasi-élastique). Les comportements des bétons ne diffèrent qu'en phase post-pic. Le comportement des bétons en phase post-pic dépend essentiellement des taux d'incorporation des fibres. Plus ces derniers augmentent, plus les contraintes résiduelles après la chute de la charge du premier pic des bétons, augmentent. A cet effet, il serait très intéressant d'augmenter les FV des fibres (jusqu'à 4%), en vue d'envisager une substitution d'une partie des armatures métalliques en acier dans les bétons.

## 5. REFERENCES

- Amriou, A., Hocine, Z., Deboucha, S., Bencheikh, M., 2022. Effect of Gravel Content on Mechanical Performance and Porous Structure of Concrete. *Annales de Chimie Science des Matériaux* N° 46, PP 19-25.
- Boulekbache, B., Hamrat, M., Chemrouk, M., Amziane, S., 2016. Flexural behaviour of steel fibre-reinforced concrete under cyclic loading. *Construction and Building Materials* 126, 253–262. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.09.035>
- Branston, J., Das, S., Kenno, S.Y., Taylor, C., 2016. Mechanical behaviour of basalt fibre reinforced concrete. *Construction and Building Materials* 124, 878–886. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.08.009>
- Camps, G., 2008. Etude des interactions chemo-mécaniques pour la simulation du cycle de vie d'un élément de stockage en béton (phd). Université de Toulouse, Université Toulouse III - Paul Sabatier.
- Delsol, S., 2012. Évaluation du coefficient d'orientation dans les bétons renforcés de fibres métalliques (masters). École Polytechnique de Montréal.
- Doyon Barbant, J., 2018. Impact de l'orientation des fibres sur les comportements en traction, en flexion et en cisaillement d'un béton renforcé de fibres métalliques (masters). École Polytechnique de Montréal.
- Wang, Q., Ding, Y., Randl, N., 2021. Investigation on the alkali resistance of basalt fiber and its textile in different alkaline environments. *Construction and Building Materials* 272, 121670. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121670>.

# Mousse minérale : vers un modèle rhéologique

**Annabelle Phelipot-Mardelé, Christophe Lanos, Nourhan Mortada** Université de Rennes, Laboratoire de Génie Civil et Génie Mécanique, France

**RESUME** Les mousses minérales sont des milieux fortement poreux dont la structure est obtenue par moussage d'une suspension concentrée de particules minérales, suivi d'une solidification de la fraction solide. Maitriser la formation à l'état frais de telles structures poreuses requiert l'identification d'un modèle rhéologique capable d'associer la rhéologie de la mousse aqueuse à la rhéologie de la suspension concentrée. La réflexion est ici uniquement centrée sur la contrainte de mise en écoulement considérée comme une fonction couplée, faisant intervenir la structure porale, le seuil de la suspension concentrée et la porosité liée aux bulles d'air. Les mousses minérales étudiées sont des mousses de gypse obtenues par malaxage direct en présence d'un tensio-actif. Le temps de malaxage est un paramètre d'ajustement du procédé, il varie de 2 min à 20 min. Il conditionne la structure porale de la mousse minérale. La rhéologie des mousses aqueuses, des suspensions concentrées, et des mousses minérales à l'état frais, est étudiée à l'aide d'un rhéomètre équipé d'une géométrie vane. A porosité égale, un lien évident apparaît entre la contrainte de mise en écoulement et la structure de la mousse : taille et distribution des bulles. Les différents résultats obtenus permettent d'aboutir à l'identification d'un modèle rhéologique complet qui peut être utilisé pour optimiser le couple formulation – condition de moussage.

**Mots-clefs** Mousse minérale, Rhéologie, Mousse aqueuse, Suspension concentrée

## I. INTRODUCTION

Dans le contexte environnemental actuel, le secteur du bâtiment se doit d'optimiser les performances énergétiques des constructions (Huovila & al. 2009) (Andrieux & al., 2022). Dans cette perspective, l'innovation en termes de matériaux isolants et autoporteurs constitue un enjeu important. Les mousses minérales sont une solution pertinente et adaptée à différents contextes, leurs propriétés d'usages (résistance mécanique et propriétés thermo-hydriques) présentant un compromis intéressant (Mugahed Amran & al., 2015). Les mousses minérales sont des milieux fortement poreux dont la structure est obtenue par moussage d'une suspension concentrée de particules minérales, suivi d'une solidification de la fraction solide, par exemple par réaction d'hydratation ou synthèse hydrothermale.

L'étude se concentre sur les mousses minérales produites par moussage mécanique direct, l'agent tensioactif moussant étant simplement introduit dans la suspension. Le moussage, obtenu par un mélangeage énergétique, conduit à l'occlusion d'air dans la matrice fluide. Le cas de moussage par dégagement gazeux (recours à  $H_2O_2$  ou introduction d'aluminium dans un milieu alcalin) est exclu.

L'article propose un modèle rhéologique construit à partir de relations théoriques validées sur des mousses modèles (Gorlier & al., 2017), visant à relier la rhéologie de la mousse minérale à l'état frais à la rhéologie de la suspension concentrée, à la rhéologie de la mousse aqueuse associée et à la

structure porale. L'approche proposée consiste à assimiler la mousse minérale au mélange d'une suspension concentrée et d'une mousse aqueuse. La réflexion est ici uniquement centrée sur la contrainte de mise en écoulement considérée comme une fonction couplée. Le modèle est alors confronté aux caractéristiques identifiées expérimentalement sur des mousses de gypse (Mortada, 2021). La pertinence du modèle rhéologique et son exploitation dans le but d'optimiser la formulation et les conditions de moussage sont alors discutées.

## II. PRODUCTION DES MOUSSES AQUEUSES ET MINERALES

Les mousses minérales étudiées sont des mousses de gypse résultant de l'hydratation de particules d'hémihydrate de sulfate de calcium ( $\text{CaSO}_4 \cdot 0,5\text{H}_2\text{O}$ , plâtre Molda 3 Normal, Saint Gobain). Ce plâtre est produit à partir de gypse naturel de haute pureté. Sa masse volumique réelle est de  $2600 \text{ kg/m}^3$  (méthode du pycnomètre Le Chatelier). La masse volumique réelle du gypse, obtenue après hydratation, est de  $2320 \text{ kg/m}^3$ , mesurée avec un pycnomètre à gaz UltraPyc® 1200e.

Le tensio-actif retenu pour faciliter le moussage est l'Hostapur OSB, tensio-actif anionique (C14/16- $\alpha$ -olefin sulphonate sodium salt, Clariant Produkte®) caractérisé par une concentration micellaire critique (CMC) de 0,08 w% de l'eau. A cette concentration, la tension de surface de la solution est de  $35,7 \text{ mN/m}$  (Mortada & al., 2021).

Le moussage est obtenu par malaxage direct, l'ensemble des composants étant introduit dans un malaxeur (Heavy Duty - Kitchen Aid®) équipé d'un fouet. Le temps de malaxage est un paramètre d'ajustement du procédé. La vitesse de mélange correspond à 300 rpm.

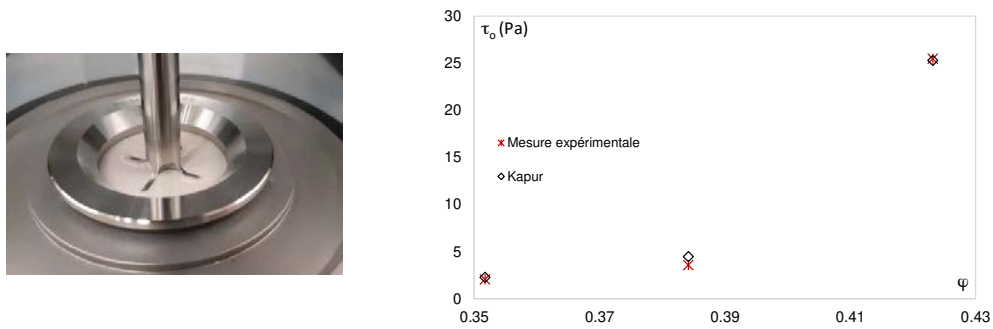
Plus de 50 formulations de mousses de gypse ont été produites (100 échantillons moulés), en variant le rapport massique eau/liant de 0,6 à 0,8 et le temps de malaxage de 2 à 20 minutes ce qui permet d'atteindre une grande diversité de masse volumique apparente ( $547$  à  $979 \text{ kg/m}^3$  à l'état frais). En raison du temps de prise rapide du plâtre (20 minutes), un retardateur de prise (retardan P® - Sika) est ajouté à la formulation (0,01% de la masse de liant) pour les temps de malaxage longs.

## III. RHEOMETRIE SUR LES MOUSSES AQUEUSES ET MINERALES

La rhéologie des suspensions concentrées, des mousses aqueuses, et des mousses minérales à l'état frais, est étudiée à l'aide d'un rhéomètre Kinexus (Malvern®) équipé d'une géométrie vane (rayon 12,5 mm, hauteur 62 mm) placée dans un godet sablé de 35 mm de diamètre et 65 mm de profondeur.

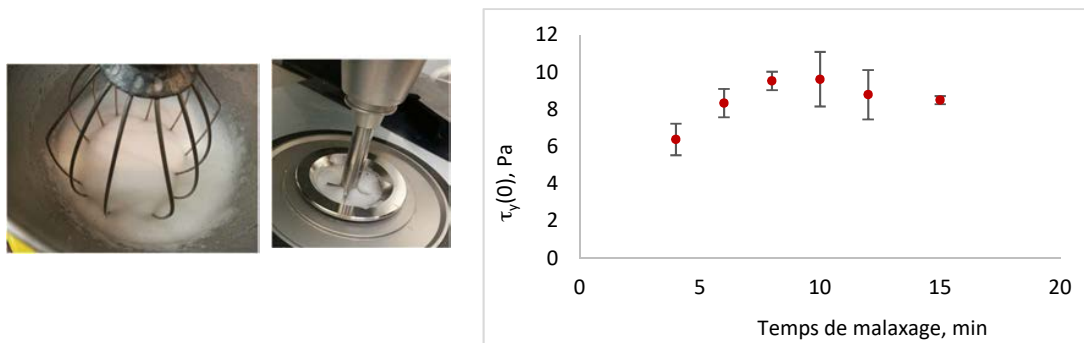
Les suspensions concentrées réalisées présentent des fractions volumiques solides comprises entre 0,35 et 0,42. Leur comportement rhéologique, identifié lors d'essais à rampe de vitesse de cisaillement imposée (méthode intégrée au logiciel prenant en compte le large entrefer), correspond au modèle de Bingham. Les seuils de mise en écoulement  $\tau_0$  évoluent de 2 à 25 Pa (Fig. 1). Un modèle de seuil en fonction de la fraction volumique solide  $\varphi$  de type Kapur (Kapur & al., 1997) peut être ajusté sur ces données (Eq. (1)). On obtient ainsi une fraction volumique de packing dans la suspension concentrée de  $\varphi_{\text{max}} = 0,4338$  et un paramètre  $m = 1,5$ .

$$\tau_0 = \frac{m \cdot \varphi^2}{\varphi_{\text{max}} - \varphi} \quad (1)$$



**FIGURE 1.** Rhéologie des suspensions concentrées

Les mousses aqueuses (eau + tensio-actif) produites pour différents temps de malaxage présentent des seuils de mise en écoulement  $\tau_y(0)$  variant entre 6 et 10 Pa (Fig.2). Une valeur maximale est identifiée pour un temps de malaxage de 8 min, correspondant à un changement de texture de la mousse aqueuse. La mousse aqueuse stabilisée présente un rapport  $V_{\text{eau}}/V_{\text{mousse aqueuse}}$  caractéristique. Ce rapport converge vers 0,05 pour des mousses aqueuses drainées dont le volume est stabilisé (Mortada & al., 2021).



**FIGURE 2.** Rhéologie des mousses aqueuses

Les mousses minérales à l'état frais, obtenues par moussage des suspensions concentrées en présence de tensio-actif, pour différents temps de malaxage, présentent des seuils de mise en écoulement  $\tau_y(\Phi_f)$  variant entre 15 et 60 Pa (Fig. 3) où  $\Phi_f$  est la fraction volumique de suspension dans le mélange. Ce seuil est une fonction croissante du temps de malaxage présentant un plateau au-delà de 10 min de malaxage. Les suspensions les plus concentrées conduisent logiquement à des contraintes de mise en écoulement plus élevées.

La masse volumique de la mousse minérale fraîche ne varie pas significativement au début du malaxage, de 2 à 5 min, alors que le seuil de mise en écoulement évolue fortement. Un lien évident apparaît alors, à porosité égale, avec la taille et la distribution des bulles.



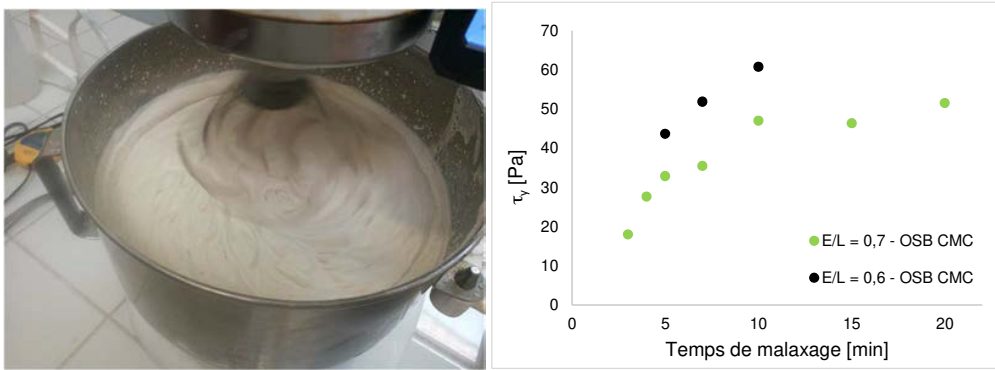


FIGURE 3. Rhéologie des mousses minérales

IV. MORPHOLOGIE DES MOUSSES AQUEUSES ET MINERALES

La granulométrie des bulles dans la mousse aqueuse est déterminée via un analyseur de mousse DFA100 de KRÜSS. Les rayons moyens vont de 0,05 à 0,50 mm selon l'état du drainage (Fig. 4).

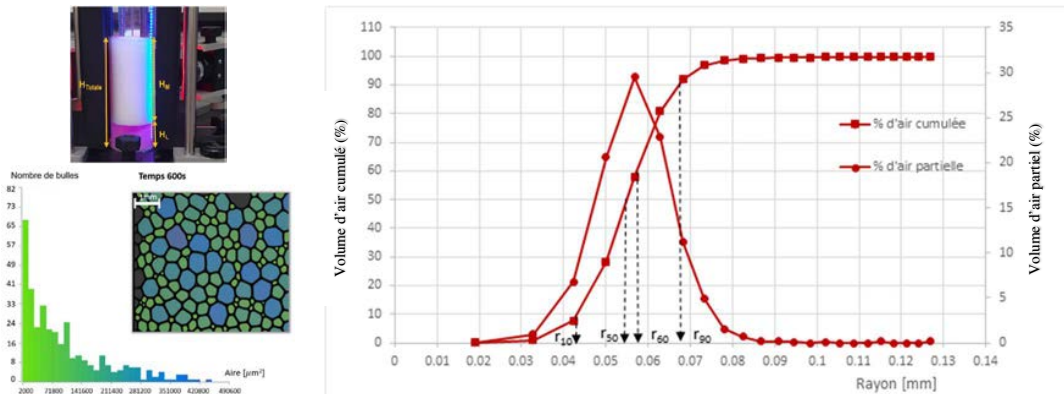


FIGURE 4. Distribution des tailles de bulles dans les mousses aqueuses (OSB, CMC)

La structure porale des mousses minérales est étudiée sur les échantillons durcis à l'aide d'un scanner 3D de résolution 0,1 mm (HandySCAN3D Black Series Elite, Creaform). Il émet puis reçoit les rayons réfléchis par la surface de l'échantillon. La suite logiciel associée (VXEelements) conduit à une procédure d'acquisition, de fusion et de réparation des scans. Les tailles des bulles sont ainsi identifiées sur une surface d'échantillon représentative (2,55 cm<sup>2</sup>) en ajustant des sphères correspondant aux bulles. L'évolution de la distribution des tailles de bulle est analysée en fonction du temps de moussage et de la formulation.

Les distributions de tailles de bulles sont assez centrées (voir Fig. 5) et une taille moyenne de bulle est identifiée. La taille de bulle est décroissante avec le temps de malaxage, la décroissance étant marquée au tout début du malaxage.

Pour des durées de malaxage importantes, on constate au nettoyage du bol, une ségrégation d'une partie de la suspension concentrée qui se dépose en fond de bol, le mélange pouvant alors

poursuivre son moussage. Ce phénomène évoque une démixion induite par des conditions de cisaillement trop intenses. Dans ce domaine de démixion, la taille des bulles du mélange ne semble pas évoluer fortement alors que la consistance du mélange diminue sensiblement. Le moussage se traduit par une augmentation de la fraction de mousse aqueuse dans le mélange.

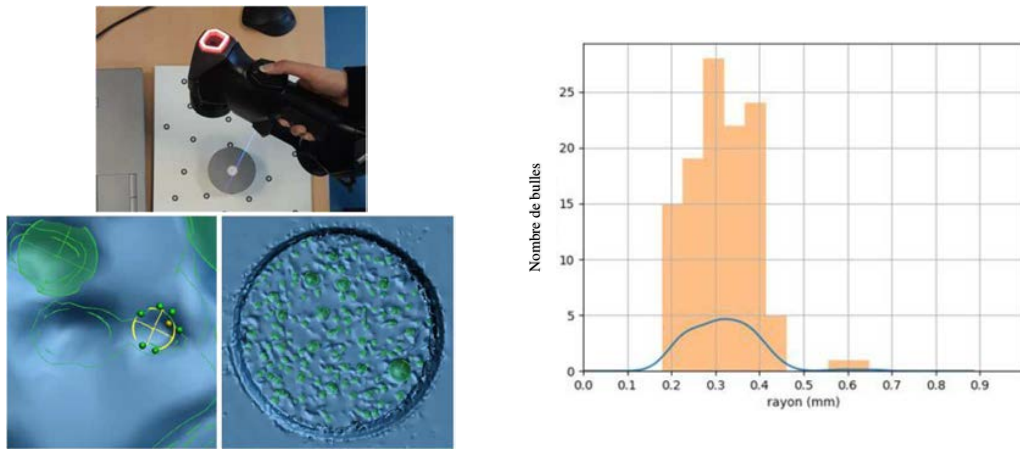


FIGURE 5. Distribution des tailles de bulles dans les mousses minérales (OSB, E/L=0,7, CMC)

### V. MODELE RHEOLOGIQUE

Une mousse minérale peut être considérée comme le mélange d’une suspension concentrée et d’une mousse aqueuse. Lors du moussage, de l’eau de la suspension minérale est mobilisée pour former plus de mousse aqueuse ce qui induit une augmentation de la fraction de mousse aqueuse ( $1-\Phi$ ) dans le mélange. La fraction volumique solide  $\varphi$  de la suspension augmente alors au point d’atteindre la limite de packing (Fig. 6) ou une limite de stabilité telle que décrite par (Kaddami, 2019), la taille des grains de la suspension interférant avec la taille des plateaux dans la mousse. L’instabilité serait ainsi constatée après 15 minutes de malaxage, sachant qu’elle est constatée à partir de 12 minutes expérimentalement.

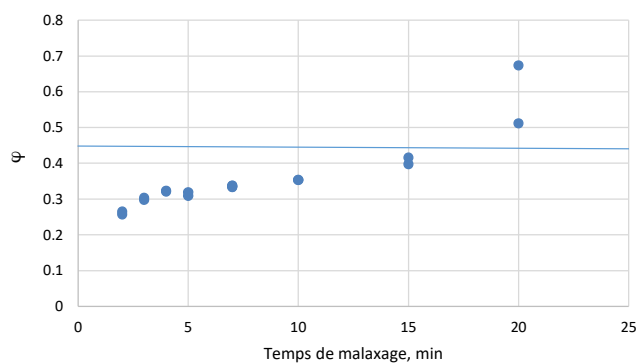


FIGURE 6. Evolution de la fraction volumique solide  $\varphi$  de la suspension concentrée lors du moussage (OSB, E/L=0,7, CMC)

En présence de fluide à seuil, la stabilité des bulles d'air peut être évaluée à l'aide d'un nombre capillaire de Bingham, mettant en opposition les effets de seuil du fluide suspendant et les effets de surface. Le nombre capillaire de Bingham est défini par :

$$Ca = \tau_0 \cdot \frac{R}{\gamma} \quad (2)$$

Où  $\tau_0$  est le seuil de mise en écoulement de la suspension concentrée,  $R$  le rayon des bulles et  $\gamma$  la tension de surface. Dans notre cas, la valeur de la tension de surface considérée est celle d'une solution aqueuse du tensioactif à la CMC, soit  $\gamma = 35,7$  mN/m.

Le seuil de mise en écoulement d'une mousse aqueuse monodisperse  $\tau_y(0)$ , est relié à la fraction volumique de gaz  $\Phi$  dans la mousse aqueuse selon (Cantat & al., 2013) :

$$\tau_y(0) = 0,6 \cdot \frac{\gamma}{R} \cdot (\Phi - 0,64)^2 \quad (3)$$

Cette expression reste acceptable tant que la fraction volumique de gaz  $\Phi$  reste supérieure à 0,64, valeur correspondant à l'empilement compact de sphères (ou de bulles).

Selon l'approche développée par (Gorlier & al., 2017), le seuil de mise en écoulement  $\tau_y(\Phi_f)$  d'une mousse minérale considérée comme le mélange d'une suspension concentrée dans une mousse aqueuse monodisperse est donné par :

$$\frac{\tau_y(\Phi_f)}{\tau_y(0)} = 1 + c \cdot \Phi_f^{4/3} \cdot Ca^{2/3} \quad (4)$$

Où  $\Phi_f$  est la fraction volumique de suspension concentrée dans la mousse minérale et  $c$  une constante égale à 110. Cette relation est utilisable lorsque les particules, présentes dans la suspension concentrée, restent de petite taille par rapport aux bulles, ce qui est le cas ici. Les bornes du domaine d'exploitation de ce modèle restent à identifier et ce modèle demeure associé à des mousses formées de bulles identiques et en interaction.

Une autre estimation du seuil de mise en écoulement de la mousse minérale peut être évaluée en adaptant l'approche par homogénéisation (Mahaut & al., 2008) qui est initialement développée pour des occlusions rigides. En considérant la mousse minérale comme la dispersion de mousse aqueuse (considérée rigide) dans une suspension concentrée de seuil  $\tau_0$ , on peut écrire :

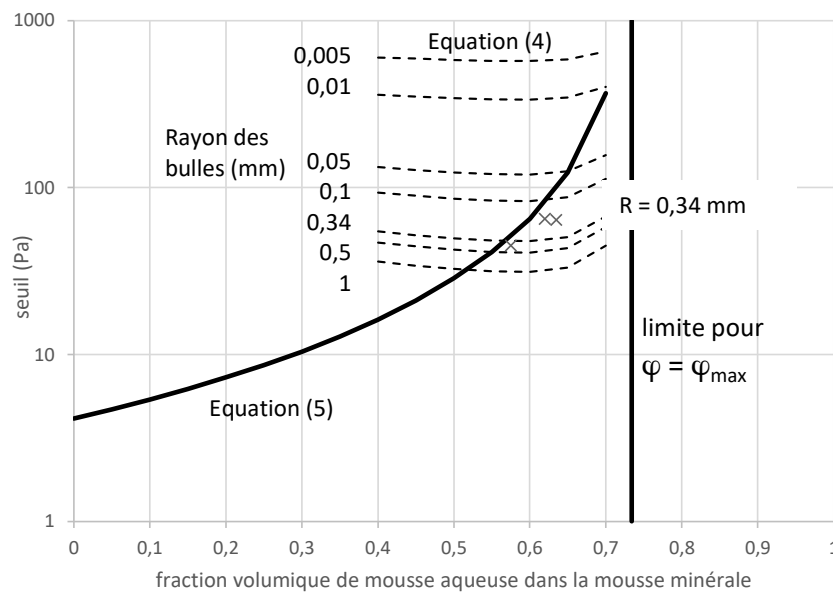
$$\frac{\tau_y(\Phi_f)}{\tau_0} = (\Phi_f)^{-0,75} \quad (5)$$

Cette expression serait licite pour des valeurs suffisantes de  $\Phi_f$ . De façon symétrique, en considérant la mousse minérale comme la dispersion d'occlusions de suspension concentrée (considérées rigides) dans une mousse aqueuse de seuil  $\tau_y(0)$ , on peut écrire :

$$\frac{\tau_y(\Phi_f)}{\tau_y(0)} = (1 - \Phi_f)^{-0,75} \tag{6}$$

Cette expression serait licite pour des valeurs basses de  $\Phi_f$ , ce qui ne correspond pas à notre domaine d'étude, le moussage étant généré à partir d'une suspension concentrée.

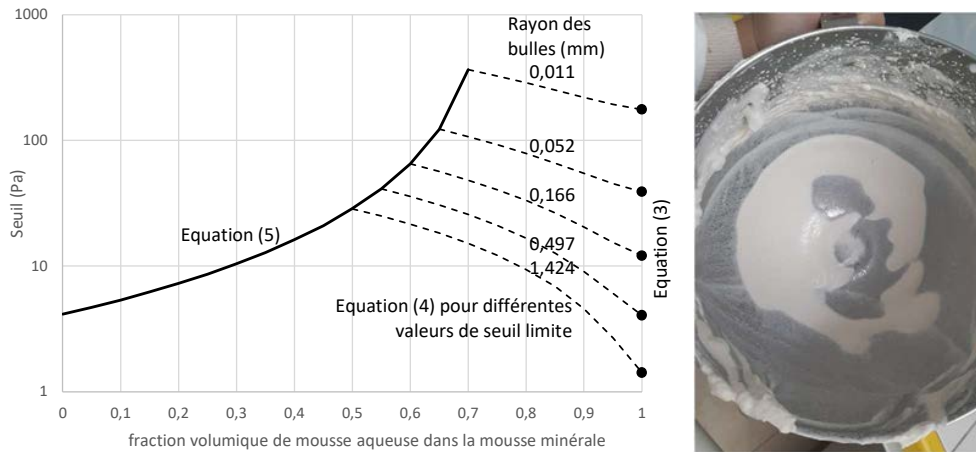
Les deux équations (4) et (5) peuvent être utilisées pour prédire, durant le moussage, l'évolution de la valeur du seuil de mise en écoulement  $\tau_y(\Phi_f)$  d'une mousse minérale en fonction de l'évolution de la fraction volumique de mousse aqueuse ( $1 - \Phi_f$ ) dans le mélange (Fig. 7). Selon l'approche proposée, lors du moussage d'une mousse minérale, l'air entraîné va contribuer à augmenter la fraction volumique de mousse aqueuse. L'évolution de cette dernière affecte la valeur de  $\tau_0$  en prélevant de l'eau de la suspension concentrée pour l'affecter à la mousse aqueuse. Une augmentation de la fraction volumique solide  $\varphi$  de la suspension concentrée est alors induite. En parallèle et conformément à l'Eq. (3) la taille des bulles peut évoluer, changeant  $\tau_y(0)$ . L'intersection des courbes correspondant aux équations (4) et (5) permet d'identifier une taille de bulle caractéristique. L'augmentation durant le moussage de la quantité de mousse aqueuse dans le mélange conduit à une diminution de la taille de bulles et une augmentation de la concentration de la suspension concentrée jusqu'au phénomène de démixion. Atteindre des fractions volumiques élevées de mousse aqueuse n'est donc pas possible.



**FIGURE 7.** Evolution du seuil du mélange  $\tau_y(\Phi_f)$  en fonction de la fraction volumique de mousse aqueuse ( $1 - \Phi_f$ ) conformément aux équations (4) et (5) (OSB,  $E/L=0,7$ , CMC)

La démixion, associée à un cisaillement trop intense (fonction des caractéristiques de mélange : vitesse de rotation, puissance, géométrie du bol, du fouet, du taux de remplissage...) peut être traduite par une valeur limite de seuil de mise en écoulement du mélange  $\tau_y(\Phi_f)$  qui ne peut être dépassée. Si le malaxage se poursuit malgré l'apparition de ce phénomène, la mousse aqueuse continue à se former et une partie croissante de la suspension concentrée (ayant atteint  $\varphi_{\max}$ ) se

dépose sur le bol (Fig. 8 droite). Au regard des constats expérimentaux, il semble que la taille des bulles de la mousse n'évolue pas durant cette étape du malaxage. Il est donc possible de construire la courbe caractéristique de l'évolution du seuil de mise en écoulement de la mousse minérale respectant l'Eq. (4) en imposant R constant. Les courbes obtenues pour différentes valeurs limites du seuil  $\tau_y(\Phi_f)$  sont présentées sur la Fig. 8 gauche. La valeur obtenue pour une fraction volumique de mousse aqueuse égale à 1 est logiquement donnée par l'Eq. (3).



**FIGURE 8.** Evolution du seuil du mélange  $\tau_y(\Phi_f)$  en fonction de la fraction volumique de mousse aqueuse dans le régime de démixion avec R constant (OSB, E/L=0,7, CMC)

## VI. CONFRONTATION EXPERIMENTAL-MODELE

Le modèle rhéologique proposé qui repose sur le respect simultané des équations (3) à (5) permet de relier la rhéologie de la mousse minérale à la rhéologie de la suspension concentrée et à la rhéologie de la mousse aqueuse. La contrainte de mise en écoulement d'une mousse minérale est ainsi une fonction couplée faisant intervenir les paramètres de la structure porale (porosité et R) et le seuil de mise en écoulement de la suspension concentrée  $\tau_0$ . Ces paramètres ont pu être mesurés sur différentes mousses minérales. Les résultats sont comparés aux modèles sur la Fig. 7 (croix, correspondant globalement à  $R = 0,33$  mm à  $0,35$  mm). On constate que, malgré des hypothèses fortes pour construire le modèle (rayon de bulles monodisperses, bulles considérées comme des occlusions rigides), les résultats expérimentaux s'ajustent bien aux tendances du modèle.

## VII. CONCLUSIONS

A partir d'un ensemble de données expérimentales liées à la texture et à la rhéologie des suspensions concentrées de sulfate de calcium, des mousses aqueuses formulées avec un tensioactif dans de l'eau et des mousses minérales résultant du mélange de ces deux phases, il a été possible de mettre en évidence les différentes étapes conduisant au moussage. Dans un premier temps, l'occlusion d'air peut être abordée sous l'angle d'une homogénéisation. La formation progressive de bulles de plus en plus petites mobilise une partie de l'eau du mélange et induit une augmentation sensible de  $\phi$ , la fraction volumique de la suspension concentrée. Lorsque la porosité est telle que

les bulles sont en interaction (fraction volumique de mousse aqueuse  $(1 - \Phi_f)$  voisine de 0,52 définie comme un seuil de percolation), le mélange peut être considéré comme une suspension concentrée suspendant une mousse aqueuse formée de bulles imbriquées. La coordination de ces deux points de vue permet d'évaluer, pour chaque étape du moussage, le seuil de mise en écoulement du mélange  $\tau_y(\Phi_f)$  et sa taille de bulles caractéristique. Le modèle construit sur l'exploitation des équations (3) à (5) peut ainsi être utilisé comme un réel outil d'optimisation du couple formulation – condition de moussage.

Les résultats expérimentaux sont en accord satisfaisant avec le modèle et il conviendrait d'enrichir les résultats en multipliant les campagnes d'essais sur d'autres matrices minérales et en systématisant l'évaluation de l'évolution de la taille de bulle durant le moussage.

L'intérêt du modèle est également de pouvoir interpréter le phénomène de démixion constaté expérimentalement en l'associant à l'atteinte de conditions limites de cisaillement ou de stabilité. La réflexion étant uniquement centrée sur la contrainte de mise en écoulement, il conviendrait d'y associer l'évaluation d'un cisaillement maximum ou d'une instabilité géométrique conduisant à la démixion. Une étude spécifique sur ce sujet est donc nécessaire.

## REFERENCES

V. Andrieux, & al. (2022) Bilan énergétique de la France pour 2020, Commissariat général au développement durable, Nancy. 160p (<https://www.statistiques.developpement-durable.gouv.fr/edition-numerique/bilan-energetique-2020/liseuse/>)

I. Cantat, S. Cohen-Addad, F. Elias, F. Graner, R. Höhler, O. Pitois, F. Rouyer (2013) *Foams: Structure and Dynamics*, Oxford University Press, Oxford.

F. Gorlier, Y. Khidas & O. Pitois. (2017) Yielding of complex liquid foams. *Journal of Rheology*, 61(5), 919-930. <https://doi.org/10.1122/1.4994786>

P. Huovila et al, (2009) Buildings and Climate Change: Summary for Decision-Makers. Nairobi, Kenya: United Nations Environment Programme(<https://wedocs.unep.org/handle/20.500.11822/32152>).

A. Kaddami (2019) Elaboration et étude des propriétés fonctionnelles de géopolymères moussés (Thèse de doctorat) Université Paris-Est, France,

P. C. Kapur, P. J. Scales, D. V. Boger, et T. W. Healy (1997) Yield stress of suspensions loaded with size distributed particles. *AIChE J.*, 43 (5), 1171-1179, mai 1997, doi: 10.1002/aic.690430506.

F. Mahaut, X. Chateau, P. Coussot, G. Ovarlez. (2008) Yield stress and elastic modulus of suspensions of noncolloidal particles in yield stress fluids. *Journal of Rheology* 52(1), 287-313. <https://doi.org/10.1122/1.2798234>

N. Mortada (2021). Mousses minérales : développement, structure porale et propriétés d'usages (Thèse de doctorat) Université de Rennes 1.

N. Mortada, A. Phelipot-Mardelé, C. Lanos (2021). Effects of surfactants on aqueous foams properties: a step towards mineral foams. *European Journal of Environmental and Civil Engineering* 1–12. <https://doi.org/10.1080/19648189.2021.1986139>

Y.H. Mugahed Amran, N. Farzadnia & A.A. Abang Ali. (2015) Properties and Applications of Foamed Concrete; a Review. *Construction and Building Materials* 101, 990-1005. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.10.112>

# Micro-mechanics and machine learning based approach for the prediction of tensile strength of cementitious materials

**ABSTRACT** Optimization of the carbon footprint of cementitious materials remains insufficient if the effects on their mechanical properties are not considered. Multi-criteria optimization is required. This demands knowledge of the correlations between these mechanical properties and the composition of the material. In this context, it is possible to use artificial intelligence (AI) methods to predict the mechanical properties from the chemical components of the material. In this work, the mechanical property considered is the tensile strength at the scale of ordinary cement paste. The proposed methodology is a coupling of a hydration model with a micro-mechanical computational model to feed data into an AI regression algorithm. This coupling will serve to fill the lack of data in the literature on the relationship between the mechanical behaviour of hardened cement paste and its chemical composition. This methodology will then be extended to characterize cement pastes with mineral substitutions and to account for other elastic and inelastic properties.

**Keywords** Cement paste, neural networks, tensile strength, micro-mechanical modeling

## I. Introduction

The prediction of the degradation of concrete structures is of great interest for safety as it concerns buildings, dams, bridges, etc. Tensile strength is an important property to consider for the performance of a cementitious material. However, compressive strength and Young modulus are considered the main performance indicators for concrete in most standards such as Eurocode2 and ACI 318. For applications where knowledge of the tensile strength is required, the standards propose formulas to derive it from the compressive strength of concrete, as in ACI 363R-92 (Russell & al. (1998)), ACI 318-99 (Wallace & Orakcal (2002)), and Eurocode EN 1992-1-1. Therefore, most of the models found in the literature are aimed at calculating the compressive strength of cementitious materials. There are empirical formulas with statistically fitted coefficients, such as Powers (1958) and Nielsen (1993). These models take into account the dependence of compressive strength on the microstructural composition of the hardened cement paste, more specifically, on solid to pores ratio. In his model, Powers demonstrated the dependence of the compressive strength of a cement paste on the gel-space ratio of the cement paste. However, the Power's model does not take into account the actual proportions of the phases in the gel fraction of the cement paste, so it is limited in terms of blended cement pastes (Gartner & Hirao (2015)). Moreover, the relationship between the compressive strength and the tensile strength of concrete is not as simple as described in the empirical formulas. For a more reliable estimate, other parameters must be considered, such as the chemical composition of the cement paste, curing, and water/binder ratio. The importance of a better estimate of the tensile strength of cement paste is related to the role it plays in predicting the cracking behaviour of the cement paste. It is well known that cracking affects the durability of the cement paste, and high compressive strength is not an indicator of good fracture behaviour. Finding the most important parameters related to the fracture properties of cement pastes is a complex problem due to synergy between these parameters. Therefore, an



approach for the computation of the damage properties of cement pastes that is both simple and dependent on the microstructural composition is needed.

Later, 3D simulations of hydrated cement pastes enabled micro-mechanical studies to calculate mechanical properties. Micro-mechanical models take into account the heterogeneity of the cement paste microstructure. However, such models usually require some knowledge of one or more chemical and mechanical models and are sometimes difficult to master and may require a high computational cost.

Recently, machine learning methods have been introduced for predicting properties of cementitious materials. Reasons why they are suitable for this type of applications are their flexibility and their ability to recognize complex relationships between different inputs. These types of methods can compensate for several drawbacks of linear and non-linear regression methods. First, they can consider a large number of parameters and the number and type of parameters can be more easily modified than for traditional regression models. In addition, their applicability extends to a larger and more diverse range of paste compositions.

Knowledge of the homogenized properties of cement pastes is an important input for deriving the mechanical properties of mortar and concrete. Studies on the fracture properties of cement pastes are only available to a limited extent in the literature. In addition, limited studies consider the effect of the chemical composition of the hydrated cement paste on the final mechanical properties at a given curing age.

In this paper, a model is presented combining a micro-mechanical model and a thermochemical model to create a database for training and validating a machine learning prediction tool. The input to the model is the composition of the hydrated cement paste and other features related to the hydration kinetics and porosity of the hardened cement paste. As output, the model provides the value of the tensile strength  $f'_t$  (MPa) of the cement paste.

## II. Overview of the used models

### A. Artificial Neural Networks

#### 2.1.1 Overview of neural networks

Artificial Neural networks (ANN) are powerful machine learning algorithms that can be used to detect non-linear relations between multiple inputs and one or more outputs. In such cases, the problem to be solved is called a regression. A good presentation of the use of ANN for regression applications can be found in Géron (2017). In general, an ANN consists of an input layer, one or more hidden layers, and an output layer. The output of each hidden layer is the input of the next layer until the output layer is reached and the predicted final value is computed. This process is called the forward propagation step. Once the forward step has been applied to all input examples, a predetermined loss function such as the mean square error is calculated. The training is done in the backpropagation step, which consists in finding the gradient of the loss function with respect to each weight and bias for each example, and then updating the old weights of the network. An epoch is reached each time all training examples take a pass through the network. The number of epochs, the activation functions, and the learning rate are all hyperparameters to be determined during training.

#### 2.1.2 Training, validation and testing

Tuning a neural network is about finding the best set of hyperparameters for the regression problem. Each time one of the hyperparameters changes, a new regression model is created.  $K$ -fold cross validation is used

to evaluate the performance of the different models. The data are shuffled and split into  $K$  subsets, then the model is trained  $K$  times. At each training iteration,  $K - 1$  subsets are used for training and the omitted subset is used for validation. The average of the metric over the  $K$  validation subsets is then calculated and is considered the final performance metric of the model. Here  $K$  is taken to be equal to 5. The metrics used for performance evaluation are mean squared error (mse), mean absolute error (mae), and R-squared, which are presented below.

Validation allows for the detection of bias problems. A network with high bias is one that has overfitted the training data. As a result, the network performs very well on the training data, but performs poorly on the validation data. To prevent overfitting, a regularization method should be used during the training process. Dropout is a well-known regularization method Hinton et al. (2012).  $p$  is the dropout rate, another hyperparameter of the network to be determined.

Comparison and evaluation of the performances of neural networks requires the definition of some metrics. Examples of metrics used:

The mean square error

$$mse = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (y_i - y_i^{pred})^2. \quad (1)$$

The mean absolute error

$$mae = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |y_i - y_i^{pred}|, \quad (2)$$

where  $y_i$  and  $y_i^{pred}$  are the expected and predicted outputs respectively. Another evaluation factor is the correlation factor that assess the fit of the final model:

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (y_i - y_i^{pred})^2}{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y}_i)^2}, \quad (3)$$

where  $n$  is the number of examples, and  $\bar{y}_i$  is the mean of the expected outputs.

#### B. Micro-mechanical model for the estimation of the mechanical properties

Rhardane et al. (2020) has developed a micro-mechanical approach to determine the damage properties of a cement paste. The approach is based on the isotropic damage model of Fichant et al. (1999). The 3D microstructure of the hydrated cement paste is generated using VCCTL Bentz (1997) based on the hydration simulation model of CEMHYD3D. CEMHYD3D works on the principle of cycles. One of the methods proposed by the model to convert the cycle into a physical curing time is to provide the model with a curve expressing the accumulated heat released during the reaction as a function of time. Experimentally, this curve is measured using an isothermal calorimetric test on a cement paste with the same water-cement ratio as the simulated microstructure. However, since the cement used to simulate the microstructure is not always available for experimental testing, a numerical approximation of the curve is required. For this purpose, the hydration kinetics model presented in section 2.3 is used to calculate the heat release during hydration of the paste.

After its creation, a 2D section of the virtual microstructures is extracted and meshed in the finite element code CAST3M (Dureisseix (1997)). It is assumed that all cement paste phases follow the same damage model. The elastic properties of the cement phases are considered intrinsic for each component and can be found in Rhardane et al. (2020) along with the hypothesis of the method. The 2D section is subjected to uniaxial incremental displacement. The stress is then plotted as a function of the width of the fracture opening and the tensile strength  $f't$  is calculated from the curve.

### C. Thermochemical model for the cement paste

When in contact with water, cement constituents start to dissolve and hydration products start to form. The rate at which each of the anhydrous cement main components reacts is different and evolves with time. In their approach, Parrot & Killoh (1984) established a set of empirical expressions to describe the evolution with time of rate of hydration  $\dot{\alpha}$  of each clinker phase. At each time step, the hydration rate of a phase  $x$  of clinker is controlled by the minimum of the three following equations:

*Nucleation*

$$\alpha_{1x} \dot{\alpha} = \frac{K_{1x}}{N_{1x}} (1 - \alpha_x) (-\ln(1 - \alpha_x))^{(1 - N_{1x})}. \quad (4)$$

*Diffusion*

$$\alpha_{2x} \dot{\alpha} = \frac{K_{2x}(1 - \alpha_x)^{2/3}}{1 - (1 - \alpha_x)^{1/3}}. \quad (5)$$

*Shell formation*

$$\alpha_{3x} \dot{\alpha} = (1 - \alpha_x)^{K_{3x}}. \quad (6)$$

The  $K_{ix}$  and  $N_{ix}$  are determined by Parrot and Killoh Parrot & Killoh (1984).  $x$  refers to the cement anhydrous phase,  $x \in \{C_3S, C_2S, C_3A, C_4AF\}$ .

For each of the four main reactants, the rate of hydration is calculated using the following formula

$$\dot{\alpha}_x = \min(\alpha_{1x}, \alpha_{2x}, \alpha_{3x}) f_{w/c} \beta_{RH} \frac{A}{A_0} \exp\left(\frac{E_a}{R} \left(\frac{1}{T_0} - \frac{1}{T}\right)\right), \quad (7)$$

where  $\beta_{RH}$  takes into account the influence of the relative humidity and is given by

$$\beta_{RH} = \left(\frac{RH - 0.55}{0.45}\right)^4. \quad (8)$$

The term  $A/A_0$  is introduced to take into account the effect of the blaine fineness.  $A_0 = 385m^2/Kg$  and  $A$  is the actual value of the blaine fineness of the cement.  $f_{w/c}$  is the term that takes into consideration the effect of the water-cement ratio and is given by

$$\begin{cases} f_{w/c} = (1 + 3.333(H_x w/c - \alpha_x))^4 & \text{if } \alpha_{tot} \geq H_x w/c \\ f_{w/c} = 1 & \text{if } \alpha_{tot} < H_x w/c \end{cases}. \quad (9)$$

which means that w/c ratio starts affecting the hydration degree after  $\alpha_{tot}$  reaches  $H_x w/c$  and the free space available limits the hydration. In this equation,  $H_x$  is a parameter given in table ???. The last term is introduced to take into account the effect of temperature.  $T$  and  $T_0$  are the actual and reference temperatures respectively and  $T_0 = 293.5K$ .  $R = 8.314J/mol - K$  refers to the universal gas constant.

The next step consists on computing the degree of hydration of each phase at a time  $t_i$  using the following equation

$$\alpha_{x,t_i} = \alpha_{x,t_{i-1}} + \dot{\alpha}_{x,t_i} (t_i - t_{i-1}). \quad (10)$$

Finally, the total degree of hydration of the hydrating cement at time  $t_i$  is calculated by

$$\alpha_{tot} = f_{C_3S} \times \alpha_{C_3S} + f_{C_2S} \times \alpha_{C_2S} + f_{C_3A} \times \alpha_{C_3A} + f_{C_4AF} \times \alpha_{C_4AF}, \quad (11)$$

where  $f_x$  represents the volume fraction of the component  $x$ .

**TABLE 1.** Statistical analysis of the cement composition and hydration properties used as input for the neural network database. The statistical properties are determined on the 149 examples of the database. The first 29 properties are the input features. The tensile strength of index 29 is the considered output feature.

Index	Property	Mean	Standard deviation	Minimum	Maximum
0	Curing time ( <i>h</i> )	569.39	202.66	333	981.24
1	Density of cement	3.14	0.01	3.13	3.16
2	w/c	0.44	0.05	0.4	0.5
3	DOH	0.64	0.08	0.51	0.82
4	Gel/space ratio	0.63	0.04	0.55	0.68
5	Non-evaporable water on an unignited cement mass	0.18	0.02	0.14	0.22
6	Non-evaporable water on an ignited cement mass	0.18	0.02	0.14	0.22
7	Chemical shrinkage ( $\mu L/g$ )	54.04	4.69	46.26	66.19
8	pH	13.24	0.13	13.16	13.59
9	Conductivity ( <i>S/m</i> )	8.16	1.28	7.28	11.9
10	Fraction of total filled porosity	0.25	0.03	0.19	0.32
11	Fraction of connected porosity	0.65	0.19	0.15	0.86
12	Fraction of connected solids	0.98	0.0051	0.97	0.98
13	Fraction of C3S	$5.8 \times 10^{-2}$	$2.41 \times 10^{-2}$	$7.3 \times 10^{-3}$	$1.3 \times 10^{-1}$
14	Fraction of C2S	0.04	0.02	0.02	0.08
15	Fraction of C3A	$7.78 \times 10^{-3}$	$4.76 \times 10^{-3}$	0	$2.5 \times 10^{-2}$
16	Fraction of C4AF	$2.25 \times 10^{-2}$	$6.21 \times 10^{-3}$	$1.17 \times 10^{-2}$	$3.79 \times 10^{-2}$
17	Fraction of $K_2SO_4$	$4.34 \times 10^{-3}$	$3.18 \times 10^{-3}$	0.0	$1.14 \times 10^{-2}$
18	Fraction of $Na_2SO_4$	$1.09 \times 10^{-3}$	$9.57 \times 10^{-4}$	0.0	$4.15 \times 10^{-3}$
19	Fraction of gypsum	$4.89 \times 10^{-3}$	$3.86 \times 10^{-3}$	$6 \times 10^{-4}$	$2.0 \times 10^{-2}$
20	Fraction of calcite	$1.3 \times 10^{-2}$	$1.83 \times 10^{-2}$	$8.5 \times 10^{-4}$	$7.06 \times 10^{-2}$
21	Fraction of inert filler	$2.85 \times 10^{-3}$	$3.91 \times 10^{-3}$	0.0	$1.58 \times 10^{-2}$
22	Fraction of portlandite	0.12	0.01	0.09	0.15
23	Fraction of CSH	0.3	0.04	0.22	0.38
24	Fraction of hydrogarnet	0.03	0.02	0.00	0.05
25	Fraction of ettringite	0.03	0.02	0.00	0.06
26	Fraction of iron hydroxide	$6.45 \times 10^{-3}$	$2.22 \times 10^{-3}$	$2.82 \times 10^{-3}$	$1.25 \times 10^{-2}$
27	Fraction of absorbed gypsum in CSH	$2.58 \times 10^{-3}$	$1.01 \times 10^{-3}$	$2.50 \times 10^{-4}$	$4.02 \times 10^{-3}$
28	Fraction of empty porosity	0.07	0.01	0.04	0.10
29	Tensile strength (MPa)	5.88	1.98	1.88	10.87

### III. Application of the ANN for the prediction of the tensile strength of cement paste

#### A. Database creation

A numerical database was created. The 29 inputs are summarized in table 1. The label or output is the tensile strength.

Six different OPC cements are considered. These cements were chosen to cover a wide range of possible cement compositions. The mineralogical compositions of the simulated cements can be found in table 2.

The creation of an input example of the dataset is done using a combination of the micro-mechanical model and the hydration model presented in section 2.2 and section 2.3 respectively. A w/c of 0.4, 0.45 and 0.5 is considered. Curing ages of 14, 21, 28 and 31 days are selected for each cement at each w/c ratio.

The final database includes 149 examples. The statistical distribution of the various features is shown in table 1. Dataset sizes of similar applications typically vary between 100 and 1000 examples, as noted

**TABLE 2. Mineralogical composition of the six different OPCs used for the creation of the database**

Label	Primary constituents						Secondary constituents			
	$C_3S$	$C_2S$	$C_3A$	$C_4AF$	$KS$	$NS$	Sulfates	Calcium carbonate	Free lime	Inerts
CEMI-A	67.5	15.53	9.26	7.77	0	0	6	0	0	0
CEMI-B	62.07	15.87	9.34	10.8	1.53	0.39	3.41	0.85	1.41	0.94
CEMI-C	54.49	25.05	7.67	11.28	1.19	0.32	6.35	1.34	2.67	1.34
CEMI-D	62.91	16.16	8.35	10.63	1.58	0.37	4.8	1.8	0.45	0.9
CEMI-E	60.5	20.09	8.93	10.48	0	0	7.92	0.21	3.16	0.84
CEMI-F	67.33	17.39	0	15.28	0	0	5.2	0	0	10.23

by Ben Chaabene et al. (2020), therefore the numerically determined dataset considered falls within this range, but could be increased.

#### B. Dimensionality reduction of the input variables

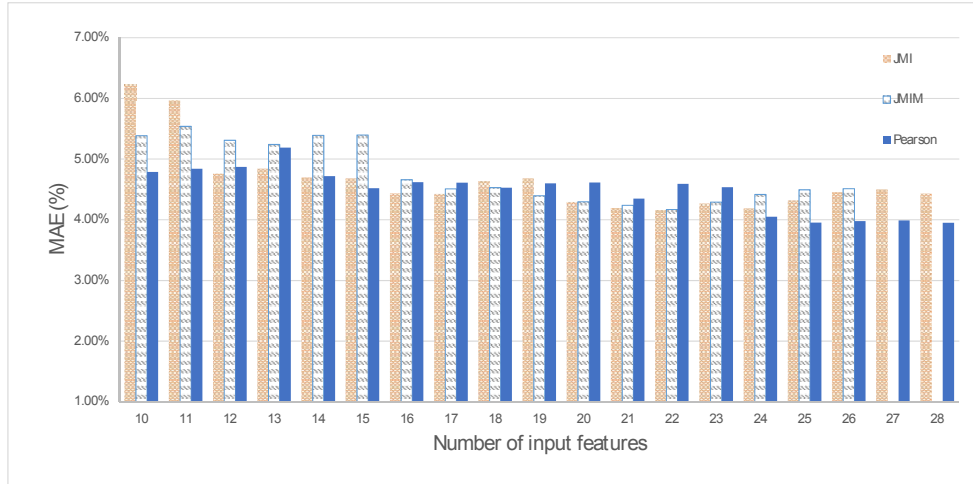
When a dataset has a large number of input parameters or features, it is referred to as high dimensional. High dimensionality often makes the modelling predictions difficult because the required amount of data grows exponentially with the number of dimensions. In addition, high dimensionality increases the risk of overfitting. In machine learning applications for predicting the properties of cementitious materials, it has been shown that reducing the number of input variables or dimensions has a positive effect on the performance factors of the model Wan et al. (2021).

One method to determine if unnecessary features are present is to filter them based on a statistical measure. Features are ranked based on the Pearson correlation coefficient (when linear relationships are considered) and the mutual information coefficient (when nonlinear relationships are considered). The initial 29 features are ranked using three different coefficients, presented below

1. Pearson coefficient, which represents the linear correlation between each feature with respect to the output variable,
2. Mutual Information Coefficient (MI) using the Joint Mutual Information (JMI) method proposed by Yang & Moody (1999) and Meyer et al. (2008).
3. Mutual information coefficient (MI) using the Joint Mutual Information Maximization Method (JMIM) proposed by Bannasar et al. (2015).

The JMI and JMIM methods allow to select the features that, together, are relevant to the prediction of the output. Indeed, these methods take into account not only the MI of the features with respect to the output variable, but also the MI of the features with respect to the features already selected in the previous steps. The Python implementation of the JMI and JMIM methods is provided by Homola (2017).

The 29 features are ranked from the most relevant to the least relevant using the three methods mentioned above. Afterwards, the number of selected features is varied from 10 to 28 features for the JMI and the Pearson methods and 10 to 26 features for the JMIM methods. Knowing that the ranking of the features obtained from different ranking methods is different, two datasets having the same number of features as inputs determined from two different methods are not identical. Therefore, a total of 53 different sizes and combinations of possible input features are evaluated. Each of the 53 different datasets is used to train and validate a neural network according to the method presented in section 2.1.2. The neural network consists



**FIGURE 1.** The average of the *mae* on the *K* validation sets as a function of the size of the input layer.

of an input layer of varying number of units (equal to the number of features taken as inputs), 2 hidden layers of 80 units each, and an output layer of one unit. The learning rate is taken to be equal to  $1 \times 10^{-4}$ , and the activation function applied to all the connections between the hidden layers is the "Leaky-ReLU". To avoid overfitting, a dropout rate of 0.3 is applied on the two hidden layers. The number of epochs is fixed to 5000 epochs and the Nadam optimization is applied. The average of the *Mae* and the *R-squared* of the validation sets is used to compare the performances of the different models.

#### IV. Results and discussion

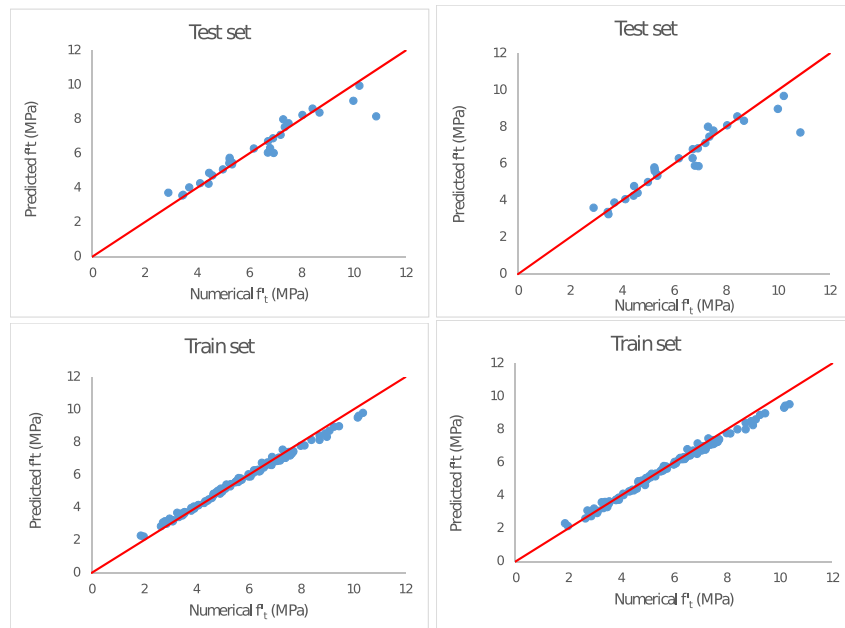
##### A. Choice of input features

To compare the performance of the different models having different input features, the average values of the *mae* on the *K* validation subsets as a function of the input layer size are shown in the figure 1. Note that the *mae* is calculated on the normalized data and multiplied by 100 to be taken as a percentage. A lower value of the *mae* indicates better accuracy of the model.

The results of the dimensionality reduction, following the Pearson coefficient method, suggest that including the 29 input features gives the most accurate model for the prediction of the tensile strength. The average of the *mae* on the *K* validation subsets is equal to 3.89% and the *R-squared* is equal to 0.94. As for the JMI method, the best performance is obtained for 22 input features where the average of the *mae* on the *K* validation subsets reaches a minimum of 4.16% and the *R-squared* is equal to 0.92. A similar result is found with the JMIM method, where the *mae* reaches a minimum of 4.17% for 22 input features and the *R-squared* is equal to 0.92.

For the JMI and the JMIM methods, the six common input features that could be discarded for an optimal model are those having an index of 20, 7, 0, 1, 11 and 28 shown in table 1.

Those results should be interpreted with caution since the hyperparameters of the model are determined for a model with 29 input features and are kept constant for all the other input layer sizes. Therefore, two final models could be considered, model A with 29 input features and model B with 22 input features determined according to the JMI method.



**FIGURE 2.** The performance of the ANN during training and testing for the prediction of the tensile strength. On the right, 29 input features are considered (model A). On the left 22 input features are considered (model B).

**TABLE 3.** Evaluation metrics of the two final models for the prediction of the tensile strength.

Model		RMSE	MAE	R-squared
A	Train	0.001881	0.03128	0.99
	Test	0.00555	0.0456	0.9
B	Train	0.002007	0.03403	0.98
	Test	0.007192	0.0488	0.88

#### B. Predicting the tensile strength of a cement paste using an ANN

For the prediction of the tensile strength, the dataset is split into a train and test set with a ratio of 20 % for the testing set. The same hyperparameter determined with the 5-fold cross validation in section 3.2 are taken. The figure 2 shows the performance of the two models A and B for training and testing.

The evaluation metrics of the two models are presented in table 3. As expected, the model A has a better performance than model B. This result suggests that predicting the tensile strength from the composition of the cement paste is possible. A strong correlation exists between the cement paste property and its composition. Moreover, the prediction is more accurate when the specific phases of the solid are considered separately. Information about porosity and the connection of the porosity are also required.

## V. Conclusion

In this article, the creation of a numerical database is presented. It was used in to train an artificial neural network for the prediction of the tensile strength of the cement paste based on properties such as its com-

position and the porosity volume fraction. The input features are obtained from a hydration model. As for the tensile strength, it is computed using a micro-mechanical model. This model will help fill the lake of knowledge about the relation between the cement paste chemical composition and its tensile strength. The results have shown that:

- In the case of lake of available data in the literature, a micro-mechanical model is an effective tool for the creation of a database. This approach is interesting in the case of use of machine learning algorithms since the size of the database could be increased if needed.
- Linear and non-linear correlations between the chemical composition of a cement paste and its tensile strength makes it possible to get a good prediction of the  $f_t'$ . This prediction method using ANN is less costly than the use of micro-mechanical modelling once the ANN is trained. In this paper, only the prediction of the tensile strength has been presented. However, it is possible to use the same methodology for the prediction of other elastic and inelastic properties such as the compressive strength and the fracture energy.

For future work, other machine learning (ML) algorithms will be explored and compared to the artificial neural network (ANN) used in this study. A feature importance study, such as a sensitivity analysis, will be performed to identify the most influential parameters on the tensile strength of the hardened cement paste. The database size will be increased and cement pastes with mineral additions will be included, following the same methodology but modified to be suitable for such materials. An experimental validation will be performed, comparing the numerical results with an experimental estimation of the tensile strength of hydrated cement paste using the three point bending test.

### Acknowledgements

The authors would like to acknowledge the financial support of ADEME (Agence de la transition écologique) and Région Pays de la Loire in France.

### References

- Ben Chaabene, W., Flah, M. & Nehdi, M. L. (2020), 'Machine learning prediction of mechanical properties of concrete: Critical review', *Construction and Building Materials* **260**, 119889.
- Bennasar, M., Hicks, Y. & Setchi, R. (2015), 'Feature selection using joint mutual information maximisation', *Expert Systems with Applications* **42**(22), 8520–8532.
- Bentz, D. P. (1997), 'Three-dimensional computer simulation of portland cement hydration and microstructure development', *Journal of the American Ceramic Society* **80**(1), 3–21.
- Dureisseix, D. (1997), Une Approche Multi-échelles pour des Calculs de Structures sur Ordinateurs à Architecture Parallèle, Theses, École normale supérieure de Cachan - ENS Cachan.
- Fichant, S., La Borderie, C. & Pijaudier-Cabot, G. (1999), 'Isotropic and anisotropic descriptions of damage in concrete structures', *Mechanics of Cohesive-frictional Materials* **4**(4), 339–359.
- Gartner, E. & Hirao, H. (2015), 'A review of alternative approaches to the reduction of co2 emissions associated with the manufacture of the binder phase in concrete', *Cement and Concrete Research* **78**, 126–142. Keynote papers from 14th International Congress on the Chemistry of Cement (ICCC 2015).



- Géron, A. (2017), *Hands-on machine learning with Scikit-Learn and TensorFlow : concepts, tools, and techniques to build intelligent systems*, O'Reilly Media.
- Hinton, G. E., Srivastava, N., Krizhevsky, A., Sutskever, I. & Salakhutdinov, R. R. (2012), 'Improving neural networks by preventing co-adaptation of feature detectors'.
- Homola, D. (2017), Integration and visualisation of clinical-omics datasets for medical knowledge discovery, PhD thesis, Imperial College London.
- Meyer, P. E., Schretter, C. & Bontempi, G. (2008), 'Information-theoretic feature selection in microarray data using variable complementarity', *IEEE Journal of Selected Topics in Signal Processing* **2**(3), 261–274.
- Nielsen, L. F. (1993), 'Strength development in hardened cement paste: examination of some empirical equations', *Materials and Structures* .
- Parrot, L. & Killoh, D. (1984), Prediction of cement hydration., number 35, p. 41 – 53. Cited by: 171.
- Powers, T. C. (1958), 'Structure and physical properties of hardened portland cement paste', *Journal of the American Ceramic Society* **41**(1), 1–6.
- Rhardane, A., Grondin, F. & Alam, S. Y. (2020), 'Development of a micro-mechanical model for the determination of damage properties of cement pastes', *Construction and Building Materials* **261**, 120514.
- Russell, H. G. & al. (1998), Aci 363 r-92 ( reapproved 1997 ) state-ofthe-art report on high-strength concrete reported by aci committee 363.
- Wallace, J. & Orakcal, K. (2002), 'Aci 318-99 provisions for seismic design of structural walls', *ACI Structural Journal* **99**, 499–508.
- Wan, Z., Xu, Y. & Šavija, B. (2021), 'On the use of machine learning models for prediction of compressive strength of concrete: Influence of dimensionality reduction on the model performance', *Materials* **14**(4).
- Yang, H. H. & Moody, J. E. (1999), 'Feature selection based on joint mutual information'.

# Etude du potentiel de gonflement et de retrait des sols argileux sous chaussée des routes des marais

Mohamed Amine ES-SOUFI<sup>1,2</sup>, Jacqueline SALIBA<sup>1</sup>, Arnaud LAFOURCADE<sup>2</sup>, Nadia SAIYOURI<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Université de Bordeaux, UMR 5295, Institut de Mécanique et d'Ingénierie (I2M), CNRS, Esplanade des Arts et Métiers, 33405 Talence, France

<sup>2</sup> GEOTEC, Bureau d'études géotechniques, 19 rue de la Gravette, 33320 Eysines, France

**RESUME** Le changement climatique et les périodes de sécheresse/humidification prolongées sont à l'origine d'importants dommages au niveau des infrastructures routières construites sur des sols argileux. En effet, les sols argileux présentent une variation de volume plus ou moins importante en fonction de leur teneur en eau et de leur minéralogie. Les travaux présentés dans cet article rentrent dans le cadre de l'identification et de la prévision du comportement des sols argileux sous chaussée des routes des marais du département de la Charente-Maritime (Sud-Ouest de la France). Plusieurs carottages allant jusqu'à une profondeur de 4 m ont été réalisés afin de caractériser les propriétés physico-chimiques des argiles. La granulométrie, la sédimentométrie, les limites d'Atterberg, la valeur au bleu de méthylène ainsi que le pourcentage en matières organiques ont été, dans un premier temps, déterminés pour des échantillons de sols relatifs à différentes profondeurs et différents carottages. Des essais MEB/EDS et DRX ont été ensuite réalisés pour analyser la composition chimique et la minéralogie du sol. Des essais de gonflement libre, de gonflement à volume constant et des essais de retrait linéaire ont été également effectués afin d'évaluer le comportement de ces sols vis-à-vis des phénomènes de retrait et de gonflement. Les résultats montrent une forte argilosité des sols avec une certaine sensibilité au gonflement et au retrait.

**Mots-clés :** sols argileux, propriétés physico-chimiques, retrait, gonflement

## I. INTRODUCTION

Le retrait-gonflement des sols argileux est un phénomène naturel qui affecte les routes construites sur des sols argileux. Ce phénomène est causé par les variations de teneur en eau des sols argileux en réponse aux changements de conditions climatiques, qui peuvent conduire à des mouvements du sol. Les accotements de la route, notamment ceux situés à proximité de la végétation, sont particulièrement sensibles à ce phénomène. Lorsque les sols argileux sont exposés à une sécheresse prolongée, ils ont tendance à se rétracter et à se fissurer, ce qui peut entraîner un affaissement de la chaussée. À l'inverse, lorsque les sols argileux absorbent de l'eau, ils ont tendance à se dilater et à gonfler, ce qui peut entraîner une élévation de la chaussée et des déformations. Avec le dérèglement des saisonnalités, les périodes de sécheresse sont de plus en plus longues, intenses et fréquentes, ce qui rend les routes plus vulnérables aux fissures causés par le retrait. Des observations expérimentales ont montré que les fissures se déclenchent à la surface des sols, se propagent à la fois latéralement et vers le bas dans le corps du sol et se transforment en un réseau complexe de fissures, ce qui crée des zones fragiles dans le corps du sol avec une résistance mécanique réduite. Ces fissures s'atténuent avec la baisse de la teneur en eau,

ce qui ralentit la variation des paramètres géométriques du sol au stade postérieur de dessiccation (Tang et al., 2019). Les désordres liés aux phénomènes de retrait-gonflement dépassent la moyenne annuelle des désordres causés par d'autres risques naturels tels que les inondations, les tremblements de terre et les tempêtes (Buhler and Cerato, 2007). De nombreuses recherches ont été menées pour mieux comprendre comment les sols argileux réagissent aux cycles d'humidité et de sécheresse, en prenant en compte des facteurs tels que la minéralogie de l'argile, la teneur en eau et la succion. Le but est de réduire les dommages causés par le retrait-gonflement de ces sols. La stabilisation des sols argileux en utilisant des additifs chimiques est parmi les solutions les plus courantes permettant de contrôler les interactions argile-eau. Ces additifs stabilisent les minéraux d'argile soit par inhibition ionique en réduisant l'hydratation des cations d'inter-couche entre les feuillets argileux, soit par bouchage physique des pores en réduisant le taux de pénétration de l'eau dans le sol ou soit en recouvrant les minéraux argileux par des liaisons chimiques pour réduire leur exposition à l'eau (Gholami et al., 2018). La stabilisation traditionnelle avec des agents tels que le ciment est fréquemment utilisée pour améliorer les sols (Estabragh et al., 2014). Cependant, cette méthode a des inconvénients tels qu'une faible durabilité, des coûts de transport élevés et des préoccupations croissantes pour l'environnement liées aux émissions de gaz à effet de serre (Soltani et al., 2018). La sélectivité ionique est un facteur clé de la stabilité des argiles en présence d'eau (Whittaker et al., 2019). La plupart des additifs liés aux minéraux argileux peuvent être facilement remplacés par les cations  $H^+$  lorsqu'une formation argileuse est continuellement exposée à l'eau, en raison de la préférence des argiles pour  $H^+$  (Badalyan et al., 2016). Ainsi, il est important de se concentrer sur des additifs chimiques qui peuvent non seulement créer des liaisons chimiques avec les minéraux argileux, mais également rester physiquement présents dans les pores et insolubles. C'est pourquoi l'utilisation des nanoparticules comme la nano-silice pour stabiliser les sols argileux est une piste intéressante (Roshan et al., 2022). En raison de sa taille nanométrique, de sa grande surface spécifique et de sa réactivité chimique, l'ajout d'une faible quantité de nano-silice a un grand effet sur les propriétés physico-mécaniques du sol (Lo et al., 2015; Pham and Nguyen, 2014; Taha and Taha, 2012; Wilson et al., 2008). Son inclusion permet d'augmenter la cohésion et de réduire la plasticité du sol. En effet, la nano-silice absorbe de l'eau (réduction de la valeur de l'indice de plasticité) et forme un gel visqueux entre les particules, ce qui remplit les pores et améliore la cohésion du sol (Barbhuiya and Hasan, 2021). Une étude de (Shahsavani et al., 2020) a montré que l'ajout de 0,5% de nano-silice à un sol argileux a réduit le potentiel de gonflement d'une valeur initiale de 75,26% à 58,10% après 24h. L'ajout de plus de 0,5% de nano-silice a eu un effet négatif sur la réduction du potentiel de gonflement. En effet, une forte teneur en nano-silice forme des morceaux de grumeaux instables dans le sol en raison de la distribution hétérogène des nanoparticules et de la réduction du poids unitaire des échantillons traités à la suite du remplacement des particules de sol par des nanoparticules de poids léger (Kalhor et al., 2019; Vakili et al., 2020).

L'objectif de cet article est d'évaluer le potentiel de gonflement et de retrait d'un sol argileux dans la perspective de le stabiliser chimiquement en utilisant la nano-silice. Les sols quaternaires récents sous chaussée de la route des marais RD 105 située entre Esnandes et Charron (17) - (Sud-Ouest de la France) ont été identifiés et caractérisés en mesurant leurs paramètres physico-chimiques. Ensuite, leurs potentiels de retrait et de gonflement ont été examinés expérimentalement pour avoir une meilleure compréhension de la manière dont ces sols réagissent aux variations de teneur en eau.

**II. PROGRAMME EXPERIMENTAL**

*A. Origine des sols testés*

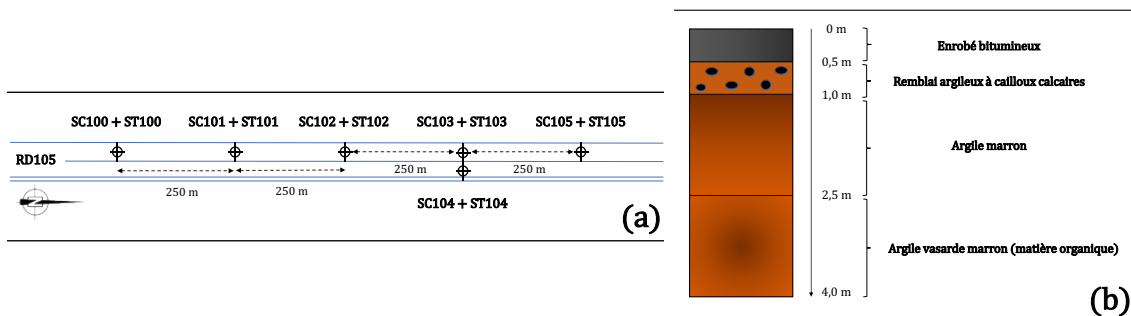
Les sols étudiés proviennent de la route départementale des marais RD105 située entre Esnandes et Charron (17) - département de la Charente-Maritime (Sud-Ouest de la France) (Figure 1. (a)). Un diagnostic géotechnique des désordres affectant cette route a montré la présence de plusieurs fissures longitudinales au niveau de ce linéaire de chaussée (Figure 1. (b)). L'analyse des différentes causes probables a montré qu'un tassement différentiel lié aux phénomènes de retrait-gonflement des sols argileux pourrait être à l'origine de ces désordres.



**Figure 1. (a) Localisation de la zone d'étude et (b) Exemple d'une fissuration longitudinale observée**

Des sondages (ST/SC100 à ST/SC105) ont été effectués à l'aide d'une tarière et d'un carottier battu type LS 114 puis d'un carottier rotatif T6 de diamètre 116 mm. La sondeuse utilisée était de marque GEOTEC type 225. La

Figure 2. montre la distribution spatiale des sondages réalisés. La distance entre ces sondages est environ 250 m.



**Figure 2. (a) Répartition spatiale des sondages effectués et (b) Exemple d'une coupe de sol – SC 105**

Pour chaque sondage effectué, 3 échantillons ont été prélevés à des profondeurs différentes. Le premier échantillon a été prélevé à une profondeur comprise entre 0,5 à 1,0 mètre, le deuxième entre 1,0 à 2,5 mètres et le troisième entre 2,5 à 4,0 mètres. En total, 18 échantillons ont été collectés

au cours des sondages et ont été transportés au laboratoire pour analyse ultérieure. Cela permet d'obtenir une image complète de la composition du sol à différentes profondeurs. Les premières analyses descriptives des carottes montrent que les échantillons profonds (1,0-4,0 m) sont composés principalement d'une argile marron / noire indiquant la présence de matière organique.

### B. Procédures d'essais

Des essais physico-chimiques (granulométrique, sédimentométrique, bleu de méthylène, limites d'Atterberg, calcination par perte au feu) selon les normes NF P 94-056, NF P 94-057, NF P 94-068, NF P 94-051 et XP P 94-047 ont été effectués pour caractériser le sol d'étude (taille et répartition des particules, teneur en argile, état plastique et teneur en matière organique).

L'analyse de la microstructure et de la minéralogie du sol a été réalisée par observation au MEB et spectroscopie EDS, ainsi que par diffractométrie aux rayons X utilisant la Plateforme Aquitaine de Caractérisation des Matériaux (PLACAMAT). La plateforme utilisait un microscope MEB EVO 50 pour l'observation.

Le programme expérimental comprend également des essais de gonflement libre, de gonflement à volume constant et de retrait linéaire par dessiccation :

- L'essai de gonflement libre (XP P 84-703) mesure l'expansion d'une poudre de sol lorsqu'elle est immergée pendant 24h dans l'eau.
- L'essai de gonflement à volume constant consiste à charger une éprouvette œdométrique avec des paliers de charges en présence d'eau pour maintenir son volume constant et à la décharger ensuite pour mesurer sa déformation verticale maximale (Figure 3. (a)). Ce type d'essai est utilisé pour évaluer la capacité du sol à se déformer sans changer de volume, ce qui peut être utile pour comprendre sa stabilité en présence d'eau et son comportement mécanique sous charge.
- L'essai de retrait linéaire par dessiccation (NF P 94-060-2) détermine la limite de retrait en mesurant la variation de hauteur d'une éprouvette soumise au séchage à l'air libre (Figure 3. (b)). La courbe de retrait obtenue à partir de cette variation de hauteur permet de déterminer la limite de retrait.



Figure 3. (a) Suivi du gonflement à volume constant (b) Appareil de mesure du retrait linéaire

## III. RESULTATS ET DISCUSSIONS

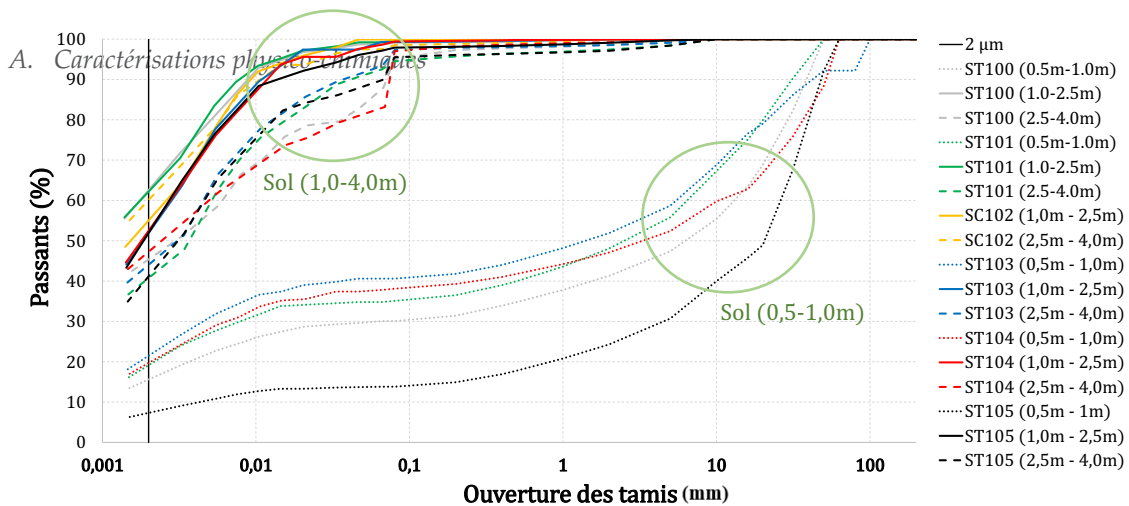


Figure 4. Courbes granulométriques des échantillons étudiés

L'analyse granulométrique (Figure 4. ) révèle la présence de deux familles de sol. Les échantillons superficiels, prélevés entre 0,5 et 1,0 m de profondeur, ont un faible pourcentage d'argile (% des passants à 2 μm) de 16,7%. À l'inverse, les échantillons prélevés plus profondément ont une forte teneur en argile de 50,1%.

En raison du risque de dégradations potentielles causées par les variations volumiques des sols de la deuxième famille (à des profondeurs allant de 1,0 à 2,5 m et de 2,5 à 4,0 m), des mesures supplémentaires ont été prises pour les étudier davantage (Tableau 1) :

- La teneur en eau naturelle (Wnat) ;
- La valeur de bleu (VBS) sur la fraction 0/2 mm ;
- Les limites d'Atterberg (limite de liquidité WL, de plasticité Wp et indice de plasticité Ip) ;
- La teneur en matière organique MO (%) par calcination ;
- L'activité :  $Ac = Ip / (\% < 2\mu m)$  (Skempton, 1953) et  $Acb = (100 * VBS) / (\% < 2\mu m)$  (Lautrin, 1989) ;
- La surface spécifique des argiles :  $SA = 20,93 * VBS$  (Bultel, 2001);
- La capacité d'échange cationique :  $CEC = (VBS / 374) * 1000$  (Clement, 1988)

Tableau 1. Valeurs des paramètres d'identification des échantillons étudiés

Sondage	Profondeur	Wnat (%)	VBS (g/100g)	W <sub>i</sub> (%)	W <sub>p</sub> (%)	I <sub>p</sub> (%)	MO (%)	Ac	Acb	SA (m <sup>2</sup> /g)	CEC (Cmol/kg)
SC100	1,0 - 2,5 m	48,8	7,9	73,3	35,2	38,1	6,1	0,61	12,7	166,2	21,2
	2,5 - 4,0 m	62,3	6,4	62,5	31,1	31,5	6,8	0,70	14,1	133,5	17,1
SC101	1,0 - 2,5 m	35,8	9,5	71,3	29,6	41,7	6,6	0,67	15,3	198,8	25,4
	2,5 - 4,0 m	55,2	7,1	69,3	35,9	33,4	6,7	0,77	16,3	149,2	19,1
SC102	1,0 - 2,5 m	35,1	8,6	71,1	30,6	40,4	7,1	0,73	15,6	180,1	23
	2,5 - 4,0 m	56,5	7,6	74,5	39,3	35,2	7,0	0,65	15,2	159,7	20,4
SC103	1,0 - 2,5 m	45,9	9,9	74,2	38,5	35,7	6,3	0,69	19,1	207,2	26,5
	2,5 - 4,0 m	55,5	7,6	53,3	29,9	23,5	7,6	0,53	16,5	158,3	20,2
SC104	1,0 - 2,5 m	42,3	7,9	73,1	35,8	37,3	6,5	0,71	15,1	164,9	21,1
	2,5 - 4,0 m	31,5	6,9	74,6	35,7	38,8	7,1	0,89	15,9	145,3	18,6
SC105	1,0 - 2,5 m	43,9	7,9	65,5	35,9	29,6	6,2	0,57	15,2	165,6	21,2
	2,5 - 4,0 m	53,1	6,3	69,5	35,5	34,0	7,2	0,82	15,4	132,7	17,0
Moyenne	1,0 - 2,5 m	42,0 ± 4,3	8,6 ± 0,7	71,4 ± 2,1	34,3 ± 2,8	37,1 ± 3	6,5 ± 0,3	0,66 ± 0,05	15,5 ± 1,2	180,5 ± 15	23,1 ± 1,9
	2,0 - 4,0 m	52,4 ± 6,9	7 ± 0,4	67,3 ± 6,3	34,6 ± 2,7	32,7 ± 3,5	7,1 ± 0,2	0,73 ± 0,1	14 ± 0,7	146,5 ± 9,3	18,7 ± 1,2

Les données obtenues lors des 5 sondages effectués à deux profondeurs différentes montrent une cohérence relative des valeurs des paramètres identifiés, sans présenter de variations importantes. Le sol d'étude a un indice de plasticité moyen compris entre 32% et 37%, ce qui indique qu'il est plastique. La moyenne de l'indice VBS au Bleu est d'environ 7 à 8, ce qui suggère une forte argilosité du sol et une sensibilité éventuelle au retrait-gonflement (Chassagneux et al., 1996). En se basant sur la classification GTR, le sol est classé comme étant de type A3/A4.

Le sol examiné a une teneur en matière organique d'environ 6 à 7%, ce qui est considérable. (Hamouche, 2016) a étudié le comportement d'une argile silteuse calcaire en présence de matière organique et a constaté que cela augmente la plasticité ( $I_p$ ) et l'argilosité (VBS) de l'échantillon argileux. Cela peut être attribué à la capacité de la matière organique à retenir l'eau (Thiyyakkandi, 2011) et à renforcer les complexes argilo-humiques (Naskar, 2013). Cette étude pourrait expliquer les valeurs élevées d' $I_p$  et de VBS observées dans le sol examiné. Selon (Lautrin, 1989), l'indice de l'activité au bleu est un bon indicateur de l'activité colloïdale du sol. Il augmente en présence de smectites, qui sont des minéraux très gonflants, et décroît avec la présence de kaolinite, qui est un minéral peu gonflant. En comparant les valeurs d'activité au bleu des échantillons testés (14 à 15) avec la classification proposée par ce chercheur, on peut conclure que le sol d'étude est très actif.

La surface spécifique exprime la quantité de surface accessible aux réactions chimiques et à la sorption de molécules dans le sol. Les grandes valeurs obtenues (entre 146 et 180  $m^2/g$  en moyenne) peuvent indiquer que le sol a une structure poreuse plus développée, ce qui peut entraîner une plus grande disponibilité pour les réactions chimiques et la sorption. Les fortes valeurs de la capacité d'échange cationique (entre 18 et 23  $Cmol/kg$ ) signifient que le sol a une grande capacité à retenir et à échanger des cations avec le milieu environnant.

#### B. Analyses microscopiques (MEB / EDS et DRX)

L'observation microscopique (MEB) de la fraction fine de l'échantillon SC 105 (2,5-4,0m) révèle que sa microstructure est caractérisée par une matrice argileuse relativement homogène et dense (a). Cela peut suggérer une bonne coagulation des particules argileuses, formant ainsi une structure compacte et cohérente. Cependant, il est important d'effectuer une analyse spectrométrique (EDS) et minéralogique (DRX) pour obtenir une compréhension plus approfondie et complémentaire des propriétés détaillées du sol d'étude.

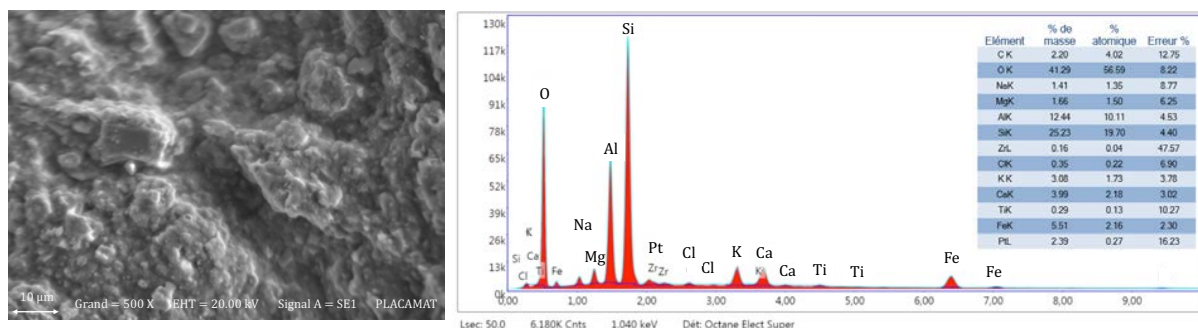


Figure 5. (a) Structure au MEB (b) éléments chimiques présents dans l'échantillon SC 105 (2,5 – 4,0 m)

L'analyse spectrométrique par dispersion d'énergie EDS ( (b)) montre que l'échantillon étudié contient les éléments suivants en pourcentage : oxygène (41%), silicium (25%), aluminium (12,5%), fer (5,5%), calcium (4%) et potassium (3%). Cela signifie que l'échantillon est riche en oxygène et en silicium, tandis que les autres éléments ne sont présents qu'en quantités plus faibles.

Le diagramme de diffraction des rayons X d'une poudre du même échantillon est présenté dans la (Erreur ! Source du renvoi introuvable.). L'analyse de ces diffractogrammes réalisée via le logiciel Profex 5.1.0 montre que les minéraux les plus présents dans l'échantillon testé sont la kaolinite (26%), la smectite (18,30%), la muscovite (17,39%), le quartz (16,26%), la dickite (14,09%) et le graphite (7,92%).

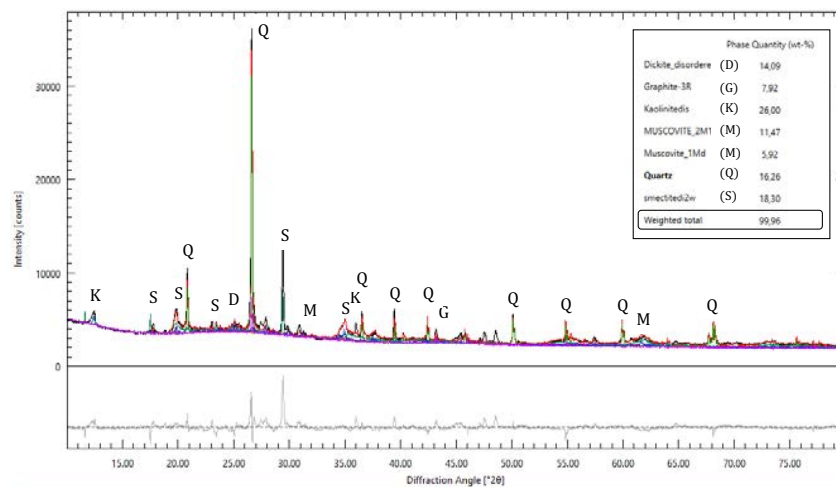


Figure 6. Diffractogramme d'une poudre de l'échantillon SC103 (1,0-2,5m)

C. Mesure du potentiel de gonflement

1. Essai de gonflement libre

4 g de poudre sèche de l'échantillon SC 103 (1,0 – 2,5m) et de SC 105 (2,5 – 4,0 m) ont été introduits séparément dans 200 ml d'eau. Le volume du dépôt de sol occupé avant et après 24h d'immersion a été ensuite observé.

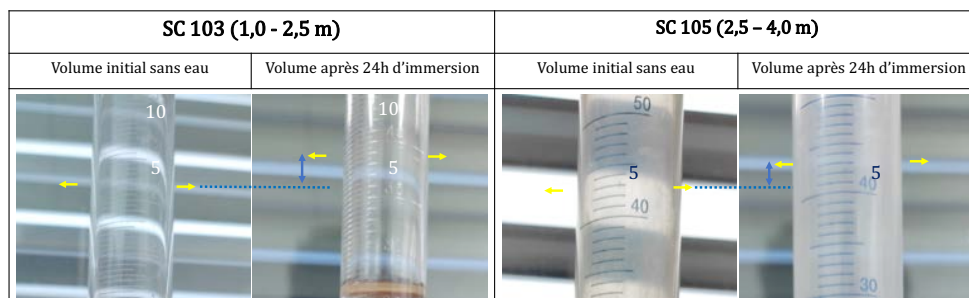


Figure 7. Volume initial et final des poudres de sol SC 103 (1,0 – 2,5 m) et SC 105 (2,5 – 4,0 m)

Le volume initial (Vi) et le volume final (Vf) des deux poudres sont respectivement égaux à 4,5 ml et 6,5 ml. Ainsi, le pourcentage de gonflement  $\{((Vf - Vi) / Vi) * 100\}$  est de l'ordre de 44,4 %



indiquant une forte sensibilité au gonflement (Tankpinou, 2016). (Haas et al., 2015) a réalisé une étude se basant sur ce principe et a montré que la mesure est fiable d’après des relations établies avec les analyses de minéralogie et les valeurs de bleu VBS.

2. Essai de gonflement à volume constant

Quatre échantillons intacts d'une hauteur de 10 cm sont prélevés des carottes SC100, SC103 et SC105, deux peu profonds (à 2m de profondeur) et deux très profonds (à 4m de profondeur), à l'aide d'une bague œdométrique. Les échantillons sont ensuite placés dans une enceinte cylindrique rigide en présence de l'eau. Les valeurs de la pression de gonflement (contrainte maximale pour empêcher le gonflement des échantillons pendant l'hydratation) et de l'amplitude de gonflement (déformation maximale pendant le déchargement) ont été enregistrées au cours de l'essai. Le Tableau 2 présente les résultats obtenus.

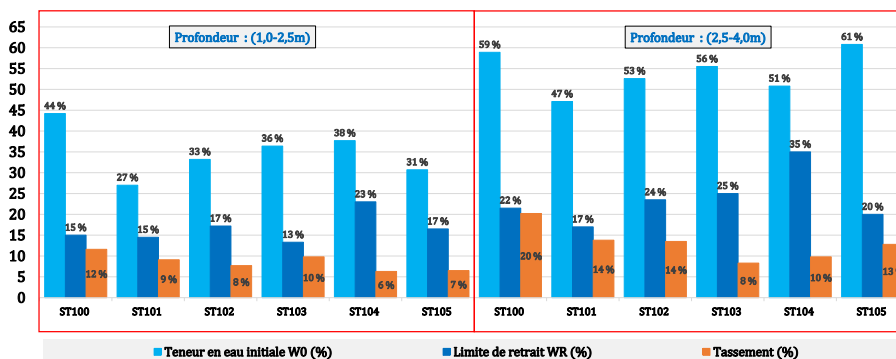
Tableau 2. Valeurs des paramètres de gonflement mesurés

Paramètres	Echantillons			
	Profondeur ≈ 2 m		Profondeur ≈ 4 m	
	SC100 (1,7-1,8m)	SC103 (1,8-1,9m)	SC100 (3,6-3,7m)	SC105 (3,6-3,7m)
Teneur en eau initiale $W_i$ (%)	31.0	30.7	65.8	67.5
Teneur en eau finale $W_f$ (%)	35.6	35.2	66.9	67.9
$W_f - W_i$ (%)	4.6	4.5	1.1	0.4
Amplitude de gonflement (%)	3.7	3.4	0.1	0.4
Pression de gonflement (kPa)	46.0	46.0	11.0	13.0

La pression et l'amplitude de gonflement des deux échantillons peu profonds sont de l'ordre de 46 kPa et 4% respectivement, ce qui montre qu'ils sont sensiblement réactifs à l'expansion. Les deux autres échantillons très profonds ont des pressions et amplitudes de gonflement faibles vu qu'ils sont quasiment saturés (teneur en eau = 70%). Des essais supplémentaires sur d'autres échantillons provenant de différentes profondeurs sont prévus pour une évaluation plus complète et globale du caractère gonflant du sol.

E. Mesure du potentiel de retrait

L'essai de retrait linéaire a été réalisé sur les échantillons de la profondeur 1,0 à 2,5 et de 2,5 à 4,0 m. La Figure 8 donne les valeurs des paramètres de retrait mesurés.



### Figure 8. Limite de retrait et tassement des échantillons testés

La limite de retrait est la teneur en eau en dessous de laquelle un échantillon subit un assèchement sans variation de volume. Le tassement est la variation maximale de la hauteur de l'échantillon lors de son assèchement. Les déformations de retrait observées (tassements) sont en moyenne de 8,5% pour les échantillons peu profonds (1,0 - 2,5 m) et de 13,1% pour ceux qui sont plus profonds (2,5 - 4,0 m), ce qui est très significatif. La différence au niveau de ces déformations observées est expliquée par la différence de teneur en eau initiale des échantillons. En effet, plus cette teneur en eau est importante, plus la pression interne augmente, ce qui peut entraîner une compression plus forte des particules et donc un tassement plus important. C'est pourquoi un sol ayant une teneur en eau plus élevée, comme celui situé entre 2,5 et 4 m se rétractera davantage que celui ayant une teneur en eau plus faible, comme celui situé entre 1,0 et 2,5 m.

## V. CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Dans cette étude, les sols quaternaires sous la chaussée de la route des marais RD 105 entre Esnandes et Charron ont été examinés pour déterminer leurs propriétés de retrait et de gonflement. Les tests d'identification physique et chimique ont révélé que le sol est plastique, fortement argileux et contient environ 6 à 7 % de matière organique. Les analyses MEB/EDS et DRX ont montré une structure compacte et coagulée, comprenant principalement de la kaolinite, de la smectite, de la muscovite et du quartz. Les tests de gonflement et de retrait ont montré que le sol a une certaine capacité de gonflement et de retrait.

La prochaine étape consiste à tester l'effet de différents pourcentages de nano-silice pour stabiliser chimiquement ces sols et surveiller en continu les variations volumiques et les fissures à l'aide des techniques de traitement d'images. De plus, des cycles de séchage-humidification seront appliqués pour évaluer la stabilité à long terme du traitement. En outre, une méthodologie de mise en œuvre de la solution in situ qui inclura la zone et la profondeur de traitement, la période, le maillage, le dosage, etc., sera développée.

## REFERENCES

- Badalyan, A., Beasley, T., Nguyen, D., Keshavarz, A., Schacht, U., Carageorgos, T., You, Z., Bedrikovetsky, P., Hurter, S., Troth, I., 2016. Laboratory and mathematical modelling of fines production from CSG interburden rocks, in: SPE Asia Pacific Oil & Gas Conference and Exhibition. OnePetro.
- Barbhuiya, G.H., Hasan, S.D., 2021. Effect of nano-silica on physio-mechanical properties and microstructure of soil: A comprehensive review. *Materials Today: Proceedings* 44, 217–221. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2020.09.115>
- Buhler, R.L., Cerato, A.B., 2007. Stabilization of Oklahoma Expansive Soils using Lime and Class C Fly Ash, in: *Problematic Soils and Rocks and In Situ Characterization*. Presented at the Geo-Denver 2007, American Society of Civil Engineers, Denver, Colorado, United States, pp. 1–10. [https://doi.org/10.1061/40906\(225\)1](https://doi.org/10.1061/40906(225)1)

- Bultel, F., 2001. Prise en compte du gonflement des terrains dans le dimensionnement des revêtements des tunnels.
- Chassagneux, D., Stieljes, L., Mouroux, P., Ménilliet, F., Ducreux, G.H., 1996. Cartographie de l'aléa retrait-gonflement des sols (sécheresse-pluie) à l'échelle départementale. Approche méthodologique dans les Alpes de Haute-Provence. Rapport BRGM n R39218 6.
- Clement, C., 1988. Etude de coulis hydrauliques pour la rétention des cations polluants Pb, Cd, Hg, Sr, Cs (PhD Thesis). Paris, ENMP.
- Estabragh, A.R., Rafatjo, H., Javadi, A.A., 2014. Treatment of an expansive soil by mechanical and chemical techniques. *Geosynthetics International* 21, 233–243.
- Gholami, R., Elochukwu, H., Fakhari, N., Sarmadivaleh, M., 2018. A review on borehole instability in active shale formations: Interactions, mechanisms and inhibitors. *Earth-Science Reviews* 177, 2–13.
- Haas, H., Maubec, N., Bruyère, D., Le Clech, A., Bourrat, X., 2015. Test de la mesure de l'indice de gonflement des sols par immersion dans l'eau pour la caractérisation du retrait-gonflement de sols naturels, in: *Symposium International SEC*.
- Hamouche, F., Zentar, R., 2016. Influence des matières organiques sur les propriétés physiques des sédiments de dragage. *Academic Journal of Civil Engineering* 34, 908–914.
- Kalhor, A., Ghazavi, M., Roustaei, M., Mirhosseini, S.M., 2019. Influence of nano-SiO<sub>2</sub> on geotechnical properties of fine soils subjected to freeze-thaw cycles. *Cold Regions Science and Technology* 161, 129–136. <https://doi.org/10.1016/j.coldregions.2019.03.011>
- Lautrin, D., 1989. Essai au bleu de méthylène (suite). Utilisation pratique des paramètres dérivés de l'essai au bleu de méthylène dans les projets de génie civil. *Bull. liaison lab. ponts chaussées* 53–65.
- Lo, A.-Y., Wang, C., Hung, W.H., Zheng, A., Sen, B., 2015. Nano- and Biomaterials for Sustainable Development. *Journal of Nanomaterials* 2015, e129894. <https://doi.org/10.1155/2015/129894>
- Naskar, N., 2013. Effect of organic content on shear strength characteristics of clay (PhD Thesis).
- Pham, H., Nguyen, Q.P., 2014. Effect of silica nanoparticles on clay swelling and aqueous stability of nanoparticle dispersions. *J Nanopart Res* 16, 2137. <https://doi.org/10.1007/s11051-013-2137-9>
- Roshan, H., Lv, A., Aghighi, M.A., Sarmadivaleh, M., Siddiqui, M.A.Q., van As, D., Ehsani, S., 2022. Stabilization of clay-rich interburdens using silica nanoparticles. *Journal of Petroleum Science and Engineering* 211, 110126. <https://doi.org/10.1016/j.petrol.2022.110126>
- Shahsavani, S., Vakili, A.H., Mokhberi, M., 2020. The effect of wetting and drying cycles on the swelling-shrinkage behavior of the expansive soils improved by nanosilica and industrial waste. *Bull Eng Geol Environ* 79, 4765–4781. <https://doi.org/10.1007/s10064-020-01851-6>
- Skempton, A.W., 1953. Soil mechanics in relation to geology. *Proceedings of the Yorkshire Geological Society* 29, 33–62. <https://doi.org/10.1144/pygs.29.1.33>
- Soltani, A., Deng, A., Taheri, A., Mirzababaei, M., 2018. Rubber powder–polymer combined stabilization of South Australian expansive soils. *Geosynthetics International* 25, 304–321. <https://doi.org/10.1680/jgein.18.00009>
- Taha, M.R., Taha, O.M.E., 2012. Influence of nano-material on the expansive and shrinkage soil behavior. *J Nanopart Res* 14, 1190. <https://doi.org/10.1007/s11051-012-1190-0>
- Tang, C.-S., Zhu, C., Leng, T., Shi, B., Cheng, Q., Zeng, H., 2019. Three-dimensional characterization of desiccation cracking behavior of compacted clayey soil using X-ray computed tomography. *Engineering Geology* 255, 1–10. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2019.04.014>
- Tankpinou, Y., 2016. Caractérisation minéralogique, thermique et microscopique des sols fins en technique routière.
- Thiyyakkandi, S., Annex, S., 2011. Effect of organic content on geotechnical properties of Kuttanad clay. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering* 16, 1653–1663.
- Vakili, A.H., Shojaei, S.I., Salimi, M., Selamat, M.R. bin, Farhadi, M.S., 2020. Contact erosional behaviour of foundation of pavement embankment constructed with nanosilica-treated dispersive soils. *Soils and Foundations* 60, 167–178. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2020.02.001>
- Whittaker, M.L., Lammers, L.N., Carrero, S., Gilbert, B., Banfield, J.F., 2019. Ion exchange selectivity in clay is controlled by nanoscale chemical–mechanical coupling. *Proceedings of the National Academy of Sciences* 116, 22052–22057.

Wilson, M.A., Tran, N.H., Milev, A.S., Kannangara, G.K., Volk, H., Lu, G.M., 2008. Nanomaterials in soils. *Geoderma* 146, 291–302.

# Identification et application d'un modèle d'amortissement non-linéaire actualisé à l'échelle locale pour des poutres en béton armé

Clotilde Chambreuil<sup>1</sup>, Cédric Giry<sup>1</sup>, Frédéric Ragueneau<sup>1,2</sup>, Pierre Léger<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Université Paris-Saclay, CentraleSupélec, ENS Paris-Saclay, CNRS, Laboratoire de Mécanique Paris-Saclay, 91190, Gif-sur-Yvette, France.

<sup>2</sup> EPF Ecole d'Ingénieur, 55, avenue du Président Wilson, F-94230, Cachan, France.

<sup>3</sup> Dept. Of Civil, Geological, and Mining Engineering, école Polytechnique de Montréal, Montreal Univ. Campus, P. O. Box 6079, Station CV, Montreal PQ, Canada H3C 3A7.

## RESUME

Depuis le 1<sup>er</sup> mai 2011, un nouveau zonage sismique du territoire français existe. Cependant, comme certaines régions françaises n'étaient pas considérées à risque avant 2011, les structures n'étaient pas conçues pour répondre aux normes sismiques. Aujourd'hui, pour assurer la résistance de ces structures ou prolonger leur durée de vie, il est nécessaire de réaliser de nouveaux calculs fins. En particulier, dans le cas des structures en béton armé, l'EC8 exige des réaliser des analyses temporelles non-linéaires représentant correctement les dissipations d'énergie dans les éléments structuraux. Cependant, les modèles d'amortissement visqueux, classiquement utilisés, ne sont pas basés sur des considérations physiques. C'est pourquoi cet article vise à évaluer les variations transitoires du taux d'amortissement effectif en tant que fonctions de variables représentatives du comportement non-linéaire. Ensuite, ces fonctions sont réutilisées pour développer un modèle d'amortissement non-linéaire localement actualisé pour des poutres en béton armé fissurées.

**Mots-clés** Béton armé, Modèle non-linéaire, Identification de l'amortissement, Modèle d'amortissement actualisé, Dissipation d'énergie.

## I. INTRODUCTION

La considération des normes sismiques remises à jour en France en 2011, nécessite de réaliser des calculs fins sur des structures à risque afin de s'assurer de leur résistance ou d'augmenter leur durée de vie. Dans le cas des structures en béton armé, lorsque des analyses temporelles non-linéaires sont attendues, l'Eurocode 8 impose d'avoir une représentation correcte des dissipations énergétiques dans les éléments structuraux. Pourtant, les modèles d'amortissement visqueux généralement utilisés, comme l'amortissement de Rayleigh, ne sont pas basés sur des considérations physiques.

### A. Modèles d'amortissement

La notion d'amortissement est difficile à définir à cause du manque de compréhension des mécanismes associés aux dissipations énergétiques (Daneshjoo and Gharighoran, 2006). C'est pourquoi, il n'existe pas de formule mathématique générale et que des stratégies diverses ont pu être proposées. En particulier, (Jacobsen, 1960) a introduit la notion d'amortissement visqueux équivalent  $\xi_{eq}$  afin de décrire les dissipations totales et leur évolution en fonction de l'état de la structure. Il peut être décomposé entre l'amortissement visqueux élastique  $\xi_{el}$  et l'amortissement hystérétique non-linéaire  $\xi_{nl}$  (Blandon and Priestley, 2005).  $\xi_{el}$  dépend principalement des propriétés matériaux et géométriques, ainsi que des conditions aux limites. En revanche,  $\xi_{nl}$  peut être exprimé à partir d'un certain nombre de variables internes. De nombreux modèles d'amortissement visqueux ont été proposés dans la littérature en fonction de différentes grandeurs mesurables ou non comme : (i) la ductilité, (ii) la flèche, ou (iii) des indices d'endommagement.

À l'échelle structurelle, les modèles d'amortissement classiquement utilisés sont les amortissements de type Rayleigh (Rayleigh, 1896, 1877), c'est-à-dire proportionnels aux matrices de masse et/ou rigidité, et les amortissements modaux (Bernal, 1994; Caughey, 1960; Caughey and O'Kelly, 1965; Wilson and Penzien, 1972). Cependant, ces modèles peinent à caractériser les phénomènes dissipatifs physiques. C'est pourquoi, des modèles actualisés ont été proposés initialement à l'échelle de la structure. Enfin des actualisations des modèles d'amortissement ont également été proposées à l'échelle locale afin d'améliorer la représentativité des phénomènes dissipatifs (Carr et al., 2017; Puthanpurayil et al., 2018; Voldoire, 2019).

### B. Objectifs de l'article

Les discussions sur les modèles d'amortissement montrent que les nouveaux modèles cherchent à améliorer la représentation des énergies dissipées dans les structures dans le cas d'analyses dynamiques non-linéaires. Pour cela, cet article s'intéresse à un modèle d'amortissement actualisé localement en se basant sur les mécanismes non-linéaires du béton armé. Les analyses se basent sur une campagne expérimentale réalisée sur des poutres en béton armé (section II.A.). Tout d'abord, un modèle équivalent à un degré-de-liberté (DDL) est proposé (section II.C.), puis des modèles d'amortissement sont identifiés (section III.). Des calculs dynamiques non-linéaires ont été réalisés avec ces modèles afin d'évaluer leurs performances en termes de représentativité du comportement global des poutres, mais également de la description des énergies. Par la suite, des stratégies ont été proposées pour adapter les modèles d'amortissement identifiés dans les calculs de poutres multifibres.

## II. MODELE A UN DDL DE POUTRE EN BETON ARME

### A. Poutres réelles et données expérimentales

Une campagne expérimentale a été réalisée par (Heitz et al., 2018) sur des poutres en béton armé au Commissariat à l'Énergie Atomique et aux Énergies Alternatives (CEA) sur la plateforme AZALEE. L'objectif de la campagne était la réalisation d'essais quasi-statiques et dynamiques (FIGURE 1) afin d'évaluer les dissipations énergétiques des poutres en béton armé en fonction de caractéristiques matérielles, structurales et du signal sismique.

Les poutres ont une longueur de 6 m et une section de  $40 \times 20 \text{ cm}^2$ . Dans la suite de cet article, la poutre composée de huit armatures à haute adhérence de diamètre 16 mm est considérée. Le béton, de classe C25/30 a une résistance en compression à 28 jours de 35.0 MPa et un module d'Young de 26.4 GPa pour le béton. Les armatures métalliques ont une limite élastique de 568 MPa et un module d'Young de 217 GPa. Enfin, des masses additionnelles ont été positionnées au quart et trois-quarts de la poutre.

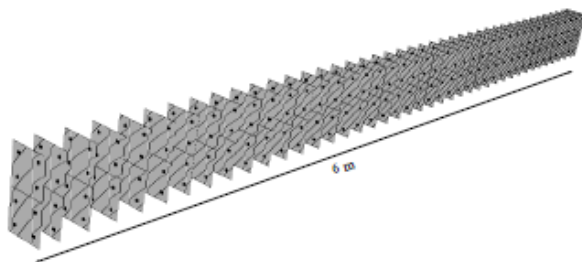


**FIGURE 1. Banc expérimental des essais expérimentaux**

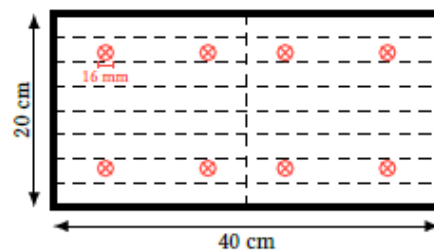
Différents essais ont été mis en œuvre sur les poutres expérimentales : (i) des essais quasi-statiques qui nous serviront à caler les modèles matériaux non-linéaires, (ii) des essais dynamiques utilisés pour évaluer les performances des modèles d'amortissement proposés, et (iii) des essais au marteau de choc afin de suivre l'évolution des fréquences des poutres au cours de leur endommagement. Les données expérimentales qui seront utilisées dans la suite sont les réponses en déplacement et accélération, les forces mesurées aux appuis, ainsi que l'évolution des fréquences des poutres au cours du temps.

#### *B. Modèle multifibre et problème dynamique*

Un modèle multifibre des poutres expérimentales a été mis en œuvre dans (Chambreuil et al., 2021) sur le code éléments finis Cast3M. Les **FIGURE 2** et **FIGURE 3** présentent respectivement la discrétisation de la poutre sur sa longueur et la discrétisation d'une section de la poutre. La poutre est sollicitée selon son axe faible. Pour les conditions aux limites, les appuis élastiques sont modélisés par des rigidités en translation et rotation.



**FIGURE 2. Discrétisation de la poutre dans sa longueur**



**FIGURE 3. Discrétisation d'une section de la poutre**

Pour la modélisation des armatures, un modèle plastique a été considéré puisqu'elles sont restées dans leur comportement élastique au cours des essais expérimentaux. Pour le béton, le modèle RICBET implémenté dans Cast3M par (Richard and Ragueneau, 2013) a été considéré. Il s'agit d'un modèle non-linéaire considérant les phénomènes suivants : (i) l'endommagement associé à l'ouverture des fissures, (ii) le frottement entre les lèvres des surfaces, (iii) l'effet unilatéral associé aux fermetures de fissures anélastiques, et (iv) la plasticité en compression.

L'équation matricielle du problème dynamique associé à la poutre modélisée ci-dessus et soumise à un chargement sismique s'écrit (1),

$$\mathbb{M} \cdot \underline{\ddot{U}} + \mathbb{C} \cdot \underline{\dot{U}} + \underline{f}_{int}(\underline{U}) = - \sum_k \mathbb{M} \cdot \underline{\Gamma}_k \cdot \ddot{U}_{s,k} \quad (1)$$

avec  $\mathbb{M}$  et  $\mathbb{C}$  les matrices de masse et d'amortissement,  $\underline{U}$ ,  $\underline{\dot{U}}$  et  $\underline{\ddot{U}}$  les déplacement, vitesse et accélération relatifs dépendant du temps et de l'espace.  $\underline{f}_{int}(\underline{U})$  est la force interne dépendant du champ de déplacement.  $\underline{\Gamma}_k$  donne la direction de l'excitation sismique ( $k \in \{x, y, z\}$ ) et  $\ddot{U}_{s,k}$  sont les accélérations sismiques dans les trois directions de l'espace.

Dans (Chambreuil et al., 2021), un benchmark numérique a été réalisé afin de comparer les performances de 17 formulations d'amortissement classiquement utilisées en ingénierie. En comparant les réponses dynamiques aux essais expérimentaux, mais également à l'aide d'analyses énergétiques aux échelles globale et locale, il a été montré que les matrices d'amortissement de Rayleigh et proportionnelle à la matrice de rigidité étaient les plus performantes à condition d'actualiser la matrice de rigidité avec sa forme tangente. De plus, un taux d'amortissement de 2% doit être choisi pour évaluer les paramètres de proportionnalité des formulations. Cependant, il a également été observé que les performances des différentes formulations dépendent fortement du choix des grandeurs d'intérêt.

### C. Système équivalent à un DDL

L'identification des modèles d'amortissement dans la section III. a été réalisée sur un système équivalent à un degré-de-liberté (DDL) de la poutre. L'équivalence de type énergétique est mise en place grâce à une projection sur base modale. Il est donc nécessaire de déterminer la base modale du système d'étude. Une première stratégie est d'utiliser les résultats expérimentaux des essais au marteau de choc sur la poutre non endommagée. Une autre stratégie proposée est d'évaluer une base modale analytique approchée du système. En effet, le système poutre sur appuis élastiques avec des masses additionnelles ne possède pas de réponse analytique. C'est pourquoi, il a été proposé de décomposer le système complet en  $n_s$  sous-systèmes possédant des réponses analytiques. Après avoir évalué les fréquences et modes propres des sous-systèmes (Karnovsky and Lebed, 2000), il suffit de les recombinaison afin d'avoir une approximation des réponses modales pour le système complet.

Pour les fréquences, les stratégies de (Dunkerley, 1893) et (Low, 2000) ont été considérées pour définir la formule en équation (2),

$$\frac{1}{\omega_i^2} = \left[ \sum_{k=1}^{n_s} \frac{1}{\omega_{k,i}^2} \right] - (n_s - 1) \frac{1}{\omega_{psa,i}^2} \quad (2)$$

avec  $\omega_i$ ,  $\omega_{k,i}$  et  $\omega_{psa,i}$  les fréquences propres associées au mode  $i$  du système complet, du  $k^{\text{ème}}$  sous-système et de la poutre simplement appuyée.

Pour les modes propres, on considère une combinaison linéaire des modes propres des sous-systèmes (3),

$$\underline{\phi}_i = \sum_{k=1}^{n_s} a_k \times \underline{\phi}_{k,i} \quad (3)$$



avec  $\underline{\phi}_i$  et  $\underline{\phi}_{k,i}$  les modes propres associés au mode  $i$  du système complet et du  $k^{\text{ème}}$  sous-système. Les coefficients  $a_k$  sont déterminés par minimisation du quotient de Rayleigh. Puis la base est orthonormée grâce à l'orthonormalisation de Gram-Schmidt.

Le **TABLEAU 1** compare en particulier les fréquences propres des trois premiers modes de la poutre obtenues avec les données expérimentales et l'approximation analytique. Pour les deux premiers modes, on a une très bonne équivalence. Pour le troisième mode, la comparaison est plus difficile car la fréquence expérimentale se situe aux limites du banc d'essai donc la confiance sur cette valeur n'est pas très élevée. Pour les modes propres, on observe également une bonne équivalence entre les données expérimentales et analytiques.

**TABLEAU 1. Comparaison des fréquences propres obtenues expérimentalement et avec la méthode analytique approchée proposée**

Mode	Fréquence expérimentale [Hz]	Fréquence analytique approchée [Hz]	Écart [%]
1	6.99 Hz	7.18 Hz	+2.7%
2	22.6 Hz	22.9 Hz	+1.3%
3	57.6 Hz	45.3 Hz	-21%

Puisque nous avons déterminé la base modale de la poutre, il est désormais possible de décomposer le champ de déplacement sur la base modale du système poutre (4),

$$\underline{U} = \sum_{i=1}^N \alpha_i \underline{\phi}_i \quad (4)$$

avec  $\alpha_i$  le déplacement généralisé associé au mode  $i$  et  $N$  le nombre de modes considérés. Puis, en projetant l'équation (1) sur le mode 1, représentant 89.6% de la masse totale effective de la poutre, on obtient l'équation (5) du système à un DDL équivalent au problème poutre.

$$m_1 \ddot{\alpha}_1 + c_1 \dot{\alpha}_1 + \frac{d\Psi_1}{d\alpha_1} = -L_1 \cdot \ddot{u}_g \quad (5)$$

avec  $m_1 = \underline{\phi}_1^T \cdot \underline{M} \cdot \underline{\phi}_1$  et  $c_1 = \underline{\phi}_1^T \cdot \underline{C} \cdot \underline{\phi}_1$  les masse et amortissement modaux associés au mode 1.  $\Psi_1$  est l'énergie libre de Helmholtz associée au mode 1. Enfin,  $\ddot{u}_g$  est l'accélération sismique et  $L_1$  est un coefficient associé au mode 1 prenant en compte la direction de l'accélération sismique et la masse. L'objectif de la section suivante sera donc d'identifier un modèle d'amortissement en résolvant l'équation (5).

### III. IDENTIFICATION D'UN MODELE D'AMORTISSEMENT

Dans l'objectif de proposer un modèle d'amortissement actualisé à l'échelle locale pour les poutres en béton armé soumises à des chargements dynamiques, une méthode d'identification de l'amortissement dans le domaine temporelle et inspirée de (Demarie and Sabia, 2011) est développée.

*A. Méthode d'identification*

Une première étape consiste à projeter le signal sismique ainsi que les réponses expérimentales à identifier sur le premier mode de la poutre. Puis, les données sont décomposées en  $n_w$  fenêtres de longueur  $T_w$ . Ces fenêtres se superposent avec une longueur de superposition  $\delta T_w$ , donc l'intervalle de temps associé à la fenêtre  $w$  est  $t \in [(w - 1)(T_w - \delta T_w), w(T_w - \delta T_w) - \delta T_w[$ . Sur chaque fenêtre, une fonction de minimisation est utilisée pour identifier les paramètres (amortissement et fréquence). La fonction de minimisation est définie comme l'erreur donnée en équation (6) entre la fonction à identifier  $\mathcal{F}_{id,w}(t)$  (7) et la fonction calculée  $\mathcal{F}_{c,w}(t)$  (8) sur la fenêtre  $w$ . L'erreur choisie en équation (6) correspond à la métrique de Russel en amplitude (Russell, 1997a, 1997b).

$$\varepsilon_{id,w} = \frac{1}{N_f} \sum_{i=1}^{N_f} \left[ \text{sign} \left( \frac{\Psi_{\mathcal{F}_{id,w} \mathcal{F}_{id,w}}^{(i)} - \Psi_{\mathcal{F}_{c,w} \mathcal{F}_{c,w}}^{(i)}}{\sqrt{\Psi_{\mathcal{F}_{id,w} \mathcal{F}_{id,w}}^{(i)} \cdot \Psi_{\mathcal{F}_{c,w} \mathcal{F}_{c,w}}^{(i)}}} \right) \times \log_{10} \left( 1 + \left| \frac{\Psi_{\mathcal{F}_{id,w} \mathcal{F}_{id,w}}^{(i)} - \Psi_{\mathcal{F}_{c,w} \mathcal{F}_{c,w}}^{(i)}}{\sqrt{\Psi_{\mathcal{F}_{id,w} \mathcal{F}_{id,w}}^{(i)} \cdot \Psi_{\mathcal{F}_{c,w} \mathcal{F}_{c,w}}^{(i)}}} \right| \right) \right] \quad (6)$$

avec  $N_f = 3$  le nombre de termes dans  $\mathcal{F}_{id,w}$  et  $\mathcal{F}_{c,w}$ ,  $\Psi_{\mathcal{F}_{id,w} \mathcal{F}_{id,w}}^{(i)} = \frac{1}{N_{t,w}} \sum_{t=1}^{N_{t,w}} \mathcal{F}_{id,w}^{(i)}(t)^2$ ,  $\Psi_{\mathcal{F}_{c,w} \mathcal{F}_{c,w}}^{(i)} = \frac{1}{N_{t,w}} \sum_{t=1}^{N_{t,w}} \mathcal{F}_{c,w}^{(i)}(t)^2$  et  $N_{t,w}$  le nombre de pas de temps dans la fenêtre d'étude  $w$ .

$$\mathcal{F}_{id,w}(t) = \begin{bmatrix} \alpha_{1,w}^{exp}(t) \\ \dot{\alpha}_{1,w}^{exp}(t) \\ \ddot{\alpha}_{1,w}^{exp}(t) \end{bmatrix} \quad (7)$$

$$\mathcal{F}_{c,w}(t) = \begin{bmatrix} \alpha_{1,w}(t) \\ \dot{\alpha}_{1,w}(t) \\ \ddot{\alpha}_{1,w}(t) \end{bmatrix} \quad (8)$$

Les grandeurs  $\alpha_{1,w}^{exp}(t)$ ,  $\dot{\alpha}_{1,w}^{exp}(t)$  et  $\ddot{\alpha}_{1,w}^{exp}(t)$  correspondent aux déplacement, vitesse et accélération expérimentaux projetés et  $\alpha_{1,w}(t)$ ,  $\dot{\alpha}_{1,w}(t)$  et  $\ddot{\alpha}_{1,w}(t)$  correspondent aux déplacement, vitesse et accélération calculés en résolvant l'équation (5) pour une fréquence et un taux d'amortissement donnés.

Le critère de convergence considéré pour la méthode de minimisation est basé sur l'écart des erreurs d'une itération à l'autre. Si cet écart est inférieur à  $10^{-6}$ , on considère que le calcul a convergé.

Deux modèles de comportement de poutre sont utilisés pour l'identification : (i) un modèle linéaire par partie, et (ii) un modèle non-linéaire. Ces deux stratégies sont présentées dans les parties suivantes.

*B. Modèle linéaire par partie*

Dans le modèle linéaire par partie, on considère un comportement linéaire sur chaque fenêtre. Donc l'équation (5) peut être réécrite sur la fenêtre  $w$  avec  $t \in [(w - 1)(T_w - \delta T_w), w(T_w - \delta T_w) - \delta T_w[$  (9),

$$\ddot{\alpha}_{1,w} + [4\pi\xi_{1,w}f_{1,w}]\dot{\alpha}_{1,w} + [2\pi f_{1,w}]^2 \alpha_{1,w} = -L_1 \cdot \ddot{u}_{g,w} \quad (9)$$

avec  $\xi_{1,w} = \xi_1(t) \forall t \in [(w - 1)(T_w - \delta T_w), w(T_w - \delta T_w) - \delta T_w[$  le taux d'amortissement à identifier sur la fenêtre  $w$  et  $f_{1,w} = \text{cste} \forall t \in [(w - 1)(T_w - \delta T_w), w(T_w - \delta T_w) - \delta T_w[$  la fréquence à identifier sur la fenêtre  $w$ .

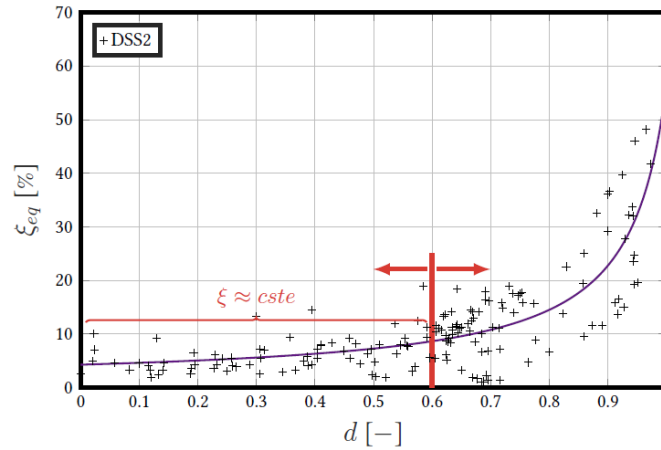
La méthode proposée d'identification de l'amortissement est appliquée à partir d'un essai dynamique. Il s'agit du premier signal dynamique appliqué à la poutre et endommageant celle-ci.

La comparaison des réponses dynamiques (déplacement, vitesse et accélération) identifiées et expérimentales ont montré les bonnes performances de la méthode. Des taux d'amortissement  $\xi_{1,w}$  et des fréquences  $f_{1,w}$  ont donc été identifiés au cours du temps. À partir des fréquences, un paramètre d'endommagement  $d_w$  a été défini en équation (10),

$$d_w = 1 - \left( \frac{\omega_{1,w}}{\omega_0} \right)^2 \quad (10)$$

avec  $\omega_{1,w} = 2\pi f_{1,w}$  la pulsation propre de la poutre sur la fenêtre  $w$  et  $\omega_0$  la pulsation propre de la poutre non endommagée.

La **FIGURE 4** présente alors l'évolution du taux d'amortissement en fonction du paramètre d'endommagement défini. Malgré une certaine dispersion des résultats, il est possible d'identifier une tendance globale. En particulier, on peut remarquer que pour un niveau d'endommagement inférieur à  $d = 0.6$ , il est possible de considérer un amortissement constant. En revanche, pour des niveaux d'endommagement plus forts, cette approximation généralement faite en ingénierie s'avère non réaliste. Une actualisation de l'amortissement est alors nécessaire et elle peut être faite avec la forme proposée en équation (11).



**FIGURE 4.** Évolution du taux d'amortissement  $\xi_{eq}$  en fonction de la perte de rigidité (modèle linéaire par partie)

$$\xi_{eq, ratio}(d) = \xi_{el} + \frac{-252 \times d + 284}{d^2 - (5.08 \times 10^3) \times d + (4.81 \times 10^3)} \quad (11)$$

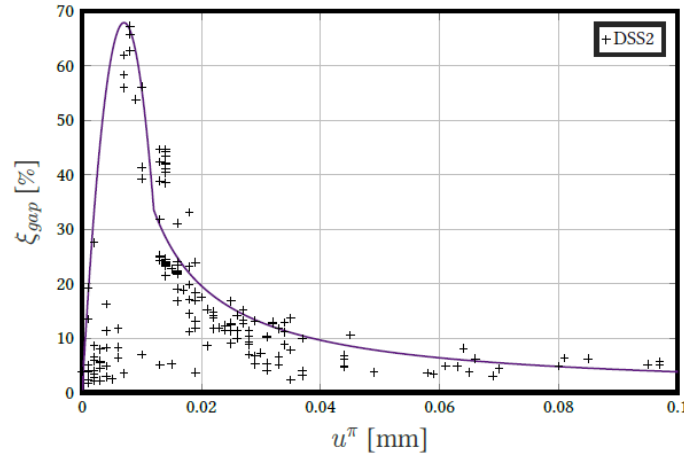
### C. Modèle non-linéaire

La deuxième stratégie consiste à utiliser un modèle non-linéaire prenant en compte les phénomènes dissipatifs du béton armé. C'est le cas du modèle IDEFIX développé par (Heitz et al., 2019) et utilisé pour cette analyse. L'énergie libre de Helmholtz est alors définie par le modèle non-linéaire et l'équation (5) devient (12),

$$\ddot{\alpha}_{1,w} + [4\pi\xi_{1,w}f_1^0]\dot{\alpha}_{1,w} + \frac{d\Psi_{1,w}}{d\alpha_{1,w}} = -L_1 \cdot \ddot{u}_{g,w} \quad (12)$$

avec  $\xi_{1,w} = \xi_1(t) \forall t \in [(w-1)(T_w - \delta T_w), w(T_w - \delta T_w) - \delta T_w]$  le taux d'amortissement à identifier sur la fenêtre  $w$ . Dans ce cas, il n'y a plus de fréquence à identifier puisque les non-linéarités sont prises en compte dans le modèle non-linéaire macroscopique. Le modèle IDEFIX caractérise les

phénomènes d'endommagement, de frottement et unilatéral. Le phénomène le plus influent étant le frottement, on a utilisé la variable interne associée à ce phénomène pour proposer un modèle d'amortissement comme présenté dans la **FIGURE 5**. On remarque que pour de faibles valeurs de frottement, peu d'énergie est dissipée et donc il est nécessaire de compenser ce manque avec l'amortissement  $\xi_{gap}$  (équation (14)). En revanche, plus les fissures s'ouvrent et plus on a de dissipation par frottement donc moins il est nécessaire de rajouter des dissipations visqueuses. L'expression du modèle d'amortissement est définie en équation (13).



**FIGURE 5.** Évolution du taux d'amortissement en fonction de la variable interne de frottement (modèle non-linéaire IDEFIX)

$$\begin{cases} \xi_{gap}(u^\pi) = (-1.37 \times 10^6) \times |u^\pi|^2 + (-1.92 \times 10^4) \times |u^\pi| + 0.5, & \forall |u^\pi| \leq 0.012 \text{ mm} \\ \xi_{gap}(u^\pi) = \frac{0.377}{|u^\pi| - (7.42 \times 10^{-4})}, & \forall |u^\pi| \geq 0.012 \text{ mm} \end{cases} \quad (13)$$

#### D. Conclusion

En conclusion, la méthode d'identification de l'amortissement s'est avérée performante pour proposer deux modèles d'amortissement :

- Avec le modèle linéaire par partie, on a pu proposer un modèle de taux d'amortissement équivalent  $\xi_{eq}$  pouvant être utilisé dans le cas d'analyses linéaires afin de modéliser les dissipations,
- Avec le modèle non-linéaire IDEFIX, il est possible d'avoir une représentation plus physique de l'amortissement en le décomposant comme dans l'équation (14) entre les dissipations associées au modèle matériau non-linéaire «  $\xi_{modèle}$  » et un taux d'amortissement supplémentaire  $\xi_{gap}$ , défini à partir du niveau de non-linéarités dans le matériau et représentant les phénomènes non modélisés dans le modèle non-linéaire,

$$\xi_{physique} = \xi_{modèle} + \xi_{gap} \quad (14)$$

Les deux modèles ont par la suite été appliqués sur d'autres données expérimentales et se sont avérés performants. En particulier, on peut observer que l'utilisation du modèle non-linéaire IDEFIX permet une meilleure caractérisation des énergies dissipées aux échelles globale et locale.

#### IV. CONCLUSIONS

Dans cet article ont été proposés une méthode analytique approchée permettant d'évaluer la base modale d'un système complexe, et une méthode d'identification de l'amortissement dans le domaine temporel. Toutes les analyses ont été réalisées à partir des données d'une campagne expérimentale réalisée sur des poutres en béton armé. L'objectif était de proposer un modèle d'amortissement actualisé en se basant sur les phénomènes non-linéaires du béton. En effet, au cours des essais, les armatures sont restées dans leur comportement élastique, c'est pourquoi nous nous sommes focalisés sur le béton. Cependant, il pourrait se passer des phénomènes à l'interface entre l'acier et le béton (frottement), ce qui nécessiterait d'être étudié dans une nouvelle étude.

Les deux modèles d'amortissement identifiés dans la section III. se sont avérés performants lors de leur utilisation dans des analyses dynamiques non-linéaires. C'est pourquoi, par la suite, nous sommes repassés à l'échelle de la poutre afin de proposer un modèle d'amortissement actualisé à l'échelle locale pour des calculs dynamiques non-linéaires à plusieurs DDLs. Une stratégie d'actualisation de la matrice d'amortissement a été développée en se basant sur les formes des modèles identifiés. Puis, les résultats des analyses dynamiques avec les modèles actualisés ont été comparées aux réponses numériques des matrices d'amortissement de type Rayleigh classiquement utilisées en ingénierie. En termes de réponses dynamiques, les comparaisons avec les données expérimentales se sont avérées concluantes. Cependant, c'est principalement sur les représentations énergétiques que les modèles actualisés sont apparus plus performants que les matrices de type Rayleigh. En particulier, le frottement étant le phénomène dissipant le plus d'énergie, il est important de le considérer pour réaliser les actualisations et améliorer les réponses énergétiques.

#### V. REFERENCES

- Bernal, D., 1994. Viscous damping in inelastic structural response. *J. Struct. Eng.* 120, 1240–1254.
- Blandon, C.A., Priestley, M.J.N., 2005. Equivalent viscous damping equations for direct displacement-based design. *J. Earthq. Eng.* 9, 257–278. <https://doi.org/10.1142/S1363246905002390>
- Carr, A.J., Puthanpurayil, A.M., Lavan, O., Dhakal, R.P., 2017. Damping models for inelastic time history analysis: a proposed modelling approach. Presented at the 16th World Conference on Earthquake, 16WCEE 2017, Santiago, Chile.
- Caughey, T.K., 1960. Classical normal modes in damped linear dynamic systems. *J. Appl. Mech.* 27, 269–271. <https://doi.org/10.1115/1.3643949>
- Caughey, T.K., O'Kelly, M.E.J., 1965. Classical normal modes in damped linear dynamic systems. *J. Appl. Mech.* 32, 583–588. <https://doi.org/10.1115/1.3627262>
- Chambreuil, C., Giry, C., Ragueneau, F., Léger, P., 2021. Seismic energy dissipation in reinforced concrete beam: investigating damping formulations. *Eur. J. Environ. Civ. Eng.* 1–27. <https://doi.org/10.1080/19648189.2021.2009380>
- Daneshjoo, F., Gharighoran, A., 2006. Experimental investigation of damping in cracked concrete beams usable in bridges (beam-slab). Presented at the International Conference on Bridge Engineering, Hong Kong, China. <https://doi.org/10.13140/RG.2.1.2997.2567>

- Demarie, G.V., Sabia, D., 2011. Non-linear damping and frequency identification in a progressively damaged R.C. element. *Exp. Mech.* 51, 229–245. <https://doi.org/10.1007/s11340-010-9360-4>
- Dunkerley, S., 1893. On the whirling and vibration of shafts. *Proc. R. Soc. Lond.* 54, 365–370.
- Heitz, T., Giry, C., Richard, B., Ragueneau, F., 2019. Identification of an equivalent viscous damping function depending on engineering demand parameters. *Eng. Struct.* 188, 637–649. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.03.058>
- Heitz, T., Le Maout, A., Richard, B., Giry, C., Ragueneau, F., 2018. Dissipations in reinforced concrete components: Static and dynamic experimental identification strategy. *Eng. Struct.* 163, 436–451. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.02.065>
- Jacobsen, L.S., 1960. Damping in composite structures. II WCEE Tokyo 1960.
- Karnovsky, I.A., Lebed, O.I., 2000. Formulas for structural dynamics: tables, graphs, and solutions, McGraw Hill Professional. McGraw Hill Professional.
- Low, K.H., 2000. A modified Dunkerley formula for eigenfrequencies of beams carrying concentrated masses. *Int. J. Mech. Sci.* 42, 1287–1305. [https://doi.org/10.1016/S0020-7403\(99\)00049-1](https://doi.org/10.1016/S0020-7403(99)00049-1)
- Puthanpurayil, A.M., Carr, A.J., Dhakal, R.P., 2018. Application of nonlocal elasticity continuum damping models in nonlinear dynamic analysis. *Bull. Earthq. Eng.* 16, 6269–6297. <https://doi.org/10.1007/s10518-018-0412-y>
- Puthanpurayil, A.M., Lavan, O., Carr, A.J., Dhakal, R.P., 2016. Elemental damping formulation: an alternative modelling of inherent damping in nonlinear dynamic analysis. *Bull. Earthq. Eng.* 14, 2405–2434. <https://doi.org/10.1007/s10518-016-9904-9>
- Rayleigh, J.W.S.B., 1896. *The theory of sound - Volume II.* Macmillan, New York, United States.
- Rayleigh, J.W.S.B., 1877. *The theory of sound - Volume I.* Macmillan, New York, United States.
- Richard, B., Ragueneau, F., 2013. Continuum damage mechanics based model for quasi brittle materials subjected to cyclic loadings: Formulation, numerical implementation and applications. *Eng. Fract. Mech.* 98, 383–406. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2012.11.013>
- Russell, D.M., 1997a. Error measures for comparing transient data: Part I: Development of a comprehensive error measure. Presented at the Proceedings of the 68th Shock and Vibration Symposium, SAVIAC, Arvonnia, VA, Hunt Valley, MD, pp. 175–184.
- Russell, D.M., 1997b. Error measures for comparing transient data: Part II: Error measures case study. Presented at the Proceedings of the 68th Shock and Vibration Symposium, SAVIAC, Arvonnia, VA, Hunt Valley, MD, pp. 185–198.
- Voltaire, F., 2019. Modélisation de l'amortissement dans les structures en béton armé sous séisme. Presented at the 10ème Colloque National AFPS 2019, Strasbourg, France.
- Wilson, E.L., Penzien, J., 1972. Evaluation of orthogonal damping matrices. *Int. J. Numer. Methods Eng.* 4, 5–10. <https://doi.org/10.1002/nme.1620040103>

# Une stratégie de modélisation multi-échelle de l'interface acier-béton pour le calcul de structures à grande échelle

Maryam TRAD<sup>1,2</sup>, Ibrahim BITAR<sup>1</sup>, Stéphane GRANGE<sup>2</sup>, Benjamin RICHARD<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Institut de Radioprotection et de Sûreté Nucléaire (IRSN), PSN-EXP/SES/LMAPS, B.P. 17 - 92262 Fontenay-aux-Roses Cedex, France

<sup>2</sup> Univ Lyon, INSA Lyon, GEOMAS, EA7495, 69621 Villeurbanne, France

**RESUME :** La caractérisation du comportement des structures en béton armé est un défi majeur, en particulier lorsque des sollicitations au-delà du niveau de dimensionnement sont considérées. Dans ce cas, des informations locales sur le comportement de fissuration du béton sont indispensables pour évaluer la performance structurale. Cela est particulièrement observé dans le cas où les ouvrages de génie civil présentent des exigences d'étanchéité. La prise en compte de l'interaction entre le béton et les armatures en acier dans les simulations numériques joue un rôle important dans l'estimation réaliste de la fissuration. Les approches existantes de modélisation numérique de cette interface acier-béton restent peu satisfaisantes principalement car elles demandent des temps de calcul élevés. Leur mise en œuvre à l'échelle d'un bâtiment industriel reste fastidieuse (Phan *et al.*, 2015). L'objectif de ce travail est de proposer une approche multi-échelle pour la modélisation de l'interface. Cette approche consiste à définir un macro-élément capable de reproduire le comportement de l'acier et de l'interface acier-béton reliés au moyen d'une densité de forces d'interface. La formulation de macro-éléments est fournie dans ce travail. Des études de cas sont également présentées pour démontrer la robustesse du modèle et sa capacité à reproduire le comportement expérimental d'un élément structural en béton armé.

**Mots-clefs** Interface acier-béton, macro-élément, condensation statique, béton armé, fissuration

## I. INTRODUCTION

Le fonctionnement mécanique du béton armé repose sur un transfert d'efforts entre l'acier et le béton via l'interface entre ces deux matériaux. Dès que les premières fissures apparaissent dans le béton, les propriétés de l'acier sont exploitées, à condition que l'interface acier-béton transmette les efforts internes correspondants. Cette interface est le lieu d'une série de phénomènes, notamment une redistribution des efforts au voisinage des fissures. La prise en compte de cette interface dans la modélisation numérique a une importance significative sur le processus de fissuration des structures en béton armé et sur la répartition spatiale des fissures. De plus, la dissipation d'énergie au sein de l'interface acier-béton constitue environ 15% de l'énergie matérielle dissipée (Aguilera, 2016).

Plusieurs modèles sont proposés dans la littérature dans différents cadres méthodologiques (éléments ressorts (Nilson, 1968), éléments joints (B. Richard *et al.*, 2010) (Gutiérrez *et al.*, 2018) (Abbas *et al.*, 2023), éléments enrichis (R. Gutiérrez *et al.*, 2018) ...) pour décrire l'interface entre l'acier et le béton. Ces modèles sont souvent intégrés dans des analyses détaillées (2D et 3D) afin

d'améliorer la prévision du comportement d'un élément structural. Une prise en compte de l'interface acier-béton à l'échelle d'un bâtiment industriel avec ce type d'approches reste toujours fastidieuse.

Le but de ce travail est de proposer une stratégie de modélisation représentative de l'interface acier-béton ayant le coût numérique le plus bas possible. Pour cela, une approche multi-échelle est proposée. Cette approche consiste à définir un macro-élément capable de reproduire le comportement de l'acier et de l'interface acier-béton reliés au moyen d'une densité d'efforts d'adhérence. Le macro-élément de (Sahyouni et al., 2022) initialement développé pour lier une inclusion rigide à un domaine de sol qui l'entoure est développé ici et adapté à la problématique de l'interface acier-béton. Cette approche est intégrée dans des calculs de structures 2D/3D.

La formulation du macro-élément est décrite dans cet article. Une application est présentée pour un essai d'un tirant en béton armé. Une comparaison entre les résultats de la simulation du comportement par macro-élément avec ceux obtenus avec des modèles d'interface de la littérature est présentée, montrant une plus grande robustesse du choix de macro-éléments. Cette application démontre la capacité du modèle à reproduire le comportement expérimental de fissuration d'un élément structural en béton armé.

## II. MACRO-ELEMENT : FORMULATION GENERALE

L'approche multi-échelle considérée consiste à définir un macro-élément à différentes échelles : une échelle globale et une échelle locale. L'échelle globale est celle de la structure en béton armé étudiée. Le macro-élément est considéré à cette échelle comme un élément fini à quatre nœuds. A l'échelle locale, un macro-élément est un assemblage de plusieurs éléments biphasiques représentant chacun une barre d'acier, une zone d'interface et des contraintes d'adhérence.

### A. Echelle globale : structure en béton armé

A cette échelle, la méthode des éléments finis classique est adoptée. La structure en béton armé est discrétisée en deux types d'éléments : des éléments de béton 2D/3D et des macro-éléments.

### B. Echelle locale : macro-élément

Un macro-élément est un assemblage d'éléments biphasiques. La formulation d'un élément biphasique est décrite ici dans un premier temps.

Soit  $H$  la longueur d'un élément biphasique.  $(E_i, S_i)$  et  $(E_s, S_s)$  définissent le module d'Young et la section pour les domaines d'interface et d'acier. Deux champs de déformation virtuels  $\varepsilon_s^*$  et  $\varepsilon_i^*$  sont associés à l'acier et à l'interface. Une contrainte de frottement  $\tau_i(y_s - y_i) = -\tau_s(y_s - y_i)$  est considérée entre les deux domaines comme une contribution externe.  $\tau_s$  représente les contraintes d'adhérence appliquées sur l'acier et  $\tau_i$  sont les contraintes appliquées sur le domaine d'interface. Ces contraintes sont des fonctions linéaires ou non linéaires qui dépendent du déplacement relatif  $(y_s - y_i)$  entre l'acier et l'interface. Des forces externes supplémentaires peuvent être appliquées dont le travail virtuel associé est ici appelé  $P_{ext}^*$ .



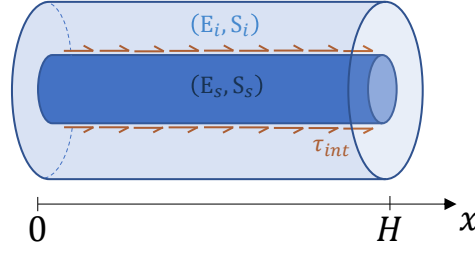


FIGURE 1. Deux domaines de l'élément biphasique avec des contraintes de cisaillement  $\tau_{int}$  entre les deux domaines.

Le principe des puissances virtuelles décrit l'égalité entre les puissances virtuelles  $P_{int}^*$  et  $P_{ext}^*$  des forces internes et externes de l'élément biphasique.

$$P_{int}^* = P_{ext}^* : \int_0^H (\varepsilon_s^* S_s \sigma_s (\varepsilon_s) + \varepsilon_i^* E_i S_i \varepsilon_i) dx + \int_0^H (y_s^* - y_i^*) \tau_i (y_s - y_i) dx = P_{ext}^* \quad (1)$$

Dans la version actuelle du modèle un comportement linéaire est associé à zone d'interface. La contrainte de cette zone est exprimée dans l'équation (1) étant égale à  $E_i \varepsilon_i$  (loi linéaire). D'autre part, l'acier peut avoir un comportement non linéaire. La contrainte de l'acier est égale à  $\sigma_s (\varepsilon_s)$  qui est une fonction linéaire ou non linéaire dépendant de la loi de comportement de l'acier.

Des éléments barres à trois nœuds sont utilisés en parallèle connectés via des forces d'adhérence. Cette discrétisation permet d'exprimer les déplacements d'un nœud  $i$  appartenant à l'interface et d'un nœud  $s$  appartenant à l'acier en fonction des vecteurs de déplacement élémentaires  $\mathbf{u}_i$  et  $\mathbf{u}_s$ .

$$y_s(x) = \mathbf{N}(x) \mathbf{u}_s ; y_i(x) = \mathbf{N}(x) \mathbf{u}_i \quad (2)$$

Les déformations  $\varepsilon_s$  et  $\varepsilon_i$  s'expriment en dérivant l'équation (2) :

$$\varepsilon_i(x) = \mathbf{B}(x) \mathbf{u}_i ; \varepsilon_s(x) = \mathbf{B}(x) \mathbf{u}_s \quad (3)$$

Le principe des puissances virtuelles s'exprime donc comme suit :

$$\int_0^H (\mathbf{u}_s^{*T} \mathbf{B}^T S_s \sigma_s (\mathbf{B} \mathbf{u}_s) + \mathbf{u}_i^{*T} \mathbf{B}^T E_i S_i \mathbf{B} \mathbf{u}_i) dx + \int_0^H (\mathbf{u}_i^* - \mathbf{u}_s^*)^T \mathbf{N}^T \tau_i (y_s - y_i) dx = P_{ext}^* \quad (4)$$

$\mathbf{u}_i^*$  et  $\mathbf{u}_s^*$  sont deux vecteurs de déplacement virtuels indépendants. Le champ de forces internes d'un élément biphasique  $\mathbf{p}^{el}$  comporte les contributions des deux éléments barres à trois nœuds (acier et interface) et des forces de frottement internes.

$$\mathbf{p}^{el} = \begin{bmatrix} \int_0^H \mathbf{B}^T S_s \sigma_s (\mathbf{B} \mathbf{u}_s) dx \\ \int_0^H \int_0^H \mathbf{B}^T E_i S_i \mathbf{B} \mathbf{u}_i dx \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \int_0^H -\mathbf{N}^T \tau_i (y_i - y_s) dx \\ \int_0^H \mathbf{N}^T \tau_i (y_i - y_s) dx \end{bmatrix} \quad (5)$$

La soustraction  $(y_i - y_s)$  est exprimée en fonction de  $\mathbf{u}_s$  et de  $\mathbf{u}_i$  comme suit :

$$y_i - y_s = [-N \quad N] \begin{bmatrix} \mathbf{u}_s \\ \mathbf{u}_i \end{bmatrix} = [-N \quad N] \mathbf{u}^{el} \quad (6)$$

L'équation (5) est dérivée par rapport à  $\mathbf{u}^{el}$  pour calculer la matrice de rigidité élémentaire  $\mathbf{k}_{bp}^{el}$  d'un élément biphasique.

$$\frac{\partial \mathbf{p}^{el}}{\partial \mathbf{u}^{el}} = \mathbf{k}_{bp}^{el} = \int_0^H \begin{bmatrix} \mathbf{B}^T \mathbf{C}_s S_s \mathbf{B} & 0 \\ 0 & \mathbf{B}^T E_i S_i \mathbf{B} \end{bmatrix} dx + \int_0^H \begin{bmatrix} -\mathbf{N}^T \\ \mathbf{N}^T \end{bmatrix} \frac{\partial \tau_i}{\partial (y_i - y_s)} [-N \quad N] dx \quad (7)$$

$\mathbf{C}_s$  est la matrice tangente la loi de comportement de l'acier.  $\frac{\partial \tau_i}{\partial (y_i - y_s)}$  est calculée en dérivant l'expression de la loi d'adhérence qui donne l'évolution de la contrainte d'adhérence  $\tau_i$  en fonction

du glissement  $(y_s - y_i)$ . La matrice de rigidité d'un macro-élément  $k_{bp}$  est assemblage des matrices élémentaires  $k_{bp}^{el}$  des éléments biphasiques. Le nombre d'éléments biphasiques pour chaque macro-élément est un paramètre d'entrée.

C. Couplage des échelles globale et locale

A l'échelle globale, le macro-élément (vu comme un élément à quatre nœuds) est assemblé avec des éléments 2D/3D de béton. La partie interface du macro-élément est parfaitement reliée au béton avec des relations cinématiques. L'acier est parfaitement relié au béton dans les directions transversales. Le long de la direction longitudinale par rapport au macro-élément, l'acier peut glisser par rapport à l'interface (et sera en interaction avec cette interface via les contraintes de frottement). Les maillages des macro-éléments et des éléments de béton peuvent être coïncidents ou non. Dans le cas où les deux types de maillages ne sont pas coïncidents des fonctions de forme  $N_i$  sont introduites pour établir les relations cinématiques de déplacements (figure 2).

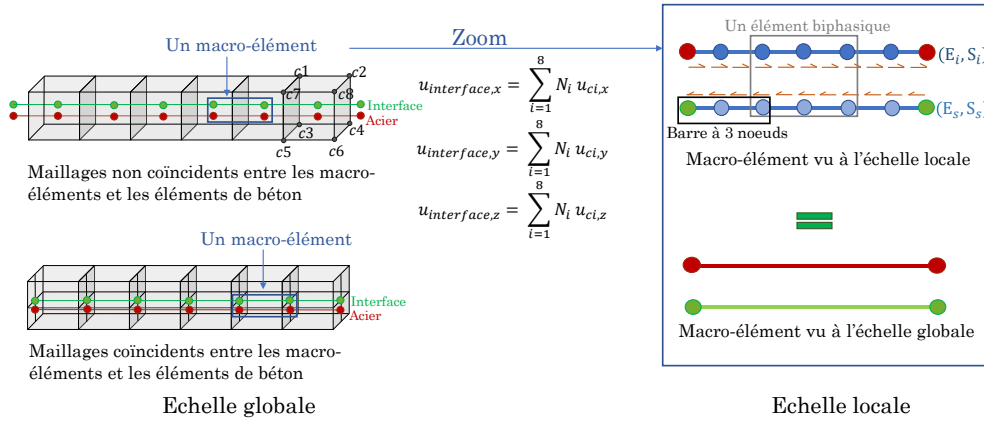


FIGURE 2. Echelles globale et locale de modélisation.

Pour résoudre l'équilibre interne, une technique de sous-structuration est utilisée. Celle-ci nécessite une condensation statique de la matrice de raideur pour la résolution. Pour un macro-élément, il est possible de définir un vecteur de degrés de liberté  $u_{tot}$ , tel que  $u_{tot}^T = [u_r \quad u_b]^T$ . Les indices  $r$  et  $b$  désignent les degrés de liberté internes et externes.  $u_b$  représente les degrés de liberté des quatre nœuds externes, et  $u_r$  est le vecteur des degrés de liberté des nœuds internes. Le vecteur des forces résistantes  $f_{tot}$  d'un macro-élément est un assemblage des vecteurs de forces internes élémentaires  $p^{el}$ . Il est possible de relier le vecteur d'incrément de déplacement  $du_{tot}$  au vecteur d'incrément de forces  $df_{tot}$  tel que :

$$k_{bp} du_{tot} = df_{tot} \tag{8}$$

$du_{tot}$  est constitué de deux parties complémentaires  $du_b$  et  $du_r$ .  $du_b$  est le vecteur rassemblant les valeurs incrémentales des degrés de liberté des quatre nœuds du bord du macro-élément.  $du_r$  rassemble les incréments des degrés de liberté internes de la discrétisation. Par conséquent, la matrice  $k_{bp}$  est composée de quatre sous-matrices  $k_{r,r}$ ,  $k_{r,b}$ ,  $k_{b,r}$ , et  $k_{b,b}$ . A convergence,  $df_{tot}$  est égale à zéro au niveau des nœuds internes du macro-élément. Ces nœuds ne sont pas visibles à l'échelle globale. Donc :

$$k_{b,r} du_r + k_{b,b} du_b = df_b ; k_{r,r} du_r + k_{r,b} du_b = 0 \tag{9}$$

$$(\mathbf{k}_{b,b} - \mathbf{k}_{b,r}\mathbf{k}_{r,r}^{-1}\mathbf{k}_{r,b})\mathbf{d}\mathbf{u}_b = \mathbf{d}\mathbf{f}_b ; \mathbf{k}_{em}\mathbf{d}\mathbf{u}_b = \mathbf{d}\mathbf{f}_b \quad (10)$$

$\mathbf{k}_{em}$  est la matrice de rigidité condensée du macro-élément. La résolution globale est réalisée avec un algorithme classique de Newton Raphson. Un algorithme de Newton Raphson complémentaire est utilisé au niveau local visant à résoudre l'équation (9). Cet algorithme local est appelé par l'algorithme global à chaque fois que la rigidité d'un macro-élément est calculée et à chaque fois que  $\mathbf{d}\mathbf{f}_b$  (considéré à l'échelle globale l'incrément du vecteur de forces internes du macro-élément) est calculé.

## II. APPLICATION : EXEMPLE D'UN TIRANT EN BETON ARME

Le modèle de macro-éléments est ici utilisé pour modéliser un tirant en béton armé. L'essai d'un tirant expérimentalement étudié par (Farra, 1995) est considéré.

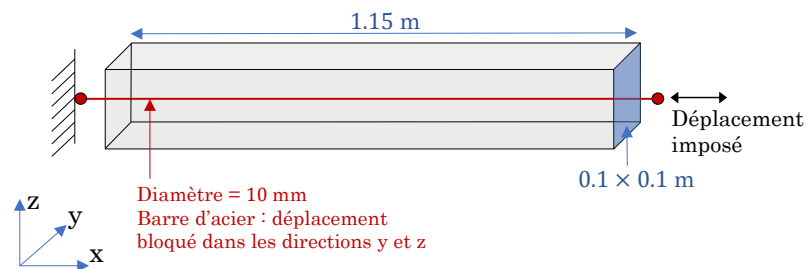
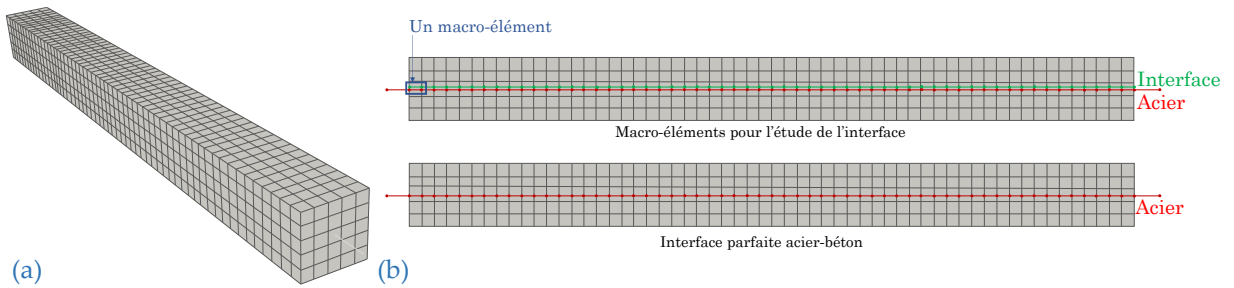


FIGURE 3. Description du tirant de (Farra 1995).

Cet essai a été modélisé par (Torre-Casanova, 2012) et (Mang, 2015). Le but ici est de tester la possibilité de reproduire le comportement expérimental du tirant avec le modèle à macro-éléments. La figure 3 illustre la géométrie et les conditions aux limites du tirant. Deux types de simulations sont réalisés : l'un avec un comportement linéaire affecté au béton et l'autre avec un comportement non linéaire. Pour chaque type de simulations, les options d'adhérence parfaite acier-béton et d'adhérence imparfaite sont testées.

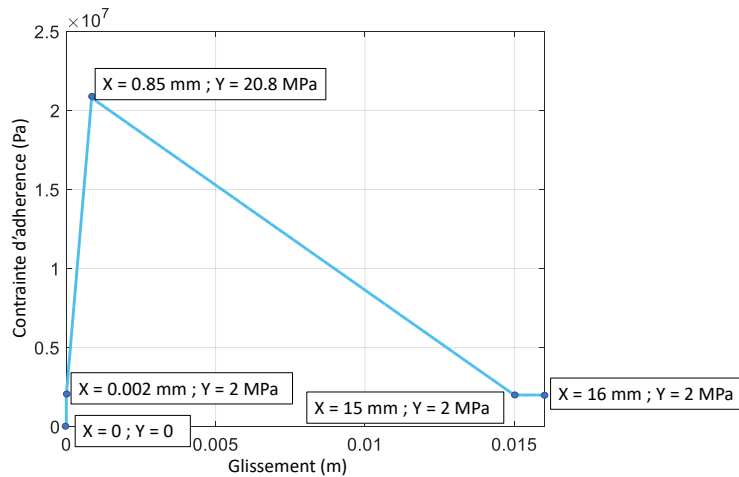
### A. Simulations avec un comportement linéaire de béton

Pour ce type de simulation, un comportement linéaire est associé au béton, le but étant de concentrer l'étude sur la prise en compte (ou non) d'un comportement non linéaire de l'interface. Les maillages montrés sur la figure 4 sont considérés. Le béton est maillé avec des éléments finis volumiques à 8 nœuds chacun. Chaque macro-élément est discrétisé en 2 éléments biphasiques. Pour l'option d'adhérence parfaite, des éléments barres sont utilisés pour mailler l'acier. Des relations cinématiques de déplacement imposent une adhérence parfaite acier-béton. L'option de comportement non linéaire de l'interface est réalisée en reliant des macro-éléments aux éléments volumiques de béton.



**FIGURE 4.** Simulations avec un comportement linéaire de béton : maillage 3D (a) ; section longitudinale dans le maillage du tirant étudié (b).

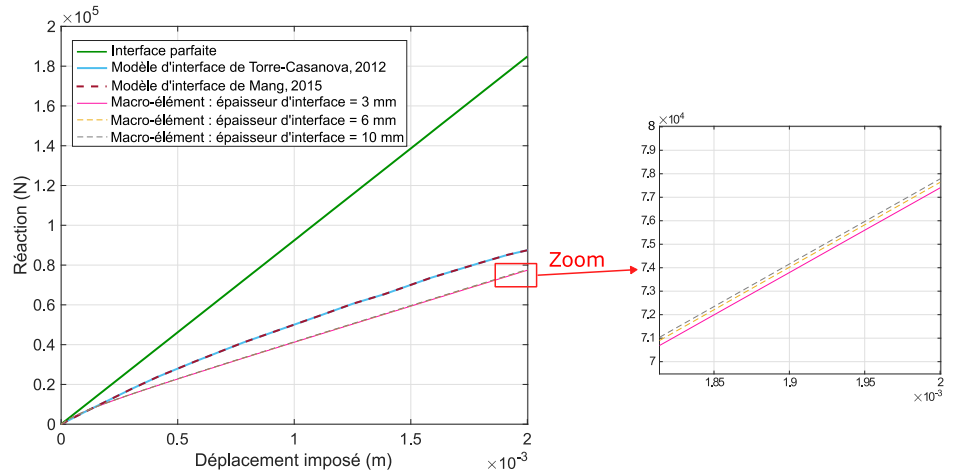
Expérimentalement, l’acier se plastifie à la fin de l’essai. L’intérêt ici est d’étudier la phase de fissuration de béton durant laquelle le comportement de l’acier est linéaire. Une loi de comportement linéaire est associée à l’acier avec un module d’Young égal à 200 GPa. Pour le béton, une loi linéaire avec un module d’Young de 30,4 GPa et un coefficient de Poisson de 0,22 est utilisée. La loi d’adhérence non linéaire de l’interface est celle illustrée sur la figure 5. Les différents couples de valeurs de la figure 5 sont reliés par des segments de droites.



**FIGURE 5.** Loi non linéaire d’adhérence.

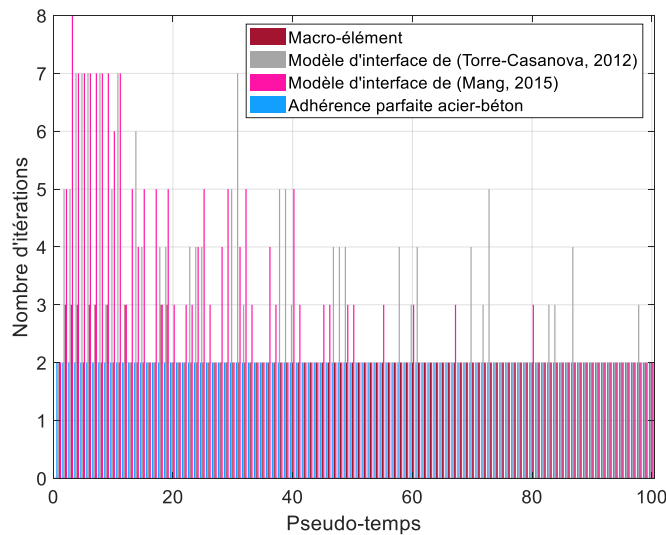
La Figure 6 montre différentes courbes de réaction pour une interface parfaite et une interface imparfaite pour plusieurs modèles d’interface. Les courbes associées aux modèles d’interface de (Torre-Casanova, 2012) et (Mang, 2015) sont présentées dans (Mang, 2015) pour des simulations identiques aux simulations réalisées ici (même maillage et même propriétés de matériaux).

La figure 6 montre également différentes courbes de réaction pour une interface imparfaite prise en compte au sein des macro-éléments avec différentes épaisseurs de la zone de gaine d’interface des macro-éléments. Les courbes obtenues avec différentes valeurs d’épaisseur sont très proches.



**FIGURE 6. Courbes de réaction.**

Le modèle de (Mang, 2015) est une extension du modèle de (Torre-Casanova, 2012), selon (Mang, 2015). Il est donc attendu d’observer des courbes superposées avec ces deux modèles. Les courbes obtenues avec le modèle à macro-éléments sont légèrement plus atténuées que les courbes obtenues par les modèles de (Torre-Casanova, 2012) et (Mang, 2015) pour une même loi d’adhérence. Etant donné que les conditions de simulations sont les mêmes pour les différents modèles d’interface, une comparaison du nombre d’itérations nécessaire à la convergence de l’algorithme de résolution de Newton-Raphson global est possible (figure 7). La figure 7 démontre la robustesse numérique du modèle de macro-éléments par rapport aux modèles d’interface de (Torre-Casanova, 2012) et de (Mang, 2015).



**FIGURE 7. Nombre d’itérations en fonction du pseudo-temps pour différents modèles d’interface.**

Pour le modèle à macro-éléments qui sous-structure la résolution, le nombre d’itérations globales ne dépasse pas trois. Des itérations locales à l’échelle locale du macro-élément accélèrent la convergence globale. Une seule itération locale est souvent suffisante avec un maximum de trois itérations. Ces itérations locales sont peu coûteuses par rapport aux itérations à l’échelle globale.

### B. Simulations avec un comportement non linéaire de béton

Pour ces simulations, la loi de comportement d'endommagement de Mazars (voir (Mazars, 1984) pour la description de la loi) régularisée en énergie selon Hillerborg est ici utilisée (Hillerborg et al., 1976). Le tableau 1 résume les valeurs des paramètres de cette loi.

**TABLEAU 1. Paramètres de la loi de Mazars.**

Paramètre	Résistance à la traction	Déformation seuil	Paramètres de la loi Mazars					Energie de fissuration
Symbole	$f_t$	$\varepsilon_{d0}$	$A_t$	$B_t$	$A_c$	$B_c$	$\beta$	$G_f$
Valeur	2,6 MPa	$8,5526 \times 10^{-5}$	-	Régularisé	1,2	700	1,06	$150 \text{ J/m}^2$

Le paramètre  $A_t$  qui caractérise la loi locale de Mazars n'est pas utilisé pour la loi régularisée.

La loi de Mazars (Mazars, 1984) définit une déformation équivalente tel que :

$$\varepsilon_{eq} = \sqrt{\langle \boldsymbol{\varepsilon} \rangle_+ : \langle \boldsymbol{\varepsilon} \rangle_+} \quad (12)$$

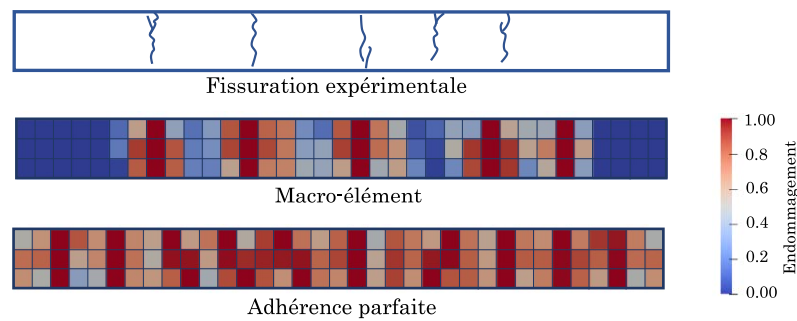
$\langle \boldsymbol{\varepsilon} \rangle_+$  étant la partie positive de la matrice des déformations  $\boldsymbol{\varepsilon}$ . Le critère d'endommagement de la loi compare la déformation équivalente  $\varepsilon_{eq}$  à la déformation seuil  $\varepsilon_{d0}$ . Une fois la déformation équivalente  $\varepsilon_{eq}$  atteint le seuil  $\varepsilon_{d0}$ , le béton commence à s'endommager. Au début de l'essai étudié, les contraintes dans le béton sont constantes dans une zone centrale (le long du tirant sauf des longueurs de redistribution des contraintes entre l'acier et le béton à ses extrémités). Pour cela il est intéressant d'affecter une variabilité à la déformation seuil pour représenter le comportement expérimental de béton qui fissure en premier dans ses zones de faiblesse.

Une distribution aléatoire de la déformation seuil  $\varepsilon_{d0}$  est considérée avec une loi Gaussienne de moyenne égale à  $8,5526 \times 10^{-5}$  et un coefficient de variation de 5%. Ce paramètre de déformation seuil varie donc entre les valeurs de  $7,8 \times 10^{-5}$  et  $9,3 \times 10^{-5}$ . Cette distribution aléatoire suit une loi de covariance exponentielle. La méthode des bandes tournantes est utilisée pour générer la distribution avec une longueur de corrélation égale à la taille des éléments finis. Cette taille est calculée égale à la racine cubique du volume de l'élément.

Cette approche d'association de variabilité au seuil de déformation est utilisée dans (Mang, 2015) pour modéliser l'essai du tirant de (Farra, 1995), avec un coefficient de variation de 5%.

Une approche similaire est réalisée dans (Matallah et al., 2010). On associe une variabilité au module d'Young (un coefficient de variation de 3% est utilisé) et on calcule le seuil de déformation étant égal au module d'Young multiplié par la résistance à la traction du béton. Cela revient à associer une variabilité au seuil de déformation.

Un maillage de béton avec  $3 \times 3$  éléments dans la section et 35 éléments le long du tirant est utilisé. Chaque macro-élément est discrétisé en 5 éléments biphasiques. La figure 8 compare le chemin de fissuration expérimental au résultat numérique de distribution d'endommagement.



**FIGURE 8.** Comparaison du chemin de fissuration expérimental à la distribution de l'endommagement dans le béton pour des hypothèses d'interface acier-béton parfaite et imparfaite.

La figure 8 montre l'importance de la prise en compte du comportement de l'interface acier-béton dans les simulations des éléments en béton armé pour mieux estimer le nombre des fissures et leur espacement. En effet, la distribution de l'endommagement dans le volume de béton représente mieux les faciès de fissuration expérimentale pour la simulation où le comportement non linéaire de l'interface est pris en compte.

Il est intéressant de mentionner ici qu'une modélisation plus fine du tirant représentant les crénelures de l'acier (Abbas et *al.* 2023) et la présence d'un pré-endommagement dû aux déformations différées entre le béton et l'acier (Pons et Torrenti, 2008) donne une meilleure représentation de la fissuration. Pourtant, l'objectif de cet exemple de modélisation est de valider le modèle de macro-éléments, de démontrer sa robustesse numérique, et de mettre en valeur l'importance de la modélisation du comportement non linéaire de l'interface acier-béton.

## CONCLUSIONS

Dans ce travail, une approche de modélisation de l'interface acier-béton est proposée. Cette approche multi-échelle consiste à définir des macro-éléments capables de représenter le comportement de l'acier, d'une zone d'interface et des contraintes d'adhérence entre l'acier et l'interface. Le macro-élément est défini à l'échelle globale de la structure en béton armé. Une échelle locale est définie afin de réaliser une discrétisation interne au niveau du macro-élément, indépendamment de la taille du maillage global. Une technique de condensation statique est utilisée pour coupler les deux échelles. Une application est présentée pour modéliser un essai d'un tirant. Cette application démontre la robustesse numérique du macro-élément par rapport à des approches de modélisation de l'interface acier-béton de la littérature (Torre Casanova, 2012) (Mang, 2015) et justifie l'importance de la prise en compte de cette interface sur l'évaluation de la fissuration. La suite de ce travail consistera à discrétiser les zones d'acier et d'interface du macro-élément avec des éléments poutres au lieu de choisir des éléments barres. Cela permettra d'ajouter des contraintes entre les deux domaines perpendiculairement à la direction du macro-élément, calculées à l'aide d'une loi de comportement qui définit des contraintes normales en fonction d'un déplacement relatif dans la direction normale (voir (Murcia-Delso et Benson Shing, 2015)).

## REFERENCES

A. Casanova. (2012). Prise en compte de la liaison acier-béton pour le calcul de structures industrielles. *Thèse, Ecole normale supérieure de Cachan.*

- A. Hillerborg, M. Modéer, P.E. Petersson. (1976). Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement and Concrete Research*, 6(6), 773-781. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(76\)90007-7](https://doi.org/10.1016/0008-8846(76)90007-7)
- A. H. Nilson. (1968). Nonlinear analysis of reinforced concrete by the finite element method. *Journal Proceedings*, 65(9), 757-766. <https://doi.org/10.14359/7510>
- A. Sahyouni, S. Grange, L. Briançon, P. Burtin, J. Racinais, F. Prunier, B. Quandalle. (2022). Développement d'un macro-élément pour modéliser un massif renforcé par des inclusions rigides -étape 1, essai de chargement. *11  mes journées nationales de géotechnique et de géologie de d'ingénieur*.
- B. Farra. (1995). Influence de la résistance du b ton et de son adhérence avec l'armature sur la fissuration. *Thèse, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne*.
- B. Richard, F. Ragueneau, C. Cremona, L. Adelaide, J.L. Tailhana. (2010). A three-dimensional steel/concrete interface model including corrosion effects. *Engineering Fracture Mechanics*, 77(6), 951-973. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2010.01.017>
- B. Sanz, J. Planas, J. M. Sancho. (2018). Simulation of interface behavior between steel and concrete to study loss of bond due to reinforcement corrosion. *Computational Modelling of Concrete Structures*, 785-793. <https://doi.org/10.1201/9781315182964-92>
- C. Mang. (2015). Modélisation de la liaison acier-béton dans le calcul de structures en béton armé. *Thèse, Université Paris Ouest*.
- G. Pons, et J.M. Torrenti. (2008). Le retrait et le fluage. *Ed. Presse des Ponts et Chaussées*, 5.
- J. Mazars. (1984). Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et   la rupture du b ton de structure. *Thèse, Université pierre et marie curie-paris 6*.
- J. Murcia-Delso , P. Benson Shing. (2015). Bond-slip model for detailed finite-element analysis of reinforced concrete structures. *Journal of Structural Engineering*, 141(4), 04014125. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001070](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001070)
- M. Abbas, B. Bary, L. Jason. (2023). A 3D mesoscopic frictional cohesive zone model for the steel-concrete interface. *International Journal of Mechanical Sciences*, 237, 107819. <https://doi.org/10.1016/j.ijmecsci.2022.107819>
- M.H. Aguilera. (2016). Un modèle global homogénéisé pour la fissuration des voiles en béton armé sous chargements sismiques. *Thèse, Ecole Centrale de Nantes*.
- M. Matallah, C. La Borderie, O. Maurel. (2010). A practical method to estimate crack openings in concrete structures. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 34(15), 1615-1633. <https://doi.org/10.1002/nag.876>



R. Gutiérrez, L. Stempniewski, W. Fleming. (2018). Modelling steel-concrete interaction using the extended finite element method. *Obras y Proyectos*, 24, 6–12. <http://dx.doi.org/10.4067/s0718-28132018000200006>

T.S. Phan, P. Rossi, J.L. Tailhan. (2015). Numerical modelling of the concrete/rebar bond. *Cement and Concrete Composites*, 59, 1-9. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2015.02.003>

# Modélisation du comportement non-linéaire des poutres hybrides Composites-Bois

DARWICH Hassan, GRAZIDE Cécile, JURKIEWIEZ Bruno

*Laboratoire des matériaux composites EA 7427, Université Claude Bernard Lyon 1, France*

**RESUME** Cet article présente les simulations numériques par éléments finis volumiques du comportement en flexion à court-terme et jusqu'à la rupture, de poutres hybrides innovantes en GFRP-bois. Plusieurs configurations géométriques ont été testées en flexion. Les résultats des essais ont montré un gain remarquable de capacité portante apporté par les poutres en bois qui permettent de retarder le déversement des profilés GFRP. Ce gain dépend principalement des dimensions de la section. Le comportement de ces poutres a été simulé en tenant en compte de la non-linéarité géométrique. Les résultats numériques et les mesures présentent des écarts faibles en termes de charge de rupture, avec une allure de comportement similaire. Les écarts peuvent provenir de la non-linéarité matérielle ou de l'hétérogénéité du bois. Cette étude ouvre la voie à une nouvelle hybridation des matériaux de construction afin d'optimiser leur utilisation dans ce secteur d'activité.

**Mots-clefs** Profilés GFRP, Poutre Bois, Poutre Hybride, Expérimentations, Modélisations non-linéaires par Éléments Finis.

## I. INTRODUCTION

Les poutres pultrudés en fibres de verre (Glass Fiber Reinforced polymers - GFRP) sont de plus en plus utilisées dans la construction en raison de leur faible poids, leur haute résistance et leur durabilité (Hota et al 2002). Cependant, le comportement en flexion de ces poutres est sujet à l'instabilité de déversement qui peut entraîner leur rupture (F. Aydin, M. Saribiyik. 2013). La simulation numérique par éléments finis MEF est un outil utile pour étudier le comportement des poutres GFRP pultrudées en flexion et prédire leur comportement en cas de déversement. Cependant, il est nécessaire de tenir compte de la non linéarité géométrique de ces poutres pour obtenir des résultats les plus précis possible.

En outre, une synergie remarquable est obtenue lorsque ces profilés pultrudés sont utilisés dans des systèmes hybrides, en particulier, des systèmes structurels combinant des profilés pultrudés en GFRP et des matériaux de construction traditionnels tels que dalles en béton proposés par différents auteurs (A. Koaik et al 2017) (J. Correia et al 2007). Ces systèmes contribuent à

surmonter certains inconvénients mécaniques des profilés de section ouverte, résultant de la combinaison de la torsion et du déplacement horizontal (J.T. Mottram 1992).

Une alternative intéressante à une dalle béton armé pour le renforcement des profilés en I GFRP est l'emploi de poutres en bois connectées au GFRP. Celles-ci peuvent retarder l'instabilité de déversement des poutres GFRP par l'augmentation de l'inertie de torsion et de flexion transversale que le bois apporte.

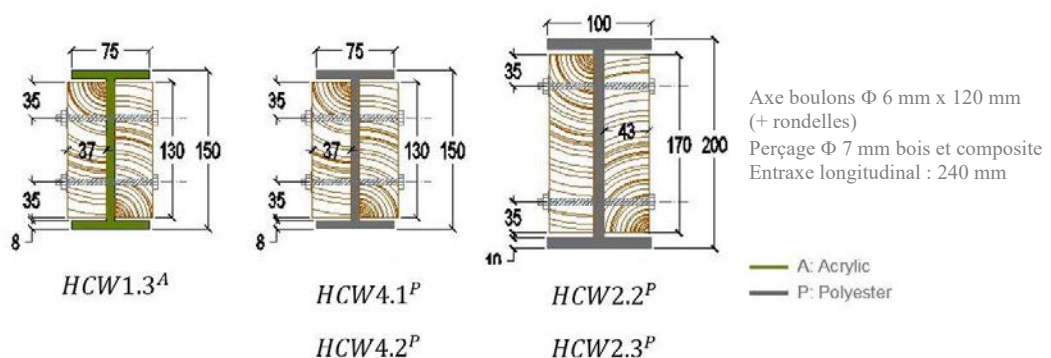
Dans la littérature, l'utilisation des matériaux composites et du bois dans la construction présente un intérêt économique au regard de leurs masses volumiques faibles associées à une résistance élevée.

La plupart des études de poutre hybride GFRP - bois considèrent que les matériaux composites viennent renforcer le bois (M. Corradi et A. Borri 2007).

Dans cet article, nous présentons la simulation numérique par éléments finis du comportement jusqu'à la ruine des poutres GFRP pultrudées en flexion renforcé par des éléments en bois. Le modèle numérique est d'abord décrit et les résultats numériques obtenus pour différentes configurations géométriques sont confrontés aux mesures (le détail de la campagne expérimentale est présenté dans H. Darwich et al 2022). Une étude paramétrique est également proposée.

## II. Présentation sommaire de la campagne d'essais

Cinq poutres hybrides GFRP-Bois ont été testées en flexion 4 points avec une portée de 2,9 m. La géométrie de la section et la nature du profilé composite (polyester ou acrylique) sont les principales variables. Chaque composant élémentaire a également été testé au préalable dans le domaine élastique. Chaque profilé est connecté au niveau de l'âme par 12 paires de boulons de diamètre 6 mm (couple de serrage de 8 N.m) espacés tous les 24 cm, avec deux poutres en bois (douglas non classé) de section rectangulaire. La constitution et les dimensions des poutres hybrides sont présentées en figure 1 et dans le tableau 1.



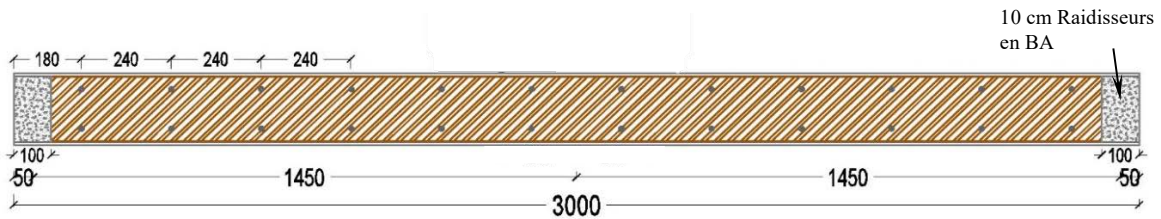


FIGURE 1. Configurations des poutres hybrides testées (cotes en mm)

TABLEAU 1. Composition des poutres hybrides

Poutres Hybrides	HCW1.3 <sup>A</sup>	HCW4.1 <sup>P</sup>	HCW4.2 <sup>P</sup>	HCW2.2 <sup>P</sup>	HCW2.3 <sup>P</sup>
Poutres Bois	15R / 16R	18R / 20R	17R / 19R	1R / 7R	6R / 8R
Profilés GFRP	Co8 <sup>A</sup>	Co9 <sup>P</sup>	Co11 <sup>P</sup>	Co12 <sup>P</sup>	Co13 <sup>P</sup>

Remarque : les appellations 15R, 16R, Co8, Co9 ... sont des dénominations non conventionnelles utilisées au laboratoire. Les éléments de bois utilisés dans cette étude sont des bois douglas non classés issus d'une scierie locale.

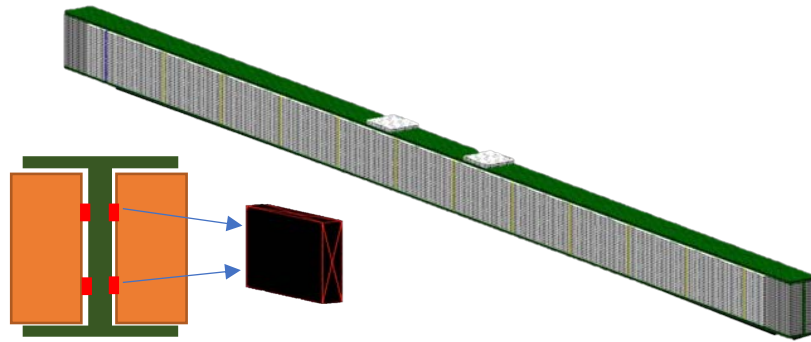
Les résultats des essais de flexion ont montré que les poutres hybrides présentent un comportement quasi linéaire jusqu'à la rupture qui se produit par déversement généralisé, accompagné de l'endommagement par compression de la semelle supérieure du profilé pultrudés. Dans certain cas, la rupture globale est précédée par la rupture partielle en traction – cisaillement des poutres en bois. Les gains de charge maximale par rapport aux poutres GFRP seules peuvent atteindre 140 % (H. Darwich et al 2022).

La présente étude a pour objectifs la modélisation numérique par éléments finis MEF du comportement en flexion de ces poutres en tenant en compte de la non linéarité géométriques de ses composants. De plus, pour mieux comprendre l'effet du nombre des boulons, ou des propriétés élastiques du bois sur la capacité portante de ces poutres, une étude paramétrique a été menée.

### III. Modélisation MEF

#### A. Maillage

Pour prédire le comportement mécanique en flexion sous chargement instantané, un modèle 3D a été créé sur Cast3m avec des éléments de maillage CUB8 (hexaèdre à 8 nœuds avec interpolation linéaire). La taille des éléments varie entre 2 et 6 mm le long de la poutre. Pour simplifier le maillage et réduire le temps de calcul, les connexions par boulons ont été représentées par des cubes de 6x6x1 mm<sup>3</sup> supposées élastique linéaire isotrope. Cette approche simplifiée ne permet pas de modéliser précisément la réponse locale autour des boulons. Des simulations numériques complémentaires ont montré que cette approche est suffisante pour représenter le comportement global jusqu'à l'instabilité. La figure 2 montre les détails du maillage et de la connexion.



**FIGURE 2.** Détail du maillage des poutres hybrides et de la connexion des éléments

*B. Propriétés des matériaux*

Dans cette étude, les matériaux sont supposés élastiques jusqu’à la ruine. Les poutres hybrides sont constituées de poutres en bois Douglas de densité moyenne de 428 kg/m<sup>3</sup> et une teneur en humidité de 12,8 %, conforme aux normes EN 1995-1-1 :2004+A1 :2008 (2.3.1.3) pour la plupart des bois résineux. Ces poutres hybrides sont également composées de poutre en I GFRP (verre renforcé de polyester) d’une densité comprise entre 1750 et 1900 kg/m<sup>3</sup>. Certaines propriétés élastiques du GFRP et du bois ( $E_L$  et  $G_{LT}$ ) ont été déterminées par analyse inverse d’essais de flexion 3 points et de torsion selon une procédure décrite par (Almir Barros & Henriette, 2007). Chaque couple de poutres en bois a été choisi pour leurs modules d’élasticité longitudinaux proches de telle sorte à se rapprocher de la symétrie en termes de rigidité flexionnelle. Les autres propriétés élastiques ( $E_R$ ,  $E_T$ ,  $G_{LR}$ ,  $G_{RT}$  et les coefficients de Poisson) ont été prises la littérature (D. Guitard et F. El Amri 1987). Ces propriétés, utilisées dans les simulations MEF, sont données dans le tableau 2.

**TABLEAU 2.** Propriétés élastiques des composants des poutres hybrides

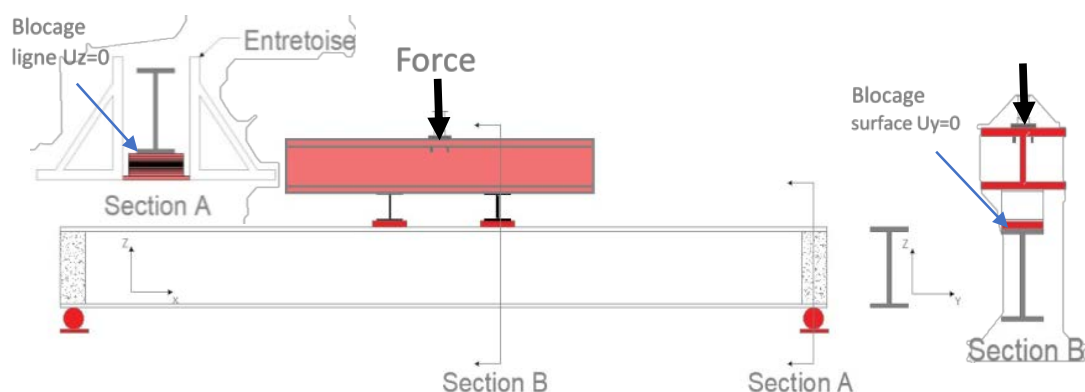
<i>Poutres Bois</i>											<i>Profilés pultrudés en GFRP</i>		
<i>poutres</i>	<b>1R</b>	<b>6R</b>	<b>7R</b>	<b>8R</b>	<b>15R</b>	<b>16R</b>	<b>17R</b>	<b>18R</b>	<b>19R</b>	<b>20R</b>	<b>Co8</b>	<b>Co9/ Co11</b>	<b>Co12/ Co13</b>
<b><math>E_L</math> [MPa]</b>	11215	7750	11740	7370	11480	9970	7200	6750	8890	7310	30360	28900	32840
<b><math>E_R</math> [MPa]</b>	989	925	599	638	664	856	918	781	529	746	15180	14450	16420
<b><math>E_T</math> [MPa]</b>	643	602	389	415	432	557	597	508	344	485	15180	14450	16420
<b><math>G_{LT}</math> [MPa]</b>	635	715	650	770	820	810	715	890	750	770	3280	2580	2390
<b><math>G_{LR}</math> [MPa]</b>	699	787	715	847	902	891	787	979	825	847	3280	2580	2390
<b><math>G_{RT}</math> [MPa]</b>	70	79	72	86	91	90	79	99	83	86	1093	860	797
	<b><math>\nu_{LT}</math></b>			<b><math>\nu_{RT}</math></b>			<b><math>\nu_{LR}</math></b>				<b><math>\nu_{LT}</math></b>	<b><math>\nu_{RT}</math></b>	<b><math>\nu_{LR}</math></b>
	0.43			0.51			0.39				0.28	0.28	0.12

- \* **E** Module d'élasticité
- \* **G** Module de cisaillement
- \*  **$\nu$**  Coefficient de poisson

### C. Conditions aux limites

La figure 3 montre les conditions expérimentales au niveau des appuis et de chargement. Pour les appuis, les déplacements verticaux (selon  $z$ ) ont été bloqués sur une ligne en face inférieure de la semelle inférieure (section A). Pour les points de chargement sur les semelles supérieures, les déplacements horizontaux (selon  $y$ ) des nœuds des deux surfaces d'appuis ont été bloqués (section B).

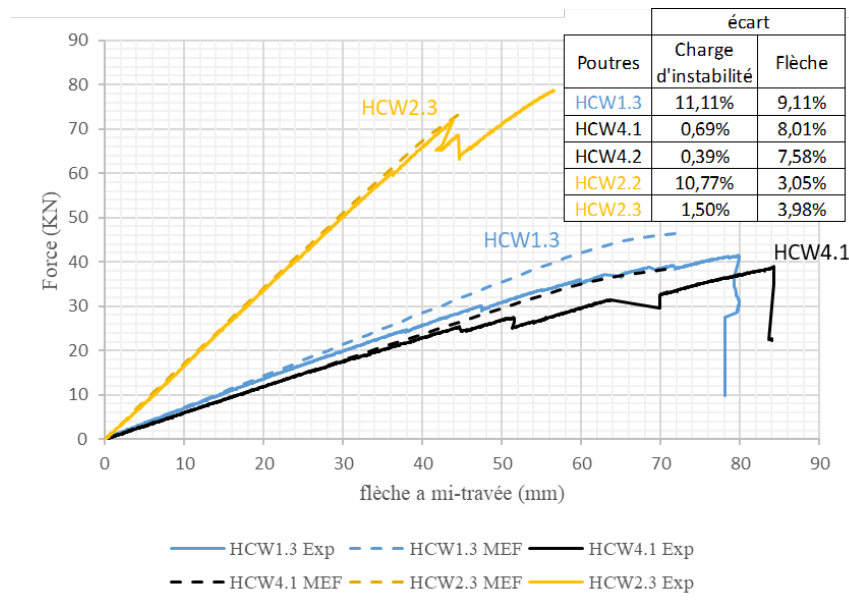
Dans notre modélisation MEF de l'essai de flexion sur les poutres hybrides, nous avons simulé le chargement en utilisant une pression suiveuse. Cela signifie que nous avons appliqué une charge uniformément répartie sur les deux surfaces de chargement de la poutre qui leur est toujours perpendiculaire tout au long de l'essai. La modélisation de l'instabilité de déversement nécessite une déformée initiale de la poutre. Dans Cast3m, celle-ci a été obtenue par la procédure Flamb.



**FIGURE 3.** Conditions aux limites et blocage des déplacements

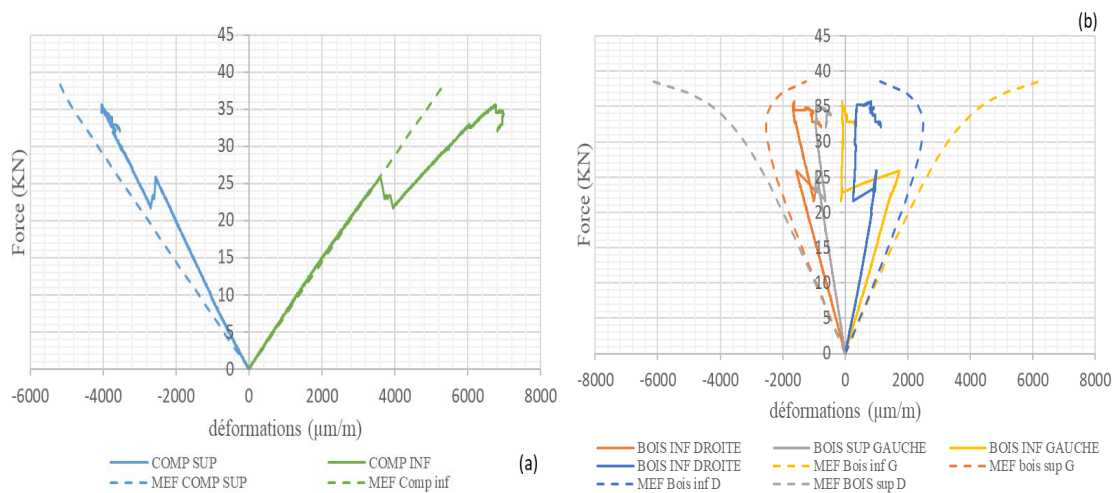
## IV. Résultats et discussion

La figure 4 illustre les résultats force - flèche à mi-travée pour les poutres hybrides testées. Les écarts MEF / tests sont faibles. Les différences de flèche tout au long de chaque essai varient entre 3.05 % et 9.11 %. Celles relative à la charge de ruine varient entre 0.39 % et 11.11 %. Ces écarts s'expliquent par des ruptures prématurées de certaines poutres en bois, la non-linéarité matérielle n'étant pas prise en compte ces simulations.



**FIGURE 4. Comparaison des flèches MEF / expérimentales pour plusieurs configurations**

La figure 5 montre la comparaison entre les déformations calculées et mesurées dans le composite (figure 5.a) et dans le bois (figure 5.b). On remarque une bonne cohérence des allures. Toutefois, des écarts non négligeables existent : ils sont principalement dus à l'apparition d'une fissure de cisaillement dans une des poutres en bois vers 25 kN. Ces écarts s'expliquent aussi par l'hétérogénéité et la présence de nombreux nœuds dans les poutres en bois non classées.

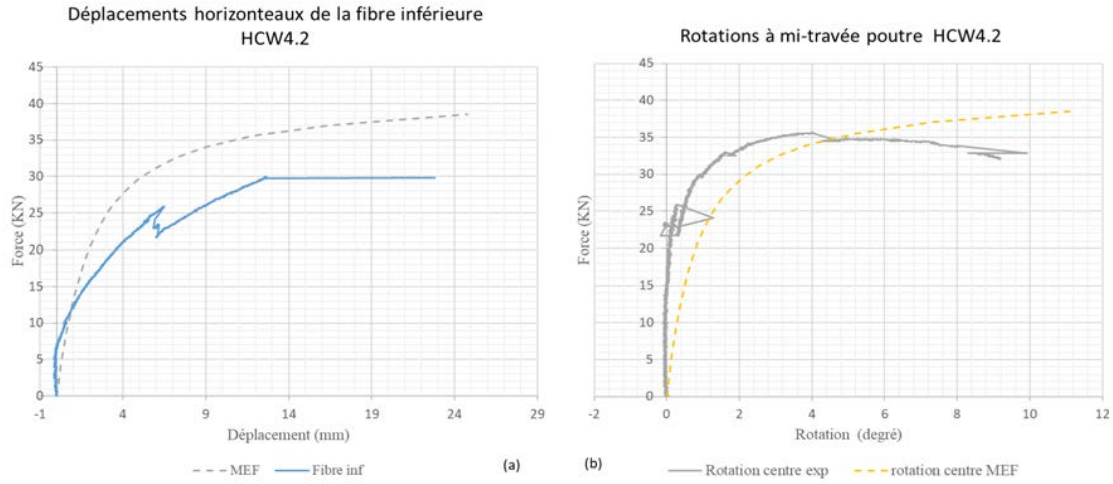


**FIGURE 5. Comparaison des déformations MEF / expérimentales pour la poutre HCW4.2 :**

**(a) dans le GFRP - (b) dans le bois**

Les déplacements horizontaux et les rotations autour de l'axe longitudinal de la poutre à mi-travée ont également été comparées sur les figures 6.a et 6.b. Les allures sont similaires et les écarts restent modérés et la différence peut être due au fait que la rupture du bois n'a pas été intégrée dans le modèle. Il est à noter sur la figure 6.a que le capteur de déplacement a été retiré à 30 kN pour ne pas l'endommager ce qui explique l'absence de variation de force sur la courbe au-

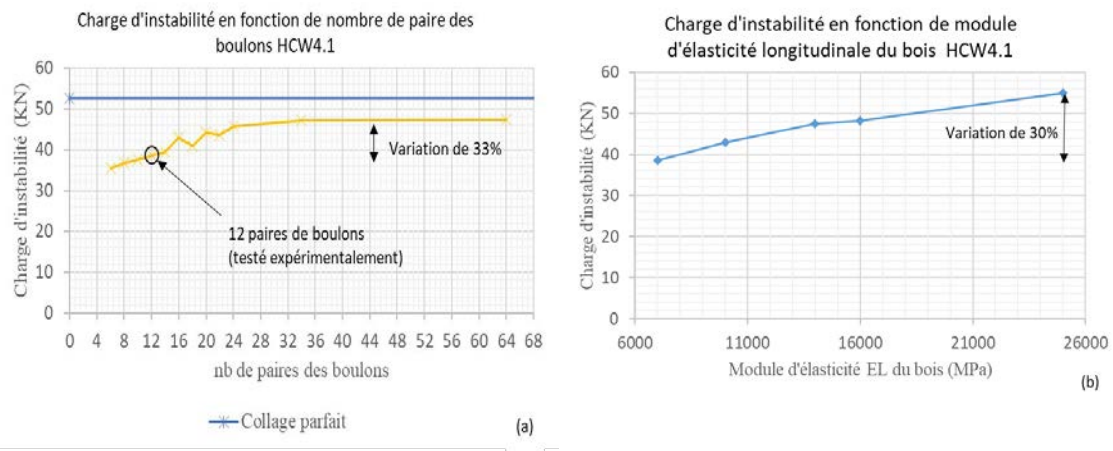
dela de 30 kN. La figure 6.b montre de façon évidente l'augmentation de plus en plus rapide de la rotation de torsion à partir de 33kN jusqu'à la ruine, annonçant le déversement. Le modèle proposé décrit cet aspect assez précisément.



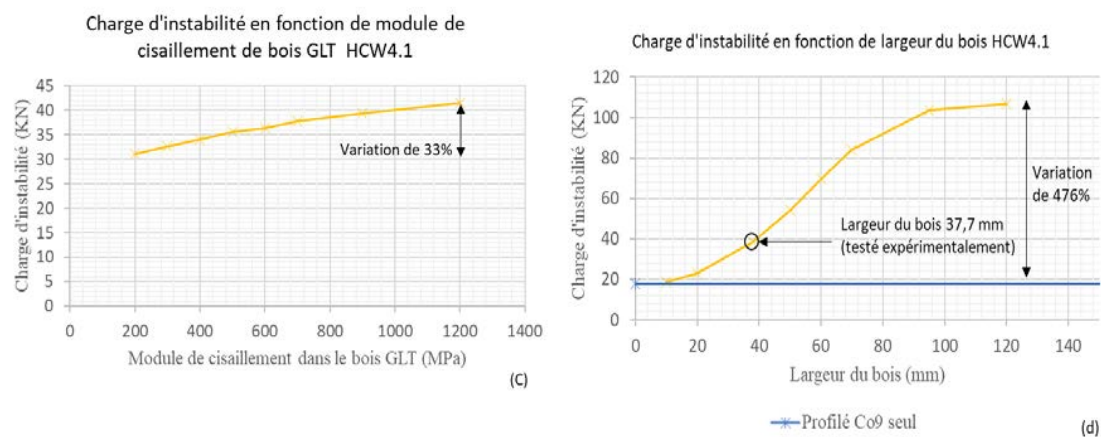
**FIGURE 6.** Comparaison MEF/Expérimentales à mi-travée (a) Déplacements horizontaux, (b) Rotations pour la poutre HCW4.2

**V. Etude paramétrique**

Une étude paramétrique a été menée pour examiner la sensibilité de certains paramètres de calcul comme les propriétés des matériaux par exemple mais également pour permettre une optimisation des sections hybrides. La première, illustrée sur la figure 7.a, a consisté à faire varier le nombre de boulons de la configuration HCW41 entre 6 et 64 paires de boulons (12 paires de boulons ayant été testés en réalité). Nous observons que la multiplication par 10 du nombre de boulons entraîne une augmentation de 33 % de la charge de rupture (instabilité). Au-delà de 24 paires de boulons, les valeurs de charge de ruine deviennent presque constantes et proches de la charge de rupture si la connexion entre le bois et le composite était parfaite, comme dans le cas d'un collage.







**FIGURE 7. Etude paramétrique menée sur la poutre hybride HCW41**

Ensuite, le module d'élasticité longitudinal du bois  $E_L$  a été augmenté entre 7000 et 25000 MPa. Nous observons (figure 7.b) que la charge d'instabilité augmente d'environ 30 %. Le module de cisaillement  $G_{LT}$  du bois a également été augmentée entre 200 et 1200 MPa (figure 7.c) et on constate que cette forte variation de module n'implique qu'une faible variation de la charge de rupture de 33 %.

Enfin, la largeur des poutres bois a été augmentée entre 10 et 120 mm. La figure 7.d montre qu'avec une largeur très petite du bois (10mm), on est très proche de la charge d'instabilité du profilé pultrudé seul (environ 20 kN). Celle-ci peut être multipliée par plus de 4 pour des largeurs de bois supérieures à 90 mm.

Cette étude paramétrique tend à montrer que la géométrie des pièces de bois a plus d'influence sur la charge de ruine que les propriétés des matériaux constitutifs.

## VI. Conclusion

Plusieurs conclusions peuvent être tirées de cette étude :

- Le modèle MEF a été validé dans le domaine non linéaire en comparaison avec les mesures avec des écarts faibles sur les flèches comme sur les déformations.
- L'étude paramétrique menée permet de mieux comprendre l'influence des propriétés / des dimensions des éléments bois ou du nombre de boulons sur le comportement et la charge de ruine des poutres hybrides. Elle montre que la largeur des éléments bois est un paramètre très influent sur la charge d'instabilité de ces poutres hybrides.

De nombreux points du comportement de ces structures restent encore en question et nécessitent des travaux supplémentaires. Par exemple, le modèle numérique doit être complété pour intégrer la non-linéarité matérielle du bois ou une rupture prématurée de celui-ci par traction / cisaillement.

## REFERENCES

- Hota GVS, Hota SR V. (2002). Advances in fiber-reinforced polymer composite bridge decks. *Progress in Structural Engineering and Materials*; 161–168. <https://doi.org/10.1002/pse.113>
- F. Aydin, M. Saribiyik. (2013). Investigation of flexural behaviors of hybrid beams formed with GFRP box section and concrete. *Construction and Building Materials*; 563–569. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.12.060>
- A.Koaik, S.Bel, B. Jurkiewiez. (2017). Experimental Tests and Analytical Model of Concrete-GFRP Hybrid Beams under flexure. *Composite Structures*, 180, 192-210. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2017.07.059>
- J.T. Mottram. (1992). Lateral-torsional buckling of a pultruded I-beam. *Composites*, 23 (2), 81-92. [https://doi.org/10.1016/0010-4361\(92\)90108-7](https://doi.org/10.1016/0010-4361(92)90108-7)
- H.Darwich, C.Grazide, B.Jurkiewiez (2022). Comportement en flexion des poutres mixtes composites bois. *Academic journal of civil engineering*, 40 (1), 17-20, <https://doi.org/10.26168/ajce.40.1.5>
- A. B. da S. Santos Neto, H. Lebre La Rovere (2007). Flexural Stiffness characterization of fiber reinforced plastic (FRP) pultruded beams. *Composite Structures*, 81 (2), 274-282. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2006.08.016>
- J. Correia, F. A. Branco, J. G. Ferreira (2007). Flexural behavior of GFRP- concrete hybrid beams with interconnection slip. *Composite Structures*, 77 (1), 66-78.
- D. Guitard et F. El Amri (1987). Modèles prévisionnels de comportement élastique tridimensionnel pour les bois feuillus et les bois résineux, *Ann Sci For* 44 (3), 335-358. <https://doi.org/10.1051/forest:19870305>
- Comité Européen de Normalisation (CEN) (2008). Eurocode 5 : Conception des structures en bois - Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments. EN 1995-1-1 :2004+A1 :2008 (2.3.1.3), Bruxelles, Belgique.
- M. corradi et A. Borri (2007). Fir and chestnut timber beams reinforced with GFRP pultruded elements, *Compos.Part B Eng* 38 (2), 172-181. <https://doi.org/10.1051/10.1016/j.compositesb.2006.07.003>

# Vulnerability of masonry structures to settlement loading: a numerical DEM investigation

**ABSTRACT** Masonry is one of the oldest building materials. In addition, it is widespread and highly represented all over the world. Masonry structures can be subjected to various loading, including earthquakes, floods, winds, or soil settlements. On the other hand, climate change leads to dryer summers and wetter winters which, consequently, leads to more pronounced soil differential settlements. Today, the response of masonry buildings to soil settlements is still not completely understood and predictable, which threaten these constructions that hold both an economical (operational) and cultural value. In particular, the overall stiffness of masonry structures when subjected to settlements requires further investigations. The present work aims at calibrating a numerical discrete element model on existing settlement experiments. It discusses the pros, the cons, and the methodology to follow for a discrete element modelling of such systems.

**Keywords** masonry, settlements, dry-joint, stiffness, discrete element modelling

## I. INTRODUCTION

Thousands of years ago, the humankind started to settle down and the first cities, which were very modest at that time, began to be constructed. As shown in archaeological sites, masonry was the first building material used to erect houses, burial, temples and community places, etc (Mithen 2011, Ramírez et al. 2015, Ard et al. 2015, Cousseau 2016). Today, masonry buildings still represent a significant part of the building stock (Jaiswal & Wald 2008). As a matter of fact, many emblematic cultural sites are shaped by masonry structures, such as religious monuments (churches, mosque), European city centres, vestiges from past civilisations (e.g. the city of Machu Picchu, the Great Wall of China, the pyramids of Egypt, among others), and rural areas literally shaped by masonry (e.g. the Douro's Valley in Portugal, the Lavaux Terraces in Switzerland or the Baljenac Island in Croatia). To summarise, they compose the heritage of past and current civilisations and constitute a high cultural value, materialised by the UNESCO inscription of several masonry monuments and sites as well as some European historic city centres. This cultural value also leads to economical assets through tourism, as Europe still represents the world's number one tourist destination with 40% of arrivals in the world that accounts for 10% of the European GDP (European Commission 2010). In addition, these masonry buildings are often still in use and thus hold an economical (operational) value by essence.

Masonry buildings can suffer from extreme events such as earthquakes (Vlachakis et al. 2020, Stepinac et al. 2021) and floods (Xiao et al. 2021), yet structural damage can also occur more progressively because of soil settlement that can produce differential settlements on the foundation or the abutments (Alessandri et al. 2015, Hemeda 2021, Funari et al. 2021). In particular, their vulnerability to soil settlement is high as masonry is a very brittle material, which leads to visible cracks in walls, arches and vaults. Often, the interventions are based on a continuous monitoring and engineering judgement (Masciotta et al. 2017, Ceravolo et al. 2017). But in practice, the level of safety of cracked masonry structures is often hard to estimate. For

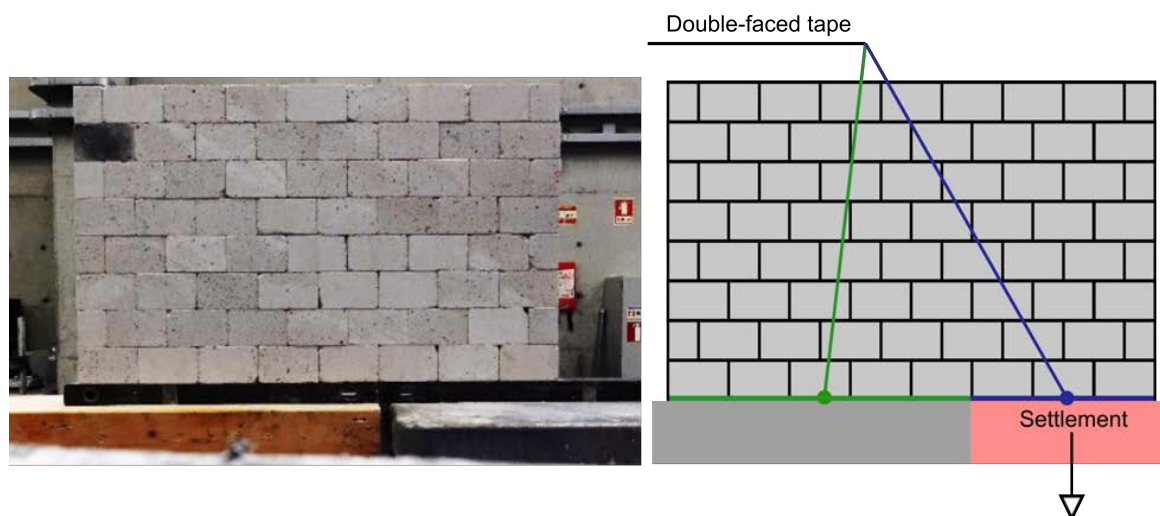
this reason, the research community is devoted to the understanding of the underlying phenomena behind settlement loading and the development of numerical models dedicated to such structural issues. In fact, in-field studies succeed to calibrate the elastic properties of the system to reproduce the current state of the examined masonry structures (Alessandri et al. 2015, Funari et al. 2021), without, however, the certainty of being able to predict the evolution with a more, or alternatively, less, pronounced soil settlement. For this reason, the research community needs a combination of in-field studies and experimental tests that provide more complete data sets, for validation purposes.

From a general point of view, the response of masonry structures to settlement loading must include the soil-structure interactions as the behaviour of the two sub-systems is highly correlated (Deck & Singh 2012, D'Altri et al. 2019). However, in practice, given the high complexity of such tests (Ritter et al. 2018, Laefer et al. 2011, Dalgic et al. 2021), experimental studies tend to simplify the soil response using predefined foundation settlements and instead focus on the masonry response (Giardina et al. 2012, Portioli & Cascini 2016, Bui et al. 2017, Portioli & Cascini 2017, Giardina et al. 2020, Gagliardo et al. 2021, Savalle et al. 2023). Such experimental data then serves as a validation framework for numerical tools (Giardina et al. 2013, Portioli & Cascini 2016, Bui et al. 2017, Giardina et al. 2020, Chen et al. 2021, Gagliardo et al. 2021). The comparisons can either concern only the crack patterns (between the experiments and the numerical models) (Bui et al. 2017, Chen et al. 2021). Alternatively, when the vertical load-displacement curves are also compared between experiments and numerical models, the agreement is often not ideal (Portioli & Cascini 2017, Giardina et al. 2020, Gagliardo et al. 2021), unveiling research needs to understand the driving parameters of the response of masonry structures to settlement.

The present article aims to understand the effect of structural parameters (in particular the joint stiffness) on the response of masonry structures to settlement. In particular, it builds on existing experiments on several masonry walls that provide the vertical load-displacement curves (Savalle et al. 2023). Importantly, it uses dry-joint masonry structures as heritage masonry structures are commonly modelled as dry jointed since, at the time of the construction, mortar was either lacking or very weak and disappeared through age and weathering (Portioli & Cascini 2017, Colombo et al. 2022). In addition, masonry being very brittle, for weak mortars, cracks rapidly develop in the joints (Milani et al. 2013) leading to a dry-joint behaviour in the large displacements regime. Since dry-joint masonry is considered, the present work employs the discrete element method as it is commonly used in such cases (Bui et al. 2017, Chen et al. 2021, Colombo et al. 2022, Savalle et al. 2022). The first part briefly presents the experiments that serve as a validation framework (Savalle et al. 2023). Then, the numerical strategy is detailed, with the emphasis on the driving parameters with some parametric analysis. After, the numerical results are compared with the experimental ones and finally some conclusions are drawn.

## II. Description of the experimental campaign

This section briefly introduces an existing experimental campaign on masonry shear walls (Savalle et al. 2023) that will be used later on for comparison purposes with numerical results. The campaign consist of a masonry wall composed of eight courses of masonry units, arranged in a running bond pattern with eight full units composing the even courses (Figure 1). The first course is completely fixed in all directions while the rest of the units are free to move. The units are made of calcium silicate material and have a unit weight



**FIGURE 1.** Settlement experiments (Savalle et al. 2023): the shear wall is visible on the left while the principle of the settlement experiment is explained on the right.

of  $18.4 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$ , a Young's modulus of  $E = 7.0 \text{ GPa}$  and a compressive strength of  $36.5 \text{ MPa}$  (Colombo et al. 2022). They are  $70.3 \text{ mm}$  high,  $114.9 \text{ mm}$  long and  $57.3 \text{ mm}$  thick which also corresponds to the thickness of the shear walls (third dimension non visible in Figure 1), leading to a wall height of  $562 \text{ mm}$  and wall length of  $574 \text{ mm}$ . Finally, the interface properties (friction angle  $\varphi$ , interface normal  $k_n$  and tangential  $k_s$  stiffness) and have been characterised in Colombo et al. (2022). The friction angle has been evaluated to  $33.4^\circ$ , while the normal and tangential stiffness of a dry-joint between two blocks have been found equal to  $k_n = 1.14 \text{ GPa} \cdot \text{m}^{-1}$  and  $k_s = 0.33 \text{ GPa} \cdot \text{m}^{-1}$ . A detailed discussion about these parameters is presented in Section 4.1.

As shown in Figure 1, one part of the wall is resting on a fixed platform (grey area), while the other one is subjected to a vertical, here predefined, settlement (light red area). The proportion of the wall subjected to settlement was varied along the experimental campaign, with four configurations in total corresponding to one fourth, three eighth (the case in Figure 1), a half and five eighth of the wall. The vertically predefined settlement was slow as to leave the wall always in a quasi-static regime, while both the vertical load and vertical displacement were measured. Finally, each configuration was tested three times (five times for the case shown in Figure 1) for repeatability purposes. The aim of the next sections is to define a numerical methodology able to replicate the experimental outcomes.

### III. Numerical methodology

The present section details a 3D Discrete Element Model (DEM) of the experiments presented in Savalle et al. (2023). Though the mechanisms displayed by the experiments are mainly 2D, a 3D model is preferred here in order to also allow the out-of-plane rotations of the blocks that actually occurred for some blocks in the upper part of the walls. As stated in the introduction, dry-joint systems are often modelled through discrete element approaches (Bui et al. 2017, Chen et al. 2021, Colombo et al. 2022). Indeed, their response is

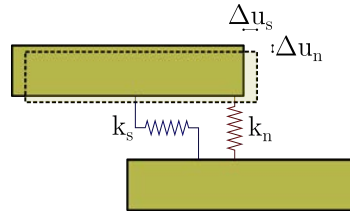
mainly driven by the large displacements occurring between units at the interfaces (Alexandris et al. 2004), while the units can reasonably be assumed rigid. In the present case of the experiments above, it is easy to compare the stiffness of both the units and the dry-joints. For the dry-joint, it gives  $k_n = 1.14\text{GPa} \cdot \text{m}^{-1}$ , while for the unit, it becomes  $E/L = 60.9\text{GPa} \cdot \text{m}^{-1}$ , with  $L$  being the longest dimension of the units. From this comparison, it is clear that the deformability of the units is far negligible and thus justifies the rigidity assumption.

#### A. Generalities of Discrete Element Methods (DEM)

Since the first developments of a numerical procedure to study assemblies of rigid blocks proposed by Cundall (1971), different formulations, with different names, have been introduced through years (among others, the distinct element approach, the discontinuous deformation analysis, the rigid block analysis) (Lemos 2007). While most of them currently allow the study of deformable bodies, one of their common aspects is that they are able to study the mechanics of rigid bodies assemblies, which corresponds to the framework of the focused experiments. Another common characteristic of the Discrete Element Methods (DEM) is that they also allow full separation between bodies, associated with dedicated contact formulations, thus allowing large displacements to occur. In turn, this requires the usage of an explicit algorithm with an appropriate time-step to solve the equations of motion (Lemos 2007). However, today, one can note that the differences between finite element and discrete element software are becoming tinier, with for instance the ability to use an explicit or implicit solver in Abaqus (2014) or to use deformable blocks and/or small strains in 3DEC (Itasca 2019). In the present work, the numerical strategy is developed using the 3DEC environment commercialised by Itasca company (Itasca 2019).

#### B. Explicit algorithm to solve the equations of motion

This subsection describes the explicit algorithm followed by 3DEC to solve the equations of motion in case of rigid bodies. For deformable bodies, intermediary steps to compute stresses and strains are added to the information provided below (Itasca 2019). Since the model is developed in 3D, each unit of the masonry shear wall is represented by a rigid body with six degrees of freedom (three translations and three rotations) expressed at its centre of mass and is subjected to two types of forces. First, the body forces (e.g. gravity) are applied at the centre of mass of the unit. Then, the contact forces are transmitted by neighbored units through interfaces represented by zero-thickness springs (either linear or non-linear depending on the constitutive law of the interface). Therefore, since the bodies are rigid, those interfaces concentrate all the deformability of the model. In 3DEC, contact interfaces are automatically created once two bodies are in contact (i.e., determined to be close enough by an internal routine). Block faces are then triangulated to create contact points (also called subcontacts). By default, contact points are generated at each vertex of the block faces, however, the user can use a more refined triangulation to create more contact points (see Section 4.2). It is important to notice that contact forces are only transmitted through these contacting points, in a (more or less refined) discrete manner. Each contact point (subcontact) is then associated to an area computed as one-third of the areas of the triangles containing this point. To summarise, each unit  $i$ , of mass  $m_i$  and moments of inertia  $I_i$  is subjected to  $n_i$  forces (body and contact forces)  $F_i^j$  that produces  $n_i$  moments  $M_i^j$ . The explicit algorithm requires a time-stepping approach: at a given step, all forces and their moments are known and the acceleration  $a_i$  and angular acceleration  $\dot{\theta}_i$  of each unit  $i$  are computed thanks to the simplified equations of motion, in particular removing the non-linear terms  $(I_i^3 - I_i^2)\dot{\theta}_i^2\dot{\theta}_i^3$  as the velocities



**FIGURE 2.** Idealised schematic view of the contact between two units in 3DEC. The two springs  $k_n$  and  $k_s$  produce forces under incremental displacements  $\Delta u_n$  and  $\Delta u_s$ .

$\dot{\theta}_i^2$  and  $\dot{\theta}_i^3$  are always small.

$$m_i a_i = \sum_j^{n_i} F_i^j \quad (1)$$

$$I_i \ddot{\theta}_i = \sum_j^{n_i} M_i^j$$

In order to describe the three rotations and displacements of each unit (degree of freedom), one can note that  $I_i$  is a 3D diagonal matrix (expressed in the principal base of block  $i$ ) and  $a_i$ ,  $F_i^j$ ,  $\ddot{\theta}_i$ ,  $M_i^j$ , and  $I_i \ddot{\theta}_i$  are 3D vectors.

Once the accelerations are known at a step  $t$ , the velocities  $v_i$  and positions  $u_i$  are integrated through a central difference algorithm to describe the system at a step  $t + \Delta t$ ,  $\Delta t$  being the numerical time-step (small enough to ensure numerical stability) of the simulation. The latter is automatically calculated by the program and is taken as a proportion (0.8 by default) of the critical time-step. The critical time-step is computed as twice the square root of the ratio between the smallest nodal mass (equivalent to the smallest mass of one rigid block) and the maximum contact stiffness in the system (expressed in  $\text{N} \cdot \text{m}^{-1}$ ). Mass-scaling can artificially increase the mass of small rigid blocks in order to decrease the critical time-step. However, in the present simulations, the smallest blocks (the half-blocks at the two end of the odd courses) are not small enough to induce any significant modification on the numerical time-step. The equation below describes the computation of the position of the centre of mass of each unit only for brevity, though an identical procedure is used to integrate the angular accelerations to solve the orientation of each unit.

$$v_i \left( t + \frac{\Delta t}{2} \right) = v_i \left( t - \frac{\Delta t}{2} \right) + a_i(t) \cdot \Delta t \quad (2)$$

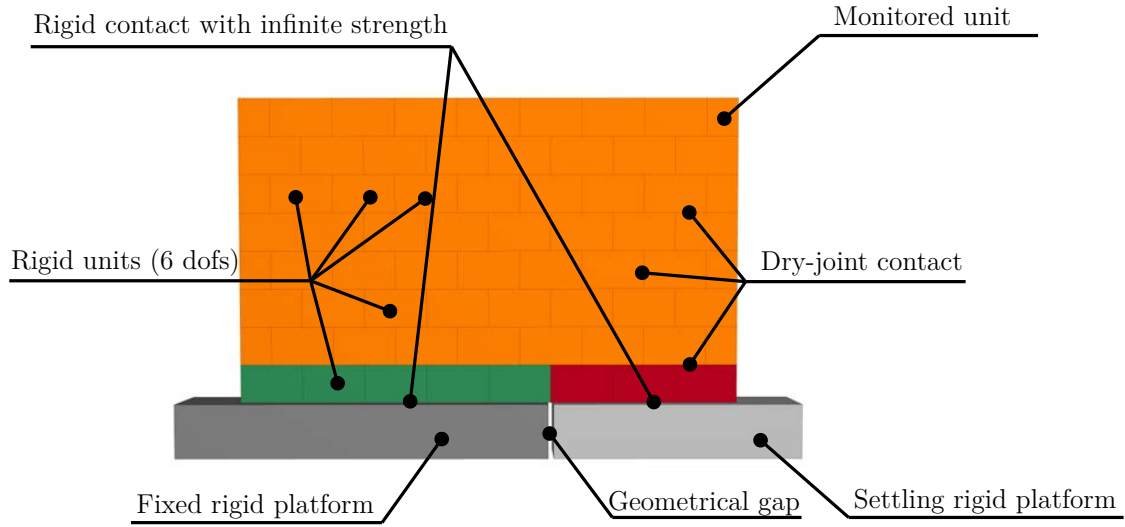
$$u_i(t + \Delta t) = u_i(t) + v_i \left( t + \frac{\Delta t}{2} \right) \cdot \Delta t$$

The new positions (and orientations) of each unit provokes incremental relative displacements at the contact interfaces between units, which, in turn, modifies the contact forces transmitted through these contacts. If  $\Delta u_n$  and  $\Delta u_s$  denote the normal and tangential relative displacement increments at a given contact point, the increments of normal  $\Delta F_n$  and tangential  $\Delta F_s$  contact forces are computed through the following formula (Figure 2).

$$\Delta F_n = k_n \cdot A_c \cdot \Delta u_n \quad (3)$$

$$\Delta F_s = k_s \cdot A_c \cdot \Delta u_s$$

In the equation above,  $k_n$ ,  $k_s$  and  $A_c$  denote the normal and tangential stiffness and the area of contact of the considered contact point, respectively. As the number of contact points (and therefore the associ-



**FIGURE 3.** Numerical model with detailed boundary conditions and contacts between rigid bodies, in the case of three units on the settling platform.

ated contact areas  $A_c$ ) depends on the triangulation of the surface, one needs to optimise it. A too high number of contact points will increase the numerical cost of each time-step, while a too low number will jeopardise the accuracy of the computation. In practice, enough contact points (usually around 5) ensure an accurate transmission of forces between units (Lemos 2019, Savalle et al. 2022) and herein, the number of contact points will be defined later on for the special case of these simulations (Section 4.2). For elastic contacts (infinite strength), the incremental contact forces are simply integrated through the equation  $F_{n,s}(t + \Delta t) = F_{n,s}(t) + \Delta F_{n,s}$ . However, in the current context of dry-joint masonry walls, sliding failure can occur between units. Therefore, the contact forces are ruled by the Mohr-Coulomb constitutive law which limits the tangential forces. Assuming  $\varphi$  and  $C$  the friction angle and the cohesion (here null as the contact is dry) of the contact, respectively, it becomes:

$$\begin{aligned} F_n(t + \Delta t) &= F_n(t) + \Delta F_n \\ F_s(t + \Delta t) &= \min[F_s(t) + \Delta F_s, F_{s,max}] \\ F_{s,max} &= CA_c + F_n \cdot \tan(\varphi) \end{aligned} \quad (4)$$

Note that in both cases (elastic or Mohr-Coulomb contact), tension failure, i.e. detachment when  $F_n$  goes to 0, is possible. Finally, for quasi-static simulation which is the case here, the computations is sped up thanks to an artificial numerical damping (Bui et al. 2017, Itasca 2019, Savalle et al. 2020, 2022, Colombo et al. 2022). In fact, at each time-step, an additional damping force is used to reduce the unbalanced forces, in a similar manner to dynamic relaxation in order to find the equilibrium faster. As recommended by the authors above, a value of 0.8 is chosen herein for the mechanical damping.

### C. Boundary conditions

Figure 3 displays an example of the numerical geometrical model employed in this work. All masonry units in the shear wall (orange units) are free to move as it was the case in the experiments. It is recalled



**TABLE 1.** Increments of vertical displacement between two consecutive steps of mechanical stabilisation depending of the vertical displacement ranges.

Increments of vertical displacement (mm)	Ranges of vertical displacement (mm)
$5 \cdot 10^{-3}$	[0 – 0.1]
$1 \cdot 10^{-2}$	[0.1 – 0.4]
$5 \cdot 10^{-2}$	[0.4 – 1]
$1 \cdot 10^{-1}$	[1 – 3]
$5 \cdot 10^{-1}$	[3 – 10]
1	[10 – $+\infty$ [

that since all the units are 3D rigid bodies, each of them has six degrees of freedom (three translations and three rotations), which are expressed at the centre of mass of each unit. With the aim to reproduce the experimental setup, the units of the first masonry course (green and red) were fixed to the platforms (either the fixed (dark grey) or the moving platform (light gray) depending on the unit location). In practice, a Mohr-Coulomb contact with almost infinite strength and stiffness is used in the DEM simulations. In addition, the two platforms are slightly smaller in order to avoid any contact between i) the settling blocks and the fixed platform and ii) the two platforms. Finally, the velocity of the settling platform does not follow the experimental one of Savalle et al. (2023), since the time in the numerical simulation has no real meaning, yet it is taken small enough in order to ensure quasi-static processes (see Section 4.2).

#### D. Numerical procedure to extract the load-displacement curve

First of all, gravity is applied in one single step and the state of the system under self-weight is computed. Stability is assumed when the maximum velocity of the rigid masonry units is below a given threshold, herein defined to  $5 \cdot 10^{-5} \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$  thanks to a parametric study (Section 4.2). As the gravity step does not imply any plasticity in the model (i.e. at the dry interfaces), it is noted that the way gravity is applied (one or several steps) should not influence the final state. Then, steps of platform settlement and numerical stabilisation alternate. The platform settles at a constant velocity until a predefined increment of vertical displacement is reached. After, the system is left up to the mechanical stabilisation, here again characterised by a maximum velocity within the masonry wall of  $5 \cdot 10^{-5} \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ . Once stabilisation is achieved, the vertical position and vertical force (reaction) of the moving platform are recorded. In practice the vertical force is measured as the sum of the vertical forces at each subcontact between the masonry units and the settling platform. Finally, the platform is settling again and another step begins. This procedure continues until failure is achieved, assumed herein when the horizontal displacement of the monitored unit (Figure 3) exceeds 50cm. One should note that the load-displacement curves presented in Savalle et al. (2023) are completely non-linear and require much higher precision for small displacement than for larger ones. Therefore, the increments are very small at the beginning of the simulation, while they increase after, see Table 1 for the detailed increments and the associated vertical displacement ranges.

## IV. Numerical results

This section now uses the numerical methodology presented above to simulate the experiments of Savalle et al. (2023). It first discusses the material parameters, then some numerical calibrations are conducted. Finally, the numerical and experimental outcomes are compared.

**TABLE 2. Material parameters attributed to the numerical DEM model.**

Unit weight ( $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$ )	Friction $\varphi$ ( $^\circ$ )	Normal stiffness $k_n$ ( $\text{GPa} \cdot \text{m}^{-1}$ )	Tangential stiffness $k_s$ ( $\text{GPa} \cdot \text{m}^{-1}$ )
18.4	33.4	0.342 / 0.570	0.105 / 0.175

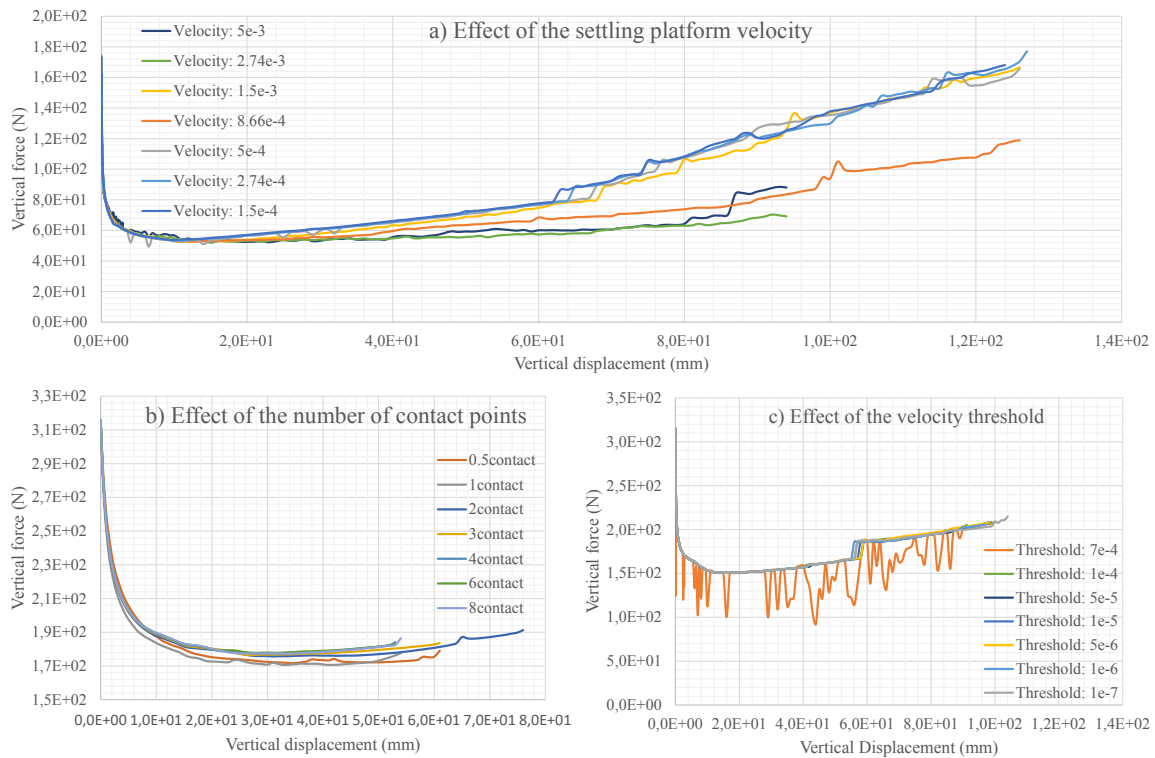
#### A. Material parameters

Based on the experimental data of Savalle et al. (2023) and Colombo et al. (2022), Table 2 gathers the material parameters used in the numerical simulations. Though the dry-joint stiffness in general is clearly non-linear with a high impact of the normal stress at the interface (Colombo et al. 2022), DEM numerical studies, including the present work, commonly assume constant dry-joint stiffness values (Bui et al. 2017, Savalle et al. 2020, Funari et al. 2022, Colombo et al. 2022). While the characterisation experiments of Colombo et al. (2022) suggest a value of dry-joint stiffness of  $k_n = 1.14 \text{GPa} \cdot \text{m}^{-1}$  and  $k_s = 0.33 \text{GPa} \cdot \text{m}^{-1}$ , their numerical approach employed to replicate their experiments required smaller values, with a proportion of 0.5 or 0.3, which is also in agreement with the findings of Oliveira et al. (2021). In fact, this reduction is attributed to tiny gaps between units that originate from geometrical tolerances. Either a non-perfectly flat surface or two different heights for jointed units generate imperfections in the contact (Oliveira et al. 2021). Importantly, this effect is only observable in a wall, and not in a bilateral contact which is the framework of the characterisation tests conducted in Colombo et al. (2022). Therefore, two values are indicated in Table 2 for the dry-joint stiffness, corresponding to a proportion of 0.5 and 0.3 of the original values  $k_n = 1.14 \text{GPa} \cdot \text{m}^{-1}$  and  $k_s = 0.33 \text{GPa} \cdot \text{m}^{-1}$ .

#### B. Calibration of the numerical parameters

The present subsection briefly introduces the numerical calibration conducted for the current simulations for three parameters: a) the settling platform velocity, b) the number of contact points between units and c) the velocity threshold used to define stability in the numerical process (Section 3.4). For each of these three parameters, a parametric analysis on a default case (five units on the settling platform) is conducted and plotted in Figure 4. For brevity, only those cases are shown and discussed, though similar convergences are found for other configurations.

Figure 4a shows that the numerical results converge when the settling velocity is smaller than  $5 \cdot 10^{-4} \text{m} \cdot \text{s}^{-1}$ . By default in 3DEC, only the vertices of each unit constitute potential subcontacts (contact points). In order to improve the accuracy of the transmission of forces, one can add other contact points thanks to **a more refined triangulation, based on a characteristic length, which is defined as the** maximum distance between two potential contact points. Here, the reference length is taken as the width of the unit/wall (i.e. 57.3mm) and the refinements use a proportion of it (divided by 0.5, 1, 2, 3, 4, 6 and 8). The curves in Figure 4b are sorted from the coarser triangulation to the finer one and one can note that using one-fourth of the reference length ensures very good load transmission, while more contact points do not modify the global response. Therefore, in the following this contact triangulation will be used. Finally, the effect of the velocity threshold is detailed in Figure 4c, where it is observable that if the maximum allowable velocity in the system after mechanical stabilisation is equal (or higher) to  $7 \cdot 10^{-4} \text{m} \cdot \text{s}^{-1}$ , the numerical response is highly unstable. A threshold of  $5 \cdot 10^{-5} \text{m} \cdot \text{s}^{-1}$  is chosen to produce acceptable results. To conclude, while the effect the number of contact points is relatively high on the numerical computational cost, the effects of



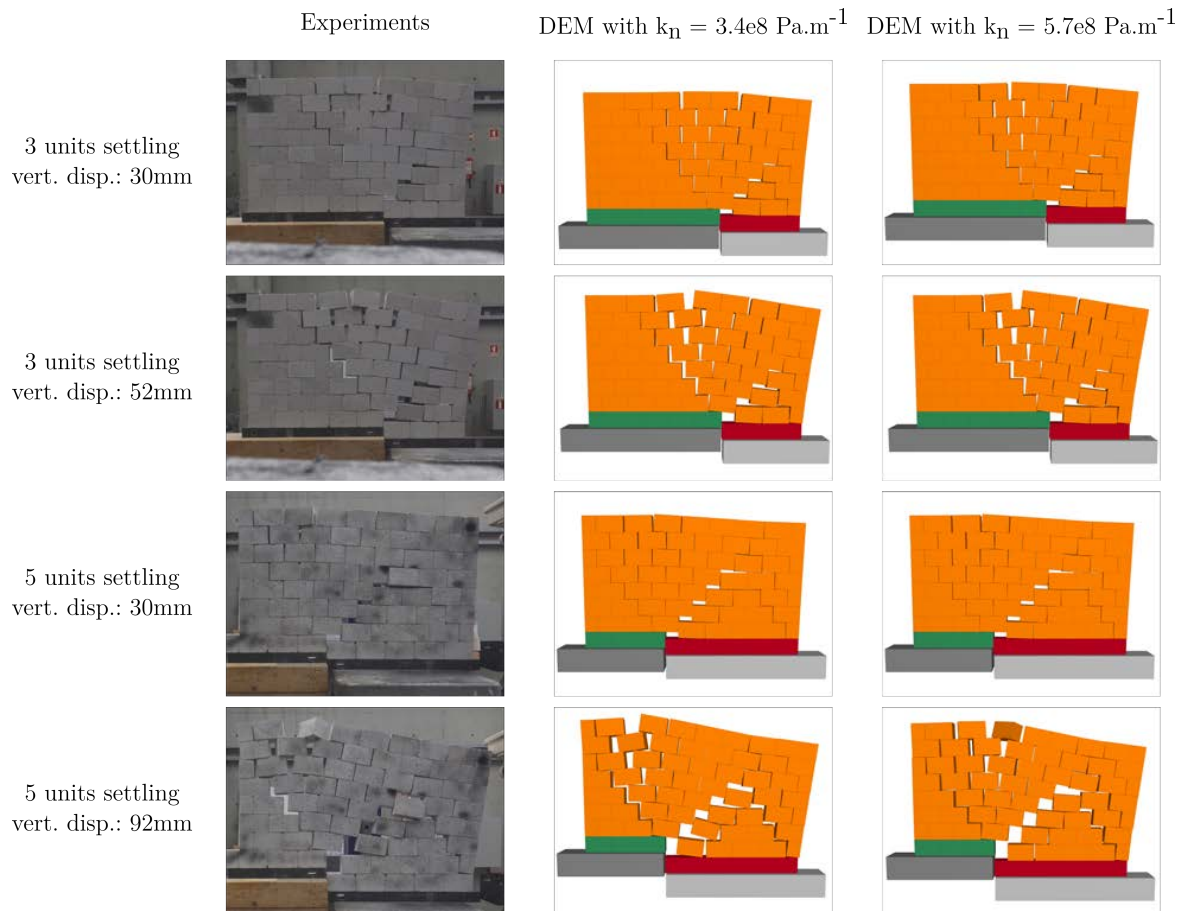
**FIGURE 4.** Parametric analysis used for the numerical calibration: **a)** the settling platform velocity (in  $\text{m cot m}^{-1}$ ), **b)** the contact point discretisation and **c)** the velocity threshold (in  $\text{m cot m}^{-1}$ ) to define stability.

the settling velocity and of the velocity threshold are less critical.

### C. Comparison between numerical and experimental outcomes

In the last section, experimental and numerical outcomes are compared on two representative configurations of the experimental campaign of Savalle et al. (2023). The first case, denoted as *three units settling* corresponds to the case where three units of the first masonry course are laid on the settling platform while the second case (*five units settling*) has five units of the first masonry course on the settling platform. Five and three experimental tests are available for the two configurations, respectively (Savalle et al. 2023). First, the mechanisms are compared in Figure 5, with two different instants for each configuration and two simulations (one with  $k_n = 0.34\text{GPa} \cdot \text{m}^{-1}$  and the other with  $k_n = 0.57\text{GPa} \cdot \text{m}^{-1}$ , as discussed in Section 4.1). Note that for brevity, only the dry-joint normal stiffness is indicated though the tangential stiffness also follows the values indicated in Table 2. It is first observed a very good agreement in both cases, with only minor differences between the two DEM simulations with the different stiffness. Importantly, the larger stiffness ( $k_n = 0.57\text{GPa} \cdot \text{m}^{-1}$ ) is associated to slightly larger units' displacements while in the smaller stiffness DEM simulation, the deformation of the interfaces (interpenetration) are larger. Yet, overall, the effect of the stiffness on the crack pattern is small.

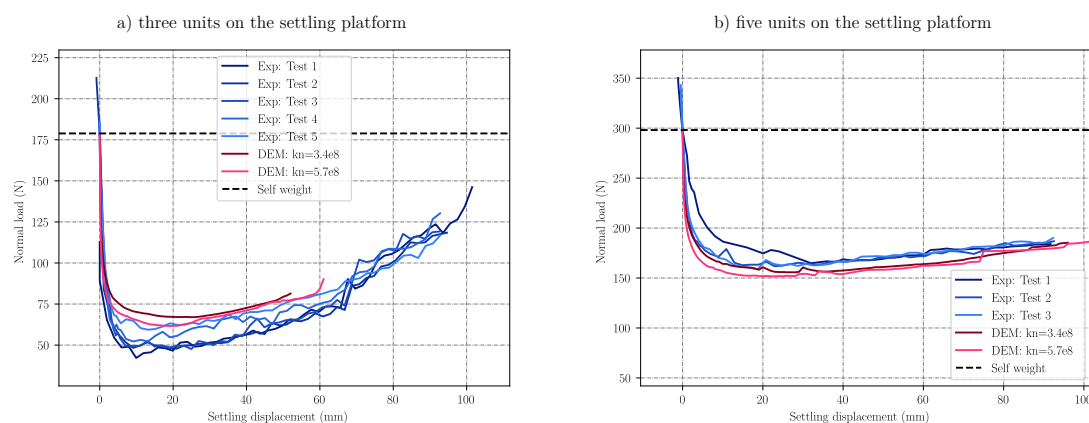
Figure 6 then compares the load-displacement curves of the two simulations with the experimental



**FIGURE 5.** Comparison between the failure mechanisms between i) the experiments (Savalle et al. 2023), ii) the DEM simulations with  $k_n = 0.34\text{GPa}\cdot\text{m}^{-1}$ , and iii) the DEM simulations with  $k_n = 0.57\text{GPa}\cdot\text{m}^{-1}$ . The comparison is shown for two experiments (three units and five units on the settling platform) at two different instants, herein characterised by the total vertical displacement.

results. First of all, one can note that the first test of the second case (Figure 6b) seems to be an outlier, at least up to 30mm of vertical displacement, and therefore won't be considered in the discussion below. In general, both cases are well replicated through numerical modelling. Again, both values of dry-joint stiffness lead to a very good agreement, though its influence on the numerical results is more visible for the load-displacement curves (Figure 6) than for the crack patterns (Figure 5). In addition, the initial stiffness of the whole structure (i.e. below 5mm) is excellently replicated by the simulations.

In fact, as introduced before (Section 4.1), the dry-joint stiffness properties should also depend on the normal stress acting at the interfaces (Colombo et al. 2022). A simplified approach that considers a constant value for all stresses is only an approximation, which, in the present case, is satisfactory given the very good agreement between experimental and numerical outcomes. Yet, some deviations are still observable between experimental and numerical curves. More importantly, the numerical simulations seem to overestimate the vertical load in the first case (Figure 6a), while they underestimate the vertical load in the second case (Figure 6b). These deviations are attributed to the inherent assumptions of a constant dry-joint stiffness.



**FIGURE 6.** Comparison between the vertical load-displacement curves between i) the experiments (in blue) (Savalle et al. 2023) and ii) the DEM simulations (in red) with  $k_n = 0.34\text{GPa}\cdot\text{m}^{-1}$  and  $k_n = 0.57\text{GPa}\cdot\text{m}^{-1}$ . The comparison is shown for two experiments: (a) three units and (b) five units on the settling platform.

## V. Conclusion

The present work details a numerical strategy developed under a 3D discrete element framework to study the settlement of dry-joint masonry buildings. It is tested on a 2D wall but is clearly also applicable to more complex 3D structures. The paper insists on the key aspects of the modelling (on which a potential user should concentrate) and proposes an appropriate procedure. It is then used to replicate experiments on dry-joint masonry shear walls from the literature. Both the failure mechanisms and the vertical load-displacement curves are well predicted. However, the effect of dry-joint stiffness is more important on the load-displacement curves than on the mechanisms. Deviations in the load-displacement curves are attributed to the simplified modelling approach that uses a constant dry-joint stiffness. Indeed, these discrepancies originate from a combination of the following explanations: 1) the dry-joint stiffness should ideally be identified directly on a wall instead of a couplet of masonry units, 2) its value may vary depending on the size and loading condition of the wall and 3) the dry-joint stiffness strongly depends on the normal stress acting at the interface. To conclude, while the collapse mechanism and the load-displacement curve of a settlement experiment are predictable using a classical DEM approach, the perfect match between experimental and numerical curves can only be achieved using a more refined definition of the dry-joint stiffness.

## References

- Abaqus, . (2014), 'Documentation 651', *Dassault Systemes Simulia Corporation* (6.2).
- Alessandri, C., Garutti, M., Mallardo, V. & Milani, G. (2015), 'Crack Patterns Induced by Foundation Settlements: Integrated Analysis on a Renaissance Masonry Palace in Italy', *International Journal of Architectural Heritage* 9(2), 111–129. Publisher: Taylor & Francis \_eprint: <https://doi.org/10.1080/15583058.2014.951795>.  
URL: <https://doi.org/10.1080/15583058.2014.951795>

- Alexandris, A., Protopapa, E. & Psycharis, I. (2004), Collapse mechanisms of masonry buildings derived by the distinct element method, in 'Proceedings of the 13th world conference on earthquake engineering', p. 14.
- Ard, V., Mens, E., Poncet, D., Cousseau, F., Defaix, J., Mathé, V. & Pillot, L. (2015), 'Life and death of Angoumois-type dolmens in west-central France', *Bulletin de la Société Préhistorique Française* **113**(4), 737–764.
- Bui, T., Limam, A., Sarhosis, V. & Hjiat, M. (2017), 'Discrete element modelling of the in-plane and out-of-plane behaviour of dry-joint masonry wall constructions', *Engineering Structures* **136**, 277–294.  
URL: <https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0141029617300913>
- Ceravolo, R., De Marinis, A., Pecorelli, M. L. & Zanotti Fragonara, L. (2017), 'Monitoring of masonry historical constructions: 10 years of static monitoring of the world's largest oval dome', *Structural Control and Health Monitoring* **24**(10), e1988. Publisher: Wiley Online Library.
- Chen, X., Wang, X., Wang, H., Agrawal, A. K., Chan, A. H. & Cheng, Y. (2021), 'Simulating the failure of masonry walls subjected to support settlement with the combined finite-discrete element method', *Journal of Building Engineering* p. 102558. Publisher: Elsevier.
- Colombo, C., Savalle, N., Mehrotra, A., Funari, M. F. & Lourenço, P. B. (2022), 'Experimental, numerical and analytical investigations of masonry corners: Influence of the horizontal pseudo-static load orientation', *Construction and Building Materials* **344**, 127969.  
URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061822016397>
- Cousseau, F. (2016), *Archéologie du bâti mégalithique dans l'ouest de la France*, PhD Thesis, Rennes 1.
- Cundall, P. A. (1971), A computer model for simulating progressive large-scale movements in blocky rock systems, in 'Proceedings of the Symposium of the International Society for Rock Mechanics, Nancy, France', Vol. 2.
- Dalgic, K. D., Gulen, D. B., Acikgoz, S., Burd, H., Hendriks, M. A., Giardina, G. & Ilki, A. (2021), Large scale experimental settlement tests to evaluate structural models for tunnelling-induced damage analysis, in 'International Conference of the International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics', Springer, pp. 164–171.
- D'Altri, A. M., De Miranda, S., Castellazzi, G., Sarhosis, V., Hudson, J. & Theodossopoulos, D. (2019), 'Historic barrel vaults undergoing differential settlements', *International Journal of Architectural Heritage*. Publisher: Taylor & Francis.
- Deck, O. & Singh, A. (2012), 'Analytical model for the prediction of building deflections induced by ground movements', *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* **36**(1), 62–84. Publisher: Wiley Online Library.
- European Commission (2010), *Europe, the world's No 1 tourist destination – a new political framework for tourism in Europe*, Communication from the Commission to the European Parliament, the Council, the European Economic and Social Committee and the Committee of the Regions COM/2010/0352.

- Funari, M. F., Hajjat, A. E., Masciotta, M. G., Oliveira, D. V. & Lourenço, P. B. (2021), 'A Parametric Scan-to-FEM Framework for the Digital Twin Generation of Historic Masonry Structures', *Sustainability* **13**(19), 11088. Publisher: Multidisciplinary Digital Publishing Institute.
- Funari, M. F., Silva, L. C., Savalle, N. & Lourenço, P. B. (2022), 'A concurrent micro/macro FE-model optimized with a limit analysis tool for the assessment of dry-joint masonry structures', *International Journal for Multiscale Computational Engineering* **20**(5), 65–85. Publisher: Begel House Inc.  
**URL:** <https://www.dl.begellhouse.com/journals/61fd1b191cf7e96f,forthcoming,40212.html>
- Gagliardo, R., Portioli, F. P. A., Cascini, L., Landolfo, R. & Lourenço, P. B. (2021), 'A rigid block model with no-tension elastic contacts for displacement-based assessment of historic masonry structures subjected to settlements', *Engineering Structures* **229**, 111609.
- Giardina, G., Marini, A., Hendriks, M. A., Rots, J. G., Rizzardini, F. & Giuriani, E. (2012), 'Experimental analysis of a masonry façade subject to tunnelling-induced settlement', *Engineering Structures* **45**, 421–434. Publisher: Elsevier.
- Giardina, G., Marini, A., Riva, P. & Giuriani, E. (2020), 'Analysis of a scaled stone masonry facade subjected to differential settlements', *International Journal of Architectural Heritage* **14**(10), 1502–1516. Publisher: Taylor & Francis \_eprint: <https://doi.org/10.1080/15583058.2019.1617911>.  
**URL:** <https://doi.org/10.1080/15583058.2019.1617911>
- Giardina, G., Van de Graaf, A. V., Hendriks, M. A., Rots, J. G. & Marini, A. (2013), 'Numerical analysis of a masonry façade subject to tunnelling-induced settlements', *Engineering structures* **54**, 234–247. Publisher: Elsevier.
- Hemeda, S. (2021), 'Numerical analysis of geotechnical problems of historic masonry structures', *Geotechnical and Geological Engineering* **39**(3), 2461–2469. Publisher: Springer.
- Itasca (2019), *3 Dimensional Distinct Element Code (3DEC) : Theory and background, 7th Edition*, Itasca Consulting Group.
- Jaiswal, K. & Wald, D. J. (2008), *Creating a global building inventory for earthquake loss assessment and risk management*, U.S. Geological Survey, Open-File Report 2008-1160.
- Laefer, D. F., Hong, L. T., Erkal, A., Long, J. H. & Cording, E. J. (2011), 'Manufacturing, assembly, and testing of scaled, historic masonry for one-gravity, pseudo-static, soil-structure experiments', *Construction and Building Materials* **25**(12), 4362–4373.  
**URL:** <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061811001310>
- Lemos, J. V. (2007), 'Discrete Element Modeling of Masonry Structures', *International Journal of Architectural Heritage* **1**(2), 190–213.  
**URL:** <http://www.tandfonline.com/doi/abs/10.1080/15583050601176868>
- Lemos, J. V. (2019), 'Discrete Element Modeling of the Seismic Behavior of Masonry Construction', *Buildings* **9**(2), 43.
- Masciotta, M.-G., Ramos, L. F. & Lourenço, P. B. (2017), 'The importance of structural monitoring as a diagnosis and control tool in the restoration process of heritage structures: A case study in Portugal', *Journal of Cultural Heritage* **27**, 36–47. Publisher: Elsevier.

- Milani, G., Esquivel, Y. W., Lourenço, P. B., Riveiro, B. & Oliveira, D. V. (2013), 'Characterization of the response of quasi-periodic masonry: Geometrical investigation, homogenization and application to the Guimarães castle, Portugal', *Engineering structures* **56**, 621–641. Publisher: Elsevier.
- Mithen, S. (2011), *After the ice: a global human history, 20,000-5000 BC*, Weidenfeld & Nicolson.
- Oliveira, R. L., Rodrigues, J. P. C., Pereira, J. M., Lourenço, P. B. & Marschall, H. U. (2021), 'Normal and tangential behaviour of dry joints in refractory masonry', *Engineering Structures* **243**, 112600. Publisher: Elsevier.
- Portioli, F. & Cascini, L. (2016), 'Assessment of masonry structures subjected to foundation settlements using rigid block limit analysis', *Engineering Structures* **113**, 347–361. Publisher: Elsevier.
- Portioli, F. & Cascini, L. (2017), 'Large displacement analysis of dry-jointed masonry structures subjected to settlements using rigid block modelling', *Engineering Structures* **148**, 485–496. Publisher: Elsevier.
- Ramírez, P. B., de Balbín Behrmann, R., Laporte, L., Gouézin, P., Cousseau, F., Bermejo, R. B., Gismero, A. H., Cela, M. I. & Quesnel, L. (2015), 'Natural and artificial colours: the megalithic monuments of Brittany', *Antiquity* **89**(343), 55–71.
- Ritter, S., Giardina, G., DeJong, M. J. & Mair, R. J. (2018), 'Centrifuge modelling of building response to tunnel excavation', *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics* **18**(3), 146–161. Publisher: Thomas Telford Ltd.
- Savalle, N., Funari, M. F., Fernandes, L., Colombo, C., Szabó, S., Hussaini, S., Karimzadeh, S. & Lourenço, P. B. (2023), Large static testing equipment: design and testing of a settlement facility, in 'Testing and Experimentation in Civil Engineering - From Current to Smart Technologies', Lisbon, Portugal.
- Savalle, N., Lourenço, P. B. & Milani, G. (2022), 'Joint Stiffness Influence on the First-Order Seismic Capacity of Dry-Joint Masonry Structures: Numerical DEM Investigations', *Applied Sciences* **12**(4), 2108. Publisher: Multidisciplinary Digital Publishing Institute.
- Savalle, N., Vincens, r. & Hans, S. (2020), 'Experimental and numerical studies on scaled-down dry-joint retaining walls: Pseudo-static approach to quantify the resistance of a dry-joint brick retaining wall', *Bulletin of Earthquake Engineering* **18**, 581–606.  
**URL:** <https://doi.org/10.1007/s10518-019-00670-9>
- Stepinac, M., Lourenço, P. B., Atalić, J., Kišiček, T., Uroš, M., Baniček, M. & Šavor Novak, M. (2021), 'Damage classification of residential buildings in historical downtown after the ML5.5 earthquake in Zagreb, Croatia in 2020', *International Journal of Disaster Risk Reduction* **56**, 102140.  
**URL:** <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2212420921001060>
- Vlachakis, G., Vlachaki, E. & Lourenço, P. B. (2020), 'Learning from failure: Damage and Failure of Masonry Structures, after the 2017 Lesvos Earthquake (Greece)', *Engineering Failure Analysis* p. 104803. Publisher: Elsevier.
- Xiao, S., Li, N. & Guo, X. (2021), 'Analysis of flood impacts on masonry structures and mitigation measures', *Journal of Flood Risk Management* **14**(4), e12743. Publisher: Wiley Online Library.



# Discrete element modelling of a masonry wall subjected to shear with taking into account the damage of blocks

**ABSTRACT** The masonry structures represent a remarkable portion of the French and world built heritage. The preservation of these buildings requires a multidisciplinary diagnostic approach that includes a structural assessment to estimate their stability. However, this task remains difficult because of the high non linearity of the masonry material and the complexity of the geometries of this type of buildings. For this, several robust modeling strategies have been developed. Among these strategies, block based models based on the discrete element method and more specifically the NSCD (Non Smooth Contact Dynamics) allow to take into account the actual texture of masonry. However, in this type of approach, blocks are elastic and non linearity appears only at the interfaces between blocks governed by cohesive frictional laws. In this study, a new hybrid approach is proposed. It consists in integrating a model combining damage and plasticity in finite element blocks. The validation of this numerical approach is carried out on the basis of an experimental campaign on masonry walls tested in shear and subjected to vertical loading.

**Keywords** Masonry, Damage, NSCD, DEM, FEM

## I. INTRODUCTION

Masonry is one of the oldest construction techniques still used today. This technique includes any construction method based on the principle of stacking blocks. The variety of masonry types is due to the diversity of materials (blocks and mortar joints) and methods of arranging blocks during different eras, that differ from one region to another. In fact, construction techniques of masonry have often changed over time to meet specific needs. This historical and diversity aspects of masonry make that a great part of the cultural heritage consists of monumental masonry structures such as towers, castles, churches, mosques, temples, etc.

In recent years, many historical masonry buildings were damaged either due to weathering, fire incidents or earthquakes. These incidents can have drastic consequences either humanly, culturally or financially. In 2019, the famous Notre Dame cathedral of Paris, which is considered as one of the symbols of France, was hit by a devastating fire. As a consequence, the whole timber roof was burned and a part of the stone vaults collapsed. Thus, the preservation and restoration of such buildings requires a multidisciplinary diagnostic approach that includes a structural assessment to estimate their stability. However, the heterogeneity, anisotropy and strong non-linearity of masonry make this task complex. It is even more complicated when historical monuments presents a complex geometry as well as a complex loading history. Hence it is necessary to develop robust numerical modeling strategies dedicated to masonry structures.

Several modelling strategies exist in the literature and can be separated into four major families (D'Altri et al. (2019)) : block based models with or without joints, continuous models where masonry is considered as a homogeneous continuous material, macro-models that model the structure by a system of panels with a non-linear mechanical response and geometry-based models that consider the structure as a rigid solid

and assume that the masonry has a infinite compressive strength, a zero tensile strength and prohibition of block's sliding (this approach uses only the geometric and loading data of the structure).

Among the block based models, the NSCD (Non Smooth Contact Dynamics) is one of the discrete element methods developed to model the dynamics of a set of distinct bodies (rigid or deformable) in interaction (Dubois & Jean (2006)). The particularity of this method compared to other discrete element methods is the implicit time integration, the implicit resolution of the contact problem and the possibility of taking into account non regular contact laws. Thus, several NSCD-based modeling strategies can be adapted for masonry structures.

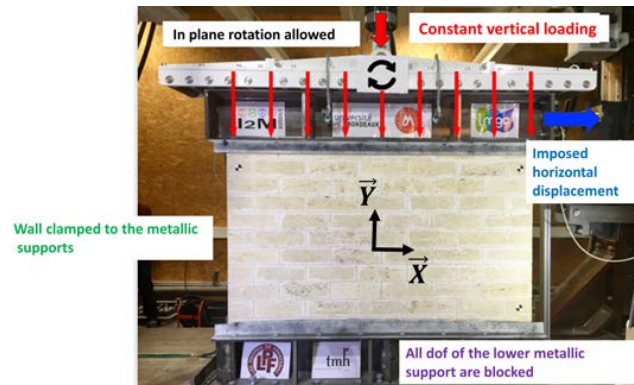
The work presented here is based on the work initially carried out to model the mechanical behaviour of masonry walls under shear Venzal (2020). In this previous study, a simplified approach based on the NSCD was implemented. The masonry was modelled as a stack of homogenized isotropic extended elastic blocks. The stiffness of the mortar joints was integrated in the blocks using linear homogenization. The interaction between these extended blocks is described by a frictional cohesive contact law called FCZM (Venzal (2020)). This frictional cohesive law is adapted to model the mechanical response of the block mortar interface. It takes into account the progressive damage of the interface in tensile (Mode I), shear (Mode II) and tensile-shear mixed mode. In addition, in the case of a load that combines compression and shear, this model allows to gradually take into account friction depending on the damage evolution. The identification of the mechanical parameters of this FCZM law was carried out by means of an experimental characterization campaign using a direct tensile test on masonry duos and a compression/ shear test on masonry triplets.

The validation of this numerical approach was carried out by comparing the experimental results of a masonry wall tested in shear and subjected to vertical loading with the numerical results. In this previous study, it was shown that by directly injecting the parameters of limestone blocks and stone-mortar interfaces identified experimentally, the numerical model does not allow to reproduce directly (i) the experimental horizontal stiffness of the wall and (ii) the failure mechanisms observed experimentally. The modulus of elasticity of the homogenized block was therefore reduced by 86% in order to obtain the experimental stiffness of the wall. In addition, the failure mechanisms were numerically obtained through the introduction of an initial interface damage.

The limitation of this approach is its inability to reproduce the damage of the blocks which is often observed in masonry buildings and typically in walls subjected to shear due to the high compressive stresses. Neglecting this aspect can highly impact the mechanical response of the masonry wall. Thus, it is necessary to model the blocks with a non linear damage model rather than a simple linear elastic one. Also, homogenization of such non linear models is a difficult challenge. To overcome both issues, a novel modelling approach is proposed in this work where masonry is modelled by a stacking of non extended ,non-homogenized and non linear blocks (a model combining damage and plasticity is used for the blocks), that is, keeping their own dimensions and their own material properties. The normal and tangential elastic behaviour of the mortar joint is considered by adding a linear spring to the FCZM law (in both normal and tangential directions).

## II. Experimental results

The purpose of this section is to summarize the results of the experimental program conducted by Venzal (2020) on masonry walls subjected to compressive/shear loading.



**FIGURE 1.** Boundary conditions applied to the wall. Venzal (2020)

#### A. Experimental program

In this previous work, 9 walls were tested under compressive/shear loading. Three different compressive stresses (0.3MPa, 0.4MPa and 0.5MPa) were applied ( three walls for each compressive stress) to quantify its impact on the wall behaviour.

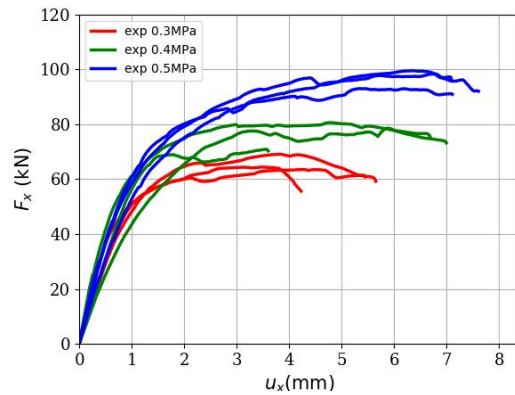
The walls were 1,85m wide, 1.2m tall and 0.15m thick and were composed of 11 courses. They were made of soft limestone collected from Frontenac quarry. The selected mortar was a natural hydraulic lime mortar often used in ancient masonry building restoration. For the binder and the sand, NHL3.5 as well as a 0/2mm sand were used. A 1.5 : 1 : 6.5 formulation ("water : binder : sand" expressed in mass ratios) was chosen to optimize the workability of the mortar.

For the boundary conditions, the wall was glued to two metallic supports using an epoxy resin. The lower metallic support was clamped while the upper metallic support's out-of-plane rotation and displacements were blocked. The vertical loading was first applied and then an horizontal displacement was imposed. The displacement and deformation field were measured using stereo correlation. (Figure 1)

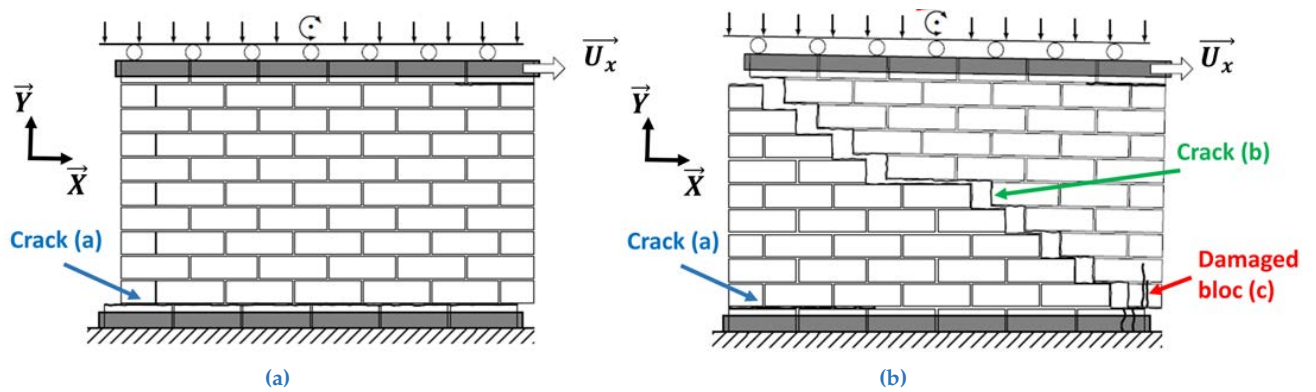
#### B. Experimental results

The experimental results shows that all the 9 walls presents a similar mechanical response. The curves " $F_x - U_x$ " of all the walls, where  $U_x$  is the applied horizontal displacement while  $F_x$  is the corresponding horizontal reaction force, have the same shape (Figure 2). In fact, three different phases can be distinguished on these curves. First, a linear phase is observed which means that the wall is still not damaged and no plastic deformation is yet developed. This first phase is followed by a non linear phase where  $F_x$  keeps increasing, the non linearity is caused by the crack's initiation and propagation at the block-mortar interfaces (cracks (a) and (b) in figure 3). The cracking pattern developed in this phase highly depends on the applied compressive stress and on the dispersion of the mechanical properties of the different block-mortar interfaces as will be discussed further in the paper. The last observed phase is characterized by a sharp decrease in  $F_x$  due to the crushing of the blocks highly loaded in compression caused by the decrease of the effective surface resisting to the normal load.

Another important observation is that the higher the applied compressive stress the higher the failure load. This is explained by the fact that the frictional stresses at the level of the block-mortar interface are more important for higher compressive stresses. Also, since friction contributes more than cohesion to the inter-



**FIGURE 2.** The mechanical response  $F_x - U_x$  of the tested walls for the three applied compressive stresses. (Venzal (2020))



**FIGURE 3.** Failure mechanisms of the tested walls : (a) for high applied compressive stresses (b) for low applied compressive stresses. (Venzal (2020))

nal forces, the wall resists to higher forces when the normal loading is higher. However, the stiffness of the wall is not impacted by the normal loading since at finite displacements the contribution of friction is not yet predominant (we recall that the frictional stresses at the interfaces depends on the damage evolution). For the failure mechanisms, two main mechanisms are observed (Figure 3). In the first one, the horizontal crack (a) is initiated at the lower left corner at the level of the horizontal interface (where the tensile stresses are the highest due to maximal flexural moment at the wall base) and then it propagates horizontally along the interfaces until it reaches the lower right corner (3a). This latter mechanism is observed for low applied compressive stresses. For higher compressive stresses a second mechanism is rather observed. Similarly the horizontal crack (a) initiates at the lower left corner at the level of the horizontal interface and then propagates horizontally for a short distance along the interfaces where it stops propagating due to the high compressive stresses (the high compressive stresses make it hard for the crack to propagates further). At this stage, another diagonal crack (b) initiates at the vertical interface in the middle of the wall where shear and tensile stresses are the highest and then propagates to form a stair-step crack along the diagonal. Also, in this second mechanism the lower right block is damaged in compression (c) (Figure 3b).

### III. Numerical results

This section aims to present the novel modelling approach and its validation by comparing the numerical results to the experimental ones.

#### A. Modelling approach

The proposed approach is a 3D simplified micro modelling approach based on the so-called "non smooth contact dynamics method" or NSCD (Dubois & Jean (2006)). In view of the discontinuous character of the masonry formed by a stacking of blocks, this numerical approach has advantages over others modelling methods given its ability to capture physical phenomena occurring locally at the block/mortar interfaces. The masonry is modelled here by a stacking of non-extended and non-homogenized blocks (keeping their own dimensions and mechanical properties). The mortar and the block/mortar interface is modelled by an interface with an initial gap (Figure 4). The contact law of this interface includes then the mechanical behaviour of both mortar and the block/mortar interface. This is achieved by adding an elastic spring law in both normal and tangential directions to a cohesive frictional law called FCZM (Figure 5).

The stress-separation law ( $\sigma_I - \delta_I$ ) law in mode I is defined by the following equations :

$$\text{Mode I - tension } (\delta_I \geq 0) \begin{cases} \delta_I = \delta_I^{coh} + \delta_I^{spring} \\ \sigma_I = \sigma_I^{coh} = (1 - d_{coh})K_I^{coh}\delta_I^{coh} = \sigma_I^{spring} = (1 - d_{spring})K_I^{spring}\delta_I^{spring} \\ d_{coh} = \max_{history}(\max(1 - \frac{\sigma_I^e}{K_I^{coh}\delta_I^{coh}} e^{\phi_I(\frac{\sigma_I^e}{K_I^{coh}} - \delta_I^{coh})}; 0)) \end{cases} \quad (1)$$

$$\text{Mode I - compression } (\delta_I < 0) \begin{cases} \delta_I = \delta_I^{spring} \quad (\delta_I^{coh} = 0) \\ \sigma_I = \sigma_I^{coh} = \sigma_I^{spring} = (1 - d_{spring}^I)K_I^{spring}\delta_I^{spring} \end{cases} \quad (2)$$

Where  $\delta_I$  the total normal opening of the interface,  $\delta_I^{spring}$  the normal opening of the elastic spring,  $\delta_I^{coh}$  the normal opening of the FCZM law,  $\sigma_I = \sigma_I^{coh} = \sigma_I^{spring}$  the actual normal stress of the total law which is the same for the normal spring and FCZM law (we recall that the elastic spring and the FCZM law are mounted in series),  $d_{coh}$  is the damage variable of the cohesive part that can only increase,  $d_{spring}$  is a constant value chosen to calibrate the normal stiffness of the elastic spring (it can be seen as a parameter reproducing the observed difference between the stiffness of the mortar at the scale of the specimen and of the structure),  $\phi_I$  a parameter computed to ensure that the dissipated energy is equal to  $G_{fI}$  :  $\int_0^\infty \sigma_I^e e^{\phi_I(\delta_I^e - \delta_I^{coh})} d\delta_I^{coh} = G_{fI}$  and  $(\sigma_I^e, K_I^{coh}, K_I^{spring}, G_{fI})$  are the input parameters of the law in mode I defining respectively the elastic limit stress [Pa], the FCZM stiffness [Pa/m], the spring stiffness [Pa/m] and the cohesive energy [J/m<sup>2</sup>].

For mixed mode shear+compression, the stress-sliding law ( $\sigma_{II} - \delta_{II}$ ) is defined by the following set of equations :

$$\text{Mode II - shear/compression} \begin{cases} \delta_{II} = \delta_{II}^{coh} + \delta_{II}^{spring} \\ \sigma_{II} = \sigma_{II}^{FCZM} = \sigma_{II}^{coh} + \sigma_\mu = \sigma_{II}^{spring} \\ \sigma_{II}^{spring} = (1 - d_{spring})K_{II}^{spring}\delta_{II}^{spring} ; \sigma_{II}^{coh} = (1 - d_{coh})K_{II}^{coh}\delta_{II}^{coh} \\ |\sigma_\mu| \leq \sigma_{\mu_c} = \mu d^P |\sigma_N| \\ d_{coh} = \max_{history}(\max(1 - \frac{\sigma_{II}^e}{K_{II}^{coh}\delta_{II}^{coh}} e^{\phi_{II}(\frac{\sigma_{II}^e}{K_{II}^{coh}} - \delta_{II}^{coh})}; 0)) \end{cases} \quad (3)$$

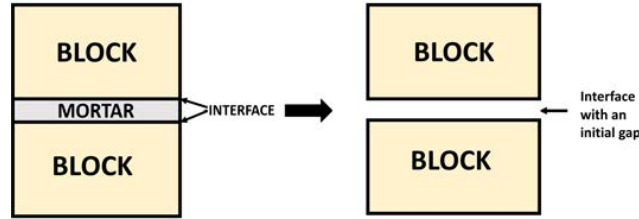


FIGURE 4. The modelling approach adapted for masonry.

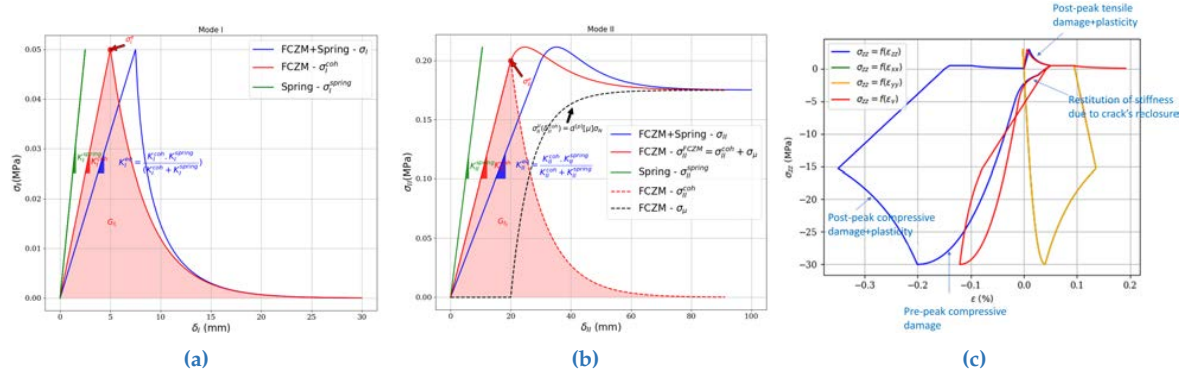


FIGURE 5. Rheological model of the proposed contact law : (a) in mode I (b) in mode II.

In a similar way to mode I,  $\delta_{II}$  the total tangential sliding of the interface,  $\delta_{II}^{spring}$  the tangential sliding of the elastic spring,  $\delta_{II}^{coh}$  the tangential sliding of the FCZM law,  $\sigma_{II} = \sigma_{II}^{FCZM} = \sigma_{II}^{spring}$  the actual tangential stress of the total law which is the same for the tangential spring and FCZM law,  $\sigma_{\mu}$  the frictional stress of the FCZM law,  $\sigma_{\mu_c}$  the sliding frictional stress that depends on the damage value,  $d_{coh}$  is the damage variable that can only increase,  $d_{spring}$  is a constant value chosen to calibrate the tangential stiffness of the elastic spring,  $\phi_{II}$  a parameter computed to ensure that the dissipated energy is equal to  $G_{f_{II}}$  :  $\int_0^{\infty} \sigma_{II}^e e^{\phi_{II}(\delta_{II}^e - \delta_{II}^{coh})} d\delta_{II}^{coh} = G_{f_{II}}$ ,  $\sigma_N$  is the compressive stress applied and  $(\sigma_{II}^e, K_{II}^{coh}, K_{II}^{spring}, G_{f_{II}}, p, \mu)$  are the input parameters of the law in mode II defining respectively the elastic limit stress [Pa], the FCZM stiffness [Pa/m], the spring stiffness [Pa/m], the cohesive energy [ $J/m^2$ ], the exponent of the frictional stress evolution and the coefficient of friction.

As the relation  $\sigma_i - \delta_i ; i \in \{I, II\}$  is implicit, a non linear solver is used to determine  $\sigma_i$  given a certain value of  $\delta_i$ . In tension, an exponential cohesive law is used for the FCZM law (1). While in compression, a signorini law is used since a physical interface have no stiffness in compression (2). For this reason, the stiffness of the total law in compression is the same as of the elastic spring. Also there is no damage evolution in compression. While for shear+compression mode, the FCZM law considers that the shear stress is the sum of an exponential cohesive stress (mode II) and frictional stress, where this latter increase with the evolution of  $d$  (3). Figure 6 illustrates the mechanical response of this contact law in both pure mode I and in compression/shear mode.

For the blocks, a model called "ENDO3D" coupling damage and plasticity is used (Morenon et al. (2022)). Specifically, this model is suitable to model the mechanical behaviour of natural stones since it is capable of capturing the asymmetric response in tension/compression, dilatancy, energy regularization in tension and cracks reclosure in compression. This is achieved by incorporating a multi-surface plasticity approach and different damage tensors for tension and compression. Figure 6c illustrates the mechanical



**FIGURE 6.** Mechanical response of the proposed contact law : (a) in mode I (b) in mode II. And the ENDO3D model response under a uniaxial tensile/compression test along z axis : (c).

**TABLE 1.** ENDO3D parameters

Elasticity		Tensile			Compression				
$E$ (Pa)	$\nu$	$R_t$ (Pa)	$\epsilon_{pic_t}$	$G_{f_t}$ (J/m <sup>2</sup> )	$R_c$ (Pa)	$\epsilon_{pic_c}$	$\delta$	$\beta$	$\epsilon_{kdc}$

response of the ENDO3D model in the case of a cube (modeled by one finite element) subjected to a uniaxial tensile/compression load. The main model parameters are summarized in table 1.

Finally, the proposed contact law as well as the damage-plasticity model were added to the discrete element software LMGC90.

*B. Numerical wall model*

In LMGC90 software the 3D geometry of the masonry wall was created by using the simplified micro modeling technique. Masonry units were meshed using cubic elements (2 elements along x,y axes and one element along z axis), while the mortar and block/mortar interface were modeled by a 2D contact elements with an initial gap (4 contact points by contact element). The number of mesh elements and of contact points were determined in order to optimize time calculation while preserving accurate results. Rigid elements were used to model the upper and lower metallic supports. Figure 7 displays the discrete element model of the masonry wall with the corresponding block’s finite element meshes and contact points.

Boundary conditions similar to the experiments used experimentally are applied to the numerical model. The blocks of the first and last courses are glued to the metallic supports through a coupled dof contact law. For the load history, gravity, normal loading and imposed horizontal displacement were applied successively and gradually using tangent hyperbolic functions (to avoid sudden variations that can lead to dynamic effect).

Concerning the material’s parameters, they were taken from (Bisoffi-Sauve (2016), Parent (2015),Venzal (2020)). Tables 2 and 3 regroup the different parameters used for the damage-plasticity model and for the contact law model.

*C. Numerical results*

The numerical results of the model with non linear blocks show a good agreement with the experimental ones (Figure 8a). In fact, using the initial parameters shown in table 3 (with a  $d_{spring} = 0$ ) the numerical



FIGURE 7. Numerical model of the wall : (a) wall mesh (b) contact points.

TABLE 2. ENDO3D parameters used

Elasticity		Tensile			Compression				
$E$ (GPa)	$\nu$	$R_t$ (MPa)	$\varepsilon_{pic_t}$	$G_{f_t}$ (J/m <sup>2</sup> )	$R_c$ (MPa)	$\varepsilon_{pic_c}$	$\delta$	$\beta$	$\varepsilon_{kdc}$
11.1	0.2	1	$0.9009 \times 10^{-4}$	60	9.46	$0.13 \times 10^{-1}$	0.4	0.2	$0.18 \times 10^{-1}$

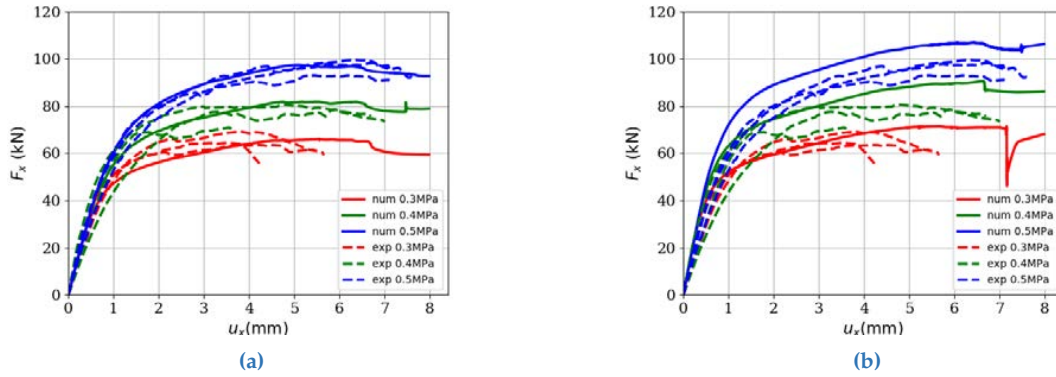
model was unable to reproduce the correct horizontal wall stiffness ( $\approx 71kN/mm$ ) nor the observed failure mechanisms. To obtain the correct stiffness, an isotropic damage (isotropic means here that same damage value is considered for both normal and tangential directions)  $d_{spring} = 0.953$  is applied on the elastic spring part of the contact law (representing the mortar). While the stiffness is correctly captured by the numerical model, the failure mechanisms are still not correctly reproduced. To overcome that, an initial damage  $d_{coh} = 0.99944$  (this damage value leads to a 60% decrease of  $\sigma_{II}^e$ ) is considered for the frictional cohesive part of the contact law (representing the block/mortar interface). In fact, this initial damage allowed to reproduce the observed failure mechanisms without impacting the horizontal wall stiffness. This reduction of the mechanical properties of the contact law identified at the scale of the specimen is certainly explained by the different curing and drying conditions of the grouted mortars at the wall’s scale compared to the specimen’s scale.

However, even though the same parameters previously set are used for the model with linear blocks. The corresponding numerical results do not agree with the experimental ones (Figure 8b). This highlights the fact that the elastic linear hypothesis is not suitable for extreme load cases where the blocks are highly damaged. In fact, the failure of the lower right block of the wall in compression impacts the initiation of failure mechanisms of the wall as well as its mechanical response (Figure 9a). Also, unexpectedly tensile damage is also observed but only in some fewer blocks. For that reason, the model with linear blocks gives incorrect results both in terms of stiffness and failure loads (the pre-peak damage in compression impacts the stiffness of the wall). Nevertheless, both models capture the cracks at the contact interfaces. Figures 10c and 9c shows the highly damaged interfaces (at the contact points), and it can be seen that the same crack patterns observed experimentally are reproduced.

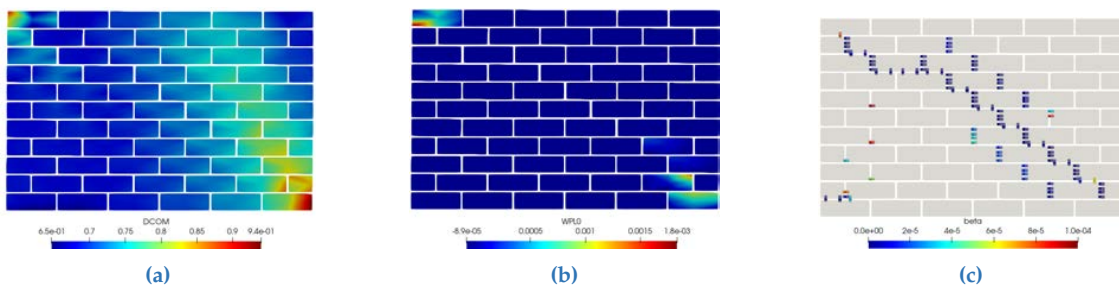
TABLE 3. Law contact (FCZM+spring) parameters used

Linear spring		FCZM (mode I)			FCZM (mode II)		
$K_I^{spring}$ (Pa/m)	$K_{II}^{spring}$ (Pa/m)	$\sigma_I^e$ (MPa)	$K_I^{coh}$ (Pa/m)	$G_{f_I}$ (J/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{II}^e$ (MPa)	$K_{II}^{coh}$ (Pa/m)	$G_{f_{II}}$ (J/m <sup>2</sup> )
$4.3 \times 10^{11}$	$1.8 \times 10^{11}$	0.05	$1.21 \times 10^{11}$	3	0.27	$2.8 \times 10^{11}$	206

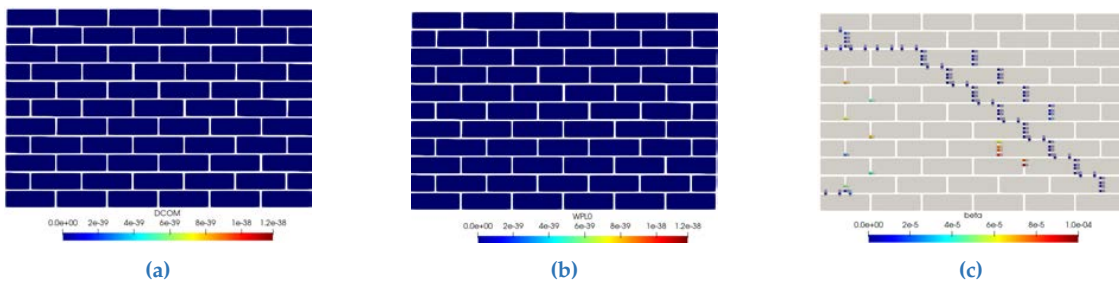




**FIGURE 8.** Comparison of the numerical results and experimental results in terms of  $F_x-U_x$  curves : (a) blocks with a damage-plasticity model (b) blocks with an linear elastic model.



**FIGURE 9.** Different damage fields of the numerical wall with nonlinear blocks at  $(\sigma_N = 0.5MPa ; U_x = 8mm)$ : (a) compressive damage in the blocks (b) tensile cracks opening (c) interface damage.



**FIGURE 10.** Different damage fields of the numerical wall with linear elastic blocks  $(\sigma_N = 0.5MPa ; U_x = 8mm)$ : (a) compressive damage in the blocks (b) tensile cracks opening (c) interface damage.

#### IV. Conclusions and perspectives

In this work, a new modelling strategy is developed in which damage can initiate in both interfaces and blocks. This new approach, allows to capture all the typical failure mechanisms of a masonry. Also, since the appropriate mechanical parameters found experimentally are put in the blocks and the interface+interface/block assembly, no homogenization step is needed. This is achieved by introducing a new contact law in which a normal and a tangential elastic spring is added to a frictional cohesive model which allows to model the interface+interface/block assembly separately.

The necessity of taking into account the damage in blocks was highlighted by comparing the numerical results of two wall models (with non linear blocks and with only linear elastic blocks). It was shown, that the linear model gave results different from the experimental ones. However, it was possible to obtain better results with the linear model but with a different set of parameters than the one used in the non linear model. But this can lead to a false parameters setting and can highly impact the results of larger scale models (at the scale of a cathedral, tower, castle...). Also, the damage in blocks is predominant in masonry structures as was seen for the shear wall, which limits the use of the discrete model with linear blocks.

In the scope of this work, an experimental campaign is planned to properly characterize the mechanical behaviour of the materials used in the tested walls. Also, the sensitivity analysis of the wall's numerical response with respect to the different model's parameters is still to be done to have a better understanding of the main causes triggering the failure mechanisms of the tested walls. Finally, this modelling approach will be applied on the cathedral of Notre Dame of Paris.

#### References

- Bisoffi-Sauve, M. (2016), *Etude des ouvrages maçonnés en pierre par la méthode des éléments discrets : caractérisation et modélisation du comportement cohésif des joints*, Theses, Université de Bordeaux.  
URL: <https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-01373072>
- D'Altri, A., Sarhosis, V., Milani, G., Rots, J., Cattari, S., Lagomarsino, S., Sacco, E., Tralli, A., Castellazzi, G. & Miranda, S. (2019), 'Modeling strategies for the computational analysis of unreinforced masonry structures: Review and classification', *Archives of Computational Methods in Engineering* **27**.  
URL: <https://link.springer.com/article/10.1007/s11831-019-09351-x>
- Dubois, F. & Jean, M. (2006), *The non smooth contact dynamic method: recent LMGC90 software developments and application*, Springer Berlin Heidelberg, Berlin, Heidelberg, pp. 375–378.  
URL: [https://doi.org/10.1007/3-540-31761-9\\_44](https://doi.org/10.1007/3-540-31761-9_44)
- Morenon, P., Sellier, A. & Domède, N. (2022), 'Computational performances optimization of a non-linear mechanical behaviour model for geomaterials', *Academic Journal of Civil Engineering* **40**(1), 207–210.  
URL: <https://journal.augc.asso.fr/index.php/ajce/article/view/3115>
- Parent, T. (2015), *Méthodologie de Diagnostic de Structures Maçonnées Anciennes*, Theses, Université Toulouse 3.  
URL: <https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-01403780>
- Venzal, V. (2020), *Modélisation discrète du comportement mécanique des ouvrages maçonnés en pierre. Aspects expérimentaux - Analyse énergétique*, Theses, Université de Bordeaux.  
URL: <https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-03003557>

# Réaménagement durable et innovant d'un espace public : cas de la promenade plantée Jane et Paulette Nardal à Paris

Hélène GAVRILA<sup>1</sup>, Concetta SANGRIGOLI<sup>2</sup>, Saïd TELHAWI<sup>3</sup>

<sup>1</sup>ingénieure setec tpi <sup>2</sup>architecte <sup>3</sup>ingénieur setec tpi

## RESUME

Inaugurée en 2019 sur le site de l'ancien hôpital Broussais, la promenade Jane et Paulette Nardal, située à Paris XIV<sup>ème</sup>, s'inscrit dans le grand projet de renouvellement urbain de la porte de Vanves. Lancé en 2010 et destiné à désenclaver le quartier, le projet s'est orienté vers la création d'un jardin sur dalle au-dessus des voies ferrées de la Petite Ceinture. La promenade plantée de 600 mètres de long accueille des espaces verts, des aires de jeux, des équipements sportifs, des voies pompiers et des pistes cyclables. Le projet présente notamment 3 000 m<sup>2</sup> de jardin sur dalle, 3 puits d'infiltration des eaux pluviales, 2 noues d'infiltration et 280 mètres de tranchée drainante. La promenade a été construite avec des matériaux durables et démontrant le potentiel technique et esthétique des matériaux de récupération. Véritable laboratoire d'une démarche durable et innovante, le projet favorise notamment le réemploi. Plus de 240 000 pavés et pierres de dépôt de la mairie de Paris ont été réutilisés pour le sol et la conception de murets en pierre sèche. Les remblais sous la promenade ont été réalisés avec des matériaux à base de verre recyclé, les arbres ont été conservés dans la mesure du possible, malgré des travaux de génie-civil de grande ampleur et les eaux pluviales sont infiltrées en adéquation avec l'existant. Mandataire de la maîtrise d'œuvre complète, setec a été responsable des études d'ingénierie aux côtés de l'agence d'architecture Atelier NOUS, chargée de la concertation et de la conception urbaine.

**Mots-clés** infiltration des eaux pluviales ; innovation urbaine ; couverture végétalisée ; valorisation de matériaux ; concertation avec les habitants ; projet pluridisciplinaire.

## I. Adaptation des villes au changement climatique : les nouveaux défis de l'urbanisme

### A. Paris lieu idéal d'expérimentation

Aujourd'hui 50% de la population mondiale vit dans les villes et ce chiffre devrait atteindre 67% avec près de 7 milliards de citadins en 2050. Or les zones urbaines représentent déjà près de 70% des émissions mondiales de gaz à effet de serre.

Il semblerait pourtant d'après le Giec que "la concentration des gens et des activités est une opportunité pour améliorer l'efficacité des ressources et décarboner à grande échelle".

Paris, la 8<sup>ème</sup> ville la plus dense au monde, pourrait ainsi servir de lieu d'expérimentation pour faire murir et fiabiliser les solutions répondant aux défis à venir :

- Réduire les émissions de gaz à effet de serre aussi bien en phase de chantier qu'en phase d'exploitation pour atténuer le changement climatique ;
- Anticiper les effets du changement climatique, pour garantir les meilleures conditions de vie possible aux habitants et leur offrir un cadre agréable au sein de la ville ;
- Concevoir des villes durables, évolutives et capables de s'adapter.

### B. Les critères de la ville durable

Pour être durable la ville doit pouvoir s'adapter aux évolutions et aux attentes des habitants, elle doit être résiliente pour supporter les risques des crises sanitaires ou climatiques. Les aménagements des villes peuvent limiter les conséquences des catastrophes à venir en déployant des solutions concrètes et ayant fait leurs preuves.

L'ONG WWF propose des critères permettant de définir ce que doit être une ville durable :

- ne pas émettre de carbone ;
- proposer des transports collectifs et non polluants ;
- produire une énergie renouvelable ;
- construire un habitat constitué de matériaux locaux et récupérateur d'énergie ;
- avoir une alimentation locale ;
- gérer l'eau durablement ;
- recycler tous les déchets ;
- élaborer les projets avec la participation des habitants.

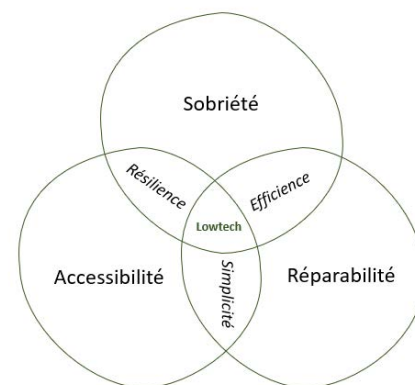


ILLUSTRATION 1.  
Schéma des piliers de la Low tech

### C. Des attentes réalistes pour limiter les risques

La ville de demain doit être capable de limiter l'impact de l'augmentation des températures et des vagues de chaleur. Si actuellement, les phénomènes d'îlots de chaleur sont problématiques, ils risquent d'être catastrophiques et d'impacter de plus en plus la vie des habitants les plus fragiles dans le futur.

La ville doit à la fois pouvoir réduire les risques liés à la sécheresse, conséquence directe du réchauffement climatique mais aussi d'absorber localement l'intensification des précipitations pour maîtriser les risques d'inondations.

Redonner une place aux vivants à travers des espaces publics accessibles et attractifs pour les riverains est une priorité, tout comme renforcer la biodiversité en centre de la ville et travailler sur une redistribution spatiale pour limiter les polluants liés aux déplacements.

Les concepteurs doivent atteindre ces objectifs avec une attention particulière sur la limitation de l'impact des travaux. La démarche de conception et de construction doit être raisonnée et pertinente à la fois sur l'utilisation des ressources et sur les émissions de carbone.

## II. L'aménagement de la promenade Nardal : contexte et enjeux environnementaux

### A. Le contexte et les enjeux

La promenade Jane et Paulette Nardal, située dans le XIV<sup>e</sup> arrondissement de Paris, s'intègre dans le grand projet de renouvellement urbain (GPRU) de la porte de Vanves.

L'objectif de départ était simple : construire à la place de l'ancien hôpital Broussais une nouvelle voie publique reliant la rue Didot à la rue Raymond Losserand pour désenclaver le quartier et créer de nouveaux équipements.

L'équipe de Maîtrise d'œuvre, ingénieurs et architectes, démarre la conception par un diagnostic précis réalisé en septembre 2010. Ce diagnostic avait pour ambition de recenser toutes les contraintes du site et de repérer toutes les possibilités de maintien de l'existant. Les fonctionnalités des bâtiments et des voiries ont été consolidées ainsi que les caractéristiques des structures en place en termes de capacité portante et d'aptitude de compatibilité avec le projet futur. Cette phase était le socle du processus de conception car elle a permis de s'approprier l'existant afin d'en tirer le maximum.

Le projet s'oriente rapidement vers l'aménagement d'un jardin sur dalle au-dessus des voies ferrées de la Petite Ceinture. Neuf ans plus tard, en 2019, une promenade plantée de 600 mètres

de long voit le jour. Elle accueille désormais des espaces verts, des aires de jeux, des équipements sportifs, des voies pompiers et des pistes. La vie du quartier s’est retrouvée enrichie avec un aménagement propice au développement de la ville et de l’adhésion de sa population aux enjeux du moment.

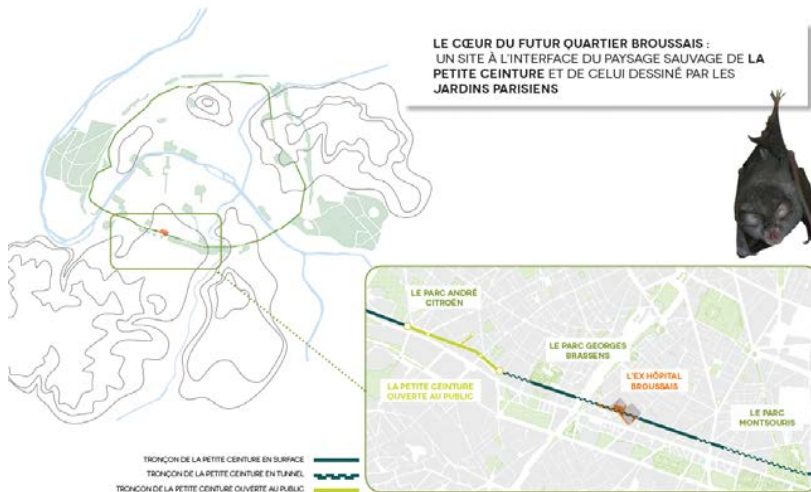


ILLUSTRATION 2. Situation de la promenade Nardal

B. L'existant

Le site de l’ancien hôpital Broussais, surplombant le tunnel ferroviaire de la Petite Ceinture est enclavé par un parking en superstructure et contenant des matériaux amiantés.

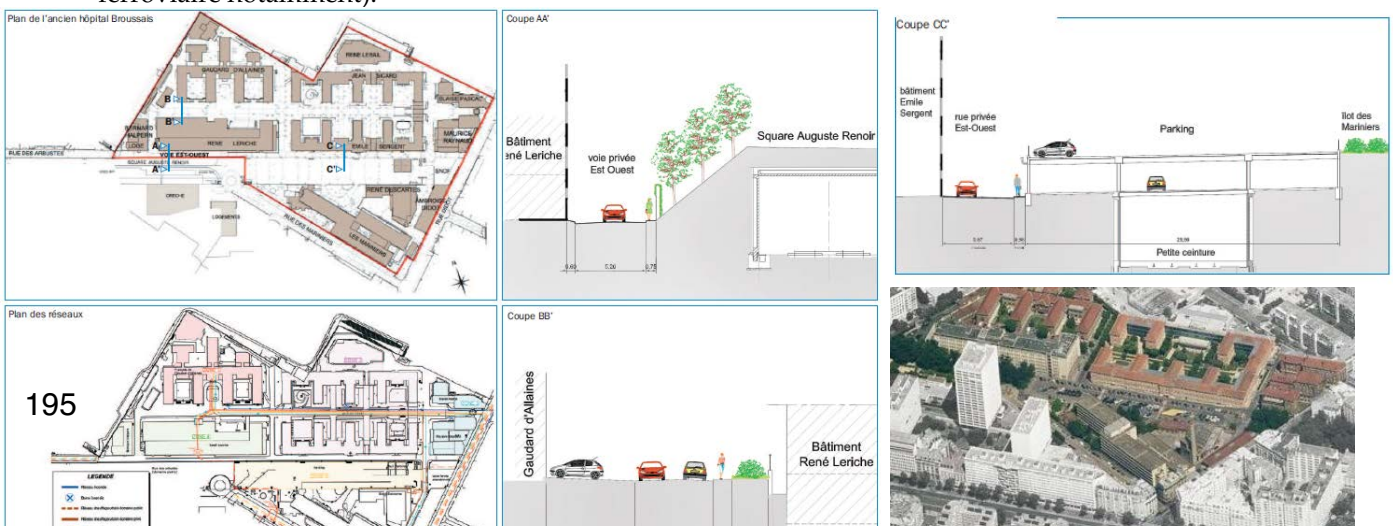
Le tréfond du site, composé de plusieurs bâtiments, était composé d’un réseau de galeries techniques pour le passage des réseaux et les déplacements entre les différents sous-sols de ces bâtiments. A la jonction avec la rue Didot, un ouvrage d’art franchit les voies ferrées dans l’enceinte de l’hôpital et jouxte l’ouverture sur les talus ferroviaires végétalisés. Avec des structures diverses et complexes, le défi était d’atténuer les aléas techniques liés à la méconnaissance de l’existant.

Les campagnes de reconnaissances des matériaux ont ainsi permis de cartographier précisément l’état du site et de concevoir les solutions adéquates pour l’atteinte des objectifs du projet sans dénaturer cet existant.

Le volet environnemental a par ailleurs été prégnant car il a fallu réaliser une étude d’impact, dès le démarrage, compte-tenu des enjeux du site (population de pipistrelles dans le tunnel ferroviaire notamment).



ILLUSTRATION 3. Démolition du parking existant



#### ILLUSTRATION 4. Plans, 3D et coupes de l'existant

##### C. Le projet

Le parking existant, désamianté et démolì, a été remplacé par un espace végétalisé offrant à la faune et à la flore un corridor écologique et aux riverains un lieu riche d'activités différentes. Cette promenade est ponctuée par des salons qui sont des espaces extérieurs avec des équipements adaptés en fonction des usages.

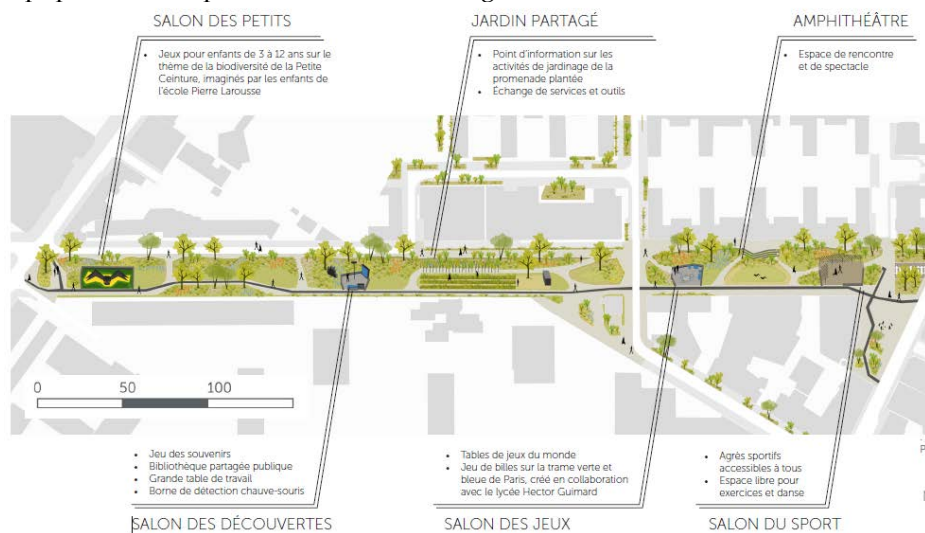


ILLUSTRATION 5.  
Plans projet de la promenade Nardal

La conception des espaces a permis de rendre le site accessible aux personnes à mobilité réduite tout en conservant les fonctionnalités de l'existant. Le nivellement contraint du site a nécessité une adaptabilité du génie-civil pour que les seuils existants soient strictement respectés tout en offrant un cheminement lisible et fluide à travers la promenade et les rues intérieures adjacentes. Les études de génie-civil se sont adaptées aux besoins du nivellement du site de façon continue en intégrant les contraintes liées aux réseaux existants et à la desserte du site (galerie souterraine).

Techniquement, la réalisation des aménagements du projet a nécessité le concours d'une équipe pluridisciplinaire pour concevoir des ouvrages aptes à répondre aux défis que posait la configuration du site. La promenade plantée devait ainsi être disposée directement au-dessus du tunnel ferroviaire de la Petite Ceinture. Or, ce tunnel ne pouvait pas supporter les charges importantes liées au poids des terres (une hauteur d'environ 2 m). Une dalle sur pieux était alors nécessaire pour que les charges additionnelles soient reportées de part et d'autre du tunnel SNCF tout en garantissant les hauteurs de terre minimales pour les plantations et les différents équipements. Le dialogue continu, des spécialistes en architecture, ouvrages d'art et aménagements, a permis de concilier toutes les contraintes et d'aboutir à un projet optimisé. La réalisation des travaux a été conçue et effectuée avec le souci du respect des enjeux environnementaux liés à la préservation de la faune (pipistrelles dans le tunnel) et de la flore

(talus végétalisé et arbres). Les entreprises de travaux ont été fortement sensibilisées aux enjeux environnementaux qui étaient au centre des préoccupations de la maîtrise d'œuvre durant chantier.

Le maintien des fonctionnalités existantes a été par ailleurs un leitmotiv de la conception tout au long des études. Les galeries souterraines existantes ont été sauvegardées, pour des usages futurs, et l'aménagement s'est adapté à leur présence. Des franchissements nouveaux ont été réalisés à cet effet, en plus des murs de soutènements permettant de ne pas apporter de charges nouvelles aux façades compte-tenu d'un nivellement différent de l'existant.

Le projet a permis de mettre les métiers techniques au service d'une idée d'aménagement basée sur une forte appropriation de l'existant et d'une adhésion complète des équipes autour des objectifs fonctionnels, architecturaux et organisationnels. Les solutions techniques envisagées sortaient souvent de l'usuel mais étaient nécessaires pour faire face à l'environnement contraint du site.

**III. Limitation des impacts du changement climatique : des initiatives devenues une référence pour d'autres projets**

*A. Un îlot de fraîcheur*

Les différents leviers qui ont permis de réduire le phénomène d'îlot de chaleur sont les suivants :

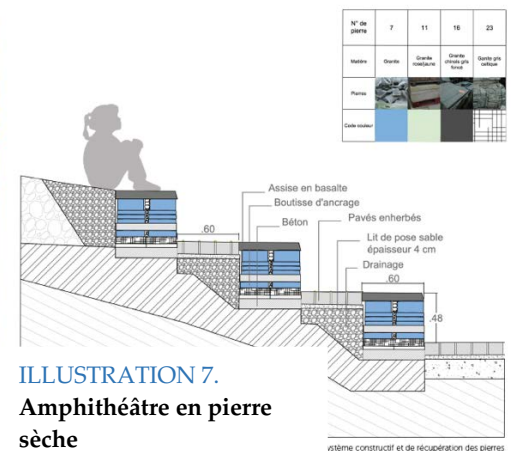
- Augmentation de l'Albédo (chaleur réfléchi vers le ciel) grâce à l'utilisation de matériaux clairs pour les revêtements
- Maximisation de la création d'espace vert malgré les contraintes de charge pour permettre l'évapotranspiration des plantes et l'ombrage des arbres
- Désimperméabilisations des sols avec des pavés enherbés pour permettre les circulations piétonnes sur les lignes de désirs



**ILLUSTRATION 6.**  
**La promenade vue de haut (2022)**

*B. Le réemploi des matériaux*

La promenade a été construite pierre par pierre avec des matériaux durables, qui garantissent aux habitants des équipements de qualité. De nombreux matériaux, issus de récupération, ont trouvé ici une seconde vie. Les pavés et les pierres du dépôt de la mairie de Paris ont été réutilisés pour le sol et les murets en pierres sèches qui délimitent tous les salons. Les remblais sous la promenade ont été réalisé avec un matériau à base de verre recyclé, et un hôtel à insectes a été conçu à partir d'arbres élagués. Par ailleurs, des arbres déjà existants ainsi qu'une pergola et sa glycine ont été conservés.



Afin de ne pas utiliser des ressources et limiter l’impact environnemental, la MOE a conçu le schéma de préservation des ressources ci-dessous. Celui-ci a servi de guide à toutes les étapes du projet.

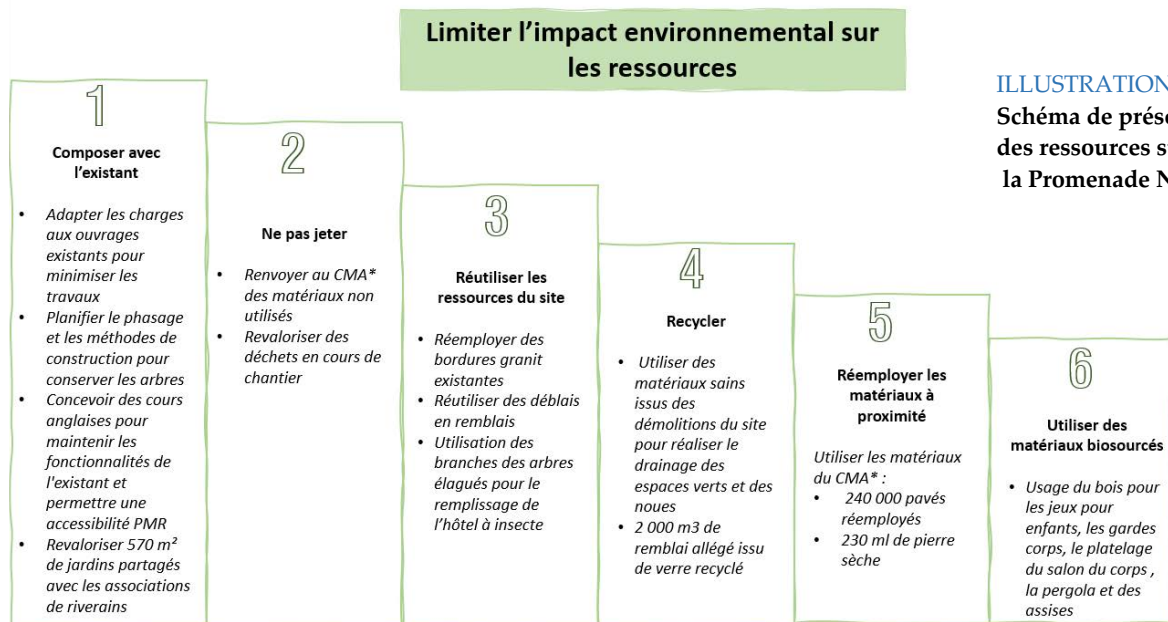


ILLUSTRATION 8. Schéma de préservation des ressources sur la Promenade Nardal

\*Centre de Maintenance et d’Approvisionnement de la Ville de Paris

### C. Le développement de la biodiversité

Tout au long de la promenade, de nombreux jeux et équipements participent à éveiller la curiosité des promeneurs et à les sensibiliser à la biodiversité qui entoure le site.

Le projet a permis d’intensifier la biodiversité grâce à :

- 17 200 m<sup>2</sup> de promenade
- 564 m<sup>2</sup> de jardin potager

Ce lieu est une incitation à découvrir la biodiversité grâce à l’utilisation d’espèces végétales locales et adaptées aux conditions climatiques. Grâce à l’hôtel à insectes ou en utilisant la borne de détection des cris des chauve-souris les promeneurs peuvent apprécier cette biodiversité en l’observant ludiquement.



ILLUSTRATION 9. Les jardins partagés

### D. La gestion des eaux pluviales

La gestion des eaux pluviales a été conçue principalement par un travail sur des espaces verts utiles, capables d’infiltrer, de stocker et de restituer l’eau par évapotranspiration. Cette méthode permet de préserver les ressources en limitant l’arrosage et en réduisant les ouvrages d’assainissement tel que les canalisations, les ovoïdes et les émergences.

C’est également la préservation des espaces naturels et notamment de la qualité de l’eau de la Seine qui à terme pourra être préservée. En effet, lors des grands événements pluvieux, le trop plein des ovoïdes unitaire de Paris, c’est-à-dire les eaux usées mélangé aux eaux pluviales, se retrouve dans la Seine.

Ainsi sur 40 % des espaces publics réaménagés les eaux pluviales sont assainies par infiltration.



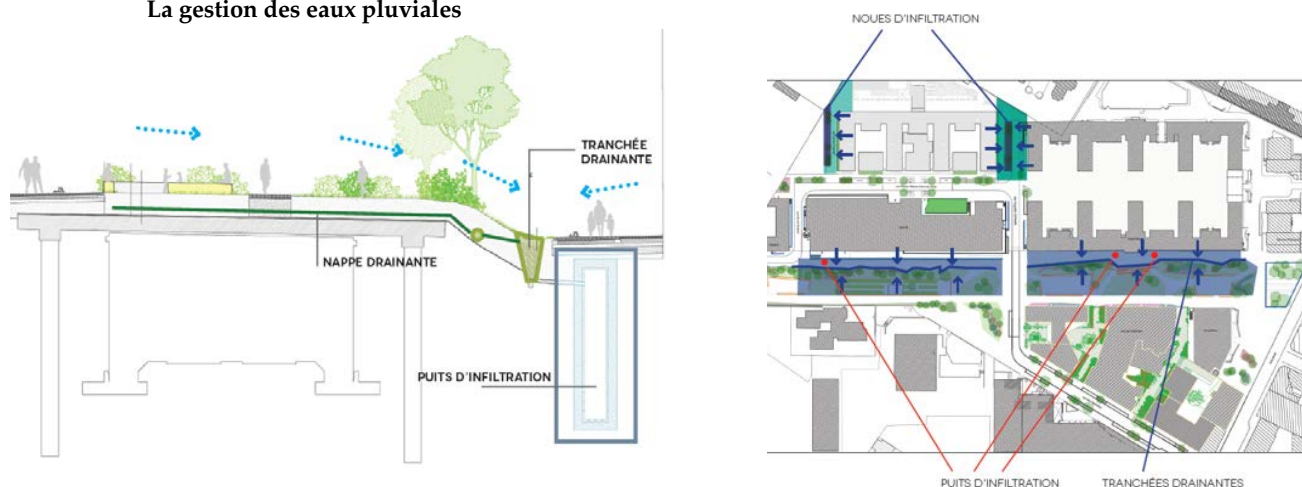
Avec un système d'assainissement innovant couplant le traditionnel et l'alternatif, les surfaces des bassins versants d'eau pluviale pouvant être infiltrées avoisinent 1 ha. Le nivellement a été conçu pour diriger les eaux pluviales des espaces non circulables par les véhicules vers les espaces verts et ainsi maximiser les quantités d'eau infiltrées.

Deux noues et 3 puits d'infiltrations, des espaces verts sur dalle et en pleine terre mais aussi 280 ml de tranchées drainantes et 8 100 m<sup>2</sup> revêtements perméables permettent une gestion raisonnée de l'eau.

Le génie-civil a été conçu avec le souci de s'adapter aux contraintes et exigences de gestion des eaux du site. L'établissement des détails d'intégration des ouvrages hydrauliques a été mené de concert entre ingénieurs d'aménagement et d'ouvrages, pour que les structures projetées soient facilitatrices dans l'acheminement et le stockage des eaux, tout en s'intégrant dans le site.

#### ILLUSTRATION 10.

##### La gestion des eaux pluviales



#### IV. Une équipe pluridisciplinaire au service des riverains et des associations locales : une co-construction avec les futurs usagers de la promenade

##### A. Pluridisciplinarité de l'équipe de conception

Pendant neuf ans, riverains, écoliers, lycéens, associations et concepteurs se sont concertés et ont partagé leurs idées et leurs savoir-faire autour de tables rondes, ateliers et interventions en milieu scolaire. Ensemble, ils ont donné vie à un lieu accessible à tous au cœur d'un quartier populaire bordant les Maréchaux. Celui-ci fait écho à l'histoire et à l'imaginaire du site riche d'une biodiversité insoupçonnée. Ce laboratoire pour concevoir collectivement des démarches durables et des dispositifs innovants pour la ville de demain a permis d'améliorer le cadre de vie pour tous.

Plusieurs équipements ont été co-produits avec les habitants :

- une aire de jeux pour les enfants,
- un espace de découverte interactif,
- un espace de jeux du monde pour jeunes et adultes,
- une salle de sport et un parquet de danse,
- un jardin partagé conçus avec les habitants pour sensibiliser à la biodiversité du site et valoriser la spécificité du site et du quartier

### B. *Échanger : les réunions et les ateliers partagés*

Riverains, associations, écoliers, lycéens et architectes ont travaillé main dans la main dès le début du projet. Dans un premier temps, des réunions ont permis à chacun de s'informer sur les enjeux du projet et d'exprimer ses attentes et ses idées. Des ateliers ont également été mis en place pour sensibiliser les différents publics à la faune et la flore entourant la promenade. Un site internet et un mur d'expression sont venus prolonger les différentes réunions et ateliers, permettant à chacun de s'exprimer tout au long du projet.

Dès le début du projet, une démarche de concertation est mise en place en partenariat avec les riverains, le conseil de quartier et les associations locales. Ce sont eux qui ont pensé et enrichi les quatre salons en exprimant leurs idées et leurs attentes. Chacun y a apporté ce qu'il souhaitait y trouver. Certains ont même participé à la conception des mobiliers des différents salons.

Dans le salon des petits, une chauve-souris géante abrite balançoires, toboggans et murs d'escalades pour les enfants de 0 à 12 ans. Le salon des découvertes offre un endroit idéal pour organiser des réunions ou un pique-nique entre voisins autour de la grande table. Dans le salon des jeux, petits et grands joueurs embarquent pour un tour du Grand Paris et du Monde, le temps d'une ou plusieurs parties de bille sur un mobilier ludique et pédagogique conçu et fabriqué sur mesure en différentes phases :

- 1) les architectes ont élaboré une maquette 3D de l'ensemble du jeu et de ses reliefs en imaginant les différents parcours possibles.
- 2) les encadrants du lycée ont ensuite programmé les machines pour pré-découper les blocs de pierre massive.
- 3) les élèves ont travaillé à la main les détails des buttes et des vallées, des fleuves et des canaux et des parcours de billes.

Grâce à cette démarche les élèves ont pu découvrir un artisanat et acquérir une première expérience professionnelle, tout en participant à la création d'un jeu de qualité.

Enfin, les plus sportifs trouvent dans le salon du sport de multiples agrès pour une séance de musculation en plein air. Et les déficients visuels sont guidés dans les différents salons grâce à un chemin de dalles en basalte, conçu avec les associations de personnes malvoyantes.

C'est un laboratoire pour la ville inclusive avec des solutions qualitatives innovantes :

- 600 mètres linéaires de guidage
- 2 dispositifs de signalétique tactile

### C. *Action ! Le budget participatif et la conception des différents mobiliers*

Les mobiliers des différents salons sont directement issus des ateliers participatifs. Les élèves de l'école Pierre Larousse ont été particulièrement mis à contribution : de leurs dessins et imaginaires sont nés la chauve-souris de l'aire de jeu et l'hôtel à insectes en forme de hérisson.

Les élèves du lycée Hector Guimard ont quant à eux mis directement la main à l'ouvrage. Ils ont participé à la construction du jeu de billes et coloré ses trames de bleu et de vert grâce à une minutieuse pose de mosaïque. Les entreprises ont également été amené à travailler en co-construction. La collaboration entre l'entreprise de VRD, la fédération française de pierre sèche et le lycée Hector Guimard a permis la création du jeu de bille.

Riverains, associations et écoliers ont également animé ensemble la campagne pour inscrire le projet au budget participatif : les dessins des élèves de l'école Pierre Larousse ont été mis en avant

lors de création d'affiches et les associations de quartier ont sensibilisé les habitants au projet à travers des rencontres et des expositions.

#### V. Les leviers d'action pour une ville adaptée au changement climatique : bilan à 3 ans avec les témoignages des usagers de la promenade.

##### A. Le retour des habitants

Un aménagement urbain réussi est fréquenté, il échappe à la vision des concepteurs pour devenir propriété des riverains. Le défi de la promenade Nardal était considérable puisqu'il fallait créer une attractivité pour ce nouveau lieu initialement hostile. Néanmoins, les usagers se sont immédiatement appropriés le lieu, et il a même fallu faire patienter les plus pressés lors des dernières réunions de chantier permettant de réceptionner les travaux.

C'est probablement grâce au travail collaboratif, de la conception à la réalisation, effectué avec les riverains et les associations que les retours sont si positifs. Mais aussi par la mise à disposition d'espaces à usage non prévisible comme les pelouses ou l'amphithéâtre offrant aux passants la liberté de s'approprier la ville. Plusieurs éléments permettent de faire ce constat :

- Les retours des usagers aux profils très différents identifiés dans l'article du journal « Le Monde » du 18/06/2021 « Une promenade piétonne du 14<sup>e</sup> arrondissement de la capitale, un sol en bois, des agrès installés par la Ville... Aux différentes heures de la journée, des publics très différents s'y adonnent aux joies du sport en plein air. »
- L'organisation de spectacles, marchés et événements de quartier assurés par les associations locales ;
- La collaboration entre les jardins partagés et une association en charge de personnes avec des troubles du spectre de l'autisme.

Il ne faut pas négliger le comportement des futurs utilisateurs de l'espace public certes pas toujours prévisibles mais primordial. La préhension de ce levier favorise la durabilité des aménagements.

##### B. La mise en place de solutions reproductibles : le fil d'Ariane

Le principe de fil d'Ariane, cheminement guidé pour les personnes à déficience visuelle, initié sur la promenade Nardal a été répliqué par la suite sur des places parisiennes emblématiques comme la Place de la Bastille et la Place d'Italie. La méthodologie de conception et le design se sont avérés efficaces et adaptés d'après les associations et la ville de Paris.

Les solutions reproductibles sont plus facilement mises en œuvre sur les projets puisqu'elles demandent moins de ressources. Travailler sur la reproductibilité des solutions efficaces pour la ville de demain est un levier déterminant. Cette base de données précieuses et évolutives ne doit pas être négligées par les professionnels de la construction.

##### C. L'incitation des maîtres d'œuvre et des entreprises à l'usage de la low tech

Les solutions low tech sont souvent moins coûteuses en travaux mais demandent tout autant si ce n'est davantage de temps de travail aux concepteurs. Pourtant, la rémunération de la maîtrise d'œuvre est directement proportionnelle au coût des travaux.

A fortiori, comment inciter les entreprises à proposer des solutions plus en accord avec les enjeux climatiques comme notamment le réemploi alors qu'elles sont valorisées financièrement par le coût des travaux ?

La réflexion sur l'urbanisme doit être systémique de la conception à la maintenance en passant évidemment par la construction. Ce travail doit inclure et même prioriser la dimension environnementale et sociétale sans s'affranchir de la réalité économique pour permettre de promouvoir et d'inciter à la création de quartier pour la ville de demain.

C'est peut-être grâce à un coefficient de valorisation des enjeux environnementaux à appliquer aux rémunérations des Maître d'œuvre et des entreprises qu'une évolution est possible.

Ou bien il s'agirait de créer des missions complémentaires à la loi MOP pour favoriser la création d'expert dans les compétences comme le réemploi ou le recyclage. L'intérêt pour les projets d'internaliser ces missions environnementales, au sein du groupement de maîtrise d'œuvre, permettrait de s'affranchir des limites de l'assistance à maîtrise d'ouvrage, qui n'a pas toujours la possibilité d'agir en profondeur sur les projets.

Pour le projet de la promenade, les entreprises de travaux ont été sensibilisées dans les documents d'appel d'offre aux enjeux du projet. L'ensemble des actions de la construction et du rôle du Maître d'œuvre de travaux ont été orientés vers le respect et le suivi des objectifs environnementaux. Les entreprises de génie-civil, par exemple, ont été impliquées dans le processus, car c'étaient à elles de réaliser les socles des aménagements (puits d'infiltrations et dalles). La résolution des aléas de chantier et les différentes adaptations ont nécessité un travail de synthèse pour que le rendu final ne soit pas dégradé par rapport aux ambitions initiales. Si le Maître d'œuvre, ingénieurs et architectes, a joué son rôle de « gardien du temple » du projet initial, l'accompagnement du MOA dans ces démarches a été crucial pour que l'ensemble des acteurs de la construction s'aligne sur ces objectifs.

Tout au long de la conception, le choix des matériaux pour la réalisation des aménagements a été guidé par l'enjeu environnemental à la fois pour les bétons ou pour les remblais allégés au-dessus des dalles pour la promenade. La conception et les études d'exécution ont été menées avec le souci de l'optimisation des quantités des matériaux tout en offrant une structure robuste pour accueillir les aménagements conséquents au droit du génie-civil (hauteur importante de terre, plantation, massifs et socles, jeux et autres équipements).

#### *D. Les leviers pour évaluer l'efficacité du projet*

C'est grâce au travail de terrain mené avec les différents services de la ville de Paris et grâce aux temps de dialogue pour expliquer et faire valider le projet, à chaque phase, que la promenade Nardal a pu être construite. La multitude des acteurs est positive, puisqu'elle favorise les transferts d'expérience, mais invite également aux divergences d'intérêts pouvant freiner la mise en place de solutions innovantes. La diversité des points de vue et intérêts doit être prise en compte pour adapter les villes avec souplesse.

Une piste pourrait être la création d'une mission complémentaire de suivi de l'efficacité des projets, après réception, favorisant ainsi le retour d'expérience et limitant l'absurde frontière entre la conception et la maintenance des espaces publics.

Pour évaluer le projet dans ses dimensions environnementales et sociétales, il serait utile de réaliser des entretiens avec les riverains et le personnel de maintenance des espaces publics après la réception des travaux. Par ailleurs, la captation des indicateurs suivants permettrait également d'obtenir des informations objectives sur la qualité du projet en les comparant aux valeurs mesurées dans Paris :

- Bruit
- Qualité de l'air (CO<sub>2</sub> dioxyde de carbone, COV composés organiques volatils, CO monoxyde de carbone, NO<sub>2</sub> dioxyde d'azote, O<sub>3</sub> ozone, PM particules fines)
- Température et hygrométrie
- Niveau des trop plein des systèmes d'infiltration lors de fortes pluies
- Fréquentation de piéton et cycliste

Les retours d'expérience sur des projets de ce type permettront de tirer des enseignements pour garantir des aménagements durables et sobres. Ils simplifient aussi les arbitrages des décideurs et favorisent la mise en œuvre de solutions innovantes testées et validées. Il est donc nécessaire de

mesurer leur impact avec des données qualitatives et quantitatives lors de la livraison et à intervalles réguliers tout au long de l'utilisation.

#### REFERENCES

Atelier NOUS <http://ateliernous.fr/promenade-nardal/>

Setec tpi <https://www.tpi.setec.fr/realisations/requalification-urbaine-de-lancien-hopital-broussais-paris-xiveme>

Catherine Rollot, Le Monde, le 18 juin 2021, « Le profil des gens est plus varié que dans une salle » : à Paris, le succès du sport de rue.

# Évaluation des outils de simulation du microclimat urbain - SOLWEIG et ENVI-met

MUANDA LUTETE Merveil<sup>1,3,4,5</sup>, V. GAL Csilla<sup>2</sup>, DELPECH Philippe<sup>3</sup>, SABRE Maeva<sup>3</sup>, ISSAADI Nabil<sup>1</sup>, RODLER Auline<sup>4</sup>, VALLERENT Stéphanie<sup>5</sup>, MUSY Marjorie<sup>4</sup>

<sup>1</sup> Nantes Université, Ecole Centrale Nantes, CNRS, GeM, UMR 6183, F-44600, France

<sup>2</sup> School of Technology and Business Studies, Dalarna University, Falun, S- 79188, Sweden

<sup>3</sup> CSTB, Nantes, F-44000, France

<sup>4</sup> CEREMA, Equipe de Recherche BPE, F-44000, France

<sup>5</sup> Ingérop, Pôle Urbain et Environnement, F-92500, France

**RESUME** Pour faire face à la surchauffe urbaine, l'intégration des solutions d'adaptation dans les projets urbains est un véritable défi pour les aménageurs. Ainsi, l'utilisation d'outils de simulation de microclimat urbain pour l'aide à la décision est de plus en plus fréquente. Cependant, la validation de ces outils (fiabilité des paramètres physiques calculés) reste une question cruciale, notamment pour la température moyenne radiante (T<sub>mrt</sub>), un paramètre complexe et essentiel pour l'évaluation du confort thermique. Dans cet article, nous analysons la fiabilité de deux logiciels, ENVI-met et SOLWEIG (UMEP), pour le calcul de la T<sub>mrt</sub> ainsi que l'incidence des résultats sur les indices de confort tels que la PET. Des données expérimentales provenant d'un environnement urbain complexe de la place Bartok à Szeged en Hongrie sont utilisées pour la validation des modèles. Ces deux outils sont les moyens de simulations les plus utilisés et ont bénéficié de récentes mises à jour. Ces outils et leurs spécificités sont brièvement présentés puis les résultats des simulations sont comparés aux mesures in situ en utilisant des paramètres statistiques pour évaluer leur performance et leur fiabilité. Ces résultats permettent d'évaluer les forces et les limites de chaque outil et de formuler des recommandations pour leur usage et leurs futurs développements

**Mots-clés :** Rayonnement, Température moyenne radiante, Confort thermique, Adaptation, Changement climatique

## I. INTRODUCTION

Pour rendre résilient le milieu urbain face à la surchauffe urbaine, il est impératif d'intégrer des solutions d'adaptation. Les outils de simulation sont de plus en plus utilisés pour évaluer l'efficacité de ces solutions et permettre de comparer les scénarios d'aménagement et d'analyser en phase conception les différences entre l'existant et le projet futur. Cependant, l'exactitude des modèles doit être évaluée à chaque nouvelle étape de leur développement car certaines hypothèses de simplification introduites pour répondre aux contraintes liées à la simulation (temps, robustesse...) peuvent introduire des biais, comme cela a été démontré dans des études récentes (Crank et al., 2020; Gal and Kántor, 2020; Lee et al., 2016).

Bien que plusieurs études aient proposé la validation des modèles de simulation, peu d'entre elles ont effectué des comparaisons d'outils dans les mêmes environnements (Lam et al., 2021). De plus, très peu de ces études ont porté sur la température moyenne radiante (T<sub>mrt</sub>), un paramètre

clé pour évaluer le confort thermique extérieur (Tsoka et al., 2018). La  $T_{mrt}$  permet d'intégrer l'ensemble des apports radiatifs de grande et courte longueur d'onde atteignant un humain se trouvant dans une scène urbaine. Cependant, son évaluation est complexe, tant pour les outils de modélisation que pour les mesures *in situ*. Dans le premier cas, différentes méthodes sont utilisées dans les modèles de simulation avec chacune des hypothèses simplificatrices pour la prise en compte des courtes et grandes longueurs d'onde (CLO et GLO) dont les interreflexions sont complexes à calculer (Naboni et al., 2017). Dans le second cas, la méthode de mesure la plus précise (radiomètres à 6 directions) est la plus complexe à mettre en œuvre tandis que la plus simple et la plus utilisée (la boule noire) est peu fiable (Thorsson et al., 2007). Ainsi, très peu de jeux de données précis et complet (avec période nocturne et diurne) sont disponibles. Ce qui rend difficile la validation des modèles à l'échelle réelle.

Les précédentes études de validation ont entraîné de récentes mises à jour de ces outils. Il convient donc de questionner la fiabilité des modèles. Cette étude se concentre sur les deux outils le plus utilisés e: ENVI-met et SOLWEIG. Elle vient ainsi compléter la précédente étude de (Gal and Kántor, 2020) et répondre à la demande des développeurs (Sinsel et al., 2022; Wallenberg et al., 2023) en réévaluant les modèles au regard des récentes mises à jour afin de quantifier leur bénéfice pour le calcul de la  $T_{mrt}$  et l'incidence sur l'évaluation du confort thermique.

## II. MATERIELS ET METHODES

### II. 1. Cas d'étude et données de mesure

Les données exploitées dans le cadre de cette étude sont issues d'une campagne de mesure *in situ* autour de la place Bartok à Szeged en Hongrie. Le climat de la ville de Szeged est assimilé à un climat continental humide avec des étés chauds. La place est délimitée par une route en asphalte suivie de 3-4 blocs des bâtiments historiques comme présenté sur la figure 1.



Figure 1. Image satellite de la place Bartok et images 'fish-eyes' des points d'observation 1 à 4

La campagne expérimentale s'est déroulée du 07-08 Aout 2016 couvrant une période de 26 heures et offrant l'avantage de couvrir les périodes nocturnes. L'ensemble des paramètres utiles au calcul des indices de confort a été mesuré par une mini station biométéorologique. La méthode des radiomètres à 6 directions a été utilisée pour la Tmrt. La mini station était repositionnée successivement toutes les 15 minutes et de façon continue autour des 4 points d'observations (P1-P4) tels que représenté sur la figure 1 et détaillés par (Kántor et al., 2018). Ces données in-situ ont ensuite été utilisées comme référence pour la comparaison avec les sorties des outils de simulation. Les données de forçage utilisées pour les simulations sont celles de la station météo du centre-ville de Szeged situé à 0,9 km du site expérimental.

## II. 2. Description et configuration des outils de modélisation

Envi-met et SOLWEIG ont été utilisés dans le cadre de cette étude, dans leurs plus récentes versions (EnviMet v5.0.3, SOLWEIG v2022a). Nous les décrivons brièvement dans cette section ainsi que les principales améliorations qui y ont été apportées. Les configurations utilisées pour ces deux outils sont également présentées.

### A. ENVI-met

ENVI-met est un modèle 3D non hydrostatique de dynamique des fluides numérique (CFD) capable de simuler les interactions à micro-échelle entre les surfaces, la végétation et l'atmosphère dans la couche de la canopée urbaine (Huttner, 2012). Depuis la précédente étude, de (Gal and Kántor, 2020) réalisée avec la version 4.4.2., plusieurs bugs ont été corrigés et de profondes modifications ont été apportées au modèle.

Premièrement, le module de calcul des rayonnements à courte et grande longueur d'onde basé sur l'approche d'un facteur de vue moyen (AVF) a été remplacé par le module IVS (Index View Sphere) utilisant la méthode de lancer de rayons (Sinsel et al., 2022). Le principe de l'approche IVS est comparable aux calculs du facteur de vue du ciel basés sur l'imagerie fish-eye où la quantité de pixels du ciel par anneau est analysée. Cette méthode permet ainsi de relier les facteurs de vue calculés aux éléments contributifs de la scène urbaine (les objets vus par une cellule sous un certain angle de vue) (Simon et al., 2021). En outre, à partir de la version 5, il est possible d'utiliser l'approche similaire aux radiomètres à 6 directions dans le calcul de la Tmrt. Les utilisateurs ont également la possibilité de choisir différents facteurs de projection (*fp RayMan*, *fp ENVI-met old*, *fp SOLWEIG*,...).

Deuxièmement, comme mis en évidence par (Gal et Kántor, 2020), sous la canopée des arbres la diffusion et l'atténuation du rayonnement de courte longueur d'onde n'étaient pas prises en compte. Pour y remédier, le schéma ACRT (Accurate In-Canopy Radiation Transfer) a été introduit dans ENVI-met (Simon et al., 2021).

La version 5.0.3 d'ENVI-met a été utilisée dans cette étude, avec les mêmes hypothèses que la précédente étude de (Gal and Kántor, 2020) pour garder la même référence (car même input). Seule la résolution des mailles a été ajustée à une taille de 1x1x1 m en raison de problèmes de simulation avec la nouvelle version. Cette modification a été suggérée par les développeurs pour éviter les instabilités du modèle avec le maillage de z=0,5 m utilisé dans la précédente étude.



Lorsque le module IVS était activé, la  $T_{mrt}$  a été calculée avec l'approche des 6 directions. Et le facteur de projection de la norme VDI2008 (*fp RayMan*) a été utilisé comme préconisé par (Sinsel et al., 2022). Nous avons également considéré une résolution fine pour le lancer de rayon et une hauteur d'ajustement de 10m. La résolution des angles de hauteur et azimutaux a été fixée à 45°.

### *B. SOLWEIG (Solar and LongWave Environmental Irradiance Geometry-model)*

SOLWEIG est un modèle 2.5D qui permet de simuler les flux de rayonnement ainsi que la distribution spatiale de la  $T_{mrt}$  dans des environnements urbains complexes (Lindberg et al., 2008). Il a l'avantage d'être open source, rapide et simple d'usage. Il a récemment été ajouté comme module dans UMEP (Urban Multi-scale Environmental Predictor), un plugin sur QGIS (Lindberg et al., 2018). Le calcul de la  $T_{mrt}$  est basé sur l'approche des mesures intégrales à 6 directions. Le principe de base du modèle est très bien documenté et en constante évolution (Lindberg and Grimmond, 2011; Lindberg, 2014; Lindberg et al., 2016, 2015, 2008; Wallenberg et al., 2020, 2023).

A partir de la version 2019a, afin d'améliorer les résultats, particulièrement dans les zones ombragées (proches des bâtiments, sous les arbres...), le modèle de ciel isotrope où la voûte céleste a le même rayonnement dans toutes les directions a été substitué par le modèle de ciel anisotrope. Ce modèle est basé sur l'algorithme SRA (simplified radiosity algorithm) (Wallenberg et al., 2020). Dans un premier temps, seul le calcul du rayonnement de courte longueur d'onde était concerné par cette mise à jour. Dans la version 2022a, le modèle anisotrope a été étendu aux grandes longueurs d'ondes (où l'émissivité augmente avec l'angle zénithal). En outre, la méthode de calcul du facteur de vue de ciel (SVF) a également été modifiée. La subdivision de la voûte céleste est passé de 145 zones à 153 zones (Wallenberg et al., 2023). Dans le cadre de cette étude, la configuration est restée identique à l'étude précédente. Seul le SVFs a été recalculé pour être compatible avec le nouveau schéma de calcul de ciel anisotrope. Les mesures ont par la suite été comparées aux différentes variantes.

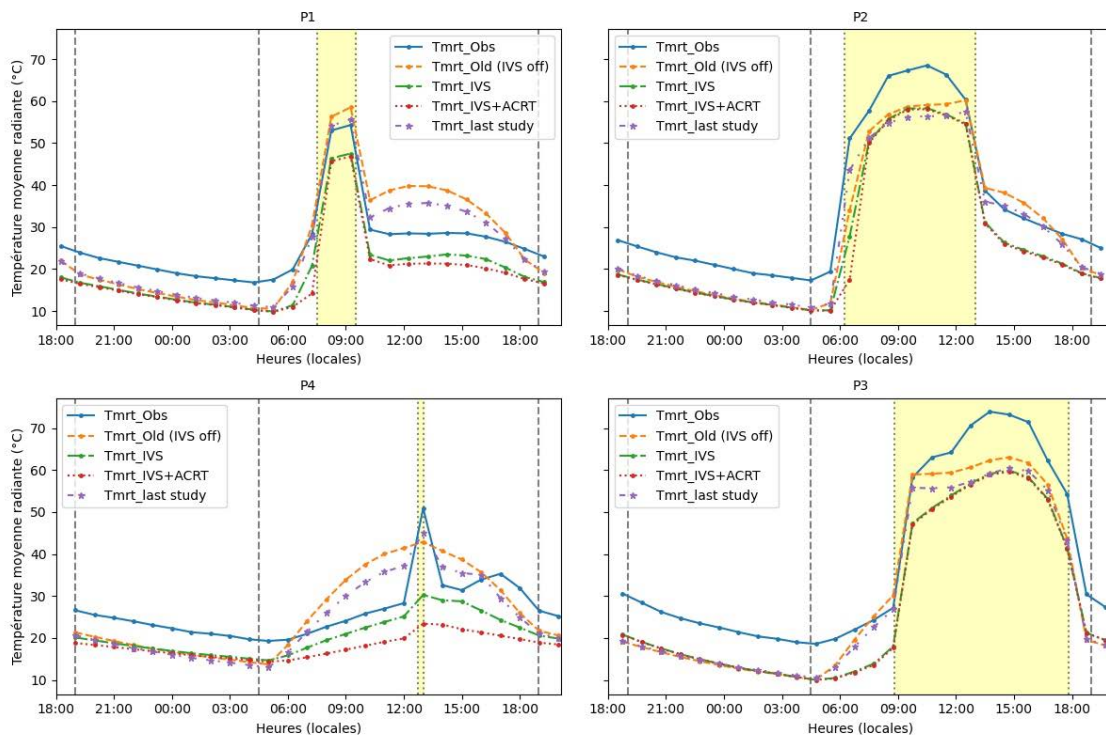
Pour évaluer la fiabilité des outils, les variables statistiques suivantes ont également été calculées : l'indice d'agrément ( $d$ ), le coefficient de détermination ( $R^2$ ), moyenne de l'erreur absolue (MAE) ainsi que l'écart quadratique moyen total, systématique et non systématique (RMSE, RMSEs, RMSEu).

## III. RESULTATS ET DISCUSSIONS

### *III. 1. Comparaisons des valeurs de la $T_{mrt}$ calculées par ENVI-met et SOLWEIG avec celles mesurées*

La  $T_{mrt}$  mesurée expérimentalement est comparée avec les sorties de simulations de la version V5.0.3 d'ENVI-met sans IVS (IVS off), avec le nouveau module IVS (IVS), ainsi qu'avec IVS et ACRT (Figure 2). La comparaison inclut également les résultats de la précédente étude (last study) réalisée avec la version V4.4.2 d'ENVI-met (Gal and Kántor, 2020).

ENVI-met sous-estime la  $T_{mrt}$  la nuit aux quatre emplacements considérés, quels que soient les modules de calcul utilisés, y compris lorsque le module IVS est activé (IVS et IVS+ACRT).



**Figure 2.** Comparaison de la Tmrt observée et simulée par ENVI-met pour les quatre points d'intérêt P1 à P4 avec la version V5.0.3 du logiciel dans les configurations : sans IVS (IVS off), le nouveau module IVS (IVS), avec IVS et ACRT, ainsi qu'avec la version V4.4.2 d'ENVI-met (last study).

Les instants de levé et couché du soleil sont indiqués par des traits verticaux (---) et les périodes d'ensoleillement sont représentées par les bandes colorées en jaunes délimitées par des pointillés (---)

Cette sous-estimation nocturnes a été expliqué et discuté par (Gal and Kántor, 2020). L'implémentation des modules IVS et ACRT n'a pas permis de corriger ces problèmes car les rayonnements de grande longueur d'onde (GLO) restent sous-estimés (résultat non présentés).

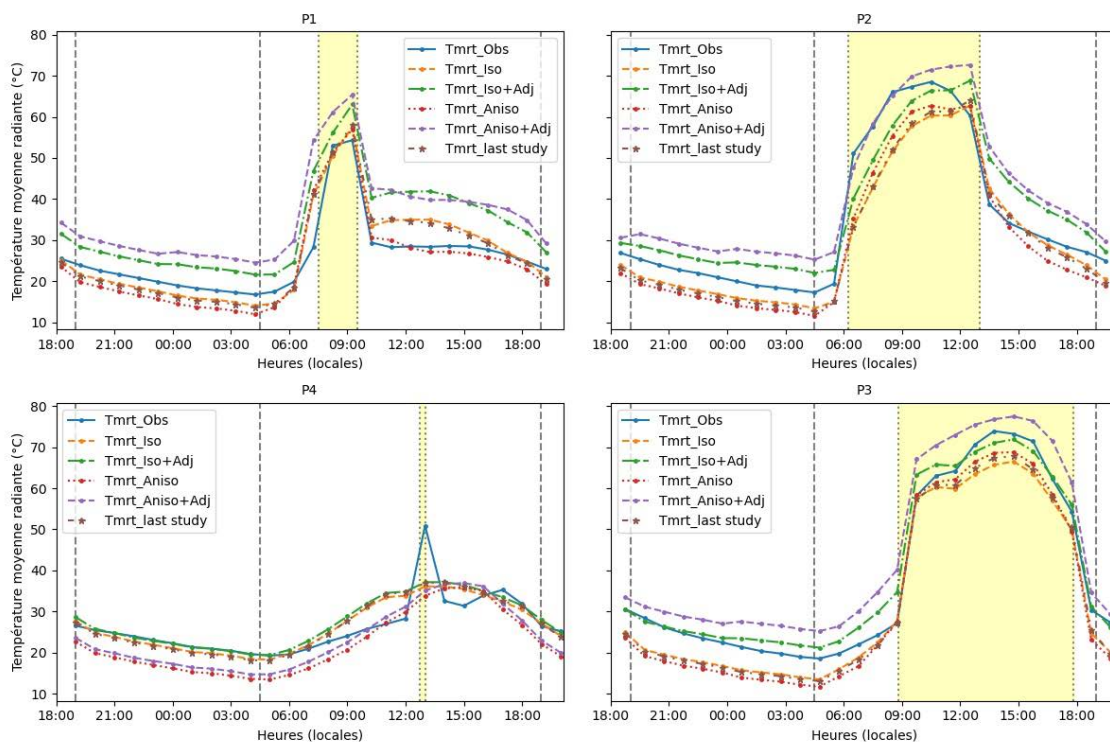
La journée, aux emplacements faiblement ensoleillés, à l'ombre des bâtiments (P1) ou sous les arbres (P4), ENVI-met, sous-estime la Tmrt lorsque le module IVS est activé. Quand le module ACRT est également activé (IVS+ACRT) la sous-estimation augmente en particulier sous les arbres (P4). L'atténuation du rayonnement diffus sous la canopée des arbres et les zones ombragées avec l'ACRT tel que proposé par (Simon et al., 2018) est surestimée.

Aux emplacements plus longuement exposés au soleil (P2 et P3), la Tmrt est majoritairement sous-estimée au cours de la journée. Globalement, le module IVS ne permet pas d'évaluer correctement la contribution des éléments de la scène urbaine (arbres, bâtiments, ...) et les interrélflexions, ce qui conduit majoritairement à des sous-estimations des rayonnements de courte et grande longueur d'onde, résultant ainsi en une sous-estimation de la Tmrt.

En outre, bien que les évolutions temporelles de la Tmrt obtenues avec la version V5.0.3 d'ENVI-met sans IVS (IVS Off) soient similaires à celles de la version V4.4.2. (last study), les amplitudes sont plus élevées avec la V5.0.3. Ces différences sont dues soit aux modifications apportées au modèle (Envi-met, 2022) soit à la mise en œuvre des calculs. En effet, pour ce dernier, par exemple, les calculs dans ENVI-met étant effectués pour chaque maille cubique, nous

n'écartons pas la possibilité que l'utilisation d'un maillage grossier de  $z = 1$  m imposé par l'outil (voir description II.2.a) puisse conduire à des amplitudes plus importantes de la Tmrt lorsque les calculs sont effectués en utilisant un facteur de vue moyen (AVF).

Avec le logiciel SOLWEIG version 2022a, quatre conditions de calcul différentes ont été retenues : avec ciel isotrope (Iso) et ciel anisotrope (Aniso) ainsi que leur dérivée où l'ajustement de l'émissivité a été activé (Iso+Adj et Aniso+Adj). La Tmrt mesurée est comparée aux calculs avec les différentes options de SOLWEIG - (Figure 3). Les résultats de la précédente étude (last study) avec la version V2019a de SOLWEIG sont inclus à l'analyse en considérant le modèle de ciel anisotrope (où seul le rayonnement diffus est anisotrope).



**Figure 3.** Comparaison de la Tmrt observée et simulée par SOLWEIG 2022a pour quatre points d'intérêt P1 à P4, ainsi qu'avec la version 2019a (last study).

Les instants de levé et couché du soleil sont indiqués par des traits verticaux (---) et les périodes d'ensoleillement sont représentées par les bandes colorées en jaunes délimitées par des pointillés (.....)

La Tmrt est sous-estimée la nuit par les modèles Anisotrope et Isotrope (Aniso, Aniso\_old et Iso) dans SOLWEIG en raison des hypothèses de simplification utilisées, où les températures des surfaces sont supposées égales à la température de l'air. La sous-estimation est plus prononcée avec le modèle Anisotrope car les rayonnements des grandes longueurs d'onde provenant des surfaces environnantes sont davantage sous-estimés. Cette constatation est cohérente avec les résultats de l'étude de (Wallenberg et al., 2023), qui a également constaté des sous-estimations des grandes longueurs d'onde en fin de journée.

En journée, les écarts observés entre les mesures et les valeurs de Tmrt calculées diffèrent selon l'emplacement considéré. Pour les emplacements peu ensoleillés (P1 et P4), le modèle anisotrope sous-estime la Tmrt la plupart du temps et la surestime à certains moments de la

journée. A l'emplacement 1, à l'ombre des bâtiments, le modèle anisotrope produit les résultats les plus proches des mesures. Cependant, sous les arbres la sous-estimation demeure importante.

Pour les emplacements avec une plus longue durée d'exposition au soleil (P2 et P4), le modèle anisotrope présente de meilleurs résultats pendant l'ensoleillement comparé au modèle isotrope et à la précédente version du modèle anisotrope (Aniso\_old). La comparaison du modèle isotropique (Iso) avec la version 2019a (last study) où seul le rayonnement diffus est anisotrope montre l'incidence de la considération des grandes longueurs d'onde comme anisotrope.

Dans l'ensemble, grâce à une meilleure discrétisation de la voûte céleste, le nouveau modèle (Aniso) permet une meilleure estimation des rayonnements de grandes longueurs d'onde provenant du ciel conduisant à une amélioration de l'estimation de la Tmrt en période d'ensoleillement. Cependant, le schéma de paramétrisation des températures de surface des objets de la scène urbaine (bâtiments, arbres, ...) pose toujours problème. Les sous-estimations des rayonnements réfléchis dans les 4 directions cardinales sont principalement dues à ce schéma, entraînant ainsi des sous-estimations de la Tmrt. Ce problème a également été souligné par (Wallenberg et al., 2023) et sa résolution est indispensable pour une meilleure estimation.

L'utilisation de la configuration avec ajustement de l'émissivité (Iso+Adj et Aniso+Adj) conduit majoritairement à une surestimation de la Tmrt. Ceci s'explique par le fait que la valeur d'ajustement proposée par (Jonsson et al., 2006) a été établie de façon empirique à partir des observations en climat tropical. Nous déconseillons son utilisation. Les développeurs de l'outil son du même avis et promettent de retirer définitivement cette option [échange personnel avec LINDBERG lors d'un Workshop climat urbain à Paris, Mars 2023].

### *III. 2. Evaluation statistique de la capacité des modèles à calculer la Tmrt et l'impact sur la PET*

Dans le but d'analyser plus largement la fiabilité des modèles, nous avons calculé diverses variables statistiques. Ensuite, pour mettre en exergue comment la Tmrt impacte les indices de confort, nous avons associé à ces variables statistiques les écarts ( $\Delta$ ) entre simulations et mesures.

Le tableau 1 présente les variables statistiques pour la Tmrt ainsi que les bornes supérieures et inférieures des écarts entre simulations et mesures pour la Tmrt et la PET.  $\Delta_{\min}$  correspond à la plus grande sous-estimation et  $\Delta_{\max}$  à la plus grande surestimation (ou la plus faible sous-estimation lorsqu'il n'y a eu aucune surestimation).

La version v4.4.2 d'ENVI-met évalue la valeur de Tmrt la plus proche des mesures (RMSE 6,84°C et d 0,95). Toutefois, l'implémentation du module IVS de la version 5.0.3 a conduit à une amélioration de la précision du modèle avec des valeurs très faibles des erreurs non systématiques (RMSEu). IVS et IVS+ACRT sont donc plus précis (RMSEu 2,58-3,28°C) et disposent également du plus grand potentiel d'amélioration (RMSEs 7,85-8,9°C).

Néanmoins, dans le cas de cette étude, et pour les emplacements considérés, la sous-estimation la plus importante de la Tmrt est obtenue avec l'IVS+ACRT (-33°C) conduisant à une sous-estimation de la PET de (15°C) ; Il est possible qu'en d'autres emplacements, des écarts plus importants soient observés (répartition spatiale de la Tmrt non présentée dans cette étude).

**Tableau 1. Evaluation statistique de la Tmt (Mesures VS Simulations) et écart sur la PET**

Variantes	N	R <sup>2</sup>	MAE	RMSE	RMSEs	RMSEu	D	$\Delta T_{mrt}$		$\Delta PET$	
								Max	Min	Max	Min
EnviMet V4 (old)	104	0,85	6,55	<b>7,24</b>	3,48	6,35	0,95	13,1	-17,1	9,5	-8,8
EnviMet IVS+ACRT	104	0,95	8,70	9,48	<b>8,90</b>	3,28	0,91	-4,9	-33,6	1,5	-15,2
EnviMet IVS	104	0,97	7,66	8,26	7,85	<b>2,58</b>	0,93	-2,6	-23,3	2,1	-11,4
SOLWEIG Iso	104	0,91	4,03	<b>5,19</b>	2,78	4,39	0,97	12,7	-17,8	3,0	-13,7
SOLWEIG Aniso	104	0,94	4,92	5,70	<b>4,25</b>	<b>3,81</b>	0,97	13,9	-17,0	3,3	-13,0
SOLWEIG Iso+Adj	104	0,91	4,38	5,76	3,64	4,47	0,96	18,6	-13,8	5,6	-11,5
SOLWEIG Aniso+Adj	104	0,87	6,78	7,73	4,86	6,01	0,94	<b>26</b>	-15,8	8,6	-8,4
SOLWEIG v2019a	104	0,91	4,15	<b>5,22</b>	2,63	4,51	0,97	12,9	-17,8	3,2	-13,7

Le module ACRT sous-estime la Tmrt et conduit à des valeurs plus basses de la PET. Ceci pourrait justifier les valeurs faibles de PET (2 à 3,37 K) obtenues par (Simon et al., 2018) en utilisant le module ACRT. Le module ACRT d'ENVI-met surestime l'impact des arbres et conduit à une sous-estimation de la PET pouvant atteindre des écarts de 15°C ce qui correspond à 2 ou 3 catégories de différence sur l'échelle de la PET. Cette sous-estimation pourrait conduire à une mauvaise évaluation du confort thermique (on pourrait par exemple évaluer une situation confortable alors qu'en réalité le confort ressenti serait celui de sensations chaudes ou très chaudes).

Il est probable que la représentation inadéquate des arbres affecte les résultats obtenus avec le module ACRT comme suggéré par (Sinsel et al., 2021). De plus, en pratique, on dispose rarement des caractéristiques détaillées des arbres présents sur un site (LAI, LAD,...). Cela contraint généralement à utiliser les valeurs par défaut proposées par l'outil de calcul. Par conséquent, il faut considérer avec précaution l'interprétation des résultats de calculs surtout en ce qui concerne la quantification des bénéfices des arbres pour un projet d'aménagement urbain particulier. Dans ces conditions, il pourrait être plus avantageux de ne pas utiliser le module ACRT.

En ce qui concerne SOLWEIG, le modèle Anisotrope semble être le plus exact (RMSEu 3,81°C) mais évalue moins bien la Tmrt (RMSE 5,7°C). Il a également le meilleur potentiel d'amélioration (RMSEs 4,25°C) comparé aux autres options de calcul. Le modèle Isotrope de la version 2022a présente des écarts aux valeurs mesurées similaires à la précédente version 2019a. En revanche, l'ajustement de l'émissivité conduit à des écarts plus importants.

Concernant les écarts entre les différentes options de simulation, la surestimation max et min de la Tmrt avec les modèles Isotrope et Anisotrope est du même ordre de grandeur qu'avec la version précédente 2019a. Les implications sur la PET sont également proches avec une sous-estimation pouvant être de 1 ou 2 niveaux de différence. La surestimation reste faible avec principalement 1 niveau de différence, en majoration ou minoration. Des précautions doivent également être prises lors de l'interprétation des résultats

## CONCLUSION

Grace à plusieurs travaux d'évaluation réalisés par divers auteurs, des efforts conséquents ont été réalisés par les développeurs pour améliorer la fidélité des outils de calculs. Dans cette étude, nous avons réévalué deux de ces outils au regard de leur récente mise à jour. Les données mesurées à la place Bartok à Szeged en Hongrie ont été comparées avec celles simulées par ENVI-met (V5.0.3) et SOLWEIG (V2022a).

Les résultats montrent que la nuit, la Tmrt est toujours sous-estimée par ENVI-met et SOLWEIG. En journée, particulièrement sous les arbres et à l'ombre, ENVI-met sous-estime davantage la Tmrt lorsque le module IVS est activé. La Tmrt est également le plus souvent sous-estimée par SOLWEIG même avec le modèle de ciel Anisotrope.

Comparé à ENVI-met, SOLWEIG est celui qui évalue le plus fidèlement la Tmrt. ENVI-met reproduit mieux l'évolution de la Tmrt lorsque le module IVS est activé et a le plus grand potentiel d'amélioration (RMSEs 7,85-8,9°C).

Bien que le modèle anisotrope de SOLWEIG améliore sa précision (RMSEu 3,81°C), l'estimation de la Tmrt est légèrement dégradée (RMSE 5,7°C) comparé à l'ancienne version du logiciel v2019a Aniso\_old (RMSE 5,22°C) évalué par (Gal and Kántor, 2020). En outre, l'utilisation de l'option d'ajustement dans SOLWEIG doit être proscrite.

Les surestimations/ sous-estimations de la Tmrt par ces outils ont des impacts sur l'évaluation des indices de confort tels que la PET pouvant conduire à une sur ou sous-évaluation du confort. Les utilisateurs doivent garder à l'esprit que ces outils sont toujours en cours de développement, des bugs sont régulièrement rapportés et corrigés par les développeurs (Envi-met, 2022). L'interprétation des résultats issus de ces outils doit être faite avec précaution. Les évaluations du confort d'un lieu particulier doivent être présentées de façon relative et non absolue. Néanmoins, ces outils sont utiles pour éclairer les équipes de conception et d'aménagement urbain et aider dans la décision et le choix des solutions d'adaptation.

A noter que, les résultats présentés dans cette étude concernent une seule journée d'observation et un climat spécifique. Plusieurs autres paramètres liés à la fois à la simulation et à l'instrumentation expérimentale ont pu impacter les résultats et les conclusions de l'analyse. Des études sur des périodes plus longues, avec une meilleure caractérisation de la végétation et des mesures complémentaires (Température de surface, flux,...) seraient nécessaires pour mieux évaluer les modèles et permettre de les améliorer.

## REFERENCES

- Crank, P.J., Middel, A., Wagner, M., Hoots, D., Smith, M., Brazel, A., 2020. Validation of seasonal mean radiant temperature simulations in hot arid urban climates. *Science of The Total Environment* 749, 141392. <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2020.141392>
- Envi-met, 2022. ENVI-met Update History [WWW Document]. *envi-met info*. URL <https://envi-met.info/doku.php?id=apps:updates> (accessed 1.5.23).
- Gal, C., Kántor, N., 2020. Modeling mean radiant temperature in outdoor spaces, A comparative numerical simulation and validation study. *Urban Climate* 32. <https://doi.org/10.1016/j.uclim.2019.100571>
- Huttner, S., 2012. Further development and application of the 3D microclimate simulation ENVI-met. *Johannes Gutenberg-Universität Mainz*. <https://doi.org/10.25358/OPENSOURCE-2022>

- Jonsson, P., Eliasson, I., Holmer, B., Grimmond, C.S.B., 2006. Longwave incoming radiation in the Tropics: results from field work in three African cities. *Theor. Appl. Climatol.* 85, 185–201. <https://doi.org/10.1007/s00704-005-0178-4>
- Kántor, N., Gál, C.V., Gulyás, Á., Unger, J., 2018. The impact of façade orientation and woody vegetation on summertime heat stress patterns in a Central-European square : comparison of radiation measurements and simulations. *Advances in Meteorology*.
- Lam, C.K.C., Lee, H., Yang, S.-R., Park, S., 2021. A review on the significance and perspective of the numerical simulations of outdoor thermal environment. *Sustainable Cities and Society* 71, 102971. <https://doi.org/10.1016/j.scs.2021.102971>
- Lee, H., Mayer, H., Chen, L., 2016. Contribution of trees and grasslands to the mitigation of human heat stress in a residential district of Freiburg, Southwest Germany. *Landscape and Urban Planning* 148, 37–50. <https://doi.org/10.1016/j.landurbplan.2015.12.004>
- Lindberg, F., 2014. SOLWEIG – A climate design tool User manual for version 2014a.
- Lindberg, F., Grimmond, C.S.B., 2011. The influence of vegetation and building morphology on shadow patterns and mean radiant temperatures in urban areas: model development and evaluation. *Theor Appl Climatol* 105, 311–323. <https://doi.org/10.1007/s00704-010-0382-8>
- Lindberg, F., Grimmond, C.S.B., Gabey, A., Huang, B., Kent, C.W., Sun, T., Theeuwes, N.E., Järvi, L., Ward, H.C., Capel-Timms, I., Chang, Y., Jonsson, P., Krave, N., Liu, D., Meyer, D., Olofson, K.F.G., Tan, J., Wästberg, D., Xue, L., Zhang, Z., 2018. Urban Multi-scale Environmental Predictor (UMEP): An integrated tool for city-based climate services. *Environmental Modelling & Software* 99, 70–87. <https://doi.org/10.1016/j.envsoft.2017.09.020>
- Lindberg, F., Holmer, B., Thorsson, S., 2008. SOLWEIG 1.0 – Modelling spatial variations of 3D radiant fluxes and mean radiant temperature in complex urban settings. *Int J Biometeorol* 52, 697–713. <https://doi.org/10.1007/s00484-008-0162-7>
- Lindberg, F., Jonsson, P., Honjo, T., Wästberg, D., 2015. Solar energy on building envelopes – 3D modelling in a 2D environment. *Solar Energy* 115, 369–378. <https://doi.org/10.1016/j.solener.2015.03.001>
- Lindberg, F., Onomura, S., Grimmond, C.S.B., 2016. Influence of ground surface characteristics on the mean radiant temperature in urban areas. *Int J Biometeorol* 60, 1439–1452. <https://doi.org/10.1007/s00484-016-1135-x>
- Naboni, E., Meloni, M., Coccolo, S., Kaempf, J., Scartezzini, J.-L., 2017. An overview of simulation tools for predicting the mean radiant temperature in an outdoor space. *Energy Procedia, CISBAT 2017 International Conference Future Buildings & Districts – Energy Efficiency from Nano to Urban Scale* 122, 1111–1116. <https://doi.org/10.1016/j.egypro.2017.07.471>
- Simon, H., Lindén, J., Hoffmann, D., Braun, P., Bruse, M., Esper, J., 2018. Modeling transpiration and leaf temperature of urban trees – A case study evaluating the microclimate model ENVI-met against measurement data. *Landscape and Urban Planning* 174, 33–40. <https://doi.org/10.1016/j.landurbplan.2018.03.003>
- Simon, H., Sinsel, T., Bruse, M., 2021. Advances in Simulating Radiative Transfer in Complex Environments. *Applied Sciences* 11, 19. <https://doi.org/10.3390/app11125449>
- Sinsel, T., Simon, H., Ouyang, W., dos Santos Gusson, C., Shinzato, P., Bruse, M., 2022. Implementation and evaluation of mean radiant temperature schemes in the microclimate model ENVI-met. *Urban Climate* 45, 101279. <https://doi.org/10.1016/j.uclim.2022.101279>
- Thorsson, S., Lindberg, F., Eliasson, I., Holmer, B., 2007. Different methods for estimating the mean radiant temperature in an outdoor setting. *International Journal of Climatology* 27, 1983–1993. <https://doi.org/10.1002/joc.1537>
- Tsoka, S., Tsikaloudaki, A., Theodosiou, T., 2018. Analyzing the ENVI-met microclimate model’s performance and assessing cool materials and urban vegetation applications—A review. *Sustainable Cities and Society* 43, 55–76. <https://doi.org/10.1016/j.scs.2018.08.009>
- Wallenberg, N., Holmer, B., Lindberg, F., Rayner, D., 2023. An anisotropic parameterization scheme for longwave irradiance and its impact on radiant load in urban outdoor settings. *Int J Biometeorol.* <https://doi.org/10.1007/s00484-023-02441-3>
- Wallenberg, N., Lindberg, F., Holmer, B., Thorsson, S., 2020. The influence of anisotropic diffuse shortwave radiation on mean radiant temperature in outdoor urban environments. *Urban Climate* 31, 100589. <https://doi.org/10.1016/j.uclim.2020.100589>

# Ville du futur face aux effets du changement Climatique : Les yeux des architectes

Cecilia AMOR, Thomas LAVIGNE

*Architectes*

## RESUME 8

L'article présente la vision de deux architectes complémentaires, Cecilia Amor et Thomas Lavigne qui travaillent ensemble pour concevoir des ouvrages d'art qui s'intègrent dans la ville du futur. La note s'appuie sur les nombreuses réalisations des deux architectes qui ont travaillé sur des projets emblématiques comme le pont Jacques Chaban Delmas à Bordeaux, le PEM de la gare de Morlaix ou actuellement le futur pont planté des JO de Paris 2024 sur la Seine. Thomas Lavigne développe le thème de la conception structurelle qui doit être épurée, optimisée en travaillant en dialogue permanent avec les ingénieurs et constructeurs. Cecilia Amor met l'Humain au cœur des projets et développent cette idée qu'un pont est avant tout un lieu, une place, un jardin à vivre ouvert sur le paysage.

**Mots-clés** pont urbain, pont planté, architecture, aménagement, conception durable, pont, ouvrages d'art, ville du futur

## I. INTRODUCTION

La ville du futur offre une autre place aux mobilités actives, au transport en commun et met l'humain au cœur du projet urbain. Cette nouvelle mobilité, cette nouvelle cité, plus économe, plus verte, sorte de retour aux origines impacte la façon de concevoir nos ouvrages d'art et leur intégration dans la ville.

Le programme change et les ponts sont dédiés à de nouveaux usages. Ils deviennent des espaces à vivre, des places publiques ouvertes sur le paysage, les fleuves et les rivières traversés et sur les monuments de la ville. Ils s'accompagnent de plus en plus de plantations, de jardins, ce qui permet d'assurer le lien végétal et écologique, une sorte de continuité verte entre les berges.





**IMAGE 1.** Pont planté des JO de Paris 2024

A ces nouveaux usages, une nouvelle façon de construire, plus écologique s'impose avec le développement de matériaux naturels, renouvelables, recyclés et émettant moins de CO<sub>2</sub>. Une réflexion sur le bilan Carbone et la vie des matériaux est à mener dès les prémices de la conception.

Le rôle de l'architecte est d'accompagner les maîtres d'ouvrages, les ingénieurs et les constructeurs en apportant une vision d'ensemble, une vision globale à la fois urbaine, paysagère et architecturale, sans oublier le dialogue permanent que nous menons avec nos amis ingénieurs pour optimiser les structures et les matériaux. Un pont reste une structure qui doit être bien conçue en prenant en compte toutes les contraintes du site et du programme. L'analyse de toutes ces données en parallèle de l'analyse des contraintes urbaines et paysagères permet de concevoir ensemble un projet de qualité, un projet unique parfaitement adapté à chaque situation.

Nous nous appuyerons sur la vision de deux architectes complémentaires, Cecilia AMOR architecte urbaniste et Thomas LAVIGNE architecte ingénieur qui travaillent ensemble et sur l'exemple de différents projets récents qu'ils partagent comme le pont Jacques Chaban Delmas à Bordeaux, le pont des Docks au Havre et les PEM de Cluses, de Morlaix et d'Angoulême pour conclure par un projet d'actualité : le pont des JO de Paris 2024 sur la Seine conçu comme un espace urbain et paysager sur l'eau à proximité de l'éco-quartier de l'île Saint Denis, au cœur du village Olympique.

## II. STRUCTURE UTILE POUR UN NOUVEAU PARCOURS – Thomas LAVIGNE architecte

### A. *Un pont est une structure*

La conception des ouvrages d'art aujourd'hui - et encore plus dans le futur - est et sera le fruit d'une vision globale du projet qui intègre de multicritères qui touchent à l'architecture, l'urbanisme, la structure, le paysage et l'environnement.

Mais avant tout un ouvrage d'art est une structure qui est réalisé dans un endroit précis, un quartier, une ville, un territoire et même un pays.

Cette structure doit être unique et adaptée au site. Elle est le fruit d'un dialogue entre architectes et ingénieurs. Un pont est un prototype.

Le point de départ est donc l'analyse multicritère du programme et de l'ensemble des contraintes du site, et notamment les contraintes et techniques : qualité du sol, géotechnique, contraintes hydrauliques, crues, gabarits de navigation ...

Plus le projet prendra bien en compte finement ces contraintes techniques, plus la réponse sera adaptée et optimisée en termes de fondation, de tablier et de quantité de matériaux.

Une bonne conception, c'est une structure optimisée, bien adaptée au site, à la ville et respectueuse de l'environnement.



IMAGE 2. Passerelle de la gare de Chartres

*B. Un pont est un parcours*

En parallèle des réflexions structurelles, nous menons des réflexions urbaines sur les usages du pont. Nous avons fait le constat que l'homme est curieux et qu'il a toujours envie d'aller voir plus loin, de gravir les montagnes, de monter en haut du Mont Saint Michel...

Notre idée est donc à chaque fois que c'est possible de rendre utile la structure, de créer un parcours au cœur de la structure du pont. Et Ceci est particulièrement bien adapté aux structures en arc.

Pour le concours du pont sur le Danube à Budapest, qui comporte des voies piétons cycles, des voies automobiles et des voies tramway, nous avons pris le parti de ne pas impacter le fleuve en créant une structure suspendue de 400m de portée. Le fleuve et l'environnement est totalement préservée.

Nous avons créé en parallèle des arcs tendus qui assurent la liaison douce entre les berges et le tablier tout en créant un belvédère unique sur le fleuve. Ces arcs participent aussi à la structure du tablier du pont. Ils ont ainsi une double utilité de structure et d'usage.



**IMAGE 3.** Pont sur le Danube à Budapest

Sur le viaduc de la Mayenne, le sol était de bonne qualité. Le tablier du pont assez haut par rapport à la rivière. Nous avons ainsi proposé un arc inférieur qui met en scène le paysage. Cet

arc, nous l'avons transformé en passerelle qui relie les deux rives et les chemins de halage qui longent la Mayenne. Là aussi l'arc joue un double rôle.



**IMAGE 4.** Viaduc de la Mayenne - Xavier Boymond photographe

Pour la passerelle de Nogent sur Marne, nous avons choisi d'utiliser la pointe de l'île au loup pour réaliser l'appui unique de la passerelle qui se compose de deux arcs qui marquent les deux bras de la Marne. Les deux arcs mettent en scène la pointe de l'île et transforment l'image de l'ancien pont sur la Marne. Ces arcs sont des passerelles qui permettent une liaison directe de berges à berges. Elles offrent un parcours riche, un belvédère sur la rivière.



**IMAGE 5.** Passerelle de Nogent sur Marne – Antoine Duhamel photographe

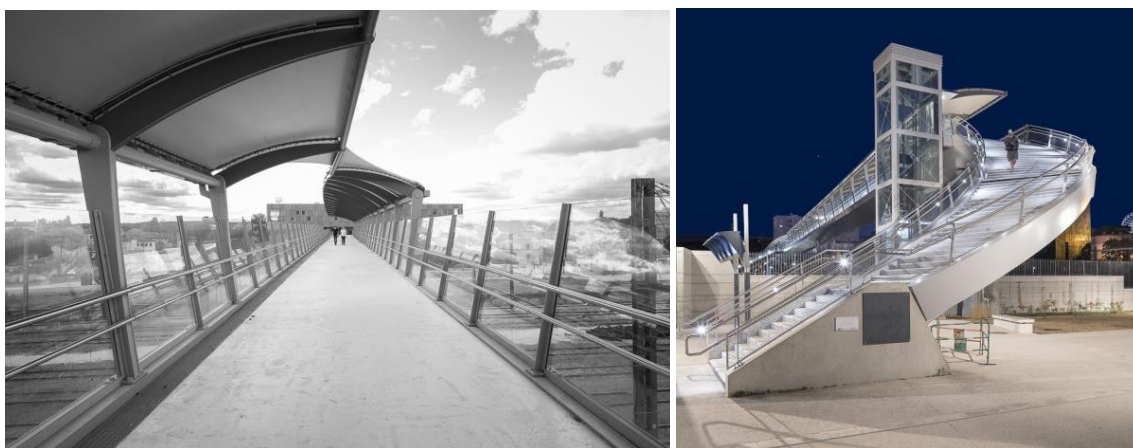
### III. L'HOMME AU CŒUR DU PROJET URBAIN – Cecilia AMOR architecte urbaniste

Ces dernières années, les dispositifs mis en place par les collectivités face aux défis climatiques sont de plus en plus contraignants et nous obligent à adopter des nouvelles habitudes et pratiques dans notre travail.

On doit se réinventer, faire appel à des experts...

Beaucoup de nos anciennes pratiques ont été mises en cause, et nos cas d'étude ne sont plus dans l'ère du temps ; de quoi avoir des frissons si on reste nostalgique.

La lutte contre le changement climatique est un défi, mais il présente aussi de nouvelles opportunités.



**IMAGE 6.** Passerelle de PEM en Gare d'Angoulême et escalier d'accès

Dans mon domaine qui est l'architecture et l'aménagement autour de transports et des ouvrages d'art, les projets se transforment pour atteindre de nouvelles exigences.

Des multiples critères au nom du développement durable entrent en jeu et : Les mobilités douces (ex. Les couloirs vélos à Paris), le développement de connexions et interconnexions des transports (ex les gares du grand Paris) ; le bien-être usager; le bien-être animal, le respect des couloirs biologiques, la "déminéralisation" des sols, la végétalisation des espaces urbains. L'utilisation de matériaux bio-sourcés et non polluants... (ex : l'incitation au développement des toits végétalisés).

Tout un panel très important de facteurs nouveaux que la loi nous impose à assimiler à nos réflexions et qui contrastent parfois avec des budgets de plus en plus réduits et des délais de plus en plus raccourcis pour répondre aux appels d'offres; ce qui rend la tâche encore plus complexe quand on veut atteindre des standards de qualité.

Le rôle de l'architecte a toujours été de placer l'homme au centre de la réflexion : l'homme dans son temps avec ses usages et ses besoins.

Donc la réflexion: “Ville du futur face aux défis climatiques” est celle de l’homme dans sa ville et de comment il se place par rapport à son temps ; quels sont ses besoins face aux changements climatiques.



**IMAGE 7.** Pont des Docks et sa terrasse – Xavier Boymond Photos

Sur les différents projets sur lesquels j’ai travaillé, que ce soit sur des ouvrages d’art comme des mobilités et des transports: LGV SEA, Le Pont Chaban Delmas à Bordeaux, Les différents PEM : Morlaix, Cluses, Chartres, les projets de télécabine ou le Pont des J.O. Paris 2024, entre autres, mon apport au projet a été surtout de ramener l’homme au centre de la réflexion: les habitants, les usagers présents et futurs, d’intégrer les nouveaux ouvrages dans leur paysage et les adapter à leur territoire.

**Le PEM Cluses :** la couverture des rampes et des escaliers, a été imaginé enneigées ; on a deviné les sensations des voyageurs qui en arrivant en gare vers les pistes de ski, trouveraient un écho de la neige glissante des sommets des montagnes;

Pour la gare routière la mise en valeur du magnifique Saule pleureur présent sur site, a guidé l’étude de forme. L’idée principale fut de végétaliser l’ensemble du pôle et transformer un quartier périphérique dominé par la voiture dans une nouvelle place urbaine pleine de vie et d’identité où la nature est au centre de la conception formelle.



**IMAGE 8.** PEM de Cluses – Xavier Boymond Photos

**Le PEM de Morlaix :** L'espace gare était un immense lieu de stationnement. Morlaix se situe dans une très importante brèche de niveaux topographique qui génère la fracture ville haute - ville basse.

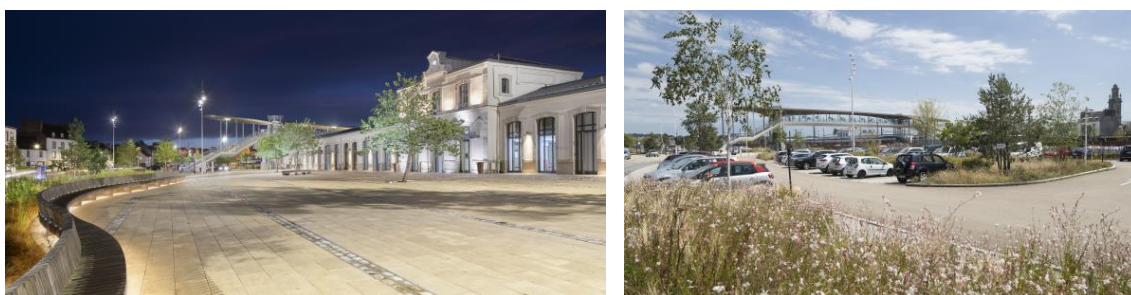
Le centre-ville est dans la ville basse et le bassin nautique aussi; la ville haute est désormais "déconnectée" du centre.

La réflexion a porté sur l'acceptation de ce fait et de comment "jouer" avec des courbes de niveaux pour créer des espaces fluides dans lequel les habitants et les voyageurs perçoivent l'identité de ce territoire maritime dans lequel on ne voit pas la mer.



**IMAGE 9.** PEM de Morlaix et sa passerelle en forme d'oiseau

Des courbes et des pins maritimes viennent répondre à cette problématique et une fois de plus apparaît un nouveau lieu de vie, deux nouvelles places, des lieux de rencontres, des lieux d'événements au milieu de la nature qui vient reprendre ses droits.

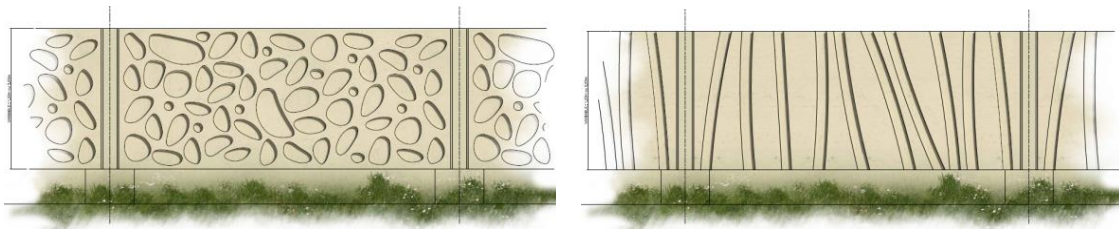


**IMAGE 10.** PEM de Morlaix parvis Nord et Parking végétalisé Sud

Des solutions comme des parkings drainants, des jardins filtrants, des espèces autochtones ont été mis en place.

On a trouvé des réponses concrètes à des besoins présents sur le site grâce à une analyse urbaine globale approfondie des interconnexions avec les différents cheminements et ses usages. Le projet est bien inséré et vient compléter la trame urbaine.

**La LGV SEA ;** j'ai eu beaucoup de plaisir à réfléchir à l'aspect esthétique des écrans le long de tout le parcours, car si bien les usagers du TGV ne peuvent pas percevoir l'esthétique des écrans, en contrepartie les habitants des lieux-dits traversés et qui se voient imposer des nouvelles infrastructures dans leurs environnement de vie souffrent de la transformation de leur paysage. Ainsi selon si l'on est localisé dans la nature ou à proximité de bourgs le motif change. Quatre types d'écrans et de motifs parcourent la ligne. Le travail formel a été inspiré par la nature.



**IMAGE 11. LGV Sud Europe Atlantique**

**Le Pont Chaban Delmas à Bordeaux :** La perception des habitants, de loin, depuis les quais, comme durant la traversé du pont, a généré la réponse architecturale dans ses différentes échelles. Ainsi, l'ajout du verre dans les pylônes pour enfermer la cage d'escaliers de secours génère une perception d'allègement des pylônes au milieu de la Garonne de l'ensemble du Pont dans son paysage.

La largeur de trottoir et l'impact de différents matériaux ainsi que les lieux prévus pour se reposer au milieu du pont, ont été au cœur de nos préoccupations dans la conception de l'ouvrage.



**IMAGE 12 Pont Jacques Chaban Delmas à Bordeaux – Xavier Boymond Photographe**



### Le Pont des J.O. de Paris 2024

L'expérience cumulé le long de tous ces projets d'ouvrages d'art trouve sa synthèse dans le Pont des Jeux Olympiques de Paris 2024.

On voulait créer un symbole pour les Jeux, et en même temps nous étions conscients à quel point la Seine était un espace naturel à préserver.

On vient s'implanter dans un environnement anciennement industriel, où la nature a repris ses droits.



**IMAGE 13.** Pont des JO de Paris 2024

En parallèle sur l'île Saint Denis, le projet de ville: d'Eco-quartier ville sans voiture, et la reconquête de berges est au cœur de la réflexion.

L'évènement est celui de rattacher l'Île au territoire, Les habitants de l'île Saint Denis et de la Plaine vont se donner la main sur le Pont enfin.

Le Projet du Pont est celui où l'on retrouve l'homme et la nature. Ramener la vie sur le Pont est notre mission, un pont planté qui fait parc et couloir biologique, qui ramène la fraîcheur l'été et met le végétal en avant.

Le Projet est une véritable Place sur l'eau, un lieu où les amoureux ainsi que les enfants aiment regarder la Seine, un lieu de balade dominicale, un lien d'une berge à l'autre grâce à la création de l'escalier qui se déploie parallèle à l'arc.



**IMAGE 14.** Pont des JO de Paris 2024

Dans notre réflexion l'intégration de l'ouvrage au cœur de la vie des habitants signifient le succès de notre travail. Tel est pour nous la valeur ajoutée que souhaitons apporter dans nos projets.

Notre rôle se voit de plus en plus mis à l'épreuve quant aux exigences nouvelles et nombreuses qui ont à voir avec les défis climatiques.

Des cahiers de charges de plus en plus importants en relation avec la politique zéro carbone, des délais de plus en plus courts et des budgets qui se rétrécissent et qui rendent difficile la recherche des réponses adaptées à de tels défis.

On est au cœur d'une réflexion territoriale d'urgence climatique.

Soyons vigilants car dans l'histoire de nos territoires la réflexion de l'urgence n'a pas apporté nécessairement les meilleures réponses.

J'attire spécialement l'attention vers des cahiers des charges qui ramènent les réflexions vers des faux discours et qui oublient parfois le plus important dans la réponse à apporter : L'homme.

### *CONCLUSION*

J'aime penser qu'un architecte urbaniste porte sa réflexion sur l'intégration des ouvrages dans le territoire, l'analyse des interconnexions et surtout la perception et les sensations des habitants dans la réponse qu'il apporte dans ses projets ; des projets qui utilisent de préférence des matériaux propres au lieu dans lequel ils interviennent, avec le souci de créer un dialogue entre la "nouvelle structure/infrastructure" et le territoire dans lequel il va s'implanter, de respecter l'existant, et d'améliorer avec notre intervention le cadre de vie ainsi que l'environnement futur.

Tel est pour moi le positionnement pour répondre aux nouveaux défis de la ville du futur, face au climat ainsi qu'à d'autres défis inconnus pour nous à présent:

Mettre l'homme et son ressenti au cœur de nos réponses, ramener la vie au travers de la nature, nous fera améliorer sans doute l'environnement pour les générations futures.



**IMAGE 15 .** Pont et Place Confluences à Angers

# Principes méthodologiques de l'outil CIOGEN : Calcul des Impacts des Ouvrages de GENie civil

Tiffany DESBOIS<sup>1</sup>, Julien CRAVERO<sup>1</sup>, Adélaïde FERAILLE<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Cerema, Direction Ouest, F-22000 Saint-Brieuc, France

<sup>2</sup>Navier, École des Ponts, Univ Gustave Eiffel, CNRS, F-77455 Champ-sur-Marne, France

**RESUME** Les questions environnementales sont de plus en plus présentes dans notre quotidien depuis l'accessibilité à la ressource jusqu'aux différentes formes de pollutions. L'urgence climatique implique les politiques publiques dans une démarche de réduction des émissions carbonées et de consommations des ressources fossiles. Cependant la mise en pratique du calcul de ces grandeurs interroge. La méthode qui se détache, par son caractère multi-étapes et multi-critères, visant à représenter l'ensemble des impacts que les activités humaines exercent sur les écosystèmes, est l'Analyse du Cycle de Vie (ACV). Cette méthode nécessite une expertise, empêchant une démocratisation de son utilisation. Le recours à un outil pourrait permettre de faciliter l'usage de cette méthodologie sur un domaine précis. Dans le domaine des ouvrages d'art, un outil d'ACV a été développé en Europe du Nord. Cet outil partagé par plusieurs pays avec des contextes supposément différents ne permet par une évaluation à différents stades de la vie du projet qui s'avère être un point primordial pour les acteurs du génie civil français. L'outil CIOGEN pour Calcul des Impacts des Ouvrages de GENie civil a pour objectif de calculer les impacts de la construction d'un ouvrage d'art lors de trois phases du projet : les études préalables, l'appel d'offres et la réception de chantier. Le présent article décrit les principes méthodologiques de cet outil en abordant entre autres les questions de pertinence des données, de mise à jour et de représentativité.

**Mots-clefs** ACV, Ouvrage d'art, Construction, Outil

## I. INTRODUCTION

### A. Contexte

La réduction des émissions carbonées et des consommations de ressources fossiles est devenue un enjeu majeur des politiques publiques. Ainsi suite à l'accord de Paris signé en 2015, la France s'est dotée d'une stratégie nationale Bas Carbone (adoptée en 2015, révisée en 2018-2019) suivie en 2017 d'un plan Climat. Ceci s'est traduit par la promulgation de plusieurs lois et décrets dont :

- La loi de Transition Énergétique pour une Croissance Verte (JORF n°0189, 2015) qui en août 2015 donne des premiers objectifs chiffrés (réduction de 40% des émissions de Gaz à Effet de Serre entre 1990 et 2030 et une division par quatre de ces émissions

entre 1990 et 2050 ; réduction de 50% en 2050 de la consommation énergétique finale en visant un objectif intermédiaire de 20% en 2030 par rapport à 2021) ;

- Le décret relatif aux principes et modalités du calcul des émissions de gaz à effet de serre des projets publics (JORF n°0106, 2017) ;
- La loi portant lutte contre le dérèglement climatique et renforcement de la résilience face à ses effets (JORF n°0196, 2021) qui dans son article 39 prévoit ce qui suit : l'article L. 228-4 du code de l'environnement est complété par un alinéa ainsi rédigé : « A compter du 1er janvier 2030, l'usage des matériaux biosourcés ou bas-carbone intervient dans au moins 25 % des rénovations lourdes et des constructions relevant de la commande publique. Un décret en Conseil d'Etat précise les modalités d'application du présent article, en particulier la nature des travaux de rénovation lourde et les seuils au-delà desquels l'obligation est applicable aux acheteurs publics. »

Le secteur de la construction en 2017 représentait 35% de l'énergie finale consommée et presque 40% des émissions de CO<sub>2</sub> (UNEP, 2018). La prise de conscience du secteur a amené l'IDRRIM (Institut des routes, des rues et des infrastructures pour la mobilité) dans son pacte d'engagement de janvier 2021 à indiquer qu'il fallait « développer une infrastructure bas carbone, en réduisant l'empreinte environnementale des infrastructures existantes sur la base d'une analyse de leur cycle de vie, en évitant ou réduisant les impacts et en développant des solutions de compensation des impacts ». En plus de la performance et du coût des projets, il faut désormais maîtriser les flux (consommation d'eau, d'énergie, de matériaux, production de déchets) et maîtriser les impacts environnementaux (impacts sur l'air, l'eau, les sols, l'homme). La méthode de l'Analyse du Cycle de Vie permet de prendre en considération ces aspects.

### *B. Méthode Analyse du Cycle de Vie*

L'analyse du cycle de vie (ACV) est une méthode normalisée dont le cadre général et les lignes directrices sont fixés par les normes internationales ISO 14040 (AFNOR, 2006) et ISO 14044 (AFNOR, 2006b). Elle permet d'estimer les flux de matières et d'énergies, ainsi que les impacts environnementaux potentiels d'un produit ou d'un service au cours de son cycle de vie et donc de relier les procédés technologiques et leurs effets sur l'environnement (Jolliet et al., 2005).

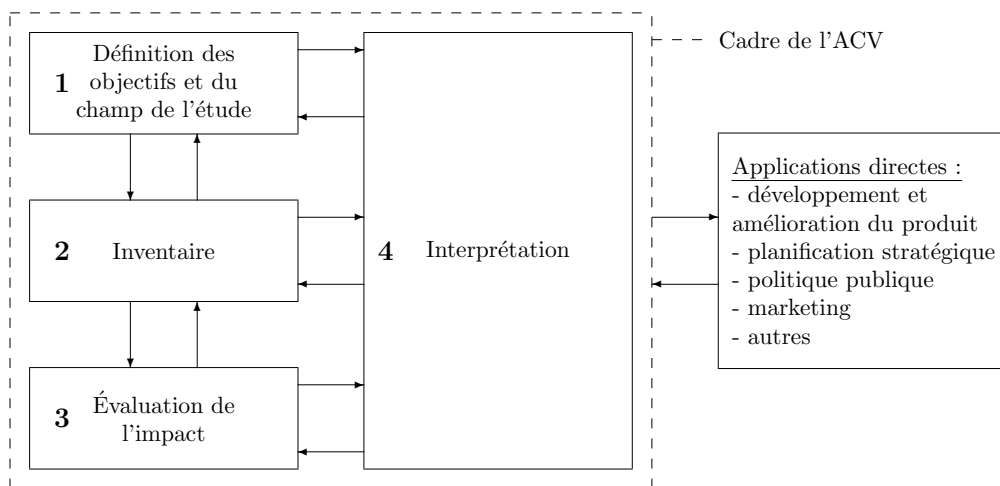
Cette méthode repose sur trois principes de base :

- Il s'agit d'une analyse fonctionnelle rapportant le calcul des émissions, extractions et impacts associés à une fonction clairement définie ;
- Elle est multi-critères, permettant de calculer différents types d'impacts environnementaux (changement climatique, santé humaine, ressources, ...) ;
- Elle est multi-étapes.

Les résultats d'une ACV sont exprimés en termes d'impacts potentiels sur l'environnement générés tout au long du cycle de vie, et ils sont rapportés à une unité fonctionnelle intégrant une durée de vie. L'unité fonctionnelle est donc l'unité de compte à laquelle va se référer l'ACV. Elle doit être définie avec précision et en cohérence avec les objectifs et le champ d'étude car toutes les données d'entrée et de sortie du système ainsi que les flux lui sont affectés. Il faut également

garder en mémoire le fait que sa définition se fait en vue d'une analyse comparative ; une ACV est en effet destinée à évaluer des scénarii alternatifs d'un point de vue environnemental.

Réaliser une ACV permet ainsi d'évaluer l'impact environnemental global du système étudié rapporté à l'unité fonctionnelle préalablement définie, en suivant la méthodologie décrite dans les normes ISO 14040 (AFNOR, 2006) et ISO 14044 (AFNOR, 2006b). C'est un processus itératif décrit ci-après qui se décompose en 4 phases (Figure 1).



**FIGURE 1 :** Cadre de l'étude de l'ACV d'après la norme ISO 14040

### C. Genèse de l'outil

En 2010 a été lancé le groupe de travail DIOGEN (DIOGEN, 2010) de l'Association Française de Génie Civil (AFGC). DIOGEN, acronyme de Données d'Impact pour les Ouvrages de GENie Civil, fournit une base de données environnementales de matériaux de construction dont les principales caractéristiques sont les suivantes :

- Les matériaux sont ceux utilisés dans le domaine du génie civil sur le territoire national ;
- Les impacts environnementaux sont calculés d'après la méthode d'ACV selon la norme en vigueur – actuellement NF EN 15804+A1 (AFNOR, 2014) et NF EN 15804+A2 (AFNOR, 2019) ;
- La qualité de la donnée est évaluée d'après une matrice de pedigree (Habert et al., 2011) ;
- La base est libre d'accès sur internet (<http://www.diogen.fr>) et peut être alimentée par une nouvelle donnée en soumettant une fiche au groupe de travail (GT).

Cette base rassemble donc des données spécifiques au secteur de la construction en France.

Il est apparu au sein de ce GT qu'il était indispensable de passer de l'échelle du matériau à l'échelle de l'ouvrage, à l'aide d'un outil dédié. Or, il n'existe pas d'outil adapté à la réalisation d'ACV d'infrastructures ou d'ouvrages d'art (OA) à partir de la base de données DIOGEN. Le projet CIOGEN, pour Calcul des Impacts des Ouvrages de GENie civil, vise à pallier ce manque

afin d'intégrer la démarche ACV concrètement, dans une logique de progrès et de protection de l'environnement, à la conception des ouvrages. La Figure 2 présente le positionnement de la base de données DIOGEN et de l'outil CIOGEN.

**FIGURE 2 :** Schéma de présentation de DIOGEN vs. CIOGEN

Une première version de l'outil a été développée de 2010 à 2013 : CIOGEN v1, sous forme de tableur Excel, permettant d'effectuer une ACV tronquée (étapes de production des matériaux, de transport et de la construction –hors terrassements-) s'appuyant sur la base de données DIOGEN et la base de données généraliste ecoinvent (Ecoinvent). CIOGEN v1 avait pour but d'être expérimental et évolutif afin d'apprécier l'amélioration de la qualité des données et des méthodes d'évaluation. Les travaux récents visent à faire évoluer cet outil selon trois axes :

- Compléter le modèle (en termes de composants de l'OA, procédés de construction, étapes prises en compte pour chaque procédé) afin de pouvoir réaliser des ACV complètes d'OA, en affichant les données de manière transparente afin qu'elles puissent être critiquées et améliorées ;
- Permettre une gestion plus pratique des mises à jour lorsque les données et les méthodes d'évaluation d'impacts évoluent ;
- Décliner l'outil en différentes variantes selon le stade d'avancement du projet de construction, afin de s'adapter aux objectifs de l'utilisateur et aux données en sa possession à ce stade.

L'année 2022 a été consacrée à l'approfondissement de la méthodologie, notamment grâce au financement octroyé par la fondation d'entreprises FEREC suite à l'appel à projets « Décarbonation et économie circulaire : des méthodes et indicateurs pour guider les acteurs de la construction ».

Plusieurs verrous scientifiques et techniques ont été recensés. Un premier verrou important à lever est celui de l'accessibilité à des données représentatives, pertinentes et fiables de la construction et des phases suivantes de l'ouvrage. Il s'agit également de prévoir l'utilisation qui sera faite de ces données. Une fois que ces dernières ont été obtenues, il faut mettre à disposition de l'utilisateur un modèle des procédés utilisés pour construire l'ouvrage qui ait un niveau de détails adapté : un modèle trop grossier gommerait les spécificités des matériaux ou des méthodes de construction employés tandis qu'un modèle trop approfondi ne serait pas pratique et demanderait un recueil de données trop lourd. Un troisième point important concerne la pérennisation de la base de données et de l'outil de calcul associé, et la continuité du travail lors d'un changement de norme.

## II. REVUE DES OUTILS ACV EN GENIE CIVIL

Les outils recensés se positionnent à trois échelles différentes : l'ouvrage entier, les composants d'un ouvrage et le matériau/l'élément. Pour chacun, plusieurs caractéristiques ont été retenues, considérées comme pertinentes pour alimenter les réflexions méthodologiques pour le développement de CIOGEN :

- L'objet de l'étude : matériau, élément de structure, infrastructure routière, bâtiment, ouvrage d'art...
- L'objectif de l'étude : ACV comparative (comme un éco-comparateur, dans le but de permettre une comparaison de variantes) ou absolue (dans le but d'évaluer tous les impacts d'un ouvrage)
- L'unité fonctionnelle considérée
- Le périmètre : prise en compte ou non de toutes les étapes du cycle de vie, des transports, de la préparation du site...
- Le contexte géographique
- Le type d'outil : tableur Excel, code Matlab, logiciel en ligne...
- La provenance des données d'inventaire : facteurs d'extraction/d'émission, Inventaires du Cycle de Vie (ICV), scores d'impacts, données techniques (consommation des engins, heures-machine, distances de transport...)
- Les impacts évalués et les méthodes de calcul associées
- La gestion des mises à jour des données d'inventaire
- La gestion des mises à jour des méthodes de calcul
- Les abonnements et licences nécessaires pour utiliser l'outil

Les outils étudiés sont indiqués dans le Tableau 1 et leurs caractéristiques sont données en Annexe 1.

**TABLEAU 1.** Liste des outils ACV en génie civil

Echelle	Nom de l'outil	Objet d'étude	Référence
Ouvrage entier	BridgeLCA	Ponts	(Hammervold et al. 2013)
Composants d'un ouvrage	ECORCE	Routes	(Ventura et al. 2010)
	SEVE	Routes	(Routes de France, 2011)
	PaLATE	Routes	(Horvath, 2003)
	PERCEVAL	Routes	(CIMbéton, 2021)
Matériau/élément	BETie	Produits en béton	(SNBPE, 2011)
	Environnement IB	Produits préfabriqués en béton	(CERIB, 2019)

Il ressort de cette revue qu'un seul outil a été répertorié sur les ouvrages d'art. Celui-ci a été développé en Europe du Nord (Norvège, Suède, Finlande et Danemark) dans le cadre du projet ETSI. Cet outil partagé par plusieurs pays avec des contextes supposément différents ne permet par une évaluation à différents stades de la vie du projet qui s'avère être un point primordial pour les acteurs du génie civil impliqués dans les travaux du GT.



Par ailleurs, concernant le volet mises à jour, les outils n'indiquent pas de méthode pour les gérer, notamment comment prendre en compte les évolutions normatives qui entraînent une coexistence dans les bases de données de scores d'impacts de données avec des indicateurs d'impact différents.

Il apparaît de cette revue que chaque outil a nécessité la composition de sa propre base de données. Pour les outils français, ce travail redondant est dû à l'absence d'une base complète de données : spécifiques au domaine (génie civil), spécifiques au contexte géographique (France) et dans les deux formats : ICV et scores d'impacts.

Enfin, cette revue met en lumière que si des travaux antérieurs utilisent des scores d'impacts et ne mettent pas à disposition leurs ICV, la seule possibilité pour « encapsuler » les résultats de ces travaux directement est d'utiliser les mêmes indicateurs et la même méthode de calcul. Dans le cas contraire, il est nécessaire de refaire soi-même le modèle de tous les procédés (à partir d'informations fournies dans des fiches FDES par exemple) sans pouvoir réutiliser ces travaux. Notons toutefois que la mise à disposition des ICV brutes (une liste de plusieurs milliers de flux) n'est pas forcément plus pratique a priori : cette liste doit être dans un format standard pour pouvoir être réutilisée par la suite et par d'autres.

### III. PRESENTATION DE L'OUTIL

#### A. Champ de l'outil

*Dans un premier temps sont visés les ouvrages d'art courants, représentant la majeure partie des ouvrages qui sont construits en France chaque année. Il est supposé une durée de vie de 100 ans de ces ouvrages, durée usuelle prise en compte à la conception. On peut définir ceux-ci comme les ouvrages ne présentant pas d'enjeux importants en termes de difficulté technique, d'impacts sur la conception d'ensemble de l'infrastructure et sur son coût, d'insertion paysagère ou d'architecture, d'impacts importants sur l'environnement, ou ne comportant pas d'innovation technique sur le plan de la conception et/ou de la réalisation (DGITM, 2021). Nous entendons par là les ponts-types du SETRA (ponts cadres et portiques, ponts-dalles, ponts à poutres), catégorie qui peut être élargie à des ouvrages approchants (ponts à béquilles, ponts cadres ou portiques multiples, etc.) (SETRA, 1999).*

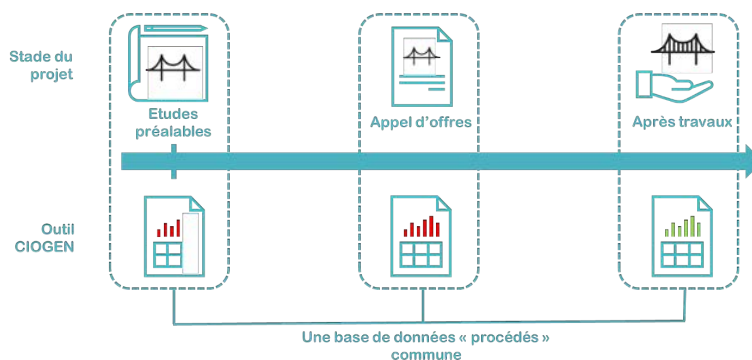
Plusieurs principes de base régissent l'outil développé :

- CIOGEN doit se servir autant que possible de la base de données DIOGEN qui fournit des données spécifiques au génie civil en France ;
- Les indicateurs d'impacts et de flux évalués pour l'ouvrage sont ceux définis par la norme NF EN 15804+A2 ;
- La finalité de l'outil est qu'il soit utilisé et pratique, il doit donc être construit avec les acteurs du domaine ;
- Les données, hypothèses de calcul et modèles employés doivent être transparents afin de pouvoir être critiqués par tous et d'instaurer de la confiance dans l'outil ;
- Il doit permettre de capitaliser sur les études précédentes afin d'améliorer au fur et à mesure la représentativité des données (avoir des données représentatives des ouvrages d'art en général et non particulières à un seul projet) ;

- La visée finale est qu'il apporte aux praticiens une meilleure perception des enjeux environnementaux et une vision globale des impacts de l'ouvrage, c'est-à-dire qu'il puisse servir d'outil de pilotage du projet et non uniquement d'outil de reporting des émissions a posteriori.

### C. Variantes de l'outil adaptées aux stades du projet

Selon le stade du projet, les utilisateurs n'attendent pas le même niveau de détails dans l'analyse environnementale de l'ouvrage et n'ont pas la même quantité (ni la même précision) d'informations disponibles. Une variante de l'outil CIOGEN par stade du projet (Figure 3) a été développée, afin de fournir pour chacun un modèle de l'ouvrage avec le niveau de détails adéquat.



**FIGURE 3. Schéma de principe des trois variantes de CIOGEN**

L'évaluation environnementale de l'ouvrage à partir de l'outil est calquée sur son estimation financière, ceci afin de profiter de l'existence de documents financiers devant systématiquement être remplis et ainsi simplifier la collecte de données. Cela permet de travailler sur une base commune avec une dénomination et une structure des procédés utilisés lors de la construction d'un ouvrage déjà connus des praticiens, afin d'éviter, entre autres, les oublis et les pertes de temps.

#### 1. Stade études préalables

Cette variante doit permettre aux concepteurs, bureaux d'études et entreprises de travaux de comparer différentes solutions d'ouvrages afin de déterminer les leviers de réduction des impacts. Elle doit également permettre à la maîtrise d'ouvrage d'affiner ses critères de jugement des offres.

L'approche consiste à réaliser une évaluation à partir d'un détail estimatif simplifié, constitué des 14 procédés indiqués dans le Tableau 2, qui apparaissent comme les postes les plus émetteurs dans nos premiers calculs (c'est-à-dire responsables de la majorité des impacts).

**TABLEAU 2. 14 procédés du DQE simplifié pour la variante Études préalables**

Catégories de prix du détail estimatif	Procédés retenus
1000. Prix généraux	-
2000. Aciers, bétons et coffrages	Acier d'armature

	3 types de bétons standard 1 béton formulé par l'entreprise
3000. Ossature métallique du tablier	Acier + traitement anti-corrosion
4000. Fondations et soutènements	Déblais/remblais Pieux Blindage, palplanches, batardeaux
5000. Appareils d'appui, bossages et dés de vérinage	-
6000. Equipements	Étanchéité Béton bitumineux pour couche de roulement Autres équipements (barrières, corniches, glissières, réseaux...)
7000. Travaux divers	Travaux divers (gabions...)
Autres	Autres

A chaque ligne, l'utilisateur doit entrer les données techniques (quantités de matériaux) et choisir le cas échéant dans un menu déroulant la donnée environnementale correspondante.

## 2. Stade appel d'offres

Les objectifs de cette variante sont pour la maîtrise d'œuvre de comparer différentes offres d'entreprises et pour les entreprises de travaux et les concepteurs d'évaluer leurs solutions.

Cette variante se présente sous la forme d'un fichier excel reprenant le détail estimatif (DE) avec ses sept grandes catégories :

- Prix généraux (installations de chantier, étaieage de la traverse et du tablier de l'ouvrage, matériel de lancement de l'ossature métallique du tablier mixte ou des poutres précontraintes, outil coffrant pour exécution de la dalle du tablier mixte...);
- Aciers, bétons, coffrages (coffrages, coques préfabriquées, armatures de béton armé ou de précontrainte, bétons pour fondations profondes/piles/culées/tabliers/autres structures...);
- Ossature métallique du tablier (acier pour ossature du tablier, protection anticorrosion...)
- Fondations et soutènements (terrassements des fouilles, pieux en béton armé ou métalliques, fonçage de pieux, fourniture de palplanches...);
- Appareils d'appui, bossages et dés de vérinage (bossages d'appui, appareil d'appui en élastomère fretté ou à pot, dispositifs anti-sismiques amortisseurs);
- Equipements (étanchéité du tablier, garde-corps, glissières et barrières de sécurité, séparateurs en béton, corniches, bordures de trottoir, béton bitumineux pour couche de roulement...)
- Travaux divers (démolition de constructions et de chaussées, décapage de la terre végétale, gabions de protection des talus...).

A chaque ligne du DE, une donnée « procédé » est associée. Pour chaque procédé, les données sont à estimer (pour les données techniques) ou à choisir parmi une liste en faisant des hypothèses (pour les données environnementales).

### 3. Stade après travaux

Les entreprises de travaux et la maîtrise d'ouvrage doivent à partir de cette variante pouvoir évaluer l'impact environnemental complet de l'ouvrage. Un autre objectif de cette variante est la constitution d'une base de données de référence des impacts des chantiers français.

L'utilisateur renseigne les quantités réelles sur un fichier de suivi qui reprend les dénominations du détail estimatif, afin de faciliter la comparaison du bilan environnemental de l'ouvrage aux différents stades du projet. L'ACV d'un OA réalisée par cette variante de CIOGEN a vocation à être consignée dans un catalogue qui permet d'établir des statistiques pour des procédés, des étapes ou des paramètres (distances, heures-machine...). En particulier, des données moyennes et des ratios peuvent être tirés de ce catalogue OA pour estimer le bilan environnemental de futurs projets. Ce catalogue de référence est ainsi alimenté par les retours des entreprises, afin d'améliorer la qualité des données ACV pour les projets futurs. Les projets renseignés sont rendus anonymes et classés selon plusieurs critères (types de structure, type de fondations, contraintes d'accès, nombre d'ouvrages proches construits en même temps).

## IV. BASE DE DONNEES INHERENTE A L'OUTIL

### A. Descriptif de la base de données

La base de données inhérente à l'outil contient des données « procédés ». Celles-ci se composent de données « techniques » (quantités de matériaux, ratio masse d'acier d'armature/volume de béton, heures-machine, etc.) propres aux techniques de construction en génie civil et de données « environnementales » qui proviennent de bases de données ACV (ICV de la base de données ecoinvent ou scores d'impacts de la base de données DIOGEN). Lorsque des données d'ecoinvent sont utilisées par l'outil, les utilisateurs n'y ont pas directement accès.

Par exemple, nous estimons que la production d'1 m<sup>2</sup> de coffrage en acier (donnée « procédé ») nécessite 200 kg d'acier avec un travail de façonnage du métal et un transport de 100 km entre l'aciérie et l'usine de production des coffrages (données « techniques »). Les données de production de l'acier, de façonnage du métal et de transport par camion > 32 tonnes (données « environnementales ») proviennent dans ce cas de la base de données ecoinvent 3.8.

La Figure 4 récapitule la méthode employée pour construire la base de données « procédés » de CIOGEN avec les données à chaque étape du cycle de vie du procédé. Ces cinq étapes sont séparées pour faciliter la modification de paramètres, l'analyse de contribution (aux impacts totaux) des procédés à chaque étape et l'établissement de ratios/statistiques pour certains procédés. A la fin des travaux de construction de l'OA, l'ACV de l'ouvrage fini comprend donc des données consolidées pour les trois premières étapes (production, transport, mise en œuvre) et des données de l'ordre du prévisionnel pour les deux dernières étapes (vie en œuvre, fin de vie).

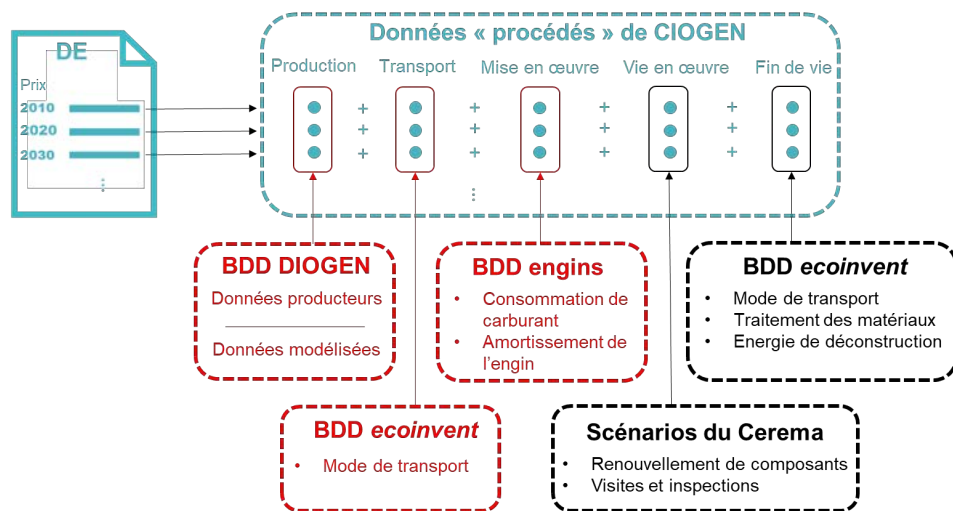


FIGURE 4. Schéma de principe de la base de données inhérente à l'outil

### B. Représentativité et qualité des données

Les données techniques des données « procédé » ont été établies préférentiellement à partir de retours de chantier, de la bibliographie et enfin à dire d'experts et ce pour permettre une représentativité des chantiers français. Elles ont été modélisées sous OpenLCA en les combinant à des données environnementales issues de la base de données DIOGEN et d'ecoinvent.

Les données « procédé » font l'objet d'une fiche DIOGEN qui décrit les hypothèses formulées ainsi que les sources. Ces fiches sont publiées sur le site internet DIOGEN et accessibles gratuitement. Elles peuvent ainsi être critiquées au besoin afin d'améliorer la donnée. Enfin chaque fiche fait l'objet d'une évaluation de sa qualité au moyen d'une matrice de pedigree (Habert et al., 2011), identique à celle qui est utilisée pour qualifier les données de la base de données DIOGEN.

### D. Mise à jour de la base de données

La mise à jour de la base est prévue à plusieurs occasions : lors d'une évolution normative ou encore, lors de la mise à disposition d'une nouvelle version de la base de données ecoinvent, lors de la publication de nouvelles données dans DIOGEN et enfin une fois par an pour prendre en considération les retours de chantier. Ces mises à jour sont gérées et validées par le GT DIOGEN. S'en suit une nouvelle version des différentes variantes et du catalogue de référence, mise en ligne et téléchargeable.

## V. CONCLUSION

Les travaux du GT DIOGEN depuis plusieurs années ont permis l'établissement de la base de données ainsi que le développement méthodologique permettant d'aboutir à cet outil CIOGEN avec ses différentes variantes. Des tests utilisateurs sont prévus au premier semestre 2023 afin d'en permettre une validation par le GT DIOGEN, et ses différents acteurs du génie civil, pour

une mise en ligne à l'été 2023. Ainsi CIOGEN et sa base de données seront disponibles gratuitement sur le site internet de DIOGEN (<http://www.diogen.fr>). L'utilisation de l'outil par les acteurs du secteur (entreprise, bureaux d'études, maîtres d'ouvrage, maîtres d'œuvre...) permettra d'affiner les données et de constituer un catalogue de référence qui soit représentatif des ouvrages d'art courants français. A plus long terme, cet outil pourrait intégrer d'autres types d'ouvrages, tels que les ouvrages fluviaux et portuaires.

## REFERENCES

AFNOR. (2006). NF EN ISO 14040 « Management environnemental – Analyse du cycle de vie – Principes et cadre ». AFNOR Editions

AFNOR. (2006b). NF EN ISO 14044 « Management environnemental – Analyse du cycle de vie – Exigences et lignes directrices ». AFNOR Editions

AFNOR. (2014). NF EN 15804+A1 "Contribution des ouvrages de construction au développement durable - Déclarations environnementales sur les produits - Règles régissant les catégories de produits de construction". AFNOR Editions.

AFNOR. (2019). NF EN 15804+A2 "Contribution des ouvrages de construction au développement durable - Déclarations environnementales sur les produits - Règles régissant les catégories de produits de construction". AFNOR Editions.

Cerema. (s.d.). Bible pour construction d'OA neufs. Récupéré sur [http://www.setra.fr/html/logicielsOA/PETRA/bible\\_neuf.html](http://www.setra.fr/html/logicielsOA/PETRA/bible_neuf.html)

Cerema. (s.d.). Bible réparations OA pour PETRA. Récupéré sur [http://www.setra.fr/html/logicielsOA/PETRA/bible\\_old.html](http://www.setra.fr/html/logicielsOA/PETRA/bible_old.html)

CERIB. (2019). Environnement IB. Récupéré sur <http://www.environnement-ib.com/presentation>

CIMbéton. (2021). PERCEVAL. Récupéré sur <https://www.infociments.fr/calculateur-perceval>

DGITM. (2021). Instruction technique relative aux modalités d'élaboration des opérations d'investissement et de gestion sur le réseau routier national.

DIOGEN. (2010). DIOGEN - Données d'Impact pour les Ouvrages de GENie Civil. Récupéré sur <http://www.diogen.fr/>

Ecoinvent. (s.d.). Récupéré sur <https://ecoinvent.org/>

Habert, G., Tardivel, Y., & Tessier, C. (2011). DIOGEN : base de Données d'Impacts environnementaux des matériaux pour les Ouvrages de GENie civi. GC 2011.

Hammervold, J., Reenaas, M., & Brattebø, H. (2013). Environmental life cycle assessment of bridges. *Journal of Bridge Engineering*, 18(2), 153-161.

Horvath, A. (2003). Life-Cycle Environmental and Economic Assessment of Using Recycled Materials for Asphalt Pavements. University of California.

Joliet, O., Saadé, M., & Crettaz, P. (2005). Analyse du cycle de vie : comprendre et réaliser un écobilan. Presses polytechniques.

JORF n°0106. (2017). Décret n°2017-725 du 3 mai 2017 relatif aux principes et modalités de calcul des émissions de gaz à effet de serre des projets publics.

JORF n°0189. (2015). Loi n°2015-992 du 17 août 2015 relative à la transition énergétique pour la croissance verte.

JORF n°0196. (2021). Loi n°2021-1104 du 22 août 2021 portant lutte contre le dérèglement climatique et renforcement de la résilience face à ses effets.

Risch, E., Roux, P., & Boutin, C. H. (2012). L'analyse de cycle de vie (ACV) des systèmes d'assainissement : un outil complémentaire d'aide à la décision. Sciences Eaux & Territoires, pp. 82-90.

Routes de France. (2011). SEVE. Récupéré sur <https://www.routesdefrance.com/seve-669/>

SETRA. (1999). Guide du Projeteur Ouvrages d'Art - Ponts Courants. Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art.

SNBPE. (2011). BETie. Récupéré sur [https://www.snbpe.org/developpement\\_durable/calcullette](https://www.snbpe.org/developpement_durable/calcullette)

UNEP (2018). Récupéré sur <https://www.unep.org/resources/report/global-status-report-2018>

Ventura, A., Dauvergne, M., Jullien, A., & Tamagny, P. (2010). ECORCE 1.0: Eco-comparateur routes, construction et entretien. Revue générale des Routes RGRA, 70.

## ANNEXE 1 : REVUE DES OUTILS ACV EN GENIE CIVIL

<b>Nom de l'outil et développeur</b>		BridgeLCA (projet ETSl)
<b>Date de création</b>		2009
<b>Objet d'étude</b>		Ponts
<b>Objectif de l'étude</b>		<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ ACV absolue d'un pont spécifique</li> <li>▪ Comparaison environnementale de plusieurs ponts</li> </ul>
<b>Unité fonctionnelle</b>		1m <sup>2</sup> de surface de pont effective pour une durée de vie de 100 ans
<b>Etapes</b>		<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Production des matériaux (avec hypothèses sur le taux d'acier recyclé)</li> <li>▪ Construction (préparation du site, engins de chantier, transport des matériaux, transport des ouvriers, coffrages)</li> <li>▪ Utilisation et maintenance (fréquence des activités suivant le modèle MOTIV)</li> <li>▪ Fin de vie (uniquement du béton/de l'acier/du bois)</li> </ul>
<b>Contexte géographique</b>		Norvège, Suède, Finlande (2006), Danemark (2009)
<b>Description de l'outil</b>		Données spécifiques d'un pont sur un tableur Excel + code Matlab pour les traiter
<b>Provenance des données d'inventaire</b>	<b>Facteurs d'extraction/ d'émission</b>	Ecoinvent
	<b>Scores d'impact</b>	-
	<b>Données métier</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Données collectées (dessins, CCTP, rapports de projet)</li> <li>▪ Données à dire d'experts</li> </ul>
<b>Impacts évalués et méthode(s) de calcul</b>		<p>CML (midpoint + normalisation européenne + pondération)</p> <p>6 impacts retenus :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ acidification potential (AP)</li> <li>▪ eutrophication potential (EP)</li> <li>▪ global warming potential (GWP)</li> <li>▪ ozone-layer depletion potential (ODP)</li> <li>▪ photochemical ozone-creation potential (POCP)</li> <li>▪ abiotic depletion potential (ADP)</li> </ul> <p>4 impacts exclus (éco-toxicité)</p>
<b>Gestion des mises à jour des données d'inventaire (LCI)</b>		-
<b>Gestion des mises à jour des méthodes de calcul (LCIA)</b>		-
<b>Abonnements/licences nécessaires pour l'outil</b>		Gratuit



<b>Nom de l'outil et développeur</b>		ECORCE (UGE)
<b>Date de création</b>		2010
<b>Objet d'étude</b>		Routes
<b>Objectif de l'étude</b>		<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ ACV comparative</li> <li>▪ Bilan environnemental d'une structure de chaussée</li> </ul>
<b>Unité fonctionnelle</b>		Un tronçon routier (à une ou plusieurs voies, de longueur paramétrable)
<b>Etapes</b>		<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Elaboration des matériaux au sein des industries (raffinerie, cimenterie, carrière, fours à chaux et aciérie)</li> <li>▪ Transport de matériaux et des engins de chantier</li> <li>▪ Fabrication des mélanges (centrales d'enrobage, centrales béton et graves hydrauliques, centrales à émulsion)</li> <li>▪ Construction et entretien des chaussées (engins de chantier dont déconstruction)</li> <li>▪ Possibilité de prendre en compte la fin de vie</li> <li>▪ Pas les travaux de terrassement (2013) ni le trafic</li> </ul>
<b>Contexte géographique</b>		France
<b>Description de l'outil</b>		Excel puis logiciel
<b>Provenance des données d'inventaire</b>	<b>Facteurs d'extraction/d'émission</b>	Données issues de la littérature : <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Acier : IISI 1999 (50 sites de production dont 28 en Europe)</li> <li>▪ Bitume : Bomberg et al. 1999</li> <li>▪ Chaux : Stripple 2001</li> <li>▪ Ciment : ATHIL 2005</li> <li>▪ Mélanges hydrauliques : Stripple 2001</li> <li>▪ Transport : AFNOR 2006 pour la valeur moyenne de consommation des poids lourds</li> <li>▪ Engins : assimilation aux moteurs de poids lourds de Hugrel et Joumard 2006</li> </ul> --- Données collectées par le LCPC : <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Agrégats d'enrobés</li> <li>▪ Carrières</li> <li>▪ Centrales d'enrobage</li> </ul>
	<b>Scores d'impact</b>	-
	<b>Données métier</b>	-
<b>Impacts évalués et méthode(s) de calcul</b>		ICV + indicateurs midpoint : <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Ressources en matériaux consommés et matériaux produits</li> <li>▪ Energie et eau consommés</li> <li>▪ Effet de serre (IPCC 2007)</li> <li>▪ Acidification (Goedkoop 1996)</li> <li>▪ Eutrophisation (Goedkoop 1996)</li> <li>▪ Ozone troposphérique (Derwent et al. 1996)</li> <li>▪ Ecotoxicité (Huijbregts et al. 2000)</li> <li>▪ Toxicité chronique</li> </ul>
<b>Gestion des mises à jour des données d'inventaire (LCI)</b>		-
<b>Gestion des mises à jour des méthodes de calcul (LCIA)</b>		Pas de méthode de calcul pour les ICV -
<b>Abonnements/licences nécessaires pour l'outil</b>		

<b>Nom de l'outil et développeur</b>		SEVE (Routes de France)
<b>Date de création</b>		2011
<b>Objet d'étude</b>		Routes
<b>Objectif de l'étude</b>		<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ ACV comparative</li> <li>▪ Eco-comparateur commun à l'ensemble de la profession pour objectiver les bilans environnementaux</li> <li>▪ Outil d'aide à la décision pour le maître d'ouvrage</li> </ul>
<b>Unité fonctionnelle</b>		Selon l'étude 2 modules : « Route/VRD » et « Terrassement »
<b>Etapes</b>		<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Extraction et fabrication de constituants</li> <li>▪ Transport en amont de l'usine de fabrication</li> <li>▪ Fabrication des mélanges</li> <li>▪ Transport vers le chantier</li> <li>▪ Mise en œuvre sur chantier</li> <li>▪ Fret sortant du chantier</li> </ul>
<b>Contexte géographique</b>		France
<b>Description de l'outil</b>		Logiciel en ligne
<b>Provenance des données d'inventaire</b>	<b>Facteurs d'extraction/d'émission</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Ecoinvent 2.2, Ecoinvent 3.6</li> <li>▪ Base Carbone ADEME 2020</li> <li>▪ Transport : AFNOR</li> <li>▪ Bitume : Eurobitume 2012</li> <li>▪ Chaux : UPC</li> <li>▪ Production d'enrobés à l'émulsion : RdF 2022</li> </ul>
	<b>Scores d'impact</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ DEP Ciments : ATILH 2017</li> <li>▪ Granulats : UNPG 2017</li> <li>▪ Pavés de voirie en pierre : CTMNC 2008</li> <li>▪ Pavés de voirie, bordures et caniveaux en béton : CERIB 2011</li> <li>▪ Asphalte : Office des Asphaltes 2015</li> <li>▪ Base de données INIES 2020</li> </ul>
	<b>Données métier</b>	-
<b>Impacts évalués et méthode(s) de calcul</b>		<p>7 indicateurs quantitatifs :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ changement climatique (d'après NF 15804)</li> <li>▪ consommation d'énergie</li> <li>▪ quantité de transport en tonne.kilomètre</li> <li>▪ 4 indicateurs « ressources »</li> </ul> <p>2 indicateurs déclaratifs (4 niveaux d'engagement) :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ gestion de l'eau</li> <li>▪ préservation de la biodiversité</li> </ul>
<b>Gestion des mises à jour des données d'inventaire (LCI)</b>		-
<b>Gestion des mises à jour des méthodes de calcul (LCIA)</b>		-
<b>Abonnements/licences nécessaires pour l'outil</b>		Licence (environ 500€/an ou 50€/an si multi-utilisateurs)

<b>Nom de l'outil et développeur</b>		PaLATE (UC Berkeley)
<b>Date de création</b>		2003
<b>Objet d'étude</b>		Routes
<b>Objectif de l'étude</b>		<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ ACV absolue d'une route spécifique</li> <li>▪ Comparaison d'alternatives</li> <li>▪ Evaluer les impacts environnementaux et économiques des chaussées et des routes</li> </ul>
<b>Unité fonctionnelle</b>		Selon l'étude
<b>Etapas</b>		<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Production des matériaux</li> <li>▪ Construction</li> <li>▪ Utilisation</li> <li>▪ Maintenance</li> <li>▪ Pas le trafic</li> </ul>
<b>Contexte géographique</b>		Etats-Unis
<b>Description de l'outil</b>		Excel
<b>Provenance des données d'inventaire</b>	<b>Facteurs d'extraction/d'émission</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ US Environmental Protection Agency (EPA) 2000 AP42 Emissions Factors, Volume 1, Edition 5, Chapter 11 <a href="https://www.epa.gov/air-emissions-factors-and-quantification/ap-42-compilation-air-emissions-factors">https://www.epa.gov/air-emissions-factors-and-quantification/ap-42-compilation-air-emissions-factors</a></li> <li>▪ OECD 1997 pour des facteurs d'émission liés au transport</li> </ul>
	<b>Scores d'impact</b>	-
	<b>Données métier</b>	Données à dire d'experts, rapports AASHTO et BTS (voir les Supplementary Data de Chester et al. 2010)
<b>Impacts évalués et méthode(s) de calcul</b>		<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Consommation d'énergie</li> <li>▪ Emissions CO2</li> <li>▪ Emissions Nox</li> <li>▪ Emissions PM10</li> <li>▪ Emissions SO2</li> <li>▪ Emissions CO</li> <li>▪ Emissions de lixiviats</li> </ul>
<b>Gestion des mises à jour des données d'inventaire (LCI)</b>		-
<b>Gestion des mises à jour des méthodes de calcul (LCIA)</b>		Pas de méthode de calcul
<b>Abonnements/licences nécessaires pour l'outil</b>		Outil accessible sur demande à Arpad Horvath.

<b>Nom de l'outil et développeur</b>		PERCEVAL (CIMbéton)
<b>Date de création</b>		2021
<b>Objet d'étude</b>		Routes
<b>Objectif de l'étude</b>		<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ ACV absolue d'une structure spécifique</li> <li>▪ Comparaison d'alternatives</li> <li>▪ Evaluer les impacts environnementaux et économiques de routes en béton (chaussées, aménagements routiers et ouvrages annexes)</li> </ul>
<b>Unité fonctionnelle</b>		Selon l'étude
<b>Etapas</b>		<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Construction</li> <li>▪ Entretien (pour 5 des 11 modules)</li> <li>▪ Pas la fabrication du matériel d'extraction, de fabrication et de transport des matériaux et des engins de mise en œuvre</li> </ul>
<b>Contexte géographique</b>		France
<b>Description de l'outil</b>		Logiciel en ligne
<b>Provenance des données d'inventaire</b>	<b>Facteurs d'extraction/d'émission</b>	
	<b>Scores d'impact</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ ICV Granulats 2017 : UNPG (utilise Ecoinvent v3.1, 2014)</li> <li>▪ ICV Bitume 2011 : Eurobitume/Ecoinvent</li> <li>▪ ICV Ciments (CEM) 2017 : ATILH</li> <li>▪ ICV Liants Hydrauliques Routiers 2018 : ATILH</li> <li>▪ ICV Armatures, fers de liaison et goudons : ArcelorMittal</li> <li>▪ ICV Gazoil : Ecoinvent</li> <li>▪ ICV Centrale de Malaxage : calculs réalisés par CIMbéton en s'appuyant sur Ecoinvent</li> <li>▪ ICV Transport : calculs réalisés par CIMbéton en s'appuyant sur Ecoinvent</li> <li>▪ ICV Mise en œuvre : calculs réalisés par CIMbéton sur des données «consommation machines» provenant d'enquêtes auprès des entreprises routières et en s'appuyant sur la base ICV gazoil d'Ecoinvent</li> <li>▪ Bétons : impacts calculés avec BETie</li> </ul>
	<b>Données métier</b>	
<b>Impacts évalués et méthode(s) de calcul</b>		<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ NF EN 15804+A1 et complément national NF EN 15804/CN</li> <li>▪ Emissions de GES</li> <li>▪ Consommation d'énergie</li> <li>▪ Epuisement des ressources naturelles</li> <li>▪ Consommation d'eau</li> <li>▪ Acidification de l'air</li> <li>▪ Eutrophisation de l'eau</li> <li>+ 1 indicateur économique (coût global)</li> </ul>
<b>Gestion des mises à jour des données d'inventaire (LCI)</b>		-
<b>Gestion des mises à jour des méthodes de calcul (LCIA)</b>		-
<b>Abonnements/licences nécessaires pour l'outil</b>		Gratuit

<b>Nom de l'outil et développeur</b>		BETie (SNBPE et PwC Ecobilan)
<b>Date de création</b>		2011
<b>Objet d'étude</b>		Produits en béton
<b>Objectif de l'étude</b>		<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Calculer les impacts environnementaux de produits en béton prêt à l'emploi</li> <li>▪ Edition de FDES sur-mesure</li> </ul>
<b>Unité fonctionnelle</b>		1 produit en béton (ex : un mètre linéaire de poteau, de section 0,5x0,5 mètre, de durée de vie 100 ans, assurant les descentes de charge pour le bâtiment considéré)
<b>Etapes</b>		<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Ensemble du cycle de vie défini par la NF 15804</li> <li>▪ Production/Mise en œuvre</li> <li>▪ Vie en œuvre</li> <li>▪ Fin de vie</li> </ul>
<b>Contexte géographique</b>		France
<b>Description de l'outil</b>		Logiciel en ligne
<b>Provenance des données d'inventaire</b>	<b>Facteurs d'extraction/d'émission</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ DEAM de PwC</li> <li>▪ Ecoinvent</li> </ul>
	<b>Scores d'impact</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Ciment : ATILH 2017</li> <li>▪ Armatures : Worldsteel 2008</li> <li>▪ Granulats : UNPG 2017</li> <li>▪ Adjuvants : EFCA 2015</li> <li>▪ Electricité : le mix de production d'électricité utilisé dans le cadre de cette étude est celui de la France (2013). La modélisation de la production d'électricité a été établie à partir des données fournies par l'Agence Internationale de l'Energie (IEA Statistics 2013)</li> </ul>
	<b>Données métier</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Consommation des sites : données spécifiques aux sites</li> <li>▪ Statistiques pour le transport du ciment par le SFIC, pour le transport des granulats par l'UNICEM</li> </ul>
<b>Impacts évalués et méthode(s) de calcul</b>		NF EN 15804/CN 9 indicateurs environnementaux + 10 indicateurs ressources + 3 indicateurs déchets + 6 autres indicateurs
<b>Gestion des mises à jour des données d'inventaire (LCI)</b>		-
<b>Gestion des mises à jour des méthodes de calcul (LCIA)</b>		-
<b>Abonnements/licences nécessaires pour l'outil</b>		<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Une version en libre service avec des formules standard pour le bâtiment</li> <li>▪ Une deuxième version pour les adhérents</li> </ul>

<b>Nom de l'outil et développeur</b>		Environnement IB (CERIB)
<b>Date de création</b>		2020 (vérification externe INIES)
<b>Objet d'étude</b>		Produits préfabriqués en béton (6 choix : poutre, poteau, dalle, prédalle *2, mur)
<b>Objectif de l'étude</b>		Outil de paramétrage pour éditer rapidement des FDES
<b>Unité fonctionnelle</b>		1 produit préfabriqué (ex : le choix d'une poutre en béton précontraint, 1m linéaire donne : "Supporter les charges et autres éléments notamment de plancher ou de toiture sur un mètre linéaire")
<b>Etapas</b>		<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Ensemble du cycle de vie défini par la NF 15804</li> <li>▪ Production/Construction</li> <li>▪ Vie en œuvre</li> <li>▪ Fin de vie</li> </ul>
<b>Contexte géographique</b>		France
<b>Description de l'outil</b>		Logiciel en ligne Quelques (<10) valeurs à remplir, fourchettes prédéfinies
<b>Provenance des données d'inventaire</b>	<b>Facteurs d'extraction/ d'émission</b>	-
	<b>Scores d'impact</b>	-
	<b>Données métier</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Valeurs guides pour faciliter la saisie des données</li> <li>▪ Vie en œuvre et fin de vie basées sur les scénarios de la FDES collective de référence</li> </ul>
<b>Impacts évalués et méthode(s) de calcul</b>		NF EN 15804/CN 26 indicateurs environnementaux
<b>Gestion des mises à jour des données d'inventaire (LCI)</b>		-
<b>Gestion des mises à jour des méthodes de calcul (LCIA)</b>		-
<b>Abonnements/licences nécessaires pour l'outil</b>		Gratuit

## « Changement Climatique, Normalisation et Territoires Ultra-Marins : Evolutions multifactorielles sur une économie locale et singulière. »

Laurent POULIZAC<sup>1</sup>, Pierrick DUPUY<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Responsable Qualité Béton et développement TERALTA, groupe AUDEMARD

<sup>2</sup>Gérant Dupuy Conseils

### RESUME

Le changement climatique est un phénomène précisément défini depuis plus de 40 ans et la communauté scientifique s'accorde sur le fait qu'il s'agit d'une problématique majeure de ce 21<sup>ème</sup> siècle. Législateurs et prescripteurs font l'objet d'une attention toute particulière car ils fixent les axes majeurs de la conception des ouvrages de demain : intégrer la notion de « développement durable » ou de « réduction de l'impact carbone », confirme leur volonté de « challenger » ce phénomène. La déclinaison de ces politiques de lutte s'opère de façon différente en fonction des zones géographiques et climatiques de la planète. En filigrane, l'individu et les consciences évoluent et l'inaction climatique entraîne des prises d'initiatives nouvelles.

Le territoire Ultra Marin de la Réunion constitue un laboratoire de la lutte contre le réchauffement climatique par le déploiement ou la recherche de solutions alternatives dans le domaine de la construction : recherche de circuits courts, moins énergivores, économie circulaire, moins gourmande en ressources fossiles, réutilisation de sous-produits industriels, limitatrice de déchets ultimes.

**Mots-clefs** liste de 3-5 mots-clefs séparé par des virgules

**Economie circulaire, Réunion, revalorisation.**

## I. INTRODUCTION

Lors du conseil de planification écologique du 26 janvier 2023, le Président de la République rappelle que l'objectif de 270Mt de CO<sub>2</sub> émis en 2030 dans l'atmosphère reste à atteindre. Le challenge à relever consiste à doubler le taux d'efforts sur les 8 prochaines années, en comparaison aux 5 années précédentes. En décembre 2022, Dominique VIENNE, président réunionnais de la CPME, devenu depuis président national du Conseil Economique, Social, Environnemental des Régions (CESER) alerte sur les objectifs 2030 qui ne prennent pas la direction souhaitée, et invite le monde économique à se mobiliser beaucoup plus fortement pour la cause environnementale.

Législateurs, maitres d'ouvrages, acteurs de la construction, ONG, citoyens, tous contribuent aujourd'hui à cette cause commune, par l'investissement, par l'innovation, par le savoir-faire, à toutes les échelles, et le territoire réunionnais constitue un laboratoire tout désigné pour en faire l'illustration.

Le constat d'abord, d'un environnement climatique en mutation, combiné à une prise de conscience collective, permet de relever dans une seconde partie qu'il est accompagné d'évolutions législatives et normatives qui permettent d'adresser cette problématique. Le troisième volet de cet article constitue un inventaire des actions menées ou en cours de déploiement sur le territoire réunionnais.

## II. EVOLUTION DU CONTEXTE

### A. Contexte climatique en milieu tropical

On constate, depuis 1850, période à laquelle ont commencé les mesures météorologiques instrumentales, une tendance claire au réchauffement climatique mondial, et même un accroissement de ce phénomène. La température moyenne du globe a augmenté d'environ 1 °C et celle de la France métropolitaine de plus de 1,5 °C. La décennie 2010-2019 est la période de dix années consécutives la plus chaude au moins depuis 1850. Notre territoire ultra marin, la Réunion, l'île intense n'est pas épargnée par ce phénomène. Le constat sur ces dix dernières années est particulièrement inquiétant. Notamment sur l'évolution des températures moyennes, sur l'intensité des pluies torrentielles, ainsi que sur l'élévation du niveau des eaux.

À La Réunion, mais aussi dans d'autres îles du bassin sud-ouest de l'Océan Indien, on observe depuis 50 ans un réchauffement moyen de la température de l'air de près de 1°C. Et ce réchauffement s'est accéléré au cours de ces dix dernières années.

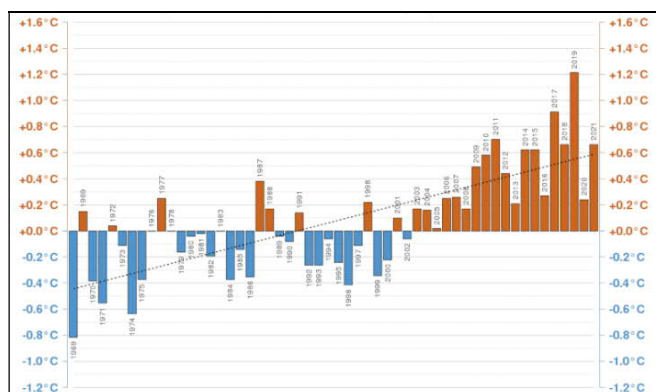


FIGURE 1. Evolution température moyenne annuelle de 1968 à 2021 - Réunion (Source : Météo France)



Nous observons également des épisodes de pluies soudaines et de fortes intensités qui affectent régulièrement les îles de l'Océan Indien. Ces pluies sont notamment amenées par les tempêtes et les cyclones qui, une dizaine de fois par an, traversent le bassin. Les intensités de ces pluies torrentielles sont comparables, voire supérieures, aux pluies diluviennes observées à l'automne dans le sud de la France. En 2018 et 2020, d'effroyables inondations ont touché l'Aude puis les Alpes Maritimes avec des cumuls supérieurs à 300 mm sur la journée, soit près de la moitié de la pluie moyenne qui tombe sur Paris en un an. A titre de comparaison, entre 1981 et 2014, La Réunion, a connu plus de 220 épisodes de pluie supérieure à 300 mm par jour. Cette fréquence élevée des précipitations intenses à La Réunion s'explique par son relief escarpé (le Piton des neiges y culmine à 3070 m) et par sa position géographique qui la place dans la trajectoire des tempêtes et des cyclones tropicaux.

Quelles sont alors les prévisions pour l'avenir de notre territoire ?

Le projet Building Resilience in Indian Ocean (BRIO) qui s'est déroulé entre 2018 et 2020 a permis de développer des projections climatiques très fines, qui décrivent le climat de la région Océan Indien jusqu'à l'horizon 2100.

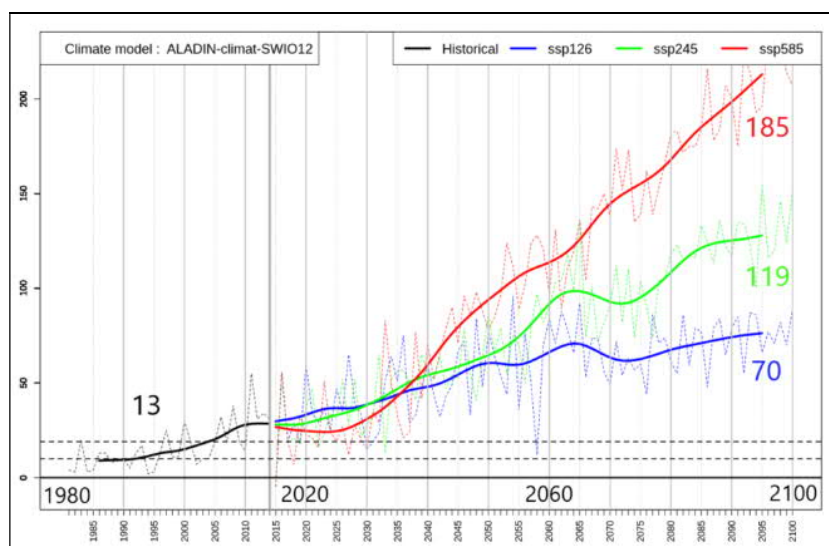


FIGURE 2. Nombre de jours où la température maximale dépasse le seuil de 31°C sur Gillot à La Réunion pour 3 scénarios d'émission de gaz à effet de serre: faible (ssp126), médian (ssp245), élevé (ssp585) (Source : Commission de l'Océan Indien).

Le nombre de jours annuels de fortes chaleurs devrait être en nette augmentation par rapport à ce que l'on a connu depuis 1981. En fin de siècle par exemple, la température maximale devrait dépasser 31°C à Gillot plus de la moitié de l'année en scénario pessimiste (ssp585) contre une trentaine de jours par an jusqu'à présent.

Dans le contexte du réchauffement climatique, on peut également s'attendre à une intensification des précipitations extrêmes au cours du XXI<sup>ème</sup> siècle. Les données BRIO confirment ces résultats à La Réunion. Le nombre de jours de précipitations extrêmes (cumuls quotidiens supérieurs à 300 mm en un lieu) devraient augmenter de 10 à 20 % dès la seconde moitié du siècle.

Dans le même temps, les modèles s'accordent sur une baisse moyenne des précipitations annuelles dans le bassin Océan Indien à l'horizon 2060-2100.

Dans un futur qui se réchauffe, les contrastes de saisons seront fréquents et particulièrement marqués. Avec selon les modèles une alternance de périodes d'importante sécheresse et d'épisodes de fortes précipitations. La limitation du ruissellement en période de fortes précipitations et le stockage de l'eau en période de sécheresse sont des enjeux importants pour l'avenir. Il faudrait donc amorcer une transition vers des systèmes innovants pour les infrastructures et la gestion de l'eau.

#### B. Evolutions des consciences collectives

La notion de « changement climatique », documentée depuis plus de 40 ans, fait l'objet d'un glissement sémantique vers le constat d'une « urgence climatique ». Les données des groupements d'experts tels que le GIEC sont commentées par des ONG de plus en plus actives, et par des lanceurs d'alertes qui réalisent un courageux travail de sensibilisation à la cause environnementale.

Parmi eux, on pourra citer dans des registres différents, le travail de Greta THUNBERG ou de Jean-Marc JANCOVICI. Par les discours proposés, percutant et culpabilisant dans un cas, pragmatique et ultra-argumenté dans l'autre, il est possible d'atteindre des tranches générationnelles multiples, et des milieux professionnels variés.

En outre, avec une croissance exponentielle qui atteint en janvier 2023 la barre des 100.000 actionnaires, une société telle que « Time For The Planet », représente un véritable moteur dans l'éveil des consciences, avec un processus de création de valeur, par le financement de projets, évalués par les actionnaires d'abord, par un comité scientifique ensuite, et approuvés en Assemblée Générale enfin. L'objectif repose sur l'industrialisation des procédés de réduction d'émission, de production d'énergies renouvelables, de captation carbone à grande échelle, et sur la diffusion en open-source de ces concepts à destination du plus grand monde pour un effet décuplé sur l'environnement.

#### C. Développement de l'ecosensibilité : focus sur le profil des « bifurqueurs »

Les consciences individuelles évoluent plus rapidement que la pensée collective ; on aura noté que beaucoup de démarches fortes mais isolées ne produisent que peu d'effets notables et durables. Cependant, il apparaît que certains profils émergent, et génèrent des pratiques qui font l'objet d'études sociologiques : il s'agit de l'émergence des « bifurqueurs ».

On considère 2 types de bifurqueurs qui se répartissent en 2 catégories pour une cause commune.

Tout d'abord le niveau de formation des « bifurqueurs » correspond à des cursus longs (BA C+3 min, ingénieurs, CSP+), ils sont minoritaires dans la population (20-23 %) <sup>1</sup>, mais influents de part leur fonctions ou leur capacités oratoires.

Les « bifurqueurs de 1<sup>ère</sup> génération » ont plus de 35 ans, et une expérience solide, souvent managériale ou entrepreneuriale dans leur milieu professionnel. Lorsqu'ils opèrent leur mutation, elle est le fruit d'une réflexion qui engage une carrière professionnelle, un foyer. Elle se traduit le plus souvent par une conversion vers la création de structures à vocation environnementale, et moins souvent à une mutation associée à des gros efforts de sobriété. Ce type de conversion est facilité en France par la multitude de mécanismes d'aides à la création d'entreprises, et la compensation temporaire d'éventuelles pertes de revenus.

<sup>1</sup> Source : Source INSEE, Enquête Emploi 2018, Base : > 30 k€/an

Pour leur part, les « bifurqueurs de 2<sup>nd</sup>e génération », ont développé une conscience environnementale avant leur entrée dans la vie active. Ils sont souvent associés au mouvement des « Huit d'AgroParisTech » en 2018. Ils s'engagent publiquement dans une démarche de dénonciation des politiques publiques trop frileuses, de l'aveuglement de l'industrie face à l'urgence climatique, ou encore de l'influence persistante de certains lobbies associés à des modèles économiques capitalistes écocides.

Le phénomène décrit ici impacte le territoire réunionnais avec un résonnement particulier puisque la perception de l'urgence y est supérieure à la moyenne métropolitaine<sup>2</sup>, et le terreau y est plus favorable (contexte géographique loin des environnements hyper-urbains, législation et droit du travail identiques à la métropole, moyens de communications développés, 42% de la surface classé au patrimoine mondial de l'Unesco).

### III. EVOLUTION DU CADRE ET SIGNAUX FAIBLES

#### A. Evolutions normatives (NF EN 206 et normes connexes)

La norme NF EN 206+A2/CN a été publiée le 13 octobre 2022 avec une date d'entrée en vigueur au 05 novembre 2022. La publication de cette dernière version fait suite à une succession d'évolution normative au niveau européen (EN197-5), national (NF P 18-545 / NF P 15-302 / NF EN 1992), mais aussi du retour d'expériences de projet nationaux français phares de ces dix dernières années « Recybéton » et « Perfdub ».

I. Granulats recyclés - Granulats de prémélanges / G La norme NF EN 206+A2/CN : 2022 intègre les exigences liées à l'utilisation de granulats recyclés dans les bétons en distinguant 2 cas : les granulats recyclés « purs » et les granulats de prémélanges. Ces derniers sont obtenus par mélange de granulats recyclés et de granulats naturels selon des pourcentages définis des granulats.

Les travaux du PN « Recybéton » font parties intégrantes de cette nouvelle version de la NF EN 206. Les taux de substitution des granulats naturels par des granulats recyclés ont été revus comme suit :

	X0	XC1, XC2	XC3, XC4, XF1	XD1, XS1	XF2, XD2, XD3	XS2, XS3
Gravillon recyclé type 1	60	40	60	30	50	30
Sable recyclé	30	10	20	10	20	10
Règles de formulation complémentaire	/	$E_{m}/L_{eq}$ max abaissé de 0.05 <sup>c</sup>	/	$E_{eff}/L_{eq}$ max abaissé de 0.05 <sup>c</sup>	/	$E_{m}/L_{eq}$ max abaissé de

Possibilité d'introduire 30 de Gravillons et 10% de Sable recyclés

**OU BIEN**

Possibilité d'introduire 50% de Gravillons et 20% de Sable recyclés  
A condition de réduire le rapport  $E_{eff}/L_{eq}$ .

a Gravillons résistants au gel au sens de la norme NF P18-545.  
b A l'exception des granulats récupérés qui restent utilisables dans les conditions du 5.2.3.3 et NA.5.2.3  
c Par rapport aux préconisations des tableaux NA F  
NOTE.Ces taux sont vérifiés en arrondissant le taux de substitution au pourcentage le plus proche.

TABLEAU 1. Taux maximum (% massique) de substitution pour les granulats recyclés de type 1 – tableau NA.8a

<sup>2</sup> Enquête ESER, mai 2022, service statistique du ministère de la transition écologique et de la cohésion des territoires.

Apparaissent donc, des seuils de substitution augmentés et des ouvertures sur des augmentations de taux de substitution moyennant des règles de formulation complémentaires (rapport E/Liant abaissé).

L'augmentation du taux de substitution n'est pas sans conséquence sur la matrice du béton et c'est pourquoi les bétons contenant des granulats recyclés sont classés en fonction de leur taux de substitution en granulats recyclés. Le prescripteur doit être informé et tenir compte de ces classes car pour les classes R2 et au-delà une prise en compte particulière doit être réalisée au niveau des règles de dimensionnement à l'Eurocode 2.

Classe de taux de substitution en granulats recyclés	R0	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7
Plage de taux massique total de granulats recyclés (sable recyclé + gravillon Type 1)	0.01-0.05	0.06 - 0.15	0.16-0.25	0.26-0.40	0.41-0.55	0.56-0.70	0.71-0.85	0.86-1.00
Plage de taux massique total de granulats recyclés (Sable recyclé + gravillons de type 2)	0.01-0.02	0.03 - 0.07	0.08-0.12	0.13-0.20	0.21-0.27	0.28-0.35	0.36-0.42	0.43-0.50

Durabilité à justifier par approche performantielle (orange)

Règles particulières Eurocode 2 (rouge)

TABLEAU 2. Classes de taux de substitution des granulats recyclés dans le béton

II. Ciments norme NF EN 197-5, NF P 15-302

La norme NF EN 197-5 a été officiellement publiée en septembre 2021. Cette norme a pour but de spécifier les exigences relatives à deux nouveaux types de ciments, non couverts par la norme NF EN 197-1 (2011), et destinés à la mise en œuvre de béton, mortier et coulis : Ciment Portland composé CEM II/C-M et Ciment composé CEM VI. Ces ciments ne peuvent pas bénéficier du marquage CE (norme non harmonisée), mais du marquage NF LH, qui est une condition nécessaire pour l'emploi dans un béton conforme à la NF EN 206+A2 / CN.

Principaux types	Notation des produits (types de ciments)		Composition (pourcentage en masse <sup>a</sup> )										Constituants secondaires		
			Clinker	Laitier de haut fourneau	Fumée de silice	Pouzzolane		Cendre volante		Schiste calciné	Calcaire				
	Nom	Notation	K	S	D <sup>1</sup>	Naturelle	Naturelle calcinée	Siliceuse	Calcoique	T	L <sup>1</sup>	LL <sup>1</sup>			
CEM II	Ciment Portland composé <sup>a</sup>	CEM II/C-M	50-64												0-5
CEM VI	Ciment composé	CEM VI (S-P)	35-49	31-59	-	6-20	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5
		CEM VI (S-V)	35-49	31-59	-	-	-	6-20	-	-	-	-	-	-	0-5
		CEM VI (S-L)	35-49	31-59	-	-	-	-	-	-	-	6-20	-	-	0-5
		CEM VI (S-LL)	35-49	31-59	-	-	-	-	-	-	-	-	6-20	-	0-5

TABLEAU 3. Ciment Portland composé CEM II/C-M et ciment composé CEM VI (source AFNOR – NF EN 197-5)

A noter que les CEM II/C-M, qui ne contiennent que des constituants pouzzolaniques (pouzzolanes, cendres volantes et fumées de silice), doivent satisfaire à l'essai de pouzzolanité selon la NF EN 196-5.

La NF P 15-302 (Ciment à usage tropical) introduit les fillers pouzzolaniques (Z) comme constituant principal ou secondaire. Ces matériaux d'origine volcaniques, broyés finement présentent des propriétés pouzzolaniques proches de celles des pouzzolanes naturelles. Les ciments à usage tropical appartiennent aux catégories de ciment CEM II (Ciment Portland Composé) ou CEM IV (Ciment pouzzolanique).

Désignation	Notation	Composition (pourcentage en masse) <sup>(1)(2)(3)</sup>									
		Constituants principaux									
		Clinker	Laitier de haut fourneau	Fumée de silice <sup>(4)</sup>	Pouzzolanes		Cendres volantes		Schiste calciné	Calcaire	Fillers pouzzolanique
K	S	D <sup>(6)</sup>	P	Q	V	W	T	LLL	Z		
Ciment Portland Composé <sup>(2)(3)</sup>	CEM III/B UT	65-79	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Ciment Pouzzolanique <sup>(2)(3)</sup>	CEM IV/B UT	45-64	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Les valeurs indiquées au tableau se réfèrent à la somme des constituants principaux et secondaires.

Dans le cas des ciments Portland composés CEM III/A UT et CEM III/B UT, des ciments pouzzolaniques CEM IV/A UT et CEM IV/B UT, les constituants principaux autres que le clinker doivent être déclarés dans la désignation du ciment (voir les exemples à l'article 5.3)

La lettre M doit figurer dans la désignation des ciments Portland composés CEM III/A UT et CEM III/B UT, contenant au moins deux constituants principaux autres que le clinker. Cette lettre M précède celles des constituants principaux déclarés ( voir les exemples à l'article 5.3 de la présente norme)

Le fabricant est tenu à une déclaration de composition stipulant les constituants utilisés et la proportion de chacun d'eux ; il s'engage à ne pas faire varier ces proportions au-delà d'une fourchette de ± 5 points, le clinker étant aussi un constituant

Le ciment pouzzolanique à usage tropical appartient à la classe de résistance 22,5 ( voir article 6) ; sa composition est identique à celle du CEM IV de la norme EN 197-1

La proportion de fumées de silice est limitée à 10%

La proportion de constituants secondaires est limitée à 5%

TABLEAU 4. Type de ciment à usage tropical et compositions (source AFNOR – NF P 15-302)

### III. Approche performantielle

Réservée jusque-là à des « mix-design » dans le cadre de grands projets d’infrastructures avec des durées de vie à garantir sur plus de 50 ans (voir 100 ans), l’approche performantielle fait à présent l’objet d’un chapitre dédié dans la norme NF EN 206+A2/CN. Le concept repose sur des indicateurs de durabilité et des essais de performance pour vérifier que des formulations de béton qui ne respectent pas les limites usuelles de composition, ont bien tous les constituants adaptés pour obtenir la durée d’utilisation de projet spécifiée. Associée au fascicule de documentation FD P 18-480, l’approche performantielle peut permettre de déroger aux règles prescriptives liées aux granulats ainsi qu’aux valeurs limites applicables à la composition et aux propriétés des bétons de l’annexe NA.F - rapport Eau efficace / Liant équivalent maximal, dosage minimal en liant équivalent de la classe d’exposition visée, nature du liant pour certaines classes d’exposition

Localement, ce concept associé à la Nouvelle Route du Littoral dès 2014 a permis aux acteurs de projet d’être les premiers à l’échelle nationale à réaliser le suivi complet d’exécution (2015-2021) : le territoire dispose ainsi d’un premier catalogue de formules qu’il conviendra d’élargir, au service de nos infrastructures, et avec des objectifs « bas carbone » toujours plus ambitieux. Contributeurs remarquables de plusieurs groupes de travaux de PerfDub<sup>3</sup>, les bureaux d’études concepteurs de bétons locaux peuvent se reposer sur ces acquis pour la création de catalogue de produits bétons de nouvelles générations.

### B. Evolutions législatives

Les pouvoirs législatifs national et européen détient de multiples clés qui fixent un cap pour le déploiement de programmes d’investissements publics et massifs dans le domaine du bâtiment et des infrastructures.

Alors que le concept de « Développement Durable » est popularisé en 1987 par Mme Gro Harlem BRUNTLAND, première ministre de la Norvège, tandis que Jacques CHIRAC marque les consciences par sa célèbre citation « Notre maison brule, et nous regardons ailleurs... » au IV<sup>ème</sup> sommet de la Terre à Johannesburg en 2002, on regrettera que dans le milieu de la construction, les 20 dernières années soient marquées par des évolutions timides dans le domaine de la

<sup>3</sup> Projet de recherche : approche PERFormantielle pour la D U rabilité des ouvrages en Béton, <https://www.cerema.fr/fr/actualites/perfdub>

construction (RT2005, Grenelle 2007, RT 2012, RE 2020, guides régionaux), et aucun effet notable sur les émissions de CO2 dans le monde.

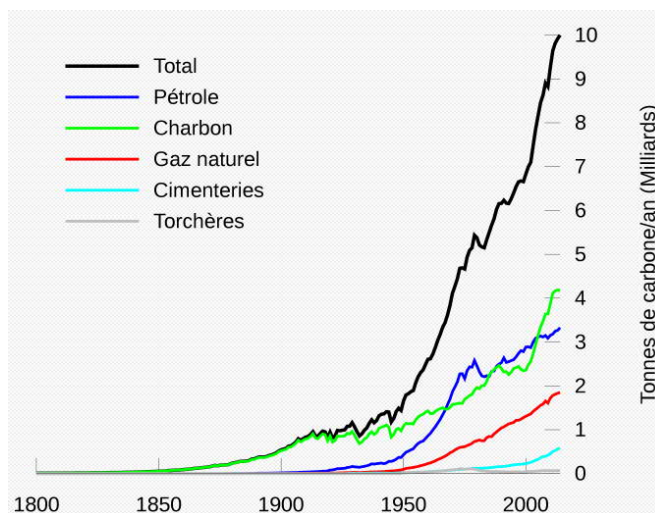


FIGURE 3. Emissions CO2 par les énergies fossiles et cimenteries (G.C.E. by Type, Mak THORPE)

Définie pour la France en octobre 2007 dans le pacte écologique de Grenelle de l'Environnement, « la taxe carbone » ou plus précisément, « Contribution climat Energie », est appliquée depuis 2014 à, et repose sur le principe du pollueur/payeur (= taxe pigouvienne) afin d'inciter ces derniers à modifier leurs comportements, leurs stratégies, et à orienter leurs achats et leurs investissements. Si cette redevance s'applique à tous (exemple : TICPE pour Taxe Intérieure de Consommation sur les Produits Energétiques), le principe du marché du carbone, s'applique lui à 14.000 sites industriels rassemblant les activités de production électrique, réseaux de chaleur, acier, raffinage, verre, papier, chimie, aviation intra européenne, et ciment pour un total de 45% des émissions de l'Union Européenne. Bien que perfectible et contesté (« droit à polluer » pour les plus gros émetteurs, rupture des règles de concurrence sur les transactions internationales, marché inaccessible pour les particuliers), les effets positifs sur les émissions de CO2 sont modérés depuis son entrée en vigueur (-5% entre 2013 et 2018), mais néanmoins encourageants.

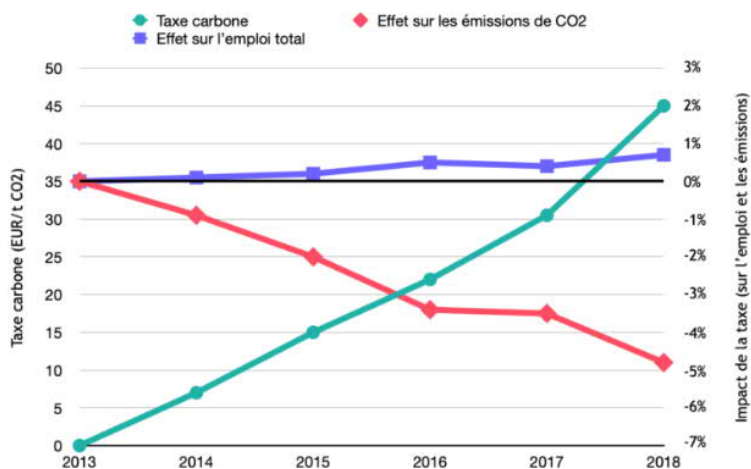


FIGURE 4. Impact taxe sur émissions du secteur manufacturier français (Source :M. BRAND , CarboAcademy)

Alors il convient de poursuivre les efforts de réformes qui tendent vers une accélération à court terme de cette tendance baissière.

En effet,

- L'instauration du Mécanisme d'Ajustement du Carbone aux Frontières en 2023 soumettra les produits importés à l'application d'une taxe qui réduira la perte de compétitivité des industries déjà soumises à la redevance carbone sur le territoire français (= « fuite de carbone »).
- L'annonce par la commission Européenne en juillet 2022 de la fin progressive de la politique des quotas accélérera le processus de transition énergétique des industriels les plus pollueurs.
- L'élargissement du marché du carbone au transport maritime, à la construction de bâtiments, au transport routier (2026) générera des revenus supplémentaires pour financer des programmes d'aide à la conversion énergétique.
- La promotion des mécanismes de captation carbone avec une régularisation accrue des modalités de comptage encouragera le développement de cette pratique qui à ce jour est la seule capable d'avoir un impact sur les quantités de CO<sub>2</sub> déjà émis dans l'atmosphère.

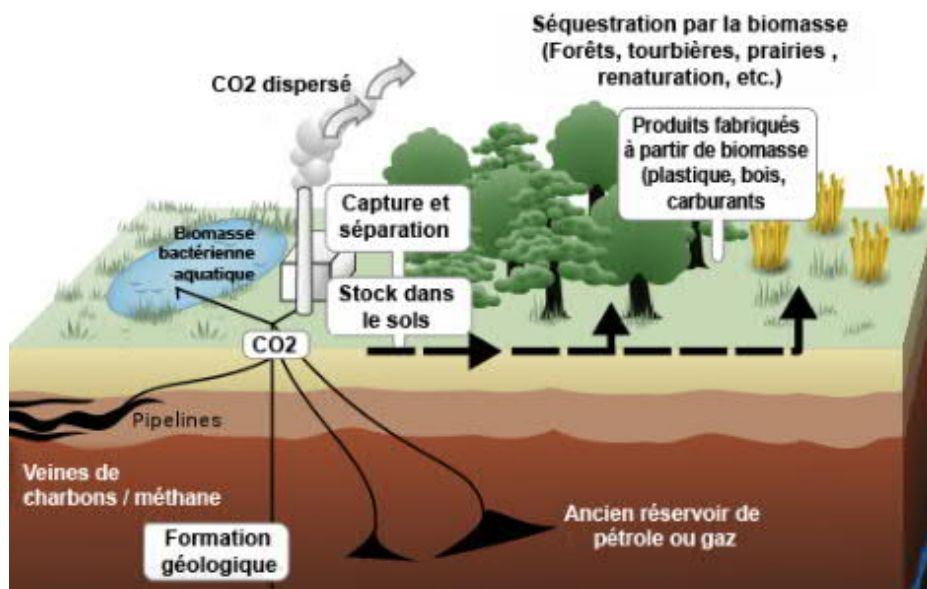


FIGURE 5. Représentation schématique de certains moyens de stocker le dioxyde de carbone ( Source : « Carbon sequestration », J HARDIN, J, PAYNE))

#### IV. IMPACTS POUR LE TERRITOIRE

##### A. Etat des lieux

Comme évoqué succinctement plus haut, et dans le cadre de l'application du volet n°1 du Grenelle de l'environnement (Analyse des cycles de vie, Candidatures aux Appels d'Offres publics avec bilans carbone intégrés), des démarches avaient été entreprises pour promouvoir la possibilité de réutiliser des déchets issus de la construction.

Calquée sur les initiatives régionales déployées notamment en Rhône Alpes ou en Ile de France / Normandie, le guide réunionnais de valorisation des déchets du BTP a été rédigé en 2010 sous l'égide de la Cellule Economique Réunionnaise du BTP. Malgré le caractère formel de la démarche et la notoriété des parties prenantes (BRGM, EDF, ADEME, FRBTP, HOLCIM, COLAS, ...), son contenu a plus permis d'établir un catalogue des activités en places, associées à des potentiels identifiés de revalorisation, plutôt qu'à proposer un ouvrage de référence intégrant les méthodologies et les critères d'acceptation des sous-produits pour réutilisation dans les ouvrages.

Parmi les succès notables, on pourra tout de même citer l'incorporation de granulats légers issues du recyclage de pneus usagés pour le remblaiement de la tranchée couverte du viaduc de St Paul au début de l'itinéraire de la Route des Tamarins, mais on pourra regretter par la suite le refus répété de l'usage de remblais recyclés incorporant du béton concassé sur la Nouvelle Route du Littoral.

#### B. Financiers directs pour les activités de construction

L'analyse particulière de ces évolutions sur le territoire réunionnais permet de faire le constat que les opportunités sont multiples, tout d'abord sur les filières émettrices de CO<sub>2</sub> et actrices du marché du carbone :

- Centrales énergétiques à combustibles fossiles.
- Centres de broyages pour la production de liants hydrauliques
- Produits importés hors U.E. (env. 27%)

Les premières sont invitées à modifier leurs procédés industriels pour intégrer des combustibles de nouvelles générations. Au-delà de la réalisation de travaux d'infrastructures majeurs pour la conversion de ces unités en dispositifs de combustion de biomasse, un nouveau marché est créé pour la valorisation de ces résidus qui présentent des caractéristiques qui seront développées plus bas.

La production de ciment à l'échelle du territoire est finalement impactée par la réforme, mais sur le volet « importations » seulement. En effet, les centres de broyage, au contraire des cimenteries, ne sont pas soumis à la « redevance climat » mais importent 100% du clinker depuis des territoires hors UE, donc il est permis de voir à court terme des efforts d'intégration de composants à moindre empreinte environnementale, et sous forme de circuits courts du fait des couts importants liés au fret maritime.

Enfin, l'impact du Mécanisme d'Ajustement du Carbone aux Frontières est à ce jour difficile à évaluer sur les produits manufacturés entrants sur le territoire, mais il est permis de penser que les recherches d'alternatives ou de mécanismes de compensation vont faire l'objet de réflexion. Seuls les produits du SCOPE 1<sup>4</sup> étant soumis au MACF dès 2023, on pourra identifier que les professionnels de l'acier de construction (en plus du ciment) vont être invités à revoir leur stratégie.

---

<sup>4</sup> émissions directes provenant des installations fixes ou mobiles situées à l'intérieur du périmètre organisationnel ( exemple : combustion des sources fixes et mobiles, procédés industriels hors combustion, émissions des ruminants, biogaz des centres d'enfouissements techniques, fuites de fluides frigorigènes, fertilisation azotée, biomasses...)



### C. Sur les modèles économiques établis

#### 1. Exploitation pouzzolane naturelle

L'île de la Réunion est une île volcanique. Des tufs pouzzolaniques existent naturellement sur l'île. Les principaux gisements de scories sont situés dans la moitié sud de l'île, sous une ligne passant par Saint-Benoît - Saint-Paul. La ressource est relativement méconnue, mais elle devrait se situer au-delà de 5 Mm<sup>3</sup> (scories et roches massives).

Ces matériaux rares et nobles présentent un intérêt particulier pour l'économie de l'île. Pour chaque type de matériaux rares et nobles le Schéma Départemental des Carrières préconise une utilisation précise. Concernant les tufs volcaniques de Saint Pierre ils ne devront être utilisés que sous la condition de mettre en jeu leur pouvoir pouzzolanique. Sur l'île ils peuvent être utilisés pour la fabrication de ciments et de bétons pouzzolaniques.

L'utilisation de cette pouzzolane présente trois principaux intérêts :

- Economique, car elle permet de réduire fortement les importations coûteuses de clinker. La pouzzolane est utilisée en tant que constituant secondaire et à faible coût de revient ;
- Technique, dans le but d'augmenter la résistance à long terme des bétons. Depuis les années 70, les ciments pouzzolaniques produits sur l'île sont :
  - CEM II/B-Z 32.5 N UT NF ;
  - CEM II/A-P 42.5 N CE PM CP2 NF.
- Environnemental, la substitution d'une partie du clinker par de la pouzzolane, permet de diminuer l'empreinte carbone des ciments produits localement.

Les évolutions normatives récentes, et l'orientation que celles-ci prennent pour les années à venir, laisse à penser que ce matériau, bien que fossile, pourra être de plus en plus utilisé à l'avenir pour la production de ciment, sur le territoire réunionnais.

#### 2. Filière valorisation Poudre de Verre Micronisé et du plâtre de démolition

La société STS (Sud Traitement Services) a été créée en 2006, afin de pallier l'absence de structures dédiées à la réception des déchets inertes valorisables du secteur du BTP. Localisée sur la commune de Saint-Pierre cette société lance le projet de Centre de Valorisation des Déchets qui comprend deux pôles en lien avec les activités du BTP :

- Pôle de recyclage des déchets de verre ;
- Pôle de recyclage des déchets de plâtre.

Ces deux pôles permettent de revaloriser les déchets en matières premières secondaires :

- Poudre de Verre Micronisée (PVM) ;
- Poudre de gypse.

Deux matières premières particulièrement intéressantes pour des applications dans l'industrie du ciment et du béton :

- Gypse dosé à hauteur de 3 à 5 % comme régulateur de prise,
- PVM en tant qu'addition pour les bétons hydrauliques.

La perspective d'une addition « made in Réunion » est intéressante sur bien des aspects (environnemental, économique, technique) :

- Ouvrabilité des bétons améliorée ;
- Amélioration de performances mécaniques à long terme ;
- Addition 100% composée de matière recyclée issue d'une ressource locale ;
- Détourne une matière valorisable des sites d'enfouissement ;
- Etc...

### 3. Valorisation des résidus de combustion de la biomasse.

ALBIOMA est un acteur central dans le paysage réunionnais pour la production d'énergies. Adossé aux deux installations de broyage de la canne à sucre sur les communes de Saint André et St Louis, cet énergéticien produisait jusqu'à peu de l'électricité par combustion combinée de charbon et de bagasse (= broyat de canne à sucre). Inscrit depuis son origine dans une démarche de recherche de réduction de son impact carbone, ALBIOMA a entrepris la conversion énergétique de ses installations et subit actuellement des mutations profondes de son dispositif industriel pour supprimer tout recourt aux énergies fossiles et ce, au bénéfice d'un mix « Bagasse / pellets de bois ».



FIGURE 6. Domes stockage pellets de bois – Usine de Bois Rouge (Crédit IMAZ Presse Réunion)

Un programme de valorisation des déchets de combustion de la biomasse a été mis en place en partenariat avec les cellules « économie circulaire » du CERIB et un bureau d'étude local pour

identifier les meilleures synergies possibles dans les différentes filières de la construction. L'objectif à terme sera d'équilibrer les filières de valorisation entre les politiques actuelles d'amendement agricole, la production de ciments et de béton hydrauliques, ainsi que la réalisation d'assises de chaussées.

#### 4. Valorisation de la céramique issue de la démolition / rebuts

INNOV'Carrelage est une PME installée sur la commune de St Pierre qui pose, façonne et réalise du négoce de revêtements de sols en céramique. Son fondateur a souhaité relever le défi de la revalorisation des rebuts et de chutes de coupes par concassage en gravillons calibrées à hautes valeurs esthétiques, et criblage de particules fines présentant une mouture exceptionnelle.

A ce procédé de transformation mécanique, il a associé un programme de mise au point de chape liquide polie à haute propriétés esthétiques et thermiques. Cette technique brevetée sous l'appellation de « Gravalisse » est en phase de commercialisation sur l'ensemble du territoire. Grâce à un programme de subventions publiques, un dispositif de pressage est actuellement en transit pour la réalisation de dalles d'ornements régénérables à l'infini, et dédiées aux espaces publics, plages de piscines, et espaces de réceptions.

## V. CONCLUSION

Ainsi les réflexions menées autour de la notion de « Ville du Futur » sont indissociables de l'existence d'une urgence climatique qui impose à tous les acteurs de la construction une intégration de ces enjeux dans leurs projets et leurs pratiques au quotidien.

Des efforts considérables sont menés par le législateur qui permet de plus en plus l'innovation et le développement de l'économie circulaire avec des cycles de de vie de matériaux fortement prolongés.

L'atteinte des objectifs de réduction drastique n'est permise que dans le cadre d'efforts pédagogiques constants, d'incitations plus fermes au respect de la législation, et d'analyses du contexte local. Les spécificités de chaque territoire ; qu'elles soient d'ordre géographique, climatique, géologique, économique ou encore industrielle, confirme que les acteurs locaux détiennent les clés du succès de cette transition vers des pratiques plus vertueuses.

## REFERENCES

François BONNARDOT (2015), Conférence-débat sur le changement climatique et le monde agricole, [https://daaf.reunion.agriculture.gouv.fr/IMG/pdf/2\\_Presentation\\_Meteo\\_France\\_cle016b1f.pdf](https://daaf.reunion.agriculture.gouv.fr/IMG/pdf/2_Presentation_Meteo_France_cle016b1f.pdf)

Caroline Coudrin, Sébastien Mariotti (Direction de l'environnement, de l'aménagement et du logement) (2021), La Réunion face au défi du changement climatique : entre constats et solutions, <https://www.insee.fr/fr/statistiques/5428359#onglet-1>

Leroux, M. D., Bonnardot, F., Kotomangazafy, S., Veerabadren, P., Ridhoine, A. O., Somot, S., Alias, A., and Chauvin, F., 2021: Regional climate projections and associated climate services in the southwest Indian ocean basin, EGU General Assembly 2021, online, 19–30 Apr 2021, EGU21-7029, <https://doi.org/10.5194/egusphere-egu21-7029> extended abstract available at: [https://presentations.copernicus.org/EGU21/EGU21-7029\\_presentation.pdf](https://presentations.copernicus.org/EGU21/EGU21-7029_presentation.pdf)

Séférian, R., P. Nabat, M. Michou, D. Saint-Martin, A. Voldoire, and J. C. et al., (2019) : Evaluation of CNRM Earth System model, CNRM-ESM2-1: role of Earth system processes in present-day and future climate. *Journal of Advances in Modeling Earth Systems*, 11, 4182–4227, doi:10.1029/2019MS001791.

<https://www.commissionoceanindien.org/portfolio-items/brio/?portfolioCats=27> AFNOR Editions,

Monin E Les "bifurqueurs" : face à l'urgence climatique, des étudiants de grandes écoles décident de boycotter certaines entreprises – 31/05/2022 [https://www.francetvinfo.fr/replay-radio/le-choix-franceinfo/les-bifurqueurs-face-a-l-urgence-climatique-des-etudiants-de-grandes-ecoles-decident-de-boycotter-certaines-entreprises\\_5142826.html](https://www.francetvinfo.fr/replay-radio/le-choix-franceinfo/les-bifurqueurs-face-a-l-urgence-climatique-des-etudiants-de-grandes-ecoles-decident-de-boycotter-certaines-entreprises_5142826.html)

Noel N. « Sous produit de combustion pellets et CSR », ALBIOMA, 07/12/2022, confid .

Coly M., Dognin C., Scrib E. "TFTP Manifeste " mai 2021 [https://time-for-the-planet.docs-view.com/v/855d49ac09\\_9afd913bb923935c95e26cd621de67bb956cc09f](https://time-for-the-planet.docs-view.com/v/855d49ac09_9afd913bb923935c95e26cd621de67bb956cc09f)

# L'ACV : première étape d'une valorisation multicritère du sable recyclé dans le secteur de la construction

**ABSTRACT** Dans une approche de développement durable, l'industrie de la construction tend vers la valorisation des sous-produits afin de diminuer ses impacts environnementaux. Cependant, l'utilisation de ces matériaux alternatifs n'améliore pas automatiquement la performance environnementale puisque leurs processus de recyclage imposent une charge supplémentaire au système. Par conséquent, il est important de déterminer les conditions de valorisation qui prouvent le bénéfice environnemental, ainsi que la rentabilité économique pour augmenter les chances de mise en œuvre sur le marché actuel. Dans cette optique, cette étude se concentre sur la valorisation du sable recyclé (SR) en substitution du sable naturel (SN) dans les mortiers de maçonnerie. Le SR est la partie sableuse issue du recyclage des retours de béton prêt-à-l'emploi ; cette partie est généralement mise au rebut. L'analyse environnementale du cycle de vie (ACV) est proposée comme outil d'aide à la décision avant toute étude technique approfondie afin de vérifier si cette valorisation induit un bénéfice environnemental. La substitution de SN est évaluée, montrant que le SR peut être une alternative écologique au SN. Cette composition annule même l'indicateur d'utilisation des ressources. De plus, l'ACV permet d'optimiser les activités de production et met en évidence l'avantage du SR par rapport aux autres alternatives. D'un point de vue économique, des études de coût du cycle de vie (ACC) sont réalisées pour évaluer l'application ; plusieurs scénarios économiques sont étudiés en faisant varier le prix du SR par rapport à celui du SN. Les résultats montrent un intérêt économique dans tous les scénarios considérés. Une fois les avantages environnementaux et économiques prouvés, une étude technique des mortiers d'assemblage proposés est réalisée, prouvant la robustesse globale du processus de valorisation.

**Keywords** Analyse du cycle de vie, coût du cycle de vie, sable recyclé, impact environnemental, construction

## I. INTRODUCTION

Les agrégats minéraux de construction (sable, gravier et roche concassée) constituent le groupe de matériaux dont l'extraction est la plus volumétrique depuis le XX<sup>ème</sup> siècle (Miatto et al., 2017). Cette extraction est associée à une dégradation écologique à grande échelle. En plus, les taux actuels d'extraction de sable entraînent l'apparition de pénurie de sable aux niveaux mondial et local (Bisht, 2022). Ainsi, l'industrie de la construction tend vers la valorisation des sous-produits afin de diminuer ses impacts environnementaux (Fraj and Idir, 2017). Même si l'analyse du cycle de vie (ACV) a été de plus en plus utilisée pour évaluer la performance environnementale au cours des 25 dernières années (Lotteau et al., 2015; Yilmaz and Seyis, 2021), cette étape n'intervient souvent qu'en fin d'étude (Roberts et al., 2020). Cet aspect n'a donc souvent que très peu d'influence sur les choix de valorisation. C'est pourtant un aspect

fondamental pour valider l'utilisation des sous-produits et s'assurer que leur utilisation apporte un bénéfice environnemental. Par conséquent, les conditions de valorisation bénéfiques à l'environnement devraient être déterminées avant de développer une solution technique, la valorisation des déchets ne devant pas être faite juste sous prétexte de récupérer des sous-produits (Ventura, 2022). Il est donc essentiel de mieux prendre en compte cette étape environnementale et de la faire remonter beaucoup plus en amont dans le processus de décision. C'est ce qui est proposé dans cet article, en utilisant l'ACV, non pas comme une caractérisation complémentaire d'un scénario de valorisation, mais comme un outil d'aide à la décision d'un scénario écologique de valorisation des sables recyclés.

## II. Revue bibliographique

Ces dernières années, la recherche s'est davantage concentrée sur de nouvelles méthodes de la gestion des déchets de construction (J. Li et al., 2019). Ces études portent essentiellement sur l'utilisation de gravier recyclé dans le béton, mais peu d'études existent sur la valorisation de la fraction fine (Ulsen et al., 2021). Pourtant, la fraction fine est inévitable lors de la production de gravier recyclé. Elle concentre la pâte cimentaire durcie, caractérisée par sa forte porosité, présentant donc une demande en eau plus élevée et une résistance plus faible, ce qui la rend plus difficile à recycler dans le béton et/ou le mortier par rapport aux graviers (L. Li et al., 2019). Ainsi, la quantité de ciment est systématiquement ajustée pour répondre aux performances requises (Marinković et al., 2010; Fraj et Idir, 2017), induisant une augmentation des impacts environnementaux (De Larrard et Colina, 2018). Il semble donc important d'adapter la solution de valorisation aux caractéristiques des matériaux et non l'inverse.

Malgré ces défis, il est reconnu que l'utilisation de cette fraction fine offre des opportunités pour réduire la consommation de ressources naturelles (Marsh et al., 2022). Trois autres utilisations sont souvent envisagées : l'incorporation directe dans le ciment, l'utilisation comme constituant autre que le clinker dans la fabrication du ciment ou comme ajout au béton (Li et al., 2022). Cependant, ces deux dernières solutions nécessitent une préparation supplémentaire du sable recyclé, c'est-à-dire un broyage important pour obtenir une poudre très fine, ce qui ne sera pas sans conséquence sur le bilan environnemental.

## III. Stratégie

Dans cette étude, l'objectif est de valoriser les sables recyclés en utilisant au mieux leurs caractéristiques. Vu la faible résistance connue des sables recyclés, la solution de valorisation envisagée ne doit pas nécessiter des performances mécaniques élevées, afin de ne pas devoir ajuster les formulations par l'ajout de liant. C'est pourquoi il est proposé dans cette étude de valoriser les sables recyclés en remplacement du sable naturel dans les mortiers de montage prêt-à-l'emploi (mortiers industriels secs). En effet, les performances requises pour une utilisation classique sont de l'ordre de seulement 10 MPa pour un mortier de classe M10 (NF EN 998-2, 2016). Ces mortiers sont des mélanges de liant, de sable et éventuellement d'additifs, pré-dosés en usine. Ils sont ensuite transportés jusqu'au chantier où ils sont stockés en sacs ou dans des silos. L'eau de gâchage est ensuite ajoutée sur le chantier en fonction du besoin. Cette méthode est très

répandue compte tenu des avantages qu'elle présente : composition constante et contrôlable, propriétés et performances requises assurées, efficacité et rapidité sur chantier. Cette technique est particulièrement avantageuse pour le sable recyclé du fait de sa faible teneur en eau au moment du broyage, contrairement au sable naturel alluvionnaire qui nécessite une consommation d'énergie importante pour son séchage.

La stratégie proposée dans cette étude consiste tout d'abord à caractériser les matériaux initiaux. Ensuite, à utiliser l'ACV comme un outil d'aide à la décision pour déterminer l'intérêt de réaliser cette valorisation. Une analyse des coûts est proposée en parallèle afin de vérifier son intérêt économique. Pour traiter ce cas d'étude, des données propres à la région toulousaine sont utilisées.

#### 1. Matériaux

- 2 sables naturels (SN) : Il s'agit de sables naturels de granulométrie 0/4 mm traditionnellement utilisés pour la fabrication du béton dans la région toulousaine. Un est semi-concassé siliceux d'origine alluvionnaire, livré humide, et l'autre est concassé calcaire issu de massif rocheux, pouvant être livré sec. L'approvisionnement est modélisé en utilisant les carrières les plus proches de Toulouse.
- Sable recyclé (SR) : Il s'agit d'un sable industriel prélevé sur un site de recyclage toulousain qui valorise les retours de béton durci. Afin de recycler un maximum de béton, il a été décidé d'utiliser la classe granulaire 0/4mm pour ces mortiers.
- Ciment : un CEM III/A 52,5 L contenant 36% de clinker et 64% de laitier de haut fourneau est utilisé. La densité de ce ciment est de 2,96 et sa surface Blaine est de 4315 cm<sup>2</sup>/g.

2. Formulations : Les formulations choisies sont présentées dans le tableau 1. Elles sont basées sur des études préalables (Le et al., 2019) afin de s'assurer d'atteindre la classe M10. Les deux extrêmes ont été choisis : un mélange témoin avec uniquement du sable naturel (SR\_0) et un mélange dans lequel a été introduit 100% de SR en remplacement du SN (SR\_R100).

**Tableau 1 : Formulations pour 1 m<sup>3</sup> de mortier**

1 m <sup>3</sup>	SN (kg) (Alluv ou Roche)	SR (kg)	Ciment (kg)	Eau efficace (kg)	E <sub>eff</sub> /C	Eau de saturation (kg)
SR_0	1816.1	0.0	300.0	213.0	0.71	16.7
SR_R100	0.0	1712.8	300.0	213.0	0.71	175.2

## IV. Étude environnementale

### A. Méthode et hypothèses de modélisation

L'analyse du cycle de vie est une méthodologie basée sur les normes ISO 14040 et ISO 14044.

L'objectif de cette étude ACV est d'évaluer l'influence du remplacement du sable naturel par du sable recyclé sur les impacts environnementaux de la production de mortier de maçonnerie. L'unité fonctionnelle est "la production sur site de 1 m<sup>3</sup> de mortier de maçonnerie prêt-à-l'emploi appartenant à la classe M10 et fabriqué avec un taux de liant fixe". Ainsi, les résistances à la compression (Rc 28) des formulations ci-dessus ont été testées pour s'assurer que les mortiers répondent aux critères de l'unité fonctionnelle ; Rc 28 de SR\_0 (Alluv), SR\_0 (Roche) et SR\_R100

dépassent les 10 MPa requis. La figure 1 montre le système et ses frontières, avec la production des constituants (ciment, sables et eau), leur transport et la fabrication du mortier.

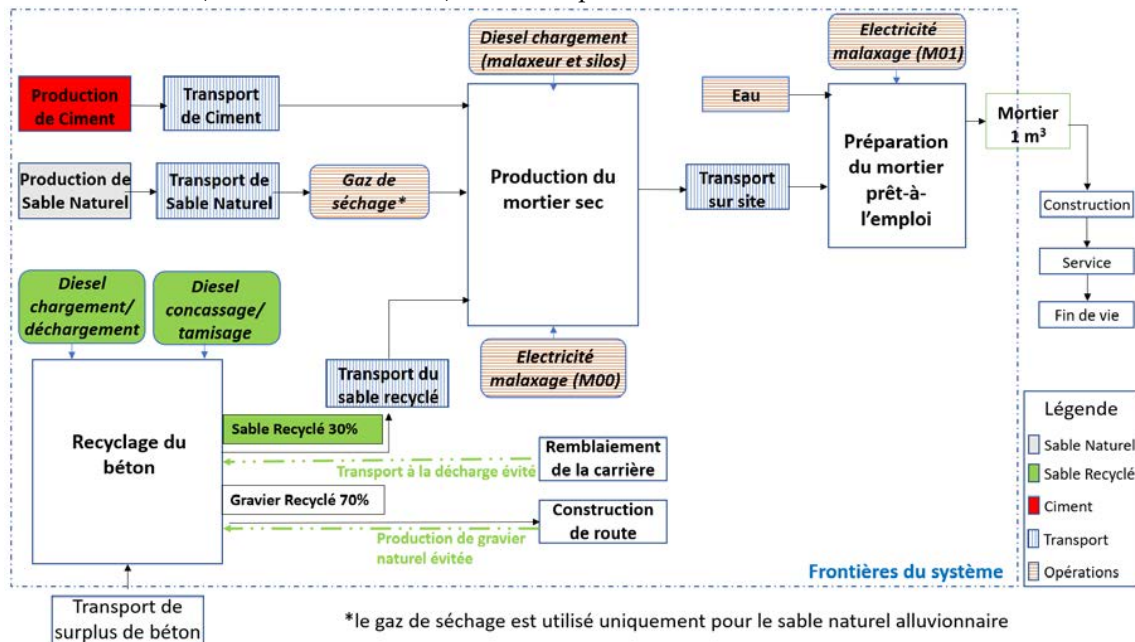


Figure 1 : Système et frontières

La modélisation des scénarios et le calcul ont été réalisés à l'aide du logiciel SimaPro, associé à la base de données Ecoinvent V3.6, à des données bibliographiques et à des données collectées sur la plateforme de recyclage représentatives de ce qui se fait dans la région de Toulouse. Parmi les méthodes disponibles, la méthode "EN 15804 + A2 Method V1. 00", conforme à la norme européenne "EN 15804 + A2:2019" pour la déclaration environnementale des produits (DEP), services et processus de construction, a été utilisée pour évaluer les différents indicateurs d'impact. L'analyse d'incertitude a été réalisée à l'aide de la méthode Monte-Carlo avec 1000 passages. L'évaluation couvre les différents cycles de vie du système, de l'acquisition de la matière première à la distribution (« du berceau à la porte »).

Le tableau 2 résume les données de modélisation du système de production du mortier, et le tableau 3 explicite la modélisation du recyclage du béton permettant de produire le sable recyclé.

Tableau 2 : Données de modélisation du système

PROCESSUS	MODULE	HYPOTHÈSE	ÉCHELLE GÉOGRAPHIQUE	SOURCE
Production de Sable Naturel (Alluvionnaire)	Sand {ROW}   sand quarry operation, extraction from river bed   Cut-off, S	Fourni par producteur	Montauban (82), France	Ecoinvent©
Production de Sable Naturel (Massif Rocheux)	Gravel, round {ROW}   gravel and sand quarry operation   Cut-off, S	Fourni par producteur	Mazères-sur-Salat (31), France	Ecoinvent©
Séchage du Sable Naturel alluvionnaire	Heat, central or small-scale, natural gas {RER}   market group for   cut-off, S	0.42 kWh/t de sable naturel	Muret (31), France	Ecoinvent©



Production de Sable Recyclé	/		Portet-sur-Garonne (31), France	Données industrielles (Tab. 3)
Production de Ciment CEM III	Cement, blast furnace slag 36-65% {Europe without Switzerland}   market for cement production, blast furnace slag 36-65%   cut-off, S	Fourni par producteur	Martres Tolosane (31), France	Ecoinvent©
Production d'eau	Tap water {Europe without Switzerland}   market for   Cut-off, S	Réseau français	France	Ecoinvent©
Malaxage (M00) / (M01)	Electricity, medium voltage {FR}   market for   Cut-off, S	Pour (M00) = 1.23 kWh/m <sup>3</sup> Pour (M01) = 0.23 kWh/m <sup>3</sup>	Mix énergétique français	Données industrielles et Ecoinvent©
Chargement (malaxeur ou silos)	Diesel, burned in building machine {GLO}   market for   Cut-off, S	2.75 MJ/t	Muret (31), France	Ecoinvent©

**Tableau 3 :** Données d'inventaire pour produire 0.3 t de sable recyclé à partir de 1 t de béton recyclé

PROCESSUS	FLUX	MODULE D'ECOINVENT©	QUANTITÉ
Chargement dans le concasseur	Flux entrant : Consommation de Diesel	Diesel, burned in building machine {GLO}   market for   Cut-off, S	6.02 MJ
Concassage et tamisage	Flux entrant : Consommation de Diesel	Diesel, burned in building machine {GLO}   market for   Cut-off, S	3.02 MJ
Chargement dans le camion	Flux entrant : Consommation de Diesel	Diesel, burned in building machine {GLO}   market for   Cut-off, S	4.73MJ
Transport à la décharge évité	Flux entrant : Transport en camion > 32t, euro5	Transport, freight, lorry >32 metric ton, EURO 5 {RER}   market for transport, freight, lorry >32 metric ton, EURO5	30 km 0.3 t
Production de Gravillon Naturel évitée	Flux entrant : Gravillons concassés	Gravel, crushed {CH}   market for gravel, crushed   Cut-off, S	0.7 t
Sable Recyclé	Flux sortant produit		0.3 t

### B. Résultats

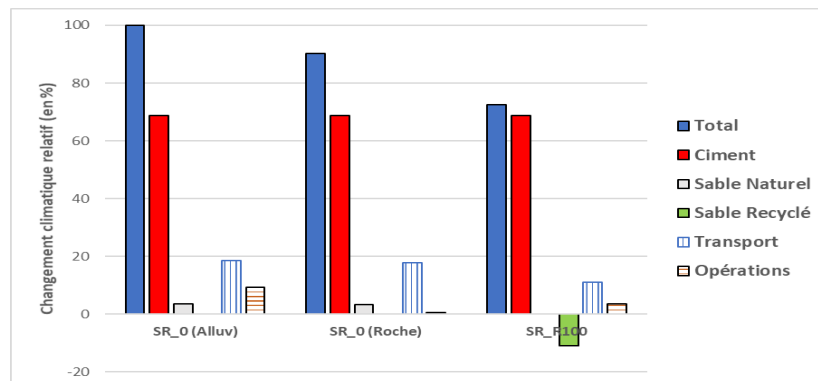
Le tableau 4 montre les impacts environnementaux de la production de 1 m<sup>3</sup> de mortier avec du sable naturel alluvionnaire (SR\_0 (Alluv)), du sable naturel rocheux (SR\_0 (Roche)) et du sable recyclé (SR\_R100). La présence d'une valeur d'impact négative dans la catégorie d'impact "Utilisation des ressources, minéraux et métaux" indique que l'impact des processus évités (production de gravillon naturel et transport vers la carrière) est plus important que l'impact des restants.

**Tableau 4** : Impacts environnementaux de la production de 1 m<sup>3</sup> de mortier prêt-à-l'emploi

Catégories d'impact	Unité	SR_0 (Alluv)	SR_0 (Roche)	SR_R100
Changement climatique	kg CO <sub>2</sub> équiv.	2,42E+02	2,18E+02	1,75E+02
Appauvrissement de l'ozone	kg CFC 11 équiv.	2,28E-05	1,93E-05	1,16E-05
Rayonnements ionisants	kBq U235 équiv.	1,57E+01	1,54E+01	8,40E+00
Formation d'ozone photochimique	kg COVNM équiv.	6,93E-01	6,00E-01	4,01E-01
Matières particulaires	disease inc.	9,18E-06	7,61E-06	4,22E-06
Acidification	mole H <sup>+</sup> équiv.	8,35E-01	7,72E-01	5,34E-01
Eutrophisation, eau douce	kg P équiv.	3,10E-02	3,23E-02	2,29E-02
Eutrophisation, marine	kg N équiv.	2,24E-01	1,96E-01	1,34E-01
Eutrophisation, terrestre	mole N équiv.	2,49E+00	2,18E+00	1,42E+00
Ecotoxicité, eau douce	CTUe	2,66E+03	2,61E+03	1,83E+03
Utilisation des sols	sans dimension	53,3E+02	9,74E+02	1,21E+02
Utilisation d'eau	m <sup>3</sup> de privation équiv.	4,21E+01	13,5E+01	2,76E+01
Utilisation des ressources, fossiles	MJ	2,11E+03	1,77E+03	1,12E+03
Utilisation des ressources, minéraux et métaux	kg Sb équiv.	2,15E-03	2,36E-03	-2,28E-03

### C. Interprétation

Des études comparatives sont réalisées afin de mieux comprendre les impacts environnementaux des mélanges proposés et d'améliorer la crédibilité de la modélisation. Différents facteurs sont examinés : contribution des différents processus, taux de production de sable recyclé, distance de transport du sable recyclé. Une analyse d'incertitude est aussi réalisée simultanément à chaque comparaison de scénarios en utilisant la méthode Monte-Carlo. Les catégories d'impact présentant une incertitude supérieure à 5% sont écartées de l'interprétation et des conclusions. Les figures 2 et 3 présentent les contributions des processus au "changement climatique" et à "l'utilisation des ressources, minéraux et métaux". La figure 2 est choisie pour représenter les tendances remarquées dans les catégories d'impact tandis que la figure 3 est la catégorie la plus impactée. Les résultats sont présentés relativement par rapport à SR\_0 (Alluv) qui est la solution de référence.

**Figure 2** : Contribution des processus au changement climatique

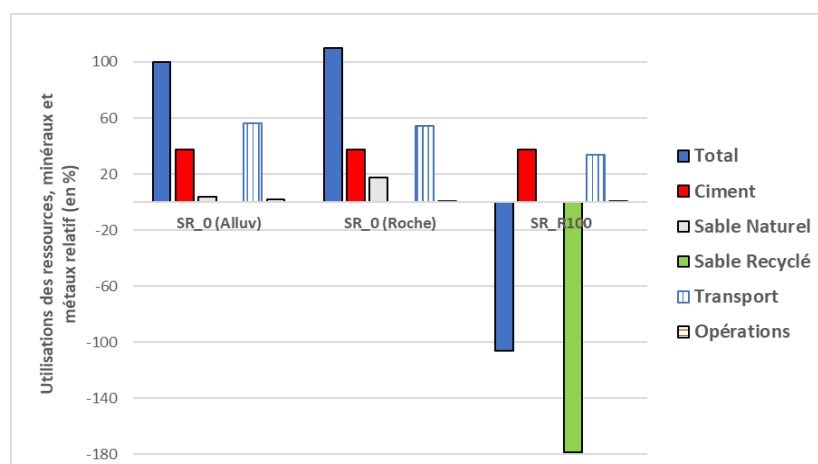


Figure 3 : Contribution des processus à l'utilisation des ressources, minéraux et métaux

Sur la base des résultats, les conclusions tirées sont résumées ci-dessous :

- Les sables naturels alluvionnaire et rocheux ont des impacts environnementaux du même ordre de grandeur pour les catégories d'impact présentées dans le Tableau 4 sauf au niveau de 2 indicateurs ; Le sable rocheux présente une réduction de 80% de la catégorie "utilisation des sols" et une augmentation de 70% de la catégorie "utilisation d'eau" par rapport à l'alluvionnaire. Ceci étant directement lié à leurs modes de production.
- La substitution des sables naturels par du sable recyclé permet de réduire l'impact environnemental des mélanges de mortiers prêts à l'emploi. Ainsi, le sable recyclé peut être une alternative appropriée aux sables naturels (alluvionnaire et rocheux) d'un point de vue environnemental.
- Le ciment est le plus grand contributeur à l'impact environnemental de chaque mélange, suivi par l'impact des processus de transport (entre 10 et 40%), tandis que les processus de production en usine (opérations) sont ceux qui ont le moins d'impact (< 10%).
- La contribution du sable recyclé présente une valeur négative dans toutes les catégories d'impact. Ceci est principalement lié à la production évitée de gravillon naturel et au transport évité vers la carrière. Cette valeur compense la charge environnementale causée par les autres groupes de la catégorie d'impact "Utilisation des ressources, minéraux et métaux".
- La distance de rentabilité écologique pour SR\_R100 est de 200 km. C'est la distance limite à partir de laquelle l'impact de SR\_R100 dépasse celui de SR\_0 (Alluv). Elle est calculée pour chaque catégorie d'impact et il s'est avéré que la plus petite valeur (200 km) correspond à l'appauvrissement de la couche d'ozone.
- Le taux de production de sable lors du recyclage du béton est actuellement de 30% selon les données industrielles. Ce taux pourrait être facilement ajusté sur site selon les besoins. Ainsi, le taux correspondant à l'annulation de l'impact sur "l'utilisation des ressources, minéraux et métaux" serait égal à 53%.

Il convient de noter que ces conclusions dépendent des choix effectués lors de la modélisation et des calculs (unité fonctionnelle, frontières du système, règles d'allocation,

caractéristiques géographiques). Par conséquent, les résultats et les conclusions doivent être systématiquement réévalués avant toute généralisation d'une application similaire.

## V. Étude économique

### A. Critères et hypothèses de modélisation

L'aspect économique est un élément crucial dans le développement de l'industrialisation de tout produit. En effet, même si le système de production est plus vertueux d'un point de vue environnemental, il doit avoir une certaine rentabilité économique, sinon il ne sera ni viable ni mis en œuvre. Par conséquent, un outil d'aide à la décision qui prend en compte l'aspect économique est un atout indéniable.

Dans cette étude, l'ACV est couplée à un calcul du coût du cycle de vie (ACC). L'ACC est une méthode permettant d'estimer le coût total d'un système tout au long de son cycle de vie (Larsen et al., 2022). Les conditions limites et les processus du système sont considérés comme identiques à ceux utilisés dans l'évaluation environnementale. Cette méthode est utilisée pour estimer la rentabilité économique de l'utilisation du sable recyclé du point de vue des deux entités économiques : le producteur de sable recyclé et le producteur de mortier prêt-à-l'emploi, qui sont effectivement deux entreprises distinctes dans notre cas. Ainsi, les études de ces sous-systèmes sont menées séparément. Les prix des matériaux, du transport, de l'énergie et de l'exploitation ont été estimés sur la base des prix du marché de la région toulousaine durant le mois de mars 2022. Pour le sable recyclé, une ACC est réalisée pour la production du point de vue de son producteur. SR a ensuite été modélisé comme une matière première acquise par le producteur de mortier prêt-à-l'emploi. Le coût total de la production de sable recyclé est calculé comme étant égal à 30 % du coût total des processus de recyclage du béton. Son prix « brut » de production s'avère ainsi être égal à 17 % du prix du marché du sable naturel. Comme il n'existe pas encore de marché mature dans la région toulousaine, 4 hypothèses ont été prises pour estimer son prix représentant différents scénarios et n'affectant que le prix de SR\_R100. Ces hypothèses vont du prix le plus bas au prix le plus élevé du SR.

- LCC1 : le prix du SR est le même que le coût de sa production. Il est égal à 17% du prix du SN tel que mentionné ci-dessus.
- LCC2 : le prix du SR est égal au prix du SN auquel on retire le coût de l'élimination et du transport : nous considérons que le producteur de SR peut offrir un prix compétitif pour le SR tout en gardant la même marge bénéficiaire. Il est alors égal à 34% du prix du SN.
- LCC3 : le prix du SR est égal au prix du SN : nous considérons que le SR peut remplacer le SN et a donc le même prix de marché.
- LCC4 : le prix du SR est le prix du SN auquel on rajoute le coût du processus de recyclage du béton. Il est égal à 117% du prix du SN ; le producteur de SR peut monétiser les avantages environnementaux du recyclage du béton et obtenir ainsi un bénéfice net égal au bénéfice brut du producteur de SN.

Les autres coûts opérationnels, y compris l'administration, la main-d'œuvre, les machines et l'équipement, sont exclus de cette étude car ils sont estimés être égaux dans tous les scénarios comparatifs.

### B. Résultats

La figure 4 montre la contribution de chaque catégorie aux coûts totaux par rapport à SR\_0 (Alluv).

**Figure 4 : Coûts relatifs totaux et contribution aux coûts par catégories**

### C. Interprétation

- La substitution du sable naturel (alluvionnaire ou rocheux) par du sable recyclé entraîne une réduction du coût total des mélanges de mortiers prêts-à-l'emploi.
- La catégorie des matières premières est celle qui contribue le plus au coût total de chaque mélange (entre 79 et 88% selon le mélange), suivie par le transport (entre 10 et 15%), tandis que les processus de production en usine sont les moins coûteux (entre 3 et 7%).
- Le coût du SR est le principal paramètre affectant la variation du coût total des mélanges. Mais même lorsque le coût du SR est égal à 117% du SN, son utilisation montre des avantages économiques par rapport au SN : ceci est lié à la réduction de la distance d'acheminement et à l'absence du processus de séchage. Ceci met en lumière l'importance de la sobriété énergétique et de l'approvisionnement local. Suite à ces résultats, des calculs ont été effectués pour déterminer le prix à associer au SR pour atteindre un seuil de rentabilité par rapport à SR\_0 : Le prix de SR peut atteindre jusqu'à 174% de celui de SN sans augmenter le coût de production de SR\_R100 relativement à SR\_0.

## VI. Conclusion

L'analyse environnementale a montré qu'il y a des avantages environnementaux associés au remplacement du sable naturel par du sable recyclé dans la production de mortier de maçonnerie prêt-à-l'emploi. En outre, l'analyse approfondie a fourni des informations pour aider à la prise de décision concernant l'adoption, l'organisation ou même l'optimisation de cette activité de production afin d'annuler la valeur de certains indicateurs. Ainsi, comme les ressources naturelles sont soumises à une forte pression pour répondre aux besoins actuels, l'annulation de la valeur de l'indicateur d'impact associé serait très bénéfique. La méthode ACV montre ainsi sa valeur en tant qu'outil d'aide à la décision qu'il est important de placer au début de la chaîne de décision. Si un intérêt environnemental n'est pas prouvé pour les mélanges proposés, cette méthode peut être utilisée pour orienter les choix en ajustant les différents paramètres, encore nombreux à ce stade.

De même, l'analyse économique permet de vérifier la rentabilité de l'utilisation du SR dans les scénarios envisagés. Ces résultats soulignent la nécessité d'une collaboration entre les producteurs de SR et de mortier prêt-à-l'emploi pour maximiser les avantages de cette situation gagnant-gagnant avec la mise en place d'un marché rentable à tous points de vue : environnemental, économique et également social avec la création d'emplois associés.

Ainsi, dans notre cas, au vu des études environnementale et économique réalisées, il semble pertinent de poursuivre l'étude de cette valorisation, avec la mise en place d'une étude technique afin d'optimiser les formulations. Vu que la résistance à la compression requise est bien dépassée, SR\_R100 peut être ajustée surtout en réduisant la quantité de ciment utilisée permettant de réduire encore l'impact environnemental et le coût de la production.

## REFERENCES

- Bisht, A., 2022. Sand futures: Post-growth alternatives for mineral aggregate consumption and distribution in the global south. *Ecological Economics* 191, 107233. <https://doi.org/10.1016/j.ecolecon.2021.107233>
- De Larrard, F., Colina, H., 2018. Le béton recyclé. <https://www.ifsttar.fr/ressources-en-ligne/librairie/collections-ifsttar/ouvrages-edites-par-ifsttar/le-beton-recycle/>
- Fraj, A.B., Idir, R., 2017. Concrete based on recycled aggregates – Recycling and environmental analysis: A case study of paris' region. *Construction and Building Materials* 157, 952–964. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.09.059>
- Larsen, V.G., Tollin, N., Sattrup, P.A., Birkved, M., Holmboe, T., 2022. What are the challenges in assessing circular economy for the built environment? A literature review on integrating LCA, LCC and S-LCA in life cycle sustainability assessment, LCSA. *Journal of Building Engineering* 50, 104203. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2022.104203>
- Le, M.T., Tribout, C., Escadeillas, G., 2019. Durability of mortars with leftover recycled sand. *Construction and Building Materials* 215, 391–400. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.04.179>
- Li, J., Xiao, F., Zhang, L., Amirkhanian, S.N., 2019. Life cycle assessment and life cycle cost analysis of recycled solid waste materials in highway pavement: A review. *Journal of Cleaner Production* 233, 1182–1206. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2019.06.061>
- Li, L., Zhan, B.J., Lu, J., Poon, C.S., 2019. Systematic evaluation of the effect of replacing river sand by different particle size ranges of fine recycled concrete aggregates (FRCA) in cement mortars. *Construction and Building Materials* 209, 147–155. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.03.044>
- Li, Z., Bian, Y., Zhao, J., Wang, Y., Yuan, Z., 2022. Recycled concrete fine powder (RFP) as cement partial replacement: Influences on the physical properties, hydration characteristics, and microstructure of blended cement. *Journal of Building Engineering* 62, 105326. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2022.105326>
- Lotteau, M., Loubet, P., Pousse, M., Dufrasnes, E., Sonnemann, G., 2015. Critical review of life cycle assessment (LCA) for the built environment at the neighborhood scale. *Building and Environment* 93, 165–178. <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2015.06.029>
- Marinković, S., Radonjanin, V., Malešev, M., Ignjatović, I., 2010. Comparative environmental assessment of natural and recycled aggregate concrete. *Waste Management, Special Thematic Section: Sanitary Landfilling* 30, 2255–2264. <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2010.04.012>
- Marsh, A.T.M., Velenturf, A.P.M., Bernal, S.A., 2022. Circular Economy strategies for concrete: implementation and integration. *Journal of Cleaner Production* 362, 132486. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2022.132486>
- Miatto, A., Schandl, H., Fishman, T., Tanikawa, H., 2017. Global Patterns and Trends for Non-Metallic Minerals used for Construction. *Journal of Industrial Ecology* 21, 924–937. <https://doi.org/10.1111/jiec.12471>
- NF EN 998-2, 2016. Specification for mortar for masonry—Part 2: Masonry mortar.
- Roberts, M., Allen, S., Coley, D., 2020. Life cycle assessment in the building design process – A systematic literature review. *Building and Environment* 185, 107274. <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2020.107274>
- Ulsen, C., Antoniassi, J.L., Martins, I.M., Kahn, H., 2021. High quality recycled sand from mixed CDW – is that possible? *Journal of Materials Research and Technology* 12, 29–42. <https://doi.org/10.1016/j.jmrt.2021.02.057>
- Ventura, A., 2022. Valorisation des déchets et bénéfices environnementaux : un long fleuve pas si tranquille. *AJCE*, vol.40.
- Yılmaz, Y., Seyis, S., 2021. Mapping the scientific research of the life cycle assessment in the construction industry: A scientometric analysis. *Building and Environment* 204, 108086. <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2021.108086>

# Méthode d'évaluation systémique des performances environnementales et énergétiques des offres de transport dans les marchés de travaux

Abdelfeteh SADOK<sup>1</sup>, Laurent MORICEAU<sup>2</sup>, Patrick VAILLANT<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Société du Grand Paris, Direction Stratégie, Environnement et Innovation

<sup>2</sup> Centre d'études et d'expertise sur les risques, l'environnement, la mobilité et l'aménagement (CEREMA)

**RESUME** Dans le cadre des appels d'offres des marchés de travaux publics d'infrastructures, la Société du Grand Paris a pour ambition d'améliorer la prise en compte des enjeux environnementaux dans ses marchés. A cette fin, elle compte introduire de nouveaux critères de jugement des offres, reposant sur une évaluation objective des performances environnementales. Le présent travail porte spécifiquement sur la thématique du transport des déblais.

L'analyse de cycle de vie (ACV) constitue un référentiel reconnu pour répondre à ce besoin. Elle présente l'avantage d'être globale, objective et normalisée. Cependant, l'utilisation de cet outil se trouve confrontée à plusieurs freins incompatibles avec la précision requise pour l'ACV, notamment la visibilité très limitée des candidats - au stade de la consultation - sur les moyens qu'ils prévoient de déployer à terme.

La méthode d'évaluation présentée dans cet article repose sur l'examen des facteurs qui déterminent, à une échelle systémique, la meilleure offre en termes d'externalités négatives. Une attention particulière a été portée sur la cohérence de la méthode proposée avec les moyens de suivi en phase travaux. L'évaluation de plusieurs offres d'un marché a permis via l'indicateur « i\_transport » de traduire les schémas logistiques décrits dans les mémoires en une note unique et comparable.

**Mots-clés** Critères d'achats, transport alternatif, travaux publics, performances environnementales, sobriété.

## I. INTRODUCTION

La sobriété et l'économie circulaire sont deux leviers incontournables, indissociables et complémentaires pour l'atteinte des objectifs de décarbonation fixés dans le cadre de la Stratégie Nationale Bas Carbone (SNBC). Afin d'améliorer l'empreinte environnementale de leurs chantiers et contribuer à leur sobriété énergétique, les maîtres d'ouvrages se doivent d'accompagner la filière construction dans sa transition écologique et plus particulièrement le secteur des transports qui représente une part importante des émissions produites et des énergies consommées lors d'un chantier de génie civil. L'évaluation objective et équitable des performances environnementales des offres de transport est par conséquent un levier important des acheteurs publics pour accompagner la transition du secteur.

Dans le cadre des appels d'offres des marchés de travaux, la Société du Grand Paris travaille sur l'amélioration de la prise en compte des enjeux environnementaux et énergétiques dans son analyse des propositions reçues. A cette fin, elle a introduit de nouveaux critères de jugement des offres, reposant sur l'évaluation objective des performances environnementales au travers principalement de quatre thématiques : la circularité de la gestion des déblais, le recours aux matériaux alternatifs, le bilan carbone et le transport des déblais (SADOK, 2022). Le présent article porte spécifiquement sur la dernière thématique qui revêt une importance capitale au regard des volumes importants des déblais générés pour la réalisation du projet du Grand Paris Express, projet de création de lignes de métro principalement souterraines.

L'analyse de cycle de vie (ACV) constitue un référentiel reconnu pour l'évaluation, multi-critère et multi-étapes, des impacts environnementaux d'un service comme le transport. Elle présente l'avantage d'être globale, objective et normalisée. Cependant, l'utilisation de cet outil se trouve confrontée à plusieurs freins : les entrants ne sont pas toujours maîtrisés collectivement à l'instar des facteurs d'émissions des pratiques nouvelles ou encore le périmètre de l'étude à considérer qui peut être parfois sujet à controverse (SADOK, 2016). Ces difficultés sont à l'origine du fossé grandissant entre le monde scientifique cherchant à affiner davantage les méthodes visant à la complétude et la qualification des incertitudes et le monde industriel cherchant des modélisations simplifiées mais encadrées, pour maintenir une certaine réactivité dans la prise de décision.

De plus, la mise en œuvre d'une ACV dans le cadre d'une consultation paraît difficile. En effet, les entreprises sont amenées à répondre à des appels d'offres de marchés de travaux dans des délais contraints. Le niveau de précision des moyens matériels utilisés (type de barges, mode d'alimentation ferroviaire, consommation des PL) ou des plans de transport renseignés à ce stade ne permet pas d'évaluer finement l'empreinte environnementale du chantier. Dans ce contexte, l'évaluation des offres de transport et sa contractualisation au moment de l'attribution, sur la base d'une ACV prédictive, représente un risque autant pour le candidat que pour l'acheteur. Par conséquent, le développement d'une méthode d'évaluation systémiques, basées sur une approche simplifiée, peut être un bon compromis au stade de la consultation.

La méthode d'évaluation des performances environnementales des offres de transport développée dans cet article a été conçue à partir de l'examen des facteurs qui déterminent la meilleure offre en termes d'externalités négatives. Elle tient compte de la stratégie de transport définie par le candidat et des mesures qu'il a prises pour la réduction de l'empreinte environnementale de son offre de transport. Une attention particulière a été portée sur la compatibilité de la méthode proposée avec les outils de traçabilité des déblais mis en place par la société du Grand Paris en phase travaux afin de pouvoir réaliser un bilan ex-post des marchés basés sur les mêmes critères (SADOK,2022).

Un indicateur, nommé «  $i_{transport}$  » a ainsi été défini, avec pour objectif d'inciter l'entreprise en charge de la gestion des déblais à trouver la meilleure solution couplant les 2 enjeux suivants : privilégier les sites d'accueil des déblais les plus proches des sites d'excavation pour réduire les trajets, à d'une part et favoriser le recours à des modes de transport alternatif à la route, peu consommateurs d'énergie et à faible impact environnemental, d'autre part.

L'introduction de cette méthode d'évaluation du critère transport dans un marché de gestion des déblais a permis de caractériser les différentes stratégies d'évacuation des déblais proposées par les



entreprises en termes de performances environnementales celles-ci a permis de traduire les schémas logistiques décrits dans les différentes offres en une note unique et comparable.

## II. APPROCHE RETENUE

Le présent article s'articule autour de deux volets : le premier repose sur le développement d'une méthode d'évaluation systémique des performances environnementales et énergétiques du transport, proposée sous forme d'un indicateur spécifique (*i\_transport*) basé sur le principe de la Quantité de Transport « QT ».

Le second volet de la démonstration porte sur l'application de cette méthode sur les offres de transport, pour un marché de Gestion et de valorisation des Matériaux Excavés (GEME). Les principaux enjeux de ce marché sont l'optimisation des performances du transport et celle de la valorisation des déblais. Deux critères dimensionnants sur le plan technique.

## III. DONNEES GENERALES

Les terres excavées, usuellement appelées « déblais », sont les matériaux issus des travaux de terrassement nécessaires à la réalisation des ouvrages souterrains. Elles sont composées principalement de cailloux et de sables plus ou moins compacts (SADOK, 2016). Le processus de gestion des déblais est basé sur une caractérisation systématique de ces derniers pour identifier leur classe chimique avant d'être évacués vers des exutoires adaptés potentiellement valorisants (AKACEM et al, 2020)

La qualité des déblais est appréciée par l'entreprise durant l'exécution des travaux, au moyen d'une caractérisation poussée et systématique exigée dans le contrat. C'est pourquoi le maître d'ouvrage et son maître d'œuvre ne peuvent être véritablement prescriptifs sur la nature des exutoires à retenir au stade de l'offre, même si la mise en œuvre de critères de jugement des offres liés à la circularité de la gestion des déblais permet de privilégier les offres les plus vertueuses au regard de la hiérarchie des modes de traitement des déchets (SADOK, 2022). Cette latitude dans le choix des exutoires finaux, laissée aux entreprises de travaux, peut les désengager d'une optimisation des schémas logistiques proposés, du point de vue de l'empreinte environnementale, au profit d'une optimisation financière (SADOK, 2022).

### 3.2 Périmètre du marché cas d'étude

En préambule, il convient de rappeler que l'exemple présenté est restreint au périmètre du marché de gestion des déblais. Ce marché de gestion des déblais a pour objectifs de désigner des points d'accueil, de réceptionner, caractériser, traiter, entreposer, transporter et valoriser et/ou éliminer vers les exutoires qu'il aura identifiés, les matériaux extraits par les deux Concepteurs-Réalisateurs (CR1 et CR2) producteurs des déblais. Ces derniers sont les titulaires des deux lots (Marché 1 et Marché 2) des travaux de réalisation de la ligne 15 Est du Grand Paris Express (Voir FIGURE 1).

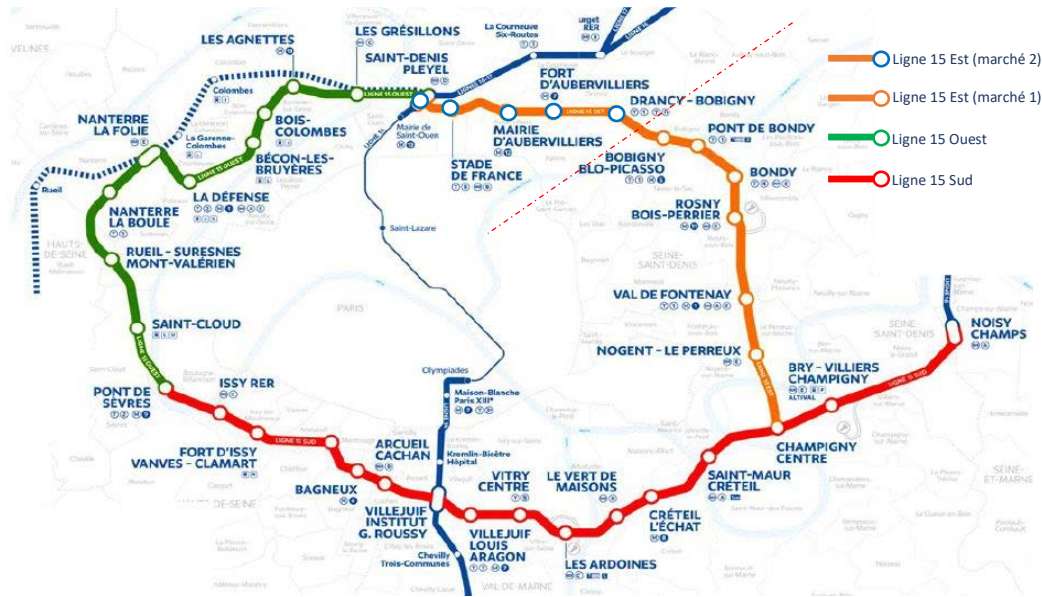


FIGURE 1. Tracé de la ligne 15 Est (Marchés 1 et 2), Société du Grand Paris

Les deux marchés de conception et de réalisation de la ligne 15 Est prévoient la production d'un volume total équivalent à 3 529 373 m<sup>3</sup> de déblais. Le titulaire du marché de gestion des déblais a pour objectif d'accueillir la totalité de ces matériaux et de les gérer conformément aux exigences contractuelles de son marché.

Le gestionnaire des déblais définit les points de Cession vers lesquels les déblais seront acheminés par les deux producteurs des déblais (CR1 et CR2) depuis leurs chantiers. Les prestations de transport (préacheminements) sont assurées par ces derniers, mais les distances de préacheminement dépendent du choix du gestionnaire des déblais.

Le gestionnaire des déblais a la possibilité de désigner aux producteurs des exutoires définitifs comme Points de Cession. Dès la réception des déblais au point de Cession, et si ce dernier n'est pas un exutoire définitif, le gestionnaire des déblais assure le transport des déblais vers des exutoires définitifs en passant ou pas par des plateformes intermédiaires pour des besoins opérationnels propres à lui (tri supplémentaire, traitement...etc.).

Deux indicateurs ont donc été pris en compte et décrits dans les clauses contractuelles du marché :

- La proximité des Points de Cession avec les sites de production du CR1 et CR2 (évaluation 1), cette proximité étant une des performances recherchées dans le marché GEME).
- Les performances environnementales et énergétiques du schéma logistique complet présenté par l'entreprise (évaluation 2). L'objectif rappelé est d'aller au-delà des distances d'acheminement vers les exutoires en prenant en compte la nature et les caractéristiques du transport.

### 3.3 Hypothèses de calcul

Les hypothèses de calcul des indicateurs sont les suivants :

- Le périmètre d'application concerne le transport des déblais uniquement, considérés comme matériaux relativement homogènes, dont le volume est défini par le maître d'ouvrage et réputé identique pour l'ensemble des candidats ;
- La densité retenue par les entreprises prend en compte une éventuelle variation de la siccité des déblais dont le seuil minimal fixé pour le producteur est de 60% ;
- Les prestations de transport réalisées par le CR1 et CR2 (préacheminements) sont intégrées à l'évaluation des offres du marché GEME, comme étant réalisées exclusivement par mode routier avec des camions fonctionnant au gasoil. Ceci vient du fait que le gestionnaire des déblais n'a pas de visibilité sur les moyens qui seront utilisés à terme par le CR1 et CR2.

## IV. OUTILS ET METHODES

Le développement d'une méthode d'évaluation systémique des performances du transport devait être suffisamment large pour permettre des propositions nouvelles ou innovantes des candidats. Dans ces conditions, l'incitation au transport alternatif s'est appuyée sur des indicateurs spécifiques permettant, de quantifier et d'agréger les différentes nuisances occasionnées par le transport et devait nécessairement transformer la logique qualitative, souvent observée dans les appels d'offres en une logique quantitative qui pourrait être reprise sous la forme de critères de jugement des offres.

### 4.2 Concept de la quantité de transport corrigée

La tonne.kilomètre (t.km) est une unité de mesure usuelle exprimant la quantité de transport (QT). Elle se calcule en effectuant le produit de la masse transportée par la distance parcourue. En revanche, la quantité de transport ne tient pas compte des caractéristiques du transport et conduit à la même valeur quel que soit le mode de transport utilisé pour le trajet.

Pour la prise en compte des impacts au-delà de la distance parcourue, un indicateur de trajet est proposé combinant distance et caractéristiques du mode de transport retenu pour le trajet. La quantité de transport corrigée (QTc) est alors définie comme suit :

$$QTc = \sum I_i * t_i \quad (\text{Equation 1})$$

- $I_i$  l'indicateur de trajet calculé à partir de la distance de transport et des performances du mode utilisé
- $t_i$  le tonnage des déblais transportés.

L'avantage de cette approche réside également dans l'incitation indirecte à réduire les tonnages du matériau, par la baisse de la teneur en eau du matériau transporté. En effet, l'évaluation 1 basée uniquement sur les distances peut occulter les efforts des candidats à optimiser la siccité des déblais, ou les quantités des matériaux à excaver, par l'optimisation du tracé du tunnel laissée au CR.

### 4.3 Principe de l'indicateur de trajet

Le transport par modes ferroviaire et fluvial se faisant traditionnellement sur des distances moyennes plus longues que la route, il convient de prendre en compte les externalités propres à chaque mode de transport par rapport à la solution de transport routier, pour éviter de privilégier le routier en se basant sur la distance uniquement.

Plusieurs paramètres peuvent entrer en compte dans le choix d'un mode de transport : des raisons de coûts, de rapidité, de sécurité, de disponibilité ou de qualité environnementale qui dépendent de la longueur des trajets envisagés. L'indicateur de trajet sera donc calculé à partir des distances parcourues pondérées en fonction du mode de transport utilisé, comme suit :

$$I_{trajet} = \sum D_i * C_i \tag{Equation 2}$$

- $D_i$  est la distance de trajet pour un mode particulier
- $C_i$  le coefficient de pondération affecté au mode de transport utilisé.

#### 4.3.1 Prise en compte des critères environnementaux (émission des GES, efficacité énergétique et consommation d'eau)

Puisqu'il n'est pas envisageable d'adapter les facteurs d'émissions aux caractéristiques précises de chaque matériel de transport (type de barge, type de Poids Lourds, etc.) et d'effectuer une étude ACV précise au niveau de l'analyse des offres, il est proposé de retenir une méthode simplifiée utilisant des ratios basés sur des ordres de grandeur de rapport d'émission entre les modes de transport. En se basant sur des facteurs d'émissions moyens par mode, il est possible de comparer les impacts environnementaux des modes de transport alternatifs au transport routier. Le Tableau 1 issu de ECORCE (Ventura et al, 2022), synthétise les valeurs moyennes des émissions GES des différents modes de transport ainsi que d'autres impacts environnementaux.

**TABLEAU 1.** Comparaison des impacts environnementaux par mode de transport (sources ECORCE)

	Routier u/t.km	Fluvial u/(t.km)	Ferroviaire u/(t.km)		Routier	Fluvial	Ferroviaire
GES (kg eq.CO2)	8,79E-02	1,72E-02	3,55E-03	Facteur multiplicatif par rapport au routier	1	5	25
Energie (MJ)	1,10E+00	2,27E-01	2,42E-01		1	5	5
Eau (m3)	1,01E-04	2,08E-05	4,36E-03		1	5	0
Acidification (kg eq.SO2)	1,75E-04	1,08E-05	4,36E-06		1	16	40
Eutrophisation (kg eq.PO4)	4,75E-05	1,27E-06	3,53E-07		1	37	135
Ozone troposphérique (kg eq.C2H4)	1,34E-04	1,68E-05	2,62E-06		1	8	51
Eco -toxicité (kg eq.1,4DCB)	1,92E+00	3,96E-01	1,69E-01		1	5	11
Toxicité chronique (kg eq.1,4DCB)	1,10E-02	2,22E-03	4,38E-04		1	5	25

Selon les indicateurs retenus, les poids relatifs des modes de transport varient de façon importante mais il est possible de constater que sur la moyenne géométrique des 8 principaux indicateurs de

l'ACV ci-dessus, le fluvial et le ferroviaire sont respectivement 11 et 36 fois moins émissifs que le routier pour une même t.km transportée.

Dans l'optique d'une approche simplifiée, il a été proposé de retenir les trois premiers indicateurs : les émissions de GES, l'énergie et l'eau, qui permettaient de caractériser à la fois la performance environnementale et la sobriété énergétique du mode de transport.

Sur cette base et pour ces facteurs l'équivalence suivante peut être établie :

$$10 \text{ t.km fer} = 5 \text{ t.km fluvial} = 1 \text{ t.km routier}$$

#### 4.3.2 Prise en compte des coûts externes

Les coûts externes résultent des frais liés aux accidents potentiels, à la congestion, au bruit ou au climat avec le rejet des polluants atmosphériques notamment.

Les valeurs de coûts externes utilisées sont celles retenues par l'ADEME (issues de l'étude INFRAS/IWW 2000) à savoir 88 € pour 1 000 t.km par la route, 19 € pour 1 000 t.km par rail et 17 € pour 1 000 t.km par voie d'eau.

Sur cette base et pour ces facteurs, l'équivalence est la suivante :

$$5 \text{ t.km fer} = 5 \text{ t.km fluvial} = 1 \text{ t.km routier}$$

#### 4.3.3 Prise en compte du type de motorisation du routier

Afin d'inciter au développement et l'utilisation des motorisations les moins polluantes, nous avons confronté les facteurs d'émission et consommation d'énergie des cinq groupes de motorisations des poids lourds par rapport à ceux du routier gasoil.

L'étude Well-To-Wheels réalisée par le centre de recherche (JRC) de l'Union Européenne (Prussi et al, 2020) fournit les facteurs d'émission et de consommation d'énergie des principales motorisations des poids lourds pour l'année 2016 et 2025. Afin de mieux tenir compte des progrès récents, il est proposé de retenir les valeurs de 2025 de cette étude, pour établir les rapports des facteurs d'émissions des principales motorisations par rapport à la motorisation gasoil (TABLEAU 2).

**TABLEAU 2.** Rapport des facteurs d'émission et consommation d'énergie cinq groupes de motorisations des poids lourds par rapport au routier gasoil.

Type de motorisation	Coefficients liés au type de motorisation
Gasoil	1,0
GNV (GNL ou GNC)	0,9
Electrique	0,5
Hybride (électrique ou GNC)	0,9
Bio-carburant (GNV bio)	0,25
Agro-carburant (colza, HVO, ED95 Ethanol..)	0,4

#### 4.3.4 Cas des modes d'acheminement originaux

Des modes d'acheminement originaux alternatifs à la route peuvent être proposés par les candidats (Par ex : bandes transporteuses jusqu'à la Seine). Ils présentent un intérêt incontestable, que ce soit en termes d'acheminement ou pour franchir un nœud routier.

Afin de les encourager, il est proposé de ne pas comptabiliser les trajets réalisés à l'aide de ces modes :

$$C_{\text{mode original}} = 0$$

#### 4.3.5 Prise en compte des ruptures de charge

Le transport fluvial à grande distance bénéficie en général d'un coût environnemental inférieur à celui du transport routier, mais il doit être majoré du coût des ruptures de charge qui peuvent être nécessaires. Les opérations de manutention, mise en dépôt et reprise des déblais génèrent également un impact environnemental qu'il convient d'intégrer dans l'évaluation du plan de transport.

Les ratios ont été établis en modélisant sous Ecorce les impacts environnementaux de l'opération de mise en dépôt provisoire et de reprise de 1 000 m<sup>3</sup> de déblais et en les comparant à ceux du transport routier du même volume de matériaux sur 1km. Sur cette base des émissions GES, consommation d'énergie et eau, nous avons obtenu le résultat suivant :

$$1 \text{ rupture de charge} = 3,5 \text{ km de transport routier}$$

#### 4.4 Indicateur de transport (i\_transport) :

Ainsi, l'indicateur de transport  $i_{\text{transport}}$  permettant le calcul de la quantité de transport corrigée QTc, sera défini comme suit :

$$i_{\text{transport}} = C_{\text{rupt}} + \sum D_i * t_i * C_i * m_i \quad (\text{Equation 3})$$

- $C_{\text{rupt}}$  : est le coefficient pour les ruptures de charge ( $C_{\text{rupt}}=3,5*$  le nombre de ruptures de charge)
- $D_i$  : est la distance transportée
- $t_i$  : le tonnage de déblais transportés
- $C_i$  : le coefficient de pondération lié au mode de transport ( $C_{\text{routier}}=1$ ,  $C_{\text{fluvial}}=0,2$ ,  $C_{\text{ferroviaire}}=0,12$ ,  $C_{\text{mode original}}=0$ )
- $m_i$  : le coefficient de pondération lié au type de motorisation ( $m_{\text{gasoil}}=1$ ,  $m_{\text{électrique}}=0,5$ ,  $m_{\text{GNV}}=0,9$ ,  $m_{\text{hybride}}=0,9$ ,  $m_{\text{bio-carburant}}=0,25$ )

## V. RESULTATS

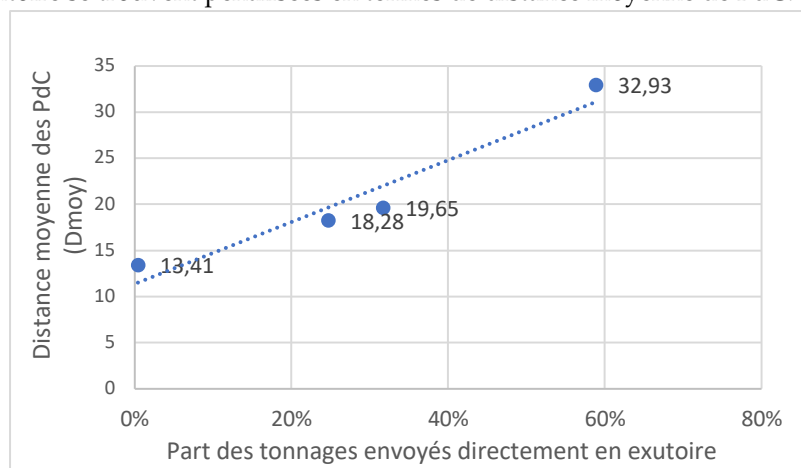
Le TABLEAU 3 synthétise les distances des points de Cession (PdC) proposées par chaque candidat au marché GEME et la stratégie de répartition des flux de déblais en deux catégories (envoi direct aux exutoires ou passage par un PdC).

**TABLEAU 3.** Synthèse des offres pour le marché GEME au regard de la proximité des PdC

	PdC		Exutoires directs (ED)		Total	
	Nombre	Tonnage PdC (%)	Nombre	Tonnage ED (%)	Tonnage lot (%)	Dmoy (Et.km/Et)
Entreprise 1	2	99,6%	1	0,4%	100%	13,41
Entreprise 2	2	41,2%	6	58,8%	100%	32,93
Entreprise 3	4	75,3%	7	24,7%	100%	18,28
Entreprise 4	4	68,3%	6	31,7%	100%	19,65

Les offres obtenues révèlent des différences importantes en termes de stratégie de gestion. Les pourcentages de déblais envoyés directement en exutoires définitifs varient de 0,4 à 58,8% selon les offres, le nombre de plateformes de transit et de caractérisation varie de 2 à 4, les distances moyennes des Points de Cession (Dmoy) varient de 13,4 à 33,9 km.

Lorsque l'on confronte la Dmoy de chaque offre avec la part des déblais envoyés directement aux exutoires, nous obtenons une courbe quasi linéaire entre ces deux paramètres (FIGURE 2). Ceci traduit bien le contexte particulier des chantiers situés en zones urbaines denses, caractérisés par l'éloignement des exutoires définitifs. Ainsi, les stratégies de gestion privilégiant l'envoi direct des déblais à l'exutoire se trouvent pénalisées en termes de distance moyenne de PdC.



**FIGURE 2.** Distance de référence par rapport aux pourcentages des flux en gestion directe

Au regard de ces résultats, il ressort que cette méthode d'évaluation de la proximité des Points de cession, basée sur la distance moyenne (Dmoy), est contre-productive du fait qu'elle incite aux ruptures de charge, et pénalise les stratégies favorisant la gestion des déblais en flux tendus.

Ainsi, l'évaluation des offres sur la base de la distance des PdC, sans la prise en compte du schéma logistique complet, peut compromettre l'objectif recherché de l'optimisation des performances environnementales des offres de transport. Ce critère est maintenu uniquement pour la réduction des distances de transport pour les futurs producteurs de déblais (CR1 et CR2). La performance du

transport sera évaluée avec l'indicateur  $i_{transport}$ . L'analyse des offres sur le schéma logistique complet est synthétisée dans le TABLEAU 4.

**TABLEAU 4.** Performances du transport des quatre offres du marché GEME.

Offre	Type de flux/mode	Distance Routier			Distance Fluvial	Distance Ferroviaire	Nbre de rupture	$I_{transport}$	Tonnage
		Gasoil	GNV	Bio-carburant					
Unité		Km	Km	Km	Km	Km		t.Km	t
Ent.1	Flux entrants PdC	387	-	-	-	-	2	120 301 010	7 413 750
	Direct exutoires	582	-	-	-	-	-	1 920 000	30 000
	Sous-total	970	-	-	-	-	2	122 221 010	7 443 750
	Flux sortants PdC	686	-	-	3 270	-	-	511 367 242	7 371 026
	<i>Km/mode (%)</i>	17%			83%				
	<b>Total général</b>	<b>1 656</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>3 270</b>	<b>-</b>	<b>2</b>	<b>633 588 252</b>	<b>7 443 750</b>
Ent.2	Flux entrants PdC	1 810	-	-	-	-	3	66 610 433	3 470 772
	Direct exutoires	12 963	-	-	-	-	1	198 720 069	4 072 979
	Sous-total	14 773	-	-	-	-	4	265 330 502	7 543 751
	Flux sortants PdC	520	-	-	2 010	306	1	176 984 077	3 470 772
	<i>Km/mode (%)</i>	18%			71%	11%			
	<b>Total général</b>	<b>15 293</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>2 010</b>	<b>306</b>	<b>5</b>	<b>442 314 579</b>	<b>7 543 751</b>
Ent.3	Flux entrants PdC	6 229	-	-	-	-	5	110 994 782	5 607 084
	Direct exutoires	6 705	-	-	-	-	-	40 189 664	1 851 872
	Sous-total	12 934	-	-	-	-	5	151 184 446	7 458 956
	Flux sortants PdC	166	181	105	5 921	-	2	215 506 283	5 442 578
	<i>Km/mode (%)</i>	3%	3%	2%	93%				
	<b>Total général</b>	<b>13 100</b>	<b>181</b>	<b>105</b>	<b>5 921</b>	<b>-</b>	<b>7</b>	<b>366 690 729</b>	<b>7 458 956</b>
Ent.4	Flux entrants PdC	5 896	-	-	-	-	4	99 195 868	5 458 150
	Direct exutoires	3 153	-	-	-	-	-	76 926 738	2 530 053
	Sous-total	9 049	-	-	-	-	4	176 122 606	7 988 202
	Flux sortants PdC	467	-	-	8 240	-	-	123 910 179	5 458 150
	<i>Km/mode (%)</i>	5%			95%				
	<b>Total général</b>	<b>9 516</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>8 240</b>	<b>-</b>	<b>4</b>	<b>300 032 785</b>	<b>7 988 202</b>

La stratégie globale de l'entreprise 1, obtient le score  $i_{transport}$  le plus élevé, équivalent 6,34E+08 tonne.km, malgré un  $i_{transport}$  de préacheminement avantageux de 1,22E+08 tonne.km, expliqué par la proximité des PdC des chantiers du CR. Les deux plateformes proposées dans son offre reçoivent la majorité des déblais à hauteur de 99,6% des tonnages du chantier, pour un transfert



après rupture de charge vers les exutoires définitifs. Les post acheminements sont réalisés par mode fluvial à hauteur de 83% et par mode routier à motorisation gasoil à hauteur de 17% des distances parcourues.

L'offre 2 se démarque par une stratégie basée sur l'envoi direct en exutoire de la majorité des flux de déblais (environ 58,8%), et par un nombre plus important de PdC (3 au total) et d'exutoires recevant directement les déblais depuis le chantier (10 au total).

En sortie des PdC, l'entreprise 2 privilégie le fluvial pour 71% des distances parcourues, le mode routier à motorisation gasoil pour 18% et le ferroviaire pour 11%. Cette offre occupe la troisième place sur la base du  $i_{transport}$  équivalent à  $4,42E+08$  tonne.km.

L'offre 3 privilégie l'envoi des déblais aux PdC de stockage temporaire à hauteur de 75%, contre 25% des tonnages envoyés directement en exutoires. On observe un grand nombre de PdC provisoires (5 au total). Par ailleurs, plusieurs candidats proposent certains mêmes exutoires. Par exemple les exutoires 3, 4 et 7 sont communs aux offres N° 2 et 3. Ceci est dû probablement aux avantages qu'ils présentent en termes de proximité, de coût ou de performance de valorisation.

En sortie des PdC, l'entreprise 3 privilégie le fluvial pour 93% des distances parcourues. Le mode routier, à motorisation gasoil pour 3%, ainsi que deux types de motorisation originaux, le routier GNV et le routier en bio-carburant, avec des pourcentages respectifs de 3% et 2%. Le score de  $i_{transport}$  de  $3,67E+08$  tonne.km obtenu place l'offre 3 en deuxième position dans le classement.

L'offre 4 s'approche de l'offre 3 avec des flux de déblais aux PdC de stockage temporaire à hauteur de 68% et 32% des flux envoyés directement aux exutoires définitifs. Les exutoires 3 et 4 sont proposés au même titre que l'offre 2 et 3.

En sortie des PdC, l'offre 4 se démarque par un choix pour le fluvial à 95% des distances parcourues. Le mode routier, à motorisation gasoil est réservé pour les flux non transportés en fluvial. L'offre 4 obtient le score  $i_{transport}$  le plus compétitif avec  $3,00E+08$  tonne.km, ce qui lui vaut la première place au regard du seul critère performances du transport.

## SYNTHESE

La complexité du système et la diversité des offres peut se traduire par une difficulté à juger de la meilleure offre et d'attribuer la note adéquate à chaque proposition sur le critère du transport. Les performances environnementales et énergétiques d'une offre de transport ainsi que ses nuisances potentielles sont de multiples facettes à évaluer, parfois contradictoires. La proposition d'un référentiel unique sous forme d'un indicateur «  $i_{transport}$  » a permis de clarifier objectivement les performances de chaque offre, synthétisées dans le tableau suivant :

Offre	$i_{transport}$ (t.tn)			Classement au regard	
	Préacheminement	Post-acheminement	Global	Proximité des PdC	Trajet global
Ent 1	1,22E+08	5,11E+08	6,34E+08	1	4
Ent 2	2,65E+08	1,77E+08	4,42E+08	4	3
Ent 3	1,51E+08	2,16E+08	3,67E+08	2	2
Ent 4	1,76E+08	1,24E+08	3,00E+08	3	1

Un autre avantage lié à cette démarche de traduire les offres de transport en une note unique, est la possibilité qu'elle offre de réaliser facilement un classement multi-critère. A titre d'illustration, nous

avons réalisé une courbe Pareto combinant pour chaque offre, le score  $i\_transport$  sur le trajet global avec le taux de valorisation des déblais (critère dimensionnant de l'offre technique), a permis de classer l'offre 3 en première position, comme la solution du meilleur compromis entre ces deux objectifs.

Il convient de rappeler que dans un marché de ce type, le classement des offres est réalisé sur la base de plusieurs critères techniques et financiers. Le classement proposé dans cet article n'est qu'indicatif du fait qu'il se limite au seul critère des performances environnementales et de sobriété énergétique du transport et accessoirement sur le taux de valorisation dans cette dernière partie.

## CONCLUSION

Dans un contexte énergétique et environnemental soumis à de fortes pressions, le secteur du transport est un levier de premier ordre pour l'atteinte des ambitions de sobriété énergétique et de décarbonation fixées à l'échelle nationale.

Dans le cadre des appels d'offres des marchés de travaux publics d'infrastructures, la Société du Grand Paris a pour ambition d'améliorer la prise en compte des enjeux environnementaux et énergétiques dans ses marchés. Le présent article s'est intéressé à la thématique du transport.

L'analyse de cycle de vie (ACV) représente un référentiel normé et reconnu pour l'évaluation des performances environnementales des services comme le transport de matériaux d'un point à un autre. Cependant l'exigence de précision qu'il demande est peu adaptée au caractère prévisionnel des offres, dans le cadre d'une mise en concurrence pour des marchés travaux publics. Ce référentiel peut toutefois être utilisé pour le développement de méthodes d'évaluation systémique des performances environnementales et énergétiques. Une approche simplifiée a été retenue par la Société du Grand Paris comme un bon compromis entre la précision dans la mesure des externalités et l'opérabilité au stade de la consultation.

La méthode développée est basée sur le principe de la quantité de transport, complétée par des coefficients de pondération liés au mode de transport et au type de motorisation du transport routier. Ces coefficients issus de facteurs d'émission de référence traduisent la qualité du transport selon les indicateurs suivants : Emissions GES, énergie, consommation d'eau, coûts externes ainsi que nuisances liées aux ruptures de charge. Ces mesures sont agrégées dans un indicateur appelé «  $i\_transport$  ».

L'indicateur «  $i\_transport$  » présente l'avantage d'inciter les candidats à optimiser leur plan d'évacuation des déblais afin d'en améliorer l'empreinte environnementale, énergétique et sociale, à réduire les tonnages des déblais, notamment du point de vue de leur siccité. De plus, il offre une certaine latitude aux candidats pour proposer des schémas logistiques innovants.

L'application de la méthode d'évaluation développée dans l'évaluation de quatre offres reçues pour un marché de gestion des déblais, a permis de conclure sur :

- La compatibilité de la méthode avec la visibilité dont disposent les candidats au stade de l'offre ;
- L'évaluation des offres sur la base de la distance moyenne de préacheminement est incomplète et occulte les performances environnementales et énergétiques des offres candidates ;

- La nécessité de disposer d'un indicateur unique pour comparer de façon objective des offres d'entreprises diverses en termes de stratégies de gestion (évacuations directes et/ou indirectes aux exutoires) et des moyens mis en œuvre (flottes de camions à énergie alternative, mode de transport, etc) ;
- L'offre 1 considérée la plus performante en termes de proximité de points de cessions, s'est confirmée la moins performante au regard de son score de « i\_transport ». A contrario, l'offre 4 obtient le meilleur score i\_transport ;
- L'obtention d'une note unique pour les offres reçues permet de faire des analyses multicritères en croisant la performance du transport avec d'autres objectifs recherchés.

En dernier, il convient de rappeler que, dans un marché de travaux, le classement des offres est réalisé sur la base de plusieurs critères techniques et financiers. Le classement proposé dans cet article n'est qu'une brique de cette analyse portant sur le seul critère du transport.

## BIBLIOGRAPHIE

Ventura, A., Dauvergne, M., Tamagny, P., et al. (2011). L'outil logiciel ECORCE : Cadre méthodologique et contexte scientifique : Eco-comparateur Routes Construction Entretien, 2011.

SADOK, A. Formulation de matériaux de construction à base de Sous-produits industriels avec des méthodes issues de L'intelligence artificielle (2016). Thèse de doctorat. Thèse de doctorat, Université Lille 1-Mines de Douai.

Sadok, A., Zentar, R., Et Abriak, N.E. (2016). Genetic programming for granular compactness modelling. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, vol. 20, no 10, p. 1249-1261.

Akacem, M., Zentar, R., Mekerta, B., et al. (2020). Co-valorisation of local materials tuffs and dune sands in construction of roads. *Geotechnical and Geological Engineering*, no 1, p. 435-447.

Prussi, M., Yugo, M., De Prada, L., Padella, M., Edwards, R. and Lonza, L. (2020). JEC Well-to-Tank report v5, EUR 30269 EN, Publications Office of the European Union, Luxembourg, ISBN 978-92-76-19926-7.

INFRAS/IWW. (2000). External Costs of Transport: Accident, Environmental and Congestion Costs of Transport in Western Europe, Karlsruhe/Zurich/Paris.

Sadok, A. (2022). Critères d'achats éco-responsables. In : 100e Congrès de l'ASTEE. Dunkerque.

Sadok, A. (2022). Evaluation de la circularité des déblais comme critère d'achat éco-responsable dans les marchés de travaux. *Revue de Techniques, Sciences, Méthode*, no 9, p. 23-35.

Sadok, A., Gaudron, T. (2022). Bien intégrer un chantier dans l'environnement, *Revue CentraleSupélec Alumni*, 2022, no12, p. 25.

# Influence de la température et de la teneur en eau sur les propriétés mécaniques du bois

Hussein Daher<sup>1,2</sup>, Sabine Caré<sup>1</sup>, Gilles Forêt<sup>1</sup>, Loïc Payet<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Laboratoire Navier, Université Gustave Eiffel, ENPC, CNRS (UMR 8205), F-77455 Marne-la-Vallée, France

<sup>2</sup> CSTB, 84 Avenue Jean Jaurès, 77420 Champs-sur-Marne, France

**RESUME :** Le changement climatique a de nombreuses conséquences dont la hausse des températures maximales qui est l'un des effets le plus important. Pour lutter contre le changement climatique, il est nécessaire de diminuer l'empreinte carbone. Dans le domaine de la construction, l'utilisation des matériaux à base de bois permet de répondre à cette nécessité car, le bois stocke le carbone pendant toute leur durée de vie. Cependant, il est nécessaire de préciser les règles de dimensionnement, notamment en cas d'incendie dans les ouvrages. L'enjeu actuel est de mieux comprendre quelles sont les propriétés résiduelles dans les sections des éléments de structure en bois non carbonisés qui peuvent être soumise à des températures jusqu'à 100°C. Cette étude présente l'évolution des propriétés mécaniques du bois en fonction de la température (20-150°C) et de la teneur en eau dans le bois afin de bien comprendre le comportement du bois dans différentes conditions pour une bonne utilisation de ce matériau. De manière connexe, cette étude permet aussi de préciser comment les hausses de températures avec le changement climatique peuvent avoir un effet sur la tenue d'une structure.

**Mots-clés :** Bois, Température, Humidité, Compression axiale, Eurocode 5

## I. INTRODUCTION

Le comportement thermo-hygro-mécanique (THM) du bois désigne l'influence conjointe de la température, de l'humidité et des contraintes mécaniques sur les propriétés du bois. Le bois est un matériau hygroscopique, c'est-à-dire qu'il peut absorber ou désorber de l'eau en fonction de l'humidité relative de l'air ambiant. Cela peut modifier sa masse volumique, ses dimensions mais également ses propriétés mécaniques (résistances et modules).

Lors d'un incendie, les éléments structuraux en bois perdent leur section résistante en raison de la carbonisation des couches superficielles et également leur résistance mécanique car les couches non carbonisées peuvent se dégrader sous l'effet des températures plus ou moins élevées. Dans le bois, la présence d'un gradient de température entraîne une migration de l'humidité vers les zones les moins chaudes et une évaporation en surface (White 1987). L'association du gradient de température avec l'augmentation du taux d'humidité, affectera donc les propriétés mécaniques du bois (Gerhards 1982 ; Schaffer 1973 et 1977).

Selon l'approche proposée dans l'Eurocode 5 (EN 1995-1-2 :2005), la résistance en compression à 100°C est inférieure de 25% de celle à 20°C, mais l'effet de la teneur en eau dans le bois n'est pas

précisé. Des essais préliminaires menés en 2020 au CSTB (Rapport d'essais n° EEM/EA2R 20 26087828) ont montré pour la plage de température 20-100°C qu'au-delà de la température, la résistance en compression était surtout affectée par la teneur en eau du bois. A 100°C, la résistance en compression, après stabilisation de la masse, est presque identique à la résistance initiale à 20°C. Elle est d'environ 60% de la résistance initiale pour une éprouvette avec une teneur en eau d'environ 10%.

Le comportement thermo-hygro-mécanique du bois est donc complexe et dépend de nombreux facteurs tels que l'essence de bois, le type de bois (bois massif ou reconstitué), la teneur en humidité, la température et les contraintes mécaniques auxquelles il est soumis. Le présent travail étudie l'influence de la température et de l'humidité sur la résistance en compression du bois afin de mieux comprendre le comportement du bois dans différentes conditions d'humidité et de température, pour une bonne utilisation du bois dans les ouvrages.

## II. MATERIAUX ET METHODES

Dans cette partie, on présente les matériaux et les méthodes utilisés pour évaluer les effets de la température (°C) et de la teneur en humidité (MC%) sur la résistance en compression (R) du bois selon la direction axiale (sens des fibres) ainsi que sur le module d'Young (E).

Les essais sont réalisés (Tableau 1) d'une part avec du bois massif (bois de sapin) de différentes provenances pour étudier l'effet de la variabilité du bois (section S0, protocole P1) et d'autre part avec du lamellé-collé (classe GL24H conformément à la norme NF EN 1480 avec du bois d'épicéa, noté BLC) pour différentes conditions hydriques et thermiques (sections S1 et S2, protocoles P1, P1bis et P2).

**TABLEAU 1.** Dimensions et nombre d'essais à différentes températures selon les protocoles. Pour P1 103°C, pour la section S0, l'essai a été réalisé à température ambiante après étuvage à 103°C.

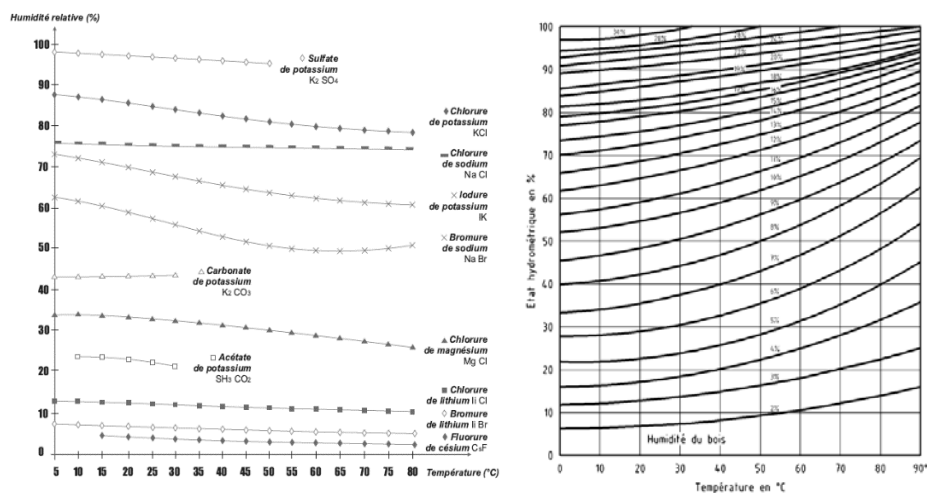
SECTION	DIMENSIONS [MM <sup>3</sup> ]	BOIS	P1		P1BIS ET P2		
			20°C	103°C	60°C	100°C	150°C
Section S0	35x35x80	bois massif	5 X 5	1	-	-	-
Section S1	50x50x100	Lamellé-collé	5	2	5 X 2	5 X 2	5 X 2
Section S2	97x92x200	Lamellé-collé	5	4	5 X 2	5 X 2	5 X 2

Pour tenir compte de la variabilité des échantillons (notamment densité), les résistances R et les modules d'Young E seront normalisés par rapport à la densité et sont notés respectivement R\* et E\*. A noter que les modules d'Young E sont déterminés à partir du déplacement de la traverse de la machine d'essais auquel on applique un coefficient de correction qui prend en compte la rigidité de la machine d'essais : il est supposé que ce coefficient de correction est indépendant de la température et de la teneur en eau des échantillons. Les résistances et les modules sont déterminés avec des sections actuelles qui sont calculées à partir des coefficients de retrait des bois (Tropix) pour tenir compte des variations dimensionnelles. De la même manière, les densités sont corrigées pour tenir compte des modifications en teneurs en eau suite au conditionnements

des échantillons (masse d'eau et dimensions des échantillons). Il est supposé que la température n'a pas d'effet sur les variations dimensionnelles.

#### A. Essais sur le bois massif à différentes teneurs en eau et à 20°C

Le protocole mise en place (P1, Tableau1) consiste à contrôler l'humidité et la température des échantillons de bois de sapin en même temps. Des échantillons de dimensions 35x35x80 mm<sup>3</sup> sont mis dans des dessiccateurs contenant une solution saline saturée pour contrôler l'humidité relative (Figure 1). Les essais sont réalisés à 20°C pour 5 teneurs en eau. Les essais dans les conditions ambiantes (MC≈11%) sont utilisés comme référence pour les autres teneurs en eau. Les données sont normalisées par rapport à cette référence.



**FIGURE 1.** A gauche : Courbe des valeurs de l'humidité relative au-dessus des solutions salines saturées en fonction de la température (NF X15-119). A droite : Equilibre hygroscopique du bois en fonction de la température et de l'humidité relative de l'air ambiant (Eurocode 5-EN 1995-1-1)



**FIGURE 2.** A gauche : Essais de compression pour les essais sur le bois de Sapin (section S0) réalisé sur une presse électromécanique 3R de capacité 300KN.

A droite : Positionnement des thermocouples pour les protocoles P1, P1bis et P2, à différentes hauteurs dans les échantillons (sections S1 et S2) avec une mesure de la température au cœur

*B. Essais sur le lamellé-collé, à différentes températures (20°C, 60°C, 100°C et 150°C)*

- Protocole 1 : Essais initiaux à la température ambiante et à 103°C

Le 1<sup>er</sup> protocole P1 consiste à réaliser des essais de compression à température ambiante (20°C) et à 103°C (bois anhydre après stabilisation de la masse). Ces essais sont utilisés pour interpréter les résultats pour les autres essais avec le bois lamellé-collé BLC (GL24H). Les données seront normalisées par rapport aux résultats obtenus à 20°C.

- Protocole 1bis : Essais pour une même perte de masse et différentes températures

Le protocole P1bis consiste à réaliser des essais de compression à différentes températures (60°C, 100°C et 150°C), avec la même perte de masse que pour les essais à 103°C et les mêmes sections que pour le protocole P1. Pour ce faire, on a introduit 3 thermocouples dans chaque échantillon afin d'évaluer le gradient thermique, ensuite on procède à l'étuvage des échantillons et finalement on réalise les essais de compression.

- Protocole 2 : Essais à température homogène et différentes pertes de masse

Le protocole P2 consiste à réaliser des essais de compression, à différentes températures (60°C, 100°C et 150°C), avec une température homogène dans toute la section. De même, on introduit 3 thermocouples dans chaque échantillon (en considérant les mêmes sections que pour les protocoles P1 et P1bis), afin de vérifier le gradient thermique. Ensuite, on procède à l'étuvage des échantillons jusqu'à atteindre une température homogène dans les échantillons et finalement on réalise les essais de compressions.

### III. RESULTATS ET DISCUSSIONS

*A. Essais sur le bois massif, Effet de la teneur en humidité à Température ambiante 20°C (Bois de Sapin)*

- Remarque préliminaires

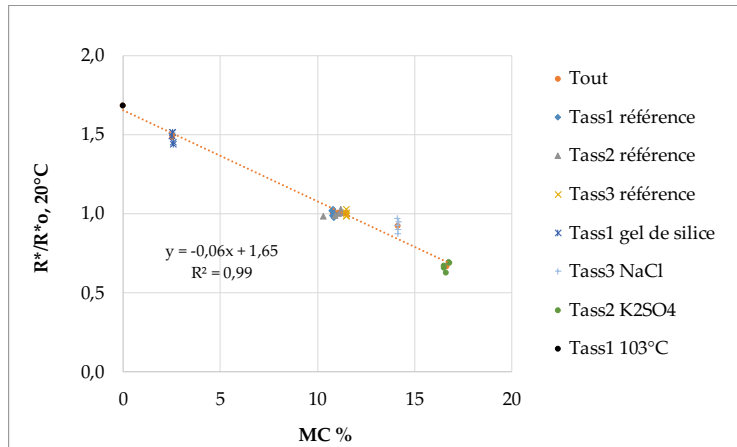
Les essais ont été réalisés avec 3 tasseaux de bois de Sapin, notés Tass1, Tass2 et Tass3 (Tableau 2) qui diffèrent par leur densité (en lien avec la largeur de cernes). Les échantillons sont prélevés dans les tasseaux en évitant les défauts au maximum (bois clair). En accord avec la bibliographie (Wood Handbook 1987, Guitard 1987a et Guitard 1987b), pour une même teneur en eau (ici MC≈11%), la résistance en compression augmente avec la densité, ainsi que le module d'Young. Pour tenir compte de cet effet, les propriétés mécaniques sont normalisées par rapport à la densité. Pour l'ensemble des essais à différents teneurs en eau, les écart-types sont compris entre 0.6 et 3.4 MPa pour les résistances en compression et 0.05 et 0.4 GPa pour les modules d'Young.

**TABLEAU 2.** Caractéristiques des 3 tasseaux de bois de Sapin pour les essais de référence

	TASS 1	TASS 2	TASS 3
Densité (g/cm <sup>3</sup> )	0,49 +/- 0,01	0,41 +/- 0,01	0,39 +/- 0,01
Teneur en eau MC (%)	10,8 +/- 0,1	10,9 +/- 0,4	11,5 +/- 0,0
Résistance (MPa)	51 +/- 1	42 +/- 2	36 +/- 1

- Résistances en compression

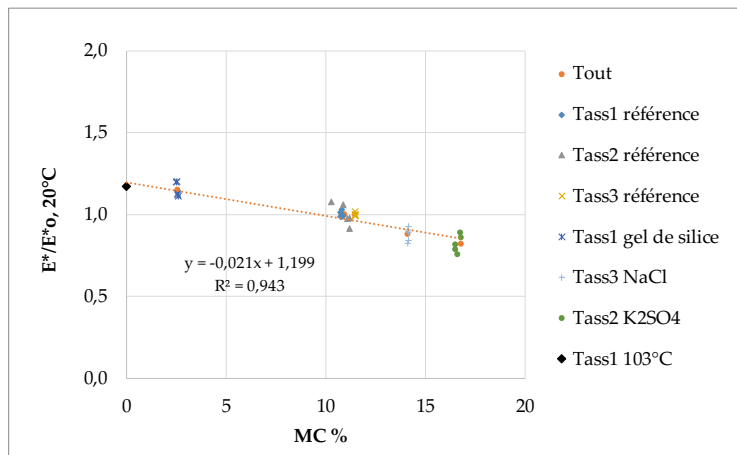
Selon la Figure 3, la résistance en compression du bois diminue avec l'augmentation de la teneur en eau (MC %) en lien avec la matrice solide (parois cellulaires) qui est moins résistante. L'humidité a un impact important sur la résistance en compression du bois et une dépendance linéaire est observée entre les contraintes et la teneur en eau MC%.



**FIGURE 3.** Résistance en compression du Sapin à différentes teneurs d'humidité (MC %) et à température ambiante (20°C). Résistance R\* normalisée par rapport à la résistance R\*o de référence.

- Modules d'Young

La Figure 4 présente les valeurs du module de Young ( $E^*/E^*_o$ ) en fonction de la teneur en humidité et à température ambiante du bois de Sapin. Les modules d'Young diminuent avec la teneur en eau en lien avec la matrice solide (parois cellulaires) qui est moins rigide.



**FIGURE 4.** Module de Young à différentes teneurs d'humidité (MC %) et à température ambiante (Bois Sapin). Module d'Young normalisé par rapport au module d'Young à MC 10%.

Comme pour les résistances, une dépendance linéaire est observée entre les modules d'Young et la teneur en eau. Si le rapport  $R/R_o$  (donc sans normaliser par rapport à la densité) est exprimé en fonction de MC, une régression linéaire donne pour la pente un facteur de 0.014. Ce résultat est



cohérent avec la correction proposée par (Guitard 1987b) pour prendre en compte la dépendance du module d'Young avec l'humidité du bois (0.015 en compression longitudinale, pour un bois clair et une humidité homogène dans les échantillons entre 6% et 20% de MC).

*B. Essais sur le bois lamellé-collé, Effet de la température (20 à 150°C) pour les sections S1 et S2 du bois lamellé-collé*

- Remarques préliminaires

Les échantillons ont été prélevés dans des poutres de lamellé-collé (classe GL24H) ; ils sont constitués de plusieurs lamelles d'épicéa collées entre elles (2 pour les sections S1 et S2) avec des orientations de cernes qui peuvent être différentes. Le Tableau 3 donne les résistance, densité et humidité des échantillons de référence (20°C) pour les 2 sections étudiées (S1 et S2). Les éprouvettes ont des résistances équivalentes à la température ambiante (effet de la densité et de l'humidité qui se compensent). A noter que, comme pour les essais sur les sections S0, les propriétés mécaniques (résistances et module d'Young) seront normalisées avec la densité ( $R^*$  et  $E^*$ ).

**TABLEAU 3. Données pour les essais de référence à la température ambiante et pour les 2 sections**

SECTION	MC%	DENSITE (g/cm <sup>3</sup> )	RESISTANCE (MPa)
S1	12	0,41 +/- 0,1	35 +/- 2
S2	10,7 +/- 0,7	0,43 +/- 0,2	35 +/- 2

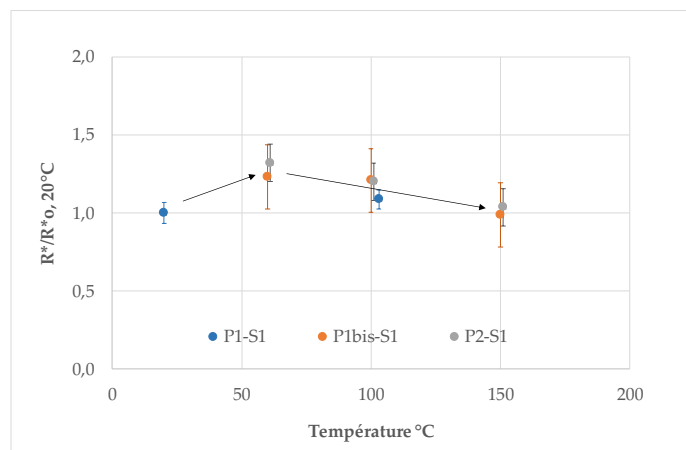
Les protocoles expérimentaux (P1bis et P2) consistent à étuver les échantillons avec différentes pertes de masse (Tableau 4). La perte de masse relative mesurée est de 10.9% après étuvage à 103°C pendant 24h00 pour les 2 sections S1 et S2. Pour le protocole P1bis, les pertes de masse pour les 2 sections et les 3 températures sont du même ordre de grandeur que celle à 103°C. Pour le protocole P2, elles augmentent avec la température avec des différences plus marquées pour la section S2. Ces données sont cohérentes avec les teneurs en eau finales estimées qui sont très faibles et même nulles pour la section S1.

**TABLEAU 4. Données pour les essais des protocoles P1bis et P2, à différentes températures et pour les 2 sections. Pour les teneurs en eau notées 0\*, la perte de masse est supérieure à la masse d'eau initiale**

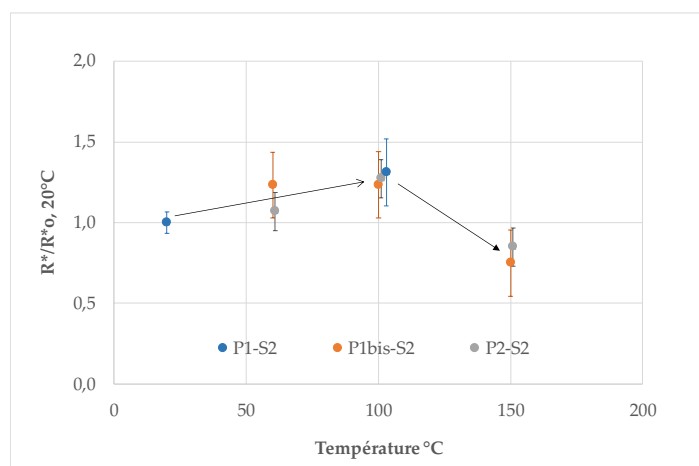
		P1bis			P2		
		60°C	100°C	150°C	60°C	100°C	150°C
Perte de masse relative (%)	S1	10,5 +/- 0,2	10,5 +/- 0,5	10,4 +/- 0,1	9,3 +/- 0,1	11,3 +/- 0,4	11,0 +/- 0,3
	S2	9,3 +/- 0,3	10,3 +/- 0,3	10,5 +/- 0,1	5,3 +/- 0,6	10,2 +/- 0,2	13,8 +/- 0,2
Durée étuvage (h)	S1	27	15	2	24	18	2
	S2	144	48	23	28	24	20
MC final (%)	S1	0*	0*	0*	0*	0*	0*
	S2	1,6	0,5	0,3	6,1	0,53	0*

- Résistances en compression

Les Figure 5 et 6 présentent respectivement les valeurs de la résistance en compression du bois lamellé-collé (GL24H) en fonction de la température (20-150°C) pour les sections S1 et S2.



**FIGURE 5.** Résistance à différentes températures (20-150°C) et pour la section S1 et les protocoles P1, P1bis et P2, pour le bois BLC. Résistance  $R^*$  normalisée par rapport à la résistance  $R^*_o$  à 20°C.



**FIGURE 6.** Résistance en compression à différentes températures (20-150°C) et différentes pertes de masse pour S2, pour le bois BLC. Résistance  $R^*$  normalisée par rapport à la résistance  $R^*_o$  à 20°C.

De manière générale, les tendances sont similaires pour les 2 sections S1 et S2 avec une augmentation des contraintes avec la température par rapport aux essais de référence (20°C) puis une diminution (aux incertitudes de mesures près). Pour S1, la diminution des contraintes est observée à 60°C et pour S2 à 100°C. Les résultats obtenus peuvent être expliqués par plusieurs facteurs.

Tout d'abord, l'augmentation des contraintes observée pour les échantillons S1 et S2 par rapport aux échantillons de références peut être liée à une diminution de la teneur en eau du bois (Tableau 4). Cela est cohérent avec les données sur S0. Cependant, le rapport  $R^*/R^*_o < 1,5$ , est inférieur à celui observé pour S0 ; ce qui peut suggérer également un effet de la température.

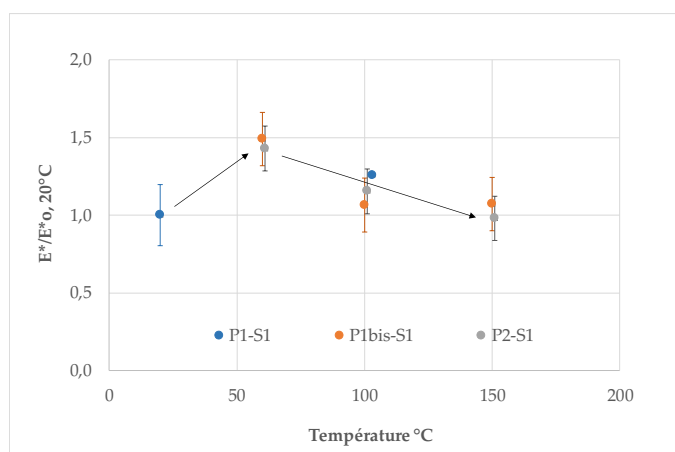
Par ailleurs, la diminution des contraintes observées lorsque la teneur en eau est proche de zéro peut être due à des dégradations des éprouvettes. En effet, des fissures au niveau des éprouvettes ont été observées après étuvage, ainsi qu'une dégradation de la colle. De plus, au-delà de 100°C, des dégradations chimiques peuvent également survenir. En effet, à 150°C, la structure du bois peut subir une dégradation thermique significative (dégradation de la lignine (110-200°C, Rousset 2006)), ce qui peut affecter sa résistance en compression. L'humidité du bois peut également se vaporiser à cette température, créant ainsi des fissures qui peuvent avoir un impact sur les résistances.

Enfin, l'amplitude des variations des contraintes en fonction de la température est plus marquée pour la section S2 que pour la section S1. A 100°C, l'augmentation des résistances est moins marquée pour la section S1, où les résistances sont du même ordre de grandeur que les essais de référence. Ce résultat est cohérent avec les essais préliminaires réalisés au CSTB (Rapport d'essais n° EEM/EA2R 20 26087828) qui avaient montré des résistances à 100°C proches de celles mesurées à 20°C pour des échantillons de dimension équivalente (40x40x80 mm<sup>3</sup>). Les différences entre les échantillons S1 et S2 peuvent donc s'expliquer par des effets d'échelle.

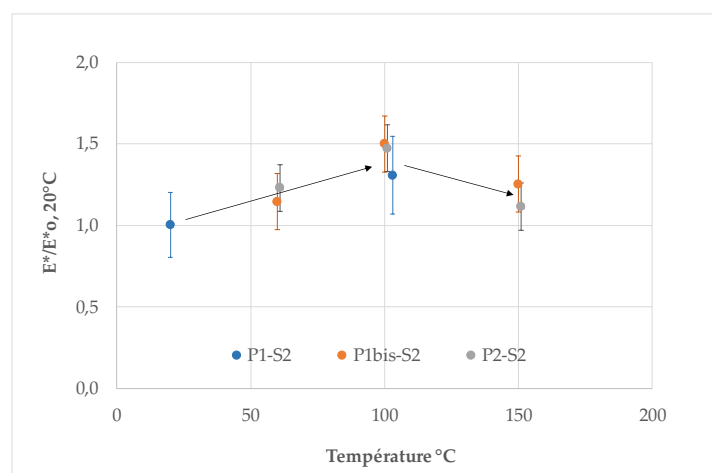
Par ailleurs, pour les différentes températures et pour une même section (S1 et S2), les résultats sont relativement proches entre les différents protocoles. Pour S1, ce résultat peut être expliqué par des pertes de masse relativement équivalentes avec une teneur en eau estimée à 0%, ce qui indique qu'il n'y a probablement pas d'effet des gradients thermiques sur les résultats. Pour la section S2, les résultats diffèrent davantage entre les protocoles P1bis et P2, en particulier à la température de 60°C. Cela peut être lié à des pertes de masse différentes entre les protocoles.

- Modules d'Young

Les Figures 7 et 8 présentent respectivement les valeurs du module de Young du bois lamellé-collé (GL24H) en fonction de la température (20-150°C) pour les sections S1 et S2. Les résultats pour les modules d'Young sont similaires à ceux obtenus pour les résistances en compression (effet de la température, de la teneur en eau et différence entre les sections S1 et S2).



**FIGURE 7.** Module d'Young à différentes températures (20-150°C) et différentes pertes de masse pour S1, pour le bois BLC. Module d'Young E\* normalisé par rapport au module d'Young E\*o à 20°C.



**FIGURE 8.** Module d'Young à différentes températures (20-150°C) et différentes pertes de masse pour S2, pour le bois BLC. Module d'Young  $E^*$  normalisé par rapport au module d'Young  $E^*_o$  à 20°C.

- Conclusions

D'après les résultats obtenus avec les différents protocoles, la température et la teneur en eau ont un effet opposé sur les propriétés mécaniques. La diminution de la teneur en eau entraîne une augmentation des propriétés mécaniques, alors que l'augmentation de la température induit une baisse de ces propriétés. Cela est due à des dégradations des éprouvettes à des températures élevées (fissures, dégradation de la colle), dégradations thermiques (dégradation de la lignine) à 150°C et finalement la taille des échantillons (effet d'échelle).

#### IV. CONCLUSTIONS ET PERSPECTIVES

Ce travail a permis d'évaluer les propriétés mécaniques (résistances et modules d'Young) d'une part en fonction de l'humidité du bois sur du bois clair (i.e. sans défauts) à température ambiante et d'autre part en fonction de la température avec du bois lamellé-collé pour différentes teneurs en eau. Les résultats de cette étude ont montré que l'augmentation de la température et la diminution de la teneur en eau ont un effet opposé sur la résistance et la rigidité du bois (module d'Young).

Par rapport à la problématique du comportement mécanique d'éléments en bois soumis à des incendies et pour les sections non carbonisées, il est nécessaire de préciser les propriétés avec des teneurs en eau plus élevées. Pour ce faire, des essais à différentes teneurs en eau et jusqu'à des températures proches de 100°C seront réalisés sur des échantillons de section S1 (sur lamellé-collé Epicéa, essais similaires réalisés sur les section S0 avec du bois de Sapin). Par ailleurs, des essais sur les sections S1 et S2 et S3 (200x200x400 mm<sup>3</sup>) seront effectués avec des durées croissantes d'étuvage (de 15 min jusqu'à 60min). L'objectif de ces essais est de pouvoir proposer une loi de dépendance des propriétés mécaniques (résistance et module d'Young) en fonction de la température et de la teneur en eau du bois.

Enfin, des essais au feu seront réalisés sur des poutres dans différentes conditions. Ce travail permettra de proposer des pistes sur l'implémentation des propriétés thermo-hygro-mécaniques

dans des modèles de calcul couplés thermo-hygro-mécanique qui pourront être validés avec les essais au feu sur les poutres.

## REFERENCES

Ehrhart, T., Steiger, R., & Frangi, A. (2021). Influence of the moisture content on the compressive strength and modulus of elasticity parallel to the grain of engineered hardwood products (EHP). In R. Görlacher (Ed.), *54th meeting of the International Network on Timber Engineering Research (INTER 2021)* (pp. 299-314). Timber Scientific Publishing. <https://www.dora.lib4ri.ch/empa/islandora/object/empa:27618>

Eurocode 5, Conception et calcul des structures en bois. *NF EN 1995-1-1,2*. (2005)

Figueroa, M., Moraes, P., Maestri, F., (2014). Temperature and moisture content effects on compressive strength parallel to the grain of paricá. *Ambiente Construido, Porto Alegre, Brazil*

Gerhards, C. C., (1982). Effect of moisture content and temperature on the mechanical properties of wood : Analysis of immediate effects. *Wood Fiber 14 (1) : 4-36*

Guitard, D., El Amri, F., (1987a) Modèles prévisionnels de comportement élastique tridimensionnel pour les bois feuillus et les bois résineux. *Annales des sciences forestières, INRA/EDP Sciences, 44 (3), pp.335-358. hal-00882421*

Guitard, D., (1987b). Mécanique du matériau bois et composites. Cépaduès.

Heger, F., Navi, P., (2005). Comportement thermo-hydrromécanique du bois "Applications technologiques et dans les structures". *EPFL Press*

Norme Française, NF X 15-119, Juillet (1999). Mesure de l'humidité de l'air, Générateurs d'air humide à solutions salines pour étalonnage des hygromètres

Rapport d'essais n° EEM/EA2R 20 26087828. *CSTB, Etude de la résistance en compression en fonction de la température du matériau bois – épiceá, (2020), France*

Rousset, P., Turner, I., Donnot, A., Perré, P., (2006). Choix d'un modèle de pyrolyse ménagée du bois à l'échelle de la microparticule en vue de la modélisation macroscopique. *INRA, EDP Sciences, 2006*.

Schaffer, E. L., (1973) : Effect of pyrolytic temperatures on the longitudinal strength of dry Douglas-fir. *J. Test. Eval. 1(4) : 319-329*

Schaffer, E. L., (1977) : State of structural timber fire endurance. *Wood Fiber 9 :145-170*

Tropix, Fiches d'essence Sapin et Epicéa – Tropix 7 - Cirad

White R. H., (1987). Effect of lignin content and extractives on the higher heating value of wood. *Wood and Fiber Science. 19(4) : 446-452*

Wood Handbook, wood as an engineering material, *The Laboratory N°72, Department of Agriculture, (1987), United States*

# Application des composites FRCM naturels dans le renforcement/réhabilitation des structures : état de l'art

Oladikpo Gatien AGOSSOU<sup>1</sup>, Omayma HOMORO<sup>1</sup>, Sofiane AMZIANE<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Université Clermont Auvergne, Clermont Auvergne INP, CNRS, Institut Pascal, F-63000 Clermont-Ferrand, France

**RESUME :** Depuis quelques décennies, la vulnérabilité des ouvrages du domaine de la construction a suscité un besoin d'améliorer la performance mécanique des structures existantes ou nouvelles. Les matériaux composites appelés mortiers renforcés de textiles (TRM), connus sous d'autres noms dans la littérature comme TRC (Textile Reinforced Concrete) ou encore FRCM (Fabric Reinforced Cementitious Matrix), ont été largement étudiés comme une alternative prometteuse aux polymères renforcés de fibres (PRF), pour le renforcement des éléments en béton ou en maçonnerie.

Ces composites à matrice minérale offrent une compatibilité avec les substrats, des coûts réduits et de meilleures performances à haute température, comparativement aux polymères renforcés de fibres. De plus, l'utilisation des fibres naturelles dans les matériaux FRCM a connu un grand essor pour des raisons de bonnes propriétés mécaniques qu'elles présentent, de limitation d'impact environnemental des matériaux de construction.

Ce document présente un bref aperçu des travaux de renforcement avec les FRCM naturels. Il donne un aperçu sur les différents paramètres influençant l'efficacité du FRCM naturel, les différentes techniques du renforcement ainsi que quelques applications dans l'amélioration des performances mécaniques.

**Mots-clefs :** FRCM, renforcement, fibres naturelles, maçonnerie, propriétés mécaniques.

## I. INTRODUCTION

Depuis plusieurs décennies, le vieillissement et la vulnérabilité des ouvrages du génie civil sont une inquiétude particulière pour les ingénieurs et les acteurs de la construction. Dans les régions sismiques, les structures de type maçonnerie ont subi d'importants dommages lors des séismes passés [1, 2, 3]. La question de la réhabilitation et du renforcement des structures existantes a été très importante à cause de leur détérioration, du manque d'entretien ou encore la nécessité de répondre aux exigences de modernisation actuelle. Le développement des matériaux composites ou la conception des systèmes de renforcement efficaces [4, 5, 6], pour répondre aux questions de l'heure et améliorer le comportement structurel des ouvrages, ont suscité un intérêt croissant et d'importants programmes de recherche. Les polymères renforcés de fibres (PRF) ont été longtemps utilisés comme première application externe de renforcement des structures existantes. Des études [7, 8, 9, 10, 11, 12, 13] ont montré que les PRF présentent des propriétés favorables tels que le bon comportement en traction (résistance élevée), résistance à la corrosion, facilité et rapidité d'application. Cependant, certains inconvénients liés à la technique de renforcement FRP, ont été relevés : l'utilisation de résines époxy (coût élevé, impact carbone important, risque pour la santé), la mauvaise compatibilité avec le

substrat (béton et maçonnerie), la mauvaise adhérence sur les surfaces mouillées, le manque de perméabilité à la vapeur et la faible performance à de haute température [14].

Pour pallier les insuffisances susmentionnées de l'usage des PRF, certains auteurs [15, 16, 17] ont proposé l'usage des mortiers (matrice inorganique) qui ont favorisé une liaison efficace entre les fibres de renforcement et la matrice ainsi qu'entre le matériau composite et le substrat, en remplacement de la résine époxy (matrice organique). Cependant, le problème d'adhérence s'est longtemps posé entre les fibres et la matrice minérale, quelle que soit la taille des grains du mortier. Alors la solution aux problèmes d'imprégnation du mortier dans les fibres, était de remplacer les fibres par les textiles. C'est pour donner suite à cela que de nouveaux matériaux à base de textile voient le jour partout dans le monde. Ces nouveaux composites à base de textile ont reçu plusieurs appellations telles que TRC (Textile Reinforced Concrete), TRM (Textile Reinforced Mortar) ou encore FRCM (Fabric Reinforced Cementitious Matrix) etc. L'utilisation croissante des composites FRCM est due à une bonne résistance au feu comparativement aux composites PRF, leurs bonnes performances mécaniques, leur perméabilité, leur réversibilité de l'intervention etc. D'autres études [15, 16, 17] ont également montré que les composites FRCM sont plus compatibles avec les substrats en maçonnerie ou en béton que les composites PRF.

Il faut aussi noter que le comportement mécanique des composites FRCM est significativement différent de celui des composites PRF, à cause de la nature de la matrice. Plusieurs auteurs ont étudié le comportement mécanique des composites FRCM, notamment leurs propriétés en traction et l'adhérence des textiles à la matrice cimentaire, avec identification de plusieurs modes de rupture [18, 19, 20, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27].

En ce qui concerne l'application des FRCM comme matériau de renforcement, les textiles à haute résistance, les plus longtemps utilisés sont le polybenzoxazole (PBO), le carbone, l'acier, le verre, le basalte, l'aramide etc. [28, 29, 30, 31, 32, 33]. L'efficacité des FRCM à tissu synthétique (carbone, verre) ou minéral (basalte) a été largement reconnue pour le renforcement des structures en maçonnerie et en béton [29, 31, 33]. Babaeidarabad et al. [34] ont montré que les FRCM contenant des textiles de carbone ont une efficacité dans le renforcement des murs en maçonnerie. Ces composites FRCM ont permis d'augmenter la rigidité et la pseudo-ductilité des murs en maçonnerie. L'augmentation de la résistance au cisaillement des murs renforcés va de 2,4 à 4,7 fois par rapport aux murs non renforcés. Outre l'augmentation de la résistance au cisaillement observée, les résultats ont montré que les modes de rupture des murs renforcés par les FRCM en carbone sont influencés par le nombre de couches du textile. De plus, les murs renforcés ont une capacité de dissipation d'énergie supérieure à celle des murs non renforcés. D'autres auteurs comme Balsamo et al. [35], ont trouvé des résultats similaires en utilisant des textiles de verre et de basalte. Cependant, l'utilisation de cette technique est limitée par le coût élevé et l'impact environnemental de la production des tissus synthétiques. De plus, en raison de la forte rigidité de ces tissus synthétiques, leur capacité à dissiper l'énergie est limitée. Cependant, au cours de ces dernières décennies, les objectifs de développement durable ont montré un intérêt d'utiliser des fibres végétales (telles que le chanvre, le jute de lin, le sisal, miscanthus etc.) pour le développement des matériaux innovants et de solutions technologiques dans le domaine de la construction. Ce choix de fibres végétales, est justifié par leurs bonnes propriétés mécaniques, leurs réponses aux questions de limitation d'impact environnemental des matériaux de construction. De plus, l'utilisation de des fibres végétales permet de réduire ou d'éliminer certains problèmes liés à la faible recyclabilité et à la consommation d'énergie lors de la production des fibres de verre et de carbone utilisés dans les composites conventionnels [36, 37, 38]. L'utilisation des fibres végétales comme renfort dans les composites FRCM a montré une bonne adhérence entre les fibres et la matrice

minérale [39, 40]. Cependant, une variabilité des résultats a été observée et a été expliquée par la nature des fibres et de faibles valeurs de rigidité [39].

Afin de vérifier l'efficacité structurelle des composites FRCM naturels, plusieurs études [41, 42, 43, 44] ont traité leurs applications dans le renforcement des éléments structuraux tels que la maçonnerie (brique, pierre, etc.), le béton (poutres, poteaux, murs en béton etc.). Il faut aussi noter que la vulnérabilité des structures en maçonnerie est accentuée lorsqu'elles subissent des charges excentriques, des charges sismiques et hors plan. Des campagnes expérimentales ont également été réalisées pour étudier le comportement structural des éléments en maçonnerie [41, 42, 43, 44, 45, 46, 47, 48,]. En référence du comportement en cisaillement, plusieurs études [43, 44, 47, 48] ont été menées sur des structures en maçonnerie soumises à des essais de compression diagonale. À titre d'exemple, Olivito et al. [44] ont porté leur étude sur le renforcement des panneaux de briques de terre cuite sous charges excentrées en utilisant des composites FRCM naturels. Les résultats de ces différentes campagnes expérimentales, ont montré une grande efficacité des systèmes composites FRCM dans l'amélioration du comportement au cisaillement des éléments de maçonnerie. De plus, une augmentation de la ductilité des éléments renforcés sous chargement dans le plan, a été également prouvée [46]. Cet article présente un état de l'art des travaux de renforcement des éléments de structures par les composites FRCM naturel, en s'appuyant sur des applications concrètes. Il fournit également un examen critique des études antérieures afin d'identifier les insuffisances et les verrous dans la littérature pouvant faire objets d'études futures. Cette section introductive est suivie de la description du comportement mécanique (comportement à la traction et l'adhérence matrice-textile) des composites FRCM naturel. Un aperçu des différentes applications de renforcement (en cisaillement, flexion ou confinement) sera présenté suivi des différents modes de défaillances relevés.

## II. Composites FRCM naturels

### A. Matériaux

De nos jours, l'intérêt croissant d'utiliser les composites FRCM naturels comme matériau de renforcement et de réhabilitation pour les structures en maçonnerie ou en béton repose essentiellement sur le rapport résistance-poids élevé, le caractère invasif minimal, la bonne résistance à des températures élevées, la possibilité de pose sur des surfaces irrégulières ou avec une humidité élevée, la perméabilité à la vapeur, l'application facile et sûre pour les travailleurs, la compatibilité chimique et mécanique avec divers substrats de maçonnerie et la réversibilité de l'intervention, etc. [49, 50, 51].

Les composites FRCM naturels sont généralement des matériaux constitués de textiles (1D ou 2D en grille sergé, tricoté, voire fils torsadés...) issus des fibres végétales (fibres de lin, fibres de chanvre, fibres de sisal, fibres de jute etc.) ou minérales (basalte), noyés dans une matrice inorganique tels que la matrice à base de ciment Portland ou de la chaux hydraulique [46] etc. Des études [40, 41] ont montré que la matrice minérale (liants sulfo-alumineux, liants phosphatiques, chaux hydraulique, etc.) ne permet pas d'obtenir les mêmes propriétés adhésives qu'une matrice organique (résine époxy), et créant ainsi, un mécanisme d'adhérence entre le textile et la matrice différent de l'observation fait dans le cas des PRF [15]. La matrice minérale ne permet pas une bonne pénétration et imprégnation des filaments du fil en raison de la grande taille des particules de la matrice en comparaison avec l'espacement entre les filaments. La liaison à l'interface textile-matrice gouverne le comportement mécanique du composite, parce qu'elle est responsable du transfert de charge entre les filaments à l'intérieur d'un fil et entre le fil et la matrice. L'imprégnation des tissus par des matrices polymères



(résine époxy) ou par des charges minérales a été proposée afin d'améliorer les propriétés d'adhérences, et ainsi augmenter les performances mécaniques du composite FRCM naturel [28, 52].

### B. Comportement en traction des FRCM naturels

Le comportement à la traction des composites FRCM a été largement étudié par plusieurs auteurs. En effet, les composites FRCM sont généralement utilisés pour renforcer les zones de faible traction des éléments de structure en maçonnerie. Par conséquent, le comportement en traction des systèmes FRCM a été étudié par un certain nombre d'auteurs [19, 53, 54, 55, 56, 57, 58, 59]. Les essais de traction sur les éprouvettes FRCM, ont permis de déterminer les propriétés mécaniques à savoir la contrainte et la déformation ultimes ainsi que le module d'élasticité. La réponse typique décrivant le comportement mécanique à la traction des composites FRCM est représentée par la forme trilineaire idéalisée de la figure 1 où  $E_1$ ,  $E_2$  et  $E_3$  sont respectivement les modules d'élasticité dans les phases I, IIa et IIb, [19, 60, 61]. La phase I non fissurée, caractérisée par un comportement linéaire, définit les propriétés mécaniques de la matrice. L'apparition de la première fissure dans la matrice à partir de la première chute de l'effort, est observée lorsque la capacité portante de la matrice est atteinte, et une chute brutale de la charge suivie de multiples fissures qui représentent la phase IIa. L'ouverture, le nombre et l'espacement des fissures, dépendent principalement des paramètres tels que la géométrie du textile (taille des mailles, les caractérisations du tissage), de la matrice, des conditions de cure. L'adhérence entre le textile et matrice ainsi que la quantité des fibres définissent également l'étendue de la phase IIa [62]. D'autres études sur les FRCM textile de lin, ont montré que l'augmentation du nombre de couches du textile, diminue les largeurs maximales de fissures [45, 59]. La phase IIb est définie comme la zone où les fibres renforts ne sont pas capables de transmettre les efforts à la matrice, comme observé dans la deuxième zone. Elle présente une pente (module d'élasticité) inférieure à celle de la phase I. Le composite est complètement fissuré et son comportement est régi par les propriétés mécaniques du textile. La rigidité de cette phase est assimilable à celle du textile. Les fissures critiques s'élargissent jusqu'à la rupture, suivi d'une défaillance brutale due à la rupture des fibres du textile. Plusieurs modes de défaillance peuvent être observés : (i) rupture de fibres près des plaques métalliques (ii) rupture de fibres au niveau de la partie libre (i.e. la pièce non serrée au niveau des angles), (iii) glissement et délaminage des fibres sans rupture [62, 63]. Les performances mécaniques du composite FRCM naturel sont fortement affectées par le taux du renfort, les caractéristiques du textile et les performances d'adhérence à l'interface fibre/mortier [58, 59, 63]. Le tableau 1 permet d'avoir une idée sur les ordres de grandeurs des propriétés mécaniques des FRCM naturels.

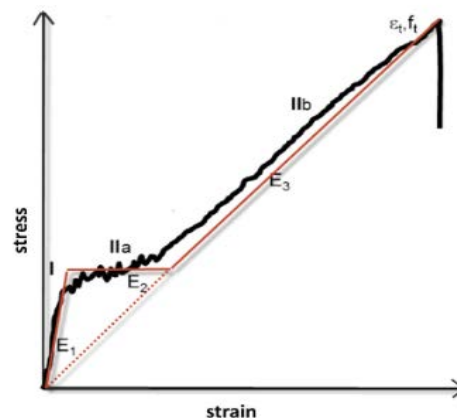


Figure 1 : Comportement en traction d'un composite FRCM

**Tableau 1: Campagnes expérimentales sur les propriétés mécaniques des FRCM (fibres végétales/synthétiques)**

Références	Epaisseur (mm)/nombres de couche	Matrice		Textile		Contrainte maximale (MPa)	Déformation maximale (%)	
		type	Résistance en compression (MPa)	Résistance en flexion (MPa)	Type			Résistance en traction (MPa)
Olivito et al. [56]	NFRC-F-5/1	NLG (chaux hydraulique)	14.62	4.87	Lin	318.05	3.83	13.86
	NFRC-F-8/1	NLG (chaux hydraulique)					2.22	11.84
	NFRC-S-5/1	NLG (chaux hydraulique)			Sisal	225.85	3.87	7.5
	NFRC-S-8/1	NLG (chaux hydraulique)					2.37	8.04
Ferrare et al. [18]	TRM-10/1	Chaux hydraulique	9.5	4.2	Lin	331/ 266 (textile imprégné)	1.5	3.1
	TRM-10/1-imp	Chaux hydraulique					2.9	4.8
	TRM-10/2	Chaux hydraulique					4,6	6.3
	TRM-10/2-imp	Chaux hydraulique					4,4	5.1

### C. Adhérence entre le composite FRCM naturel et le substrat

Dans un système de renforcement, la liaison entre les différents éléments assemblés, joue un rôle indispensable pour l'attente des objectifs fixés. En effet, l'adhérence entre la matrice et le textile d'une part, et le composite FRCM naturel et le substrat d'autre part, est d'une grande importance et ainsi permettant une efficacité du renforcement mise en place. L'adhérence entre textile-matrice et composite FRCM et substrat, a été largement étudié par les auteurs au moyen des essais de cisaillement (essai pull-out) [25, 59]. Il suffit juste d'une mauvaise adhérence entre le composite FRCM naturel et le substrat, pour engendrer un décollement, qui à son tour, conduit à des défaillances. Ces défaillances limitent la sollicitation du composites FRCM naturel, surtout l'activation du textile naturel [51]. De ce fait pour une bonne adhérence entre le composite FRCM naturel et le substrat, les modes de défaillance qu'on pourra observer sont : glissement ou rupture du textile à travers la matrice et le décollement d'une partie du substrat ou de la matrice avec le composite FRCM naturel [45, 46]. Pour aller plus loin, on peut identifier six modes de défaillance (figure 2) [25, 45, 59]. Ces défaillances sont observées, dans la plupart des études, par l'étude des paramètres tels que : la quantité du textile, l'effet de longueur collée, effet de la largeur collée et aussi l'effet de la préparation de la surface du substrat [21, 23, 24, 32, 33, 39, 41, 44, 45, 46, 47, 48,].

Trichoutsou et al. [59], ont étudié l'effet du nombre de couches du textile sur l'adhérence entre le FRCM (chaux hydraulique comme matrice) et le substrat (mur en maçonnerie de brique d'argile), avec deux différentes géométries de textile de lin. Les résultats ont montré que l'augmentation du nombre de couches peut, ou ne pas, modifier le mode défaillance. La mauvaise imprégnation des fils dans la matrice peut empêcher le transfert efficace des forces des fils à la matrice. De ce fait une déformation/glissement important du textile, peut-être dû à un délaminage important, suivi de la rupture de filaments simples ou de la rupture de fils individuels (mode de défaillance D, E1 et E2).

Cependant, l’augmentation du nombre de couches de textile a entraîné une augmentation non proportionnelle de la contrainte maximale de cisaillement (figure 2). Cette augmentation non proportionnelle de la capacité de charge est attribuée à la meilleure répartition des contraintes au sein du composite en raison de la répartition plus uniforme des fils dans la matrice. De plus, un changement dans le mode de défaillance du glissement des fibres à travers la matrice au décollage des couches de FRCM naturels avec une partie du substrat a été observé (mode de rupture A). Ces mêmes observations ont été faites dans les études de [65, 66], où les fibres synthétiques ont été utilisées

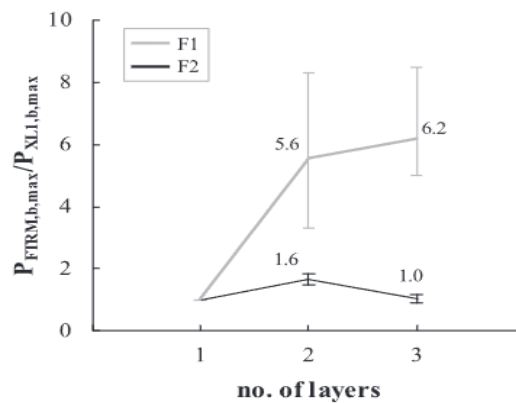


Figure 2: Effet du nombre de couches du textile sur la capacité de charge [59]

La longueur de liaison a été un paramètre étudié dans la plupart des études. Il faut noter qu’il est important d’identifier la longueur d’ancrage suffisante de l’enveloppe pour un meilleur transfert des charges de traction du substrat de maçonnerie ou du béton au FRCM naturel afin d’éviter les différents modes de défaillance prématurée [25, 41, 59, 65, 66, 67]. La capacité de liaison du système est liée à la longueur de liaison entre le substrat et le composite FRCM naturel. Les résultats de ces études ont révélé que la capacité d’adhérence augmente de manière non linéaire avec l’augmentation de la longueur de liaison et tend à se stabiliser pour une longueur donnée dite “longueur de liaison effective” (figure 5). Dans une récente étude de [59], les résultats ont montré que la longueur de liaison effective des systèmes FRCM textile de lin/substrat testés est comprise entre 150 et 210 (figure 3) mm et la défaillance observée est dominée par la rupture des fibres.

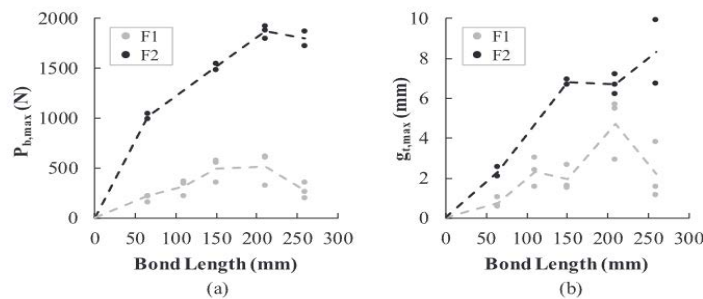


Figure 3: Effet de la longueur de liaison sur (a) la charge maximale et (b) le glissement à la charge maximale de cisaillement [59]

L'effet de largeur de liaison a également fait objet d'études dans la littérature [45, 59, 67, 68, 69]. Ces travaux ont montré que l'augmentation de la largeur de liaison conduit à une augmentation linéaire de capacité axiale, mais ne produit aucun effet sur la modification du mode de défaillance.

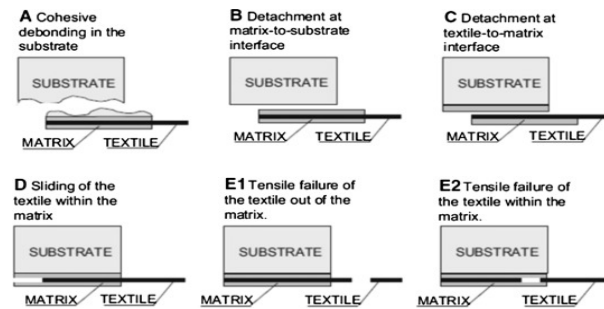


Figure 4: Différents modes de défaillances des FRCM-substrat [25]

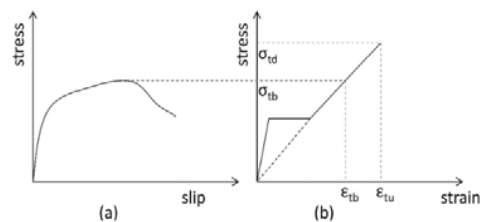


Figure 5: Définition de la liaison maximale a) contrainte et b) déformation du FRCM [64]

### III. Renforcement des éléments de structures par les composites FRCM naturels

L'utilisation des composites FRCM a montré leur efficacité dans le renforcement de la maçonnerie ou du béton tels que : poteaux soumis à des charges verticales [70, 71, 72, 73], murs sous charges dans le plan [74, 75, 76, 77, 78], murs sous chargement hors plan [79, 80, 81, 82], voûtes et arcs [83, 84, 85, 86, 87, 88, 89], des panneaux sandwichs [83]. La procédure de renforcement des éléments de structure (maçonnerie ou béton) par les composites FRCM naturels peut être résumée aux étapes suivantes : 1°) préparation de la surface du substrat ; 2°) application d'une première couche de la matrice à la surface du substrat humidifiée ; 3°) pose du textile (cette opération est répétée jusqu'à ce que toutes les couches textiles aient été bien imprégnées de la matrice) ; et 4°) application d'une dernière couche de la matrice sur le dessus de la couche textile finale.

#### A. Renforcement en compression

Les murs porteurs de la structure de maçonnerie sont conçus pour supporter à la fois des charges verticales et latérales. Il faut noter que la maçonnerie présente un comportement complexe et est influencée par divers paramètres tels que les caractéristiques mécaniques et géométriques des composants et la liaison entre les composants et le mortier. De nos jours, le renforcement de ces éléments structurels (maçonnerie/béton) à l'aide des composites FRCM naturels est un sujet innovant. Des études ont montré que le confinement des maçonneries à l'aide des composites FRCM a un effet double : une augmentation de la capacité de charge axiale, et une amélioration de la capacité de déformation axiale (résistance ultime) [70, 71, 72, 73]. Khaleel et al. [90] ont utilisé un composite FRCM textile de jute pour renforcer des prisme de maçonnerie brique de la manière suivante (figure 6) : une couche de mortier de 2 mm d'épaisseur a été appliquée sur les quatre côtés du prisme, ensuite, le textile de jute a été appliqué de sorte que le mortier passe à travers les mailles du textile, une fois que

le textile est correctement enroulé, une autre couche de mortier d'environ 2 mm est appliquée à la surface de la fibre pour la recouvrir complètement. Les résultats ont montré qu'il y a une augmentation de la résistance à la compression. Différents modes de défaillances ont été observées tels que la fissuration longitudinale de la maçonnerie ou encore le détachement de la couche externe de la matrice FRCM (figure 7). Le tableau 2 montre quelques précédents travaux sur le renforcement en confinement des maçonneries avec des FRCM à fibres végétales et synthétiques. L'analyse de ces résultats montre que l'efficacité du renforcement dépend de plusieurs paramètres tels que les propriétés du textile, la capacité portante de la matrice etc. cette technique de renforcement nécessite plus de recherche pour mieux appréhender les phénomènes mécaniques qui s'y produisent.

**Tableau 2: Campagne expérimentale sur le renforcement en confinement des murs en maçonnerie**

Références	Désignation	Type de maçonnerie		Type de TRM/FRCM			Résistance en compression	
		Briques	Mortier	Textile	Matrice	Epaisseur (mm)	Valeur (MPa)	Taux d'augmentation (%)
	URM	Argile	Ciment Portland+ sable	-	-	-	2.31	-
Khaleel et al. [90]	FRCM F1	Argile	Ciment Portland+ sable	Jute	Ciment portland+ sable	4	2.46	6.49
	FRCM F2	Argile	Ciment Portland+ sable	Jute	Ciment portland+ sable	4	2.65	14.72
Fossetti et al. [71]	M1_U	Argile	Chaux hydraulique	-	-	-	4.68	-
	M3_U	Argile	Ciment Portland	-	-	-	9.42	-
	M1_BF	Argile	Chaux hydraulique	Basalte	Chaux hydraulique	10	8.14	73.93
	M1_SW	Argile	Chaux hydraulique	Fils d'acier	Chaux hydraulique	10	6,2	32.48
	M3_BF	Argile	Ciment Portland	Basalte	Ciment Portland	10	10.74	14.01
	M3_SW	Argile	Ciment Portland	Fils d'acier	Ciment Portland	10	11.07	17.52
Aiello et al. [91]	UCS	Argile	Ciment Portland				5.19	-
	C-C-P-1L	Argile	Ciment Portland	PBO	Ciment Portland	6	10.59	104.05
	C-C-P-2L	Argile	Ciment Portland	PBO	Ciment Portland	9	13.6	162.04
	C-C-P-3L	Argile	Ciment Portland	PBO	Ciment Portland	12	15.23	193.45



Figure 6 : Application de FRCM en confinement [90]



Figure 7 : Modes de rupture [90]

### B. Renforcement en cisaillement

Les éléments de maçonnerie présentent généralement de faibles capacités de cisaillement suite à des actions sismiques parallèles aux murs ou encore au glissement. Initialement les murs en maçonnerie sont conçus pour supporter des charges verticales mais des efforts hors plan comme les charges du vent ou sismiques s'introduisent et génèrent des forces de cisaillement. Ces actions laissent ces murs en maçonnerie dans un état de vulnérabilité, nécessitant la prise en compte de la résistance au cisaillement et à la traction lors de la construction. En effet, la maçonnerie est initialement rigide mais une fois le pic de déformation atteint, une rupture de manière fragile est enregistrée. D'une part, cette rupture fragile peut être expliquée par l'impossibilité de la redistribution des contraintes maximales dans la maçonnerie. D'autre part, les défaillances locales se transforment très rapidement en défaillances globales de la structure [92]. Pour pallier cette fragilité de la maçonnerie, de nombreuses techniques de renforcement telles que les FRCM ont été développées au cours de ces dernières décennies pour réparer ou prévenir les dommages dus aux efforts de cisaillement, y compris des recommandations pour la fabrication de matrices cimentaires renforcées de tissu [46, 59, 35, 87, 93]. La nécessité de renforcer ces murs dans le plan à l'aide des composites FRCM à base de fibres végétales, cadre bien avec les objectifs de développement durable et la promotion des écomatériaux. Le renforcement peut être assuré par l'application des couches de FRCM sur l'un ou les deux côtés du mur compte tenu de la sollicitation du mur ou de la possibilité de l'intervention. Des essais de compression diagonale (figure 8) ont été longtemps utilisés pour évaluer la capacité de cisaillement des murs [67, , 94]. Les travaux sur le comportement en cisaillement des murs ont porté sur l'effet des composites FRCM sur la résistance au cisaillement ainsi que des différents modes de ruptures observés. Ferrara et al. [45] ont proposé une étude expérimentale de la résistance au cisaillement des murs de maçonnerie renforcés à l'extérieur à l'aide de systèmes composites FRCM de lin. Les résultats ont montré que l'application du système FRCM améliore significativement la réponse mécanique des murs de maçonnerie en briques d'argile testés sous compression diagonale, en augmentant leur capacité de cisaillement de 118% dans le cas du système caractérisé par une couche du textile de lin (SW-1L), et de 136% dans le cas du système caractérisé par deux couches de textile de lin superposées (SW-2L). L'augmentation de la capacité de cisaillement est non linéaire avec l'augmentation du nombre de couches du textile, comme l'ont soulevé d'autres auteurs [59, 95, 96]. Pour une analyse plus profonde des différentes informations, le facteur de ductilité, est calculé comme le rapport de la déformation ultime, sur la déformation élastique. Malgré le nombre de couche doublé, ce facteur n'a pas eu une augmentation (figure 9). Comme dans plusieurs études de composites fibreux, le textile n'a pas eu d'impact significatif sur la phase élastique, principalement gouvernée par les propriétés de la matrice. On peut tout de même observer l'impact du textile qui était significatif lorsque des valeurs plus élevées des déformations étaient obtenues dans la phase post-pic avec la matrice totalement déjà

fissurée. Beaucoup plus loin dans l'analyse de l'influence du nombre de couche du textile, on parlera de l'énergie de dissipation. Comme on peut s'attendre, les murs non renforcés ont présenté une capacité de dissipation d'énergie quasi-nulle avec un facteur de ductilité égal à 1 tandis que les murs renforcés avec deux couches de textile ont plus du double de la capacité de dissipation d'énergie, des murs renforcés avec une seule couche de textile (figure 9). Cela se rapporte à la capacité de déformation plus grande des doubles couches de textile par rapport à une seule couche. Plus le facteur de ductilité est grand, plus grande est la déformation du composite et ainsi une plus grande capacité de dissipation d'énergie est attendue.

De même Menna et al. [46] ont mis en place un système FRCM innovant utilisant des textiles de chanvre imprégnés de résine époxy. La pré-imprégnation du textile de chanvre torsadés dans une résine époxy flexible a permis une meilleure exploitation des propriétés mécaniques notamment les propriétés en traction du textile d'autant l'efficacité du renforcement dépend principalement des propriétés du textile végétal. Les résultats (essais de compression diagonale) de ces études sur le renforcement des murs en maçonnerie par le composite FRCM innovant à base du textile de chanvre ont révélé des propriétés mécaniques améliorées pour les systèmes renforcés. La résistance au cisaillement a été augmentée d'un facteur d'environ deux à trois dans le cas des murs en maçonnerie de tuf, et d'un facteur d'environ cinq dans le cas des murs en maçonnerie de terre cuite, démontrant le comportement ductile des éprouvettes renforcées (tableau 3). L'épaisseur et la nature de la matrice exercent une influence significative sur la capacité portante des systèmes renforcés, bien que les propriétés du textile régissent le comportement mécanique et l'efficacité du renforcement. Plus loin, les systèmes de renforcement ont permis d'observer de grandes déformations en cisaillement des systèmes renforcés comparativement au système non renforcé. L'analyse des facteurs de ductilité montre que les murs renforcés ont un comportement ductile tandis que les murs non renforcés ont un comportement quasi-linéaire jusqu'à la rupture avec un facteur de ductilité plus faible (tableau 3). Le facteur de ductilité élevé des composites renforcés par le FRCM à textile de chanvre, traduit une augmentation de la capacité de dissipation d'énergie des systèmes de maçonnerie. Cette étude confirme une fois de plus la possibilité voire l'efficacité des FRCM naturels pour le renforcement des structures.

Comparant les études avec les fibres végétales aux études avec les fibres synthétiques, Babaeidarabad et al. [97] ont obtenu des résultats similaires en utilisant les fibres de carbone (figure 9). Idéalement on peut s'attendre à une augmentation continue des propriétés mécaniques des systèmes renforcés avec une augmentation du nombre de couche du FRCM mais tel n'est pas le cas. L'influence du nombre de couche présente des verrous scientifiques à lever pour une meilleure compréhension du fonctionnement du système. Au regard des résultats présentés sur la figure, on peut aussi remarquer que les fibres végétales permettent une plus grande déformation (augmentation de capacité de dissipation d'énergie) des panneaux comparativement aux fibres synthétiques. Le facteur de ductilité des systèmes renforcés diminue avec l'augmentation du nombre de couche de FRCM, ce qui indique qu'il y a une diminution de l'exploitation des fibres [98]. La plupart des études ont montré que l'utilisation des FRCM naturels présente de nombreux bénéfices tant sur le plan environnemental que mécanique par rapport aux FRCM avec fibres synthétiques (carbone, verre, etc.) mais des verrous scientifiques restent à lever pour permettre l'utilisation à grande échelle.

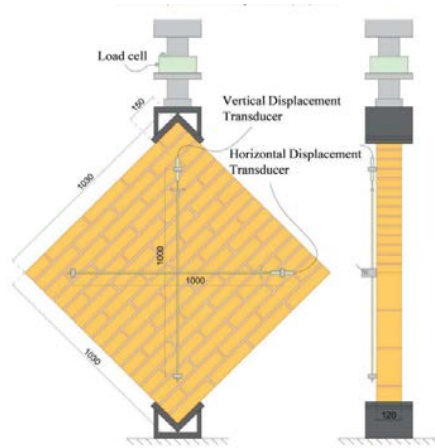


Figure 8 : Essai de compression diagonale [31]

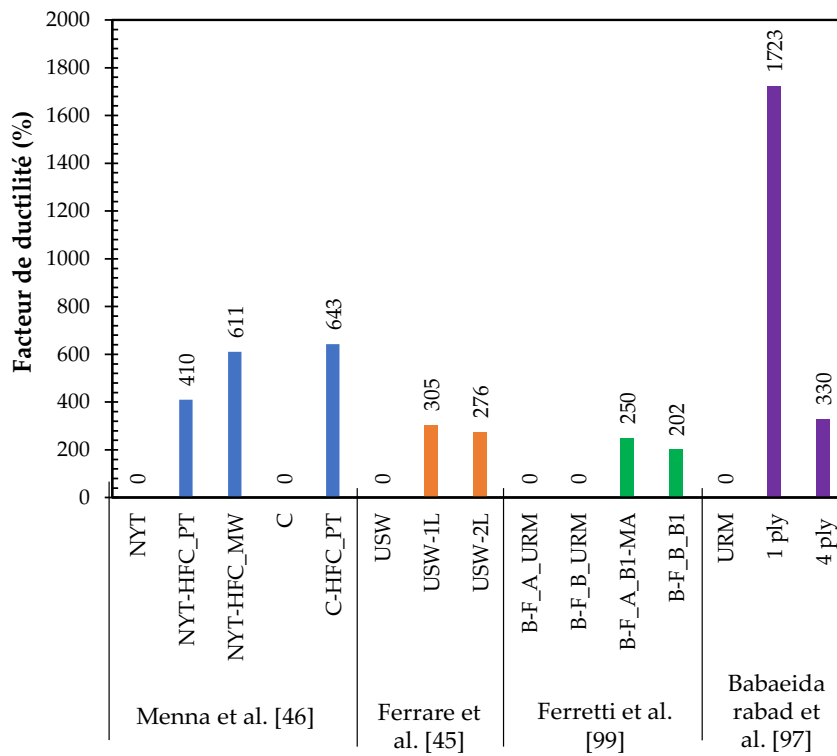
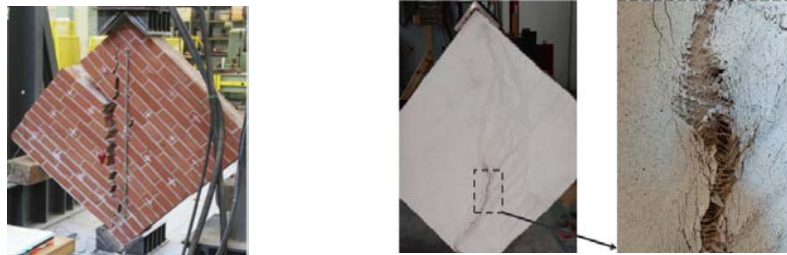


Figure 9 : Effet du renforcement par les FRCM sur le facteur de ductilité des murs en maçonnerie



Tableau 3: Campagne expérimentale sur le renforcement des murs en maçonnerie

Références	Désignation	Briques	Mortier	Type de maçonnerie		Type de TRM/FRCM		Résistance en cisaillement			Facteur de ductilité	
				Résistance à la compression (MPa)	P + LNH	Textile	Matrice	Epaisseur (mm)	Moyenne (MPa)	Taux d'augmentation (%)	Moyenne	Taux d'augmentation (%)
Menna et al. [46]	NYT-P	NYT		P + LNH	-	-	-	0,267	-	-	1	-
	NYT-HFC_PT	NYT		Pouzzolane+ LNH	Chanvre	Pouzzolane	15	0,497	86,14	5,1	410	
	NYT-HFC_MW	NYT		Pouzzolane+ LNH	Chanvre	LNH	40	0,752	181,65	7,11	611	
Ferrare et al. [45]	C-P	Argile		Pouzzolane+ LNH	-	-	-	0,141	-	-	1	-
	C-HFC_PT	Argile		Pouzzolane+ LNH	Chanvre	Pouzzolane	15	0,749	431,21	7,43	643	
	C-HFC_MW	Argile		Pouzzolane+ LNH	Chanvre	LNH	40	0,763	441,13	32,19	3119	
Ferretti et al. [99]	USW	Argile		LNH	-	-	-	0,38	-	-	1	-
	SW-1L	Argile		LNH	Lin	LNH	5	0,85	123,68	4,05	305	
	SW-2L	Argile		LNH	Lin	LNH	8	0,88	131,58	3,76	276	
	B-F_A_URM	argile		LNH1	-	-	-	0,79	-	-	1	-
Babaedarabadi et al. [97]	B-F_B_URM	argile		LNH2	-	-	-	0,64	-	-	1	-
	B-F_A_BI-MA	argile		LNH1	Basalte	LNH3	6	1,16	46,84	3,5	250	
	B-F_B_BI	Argile		LNH2	Basalte	LNH4	6	0,96	50,00	3,02	202	
Babaedarabadi et al. [97]	URM	argile		ciment	-	-	-	0,6	-	-	1	-
	1 ply	argile		ciment	carbone	ciment	10	1,32	120,00	18,23	1723	
	4 ply	argile		ciment	carbone	ciment	10	2,86	376,67	4,3	330	



a) Maçonnerie non renforcée [99]

b) Maçonnerie renforcée [45]

**Figure 9 :** Mode de rupture des maçonneries sous charge de compression diagonale

### *C. Renforcement en flexion des panneaux sandwichs*

Les panneaux sandwich représentent une solution légère avec des propriétés d'isolation supplémentaires par rapport aux solutions traditionnelles utilisées pour l'isolation des bâtiments. Ces panneaux sont utilisés comme des éléments de façade, des murs intérieurs ou extérieurs. Ils peuvent être aussi utilisés comme des éléments structurels ou non. Au cours de ces dernières décennies, l'utilisation des composites FRCM comme système de renforcement a connu un essor, afin d'obtenir une meilleure efficacité contre les contraintes de traction et de cisaillement, et d'élargir l'utilisation de ces panneaux dans le secteur de la construction [100, 101, 102]. Mercedes et al. [100], ont récemment mené une étude sur le renforcement des panneaux sandwichs (figure 12) par des composites FRCM de différents tissus végétaux (chanvre et sisal) comme peaux du sandwich et un noyau de polystyrène extrudé. Les deux peaux composites ont été connectées à différents types de connecteurs, y compris ceux d'origine végétale (figure 10). Les résultats de leurs travaux ont montré que le panneau sandwich avec du composite FRCM textile de chanvre présente une plus grande résistance à la flexion, sans atteindre les ruptures du tissu mais dans les panneaux avec FRCM textile de sisal et de verre, les tissus atteignent la rupture. Une meilleure répartition des fissures a été observée dans le cas des FRCM textile de chanvre comparativement au FRCM textile de sisal. Cette défaillance est associée aux caractéristiques du textile comme l'ont montré d'autres auteurs [31, 51]. Des ruptures en cisaillement ont été également observées malgré l'utilisation des connecteurs.



Figure 10: Connecteurs [100]

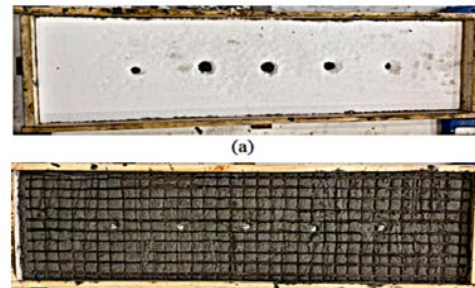


Figure 11: Panneaux sandwichs avec système de connecteurs [100]



Figure 12 : Modes de ruptures des panneaux sandwichs [100]

### III. CONCLUSION

L'application des composites FRCM naturels dans le domaine du renforcement et de la réhabilitation des structures existantes ou nouvelles a fait l'objet d'un bref examen dans le présent document. Cette analyse est portée sur le comportement mécanique des composites FRCM naturels, le phénomène d'adhérence du FRCM et sa liaison avec le substrat ainsi quelques différents modes de renforcement (la flexion, le cisaillement, confinement). Les paramètres clés qui affectent l'efficacité des systèmes de renforcement ont été décrits pour une meilleure optimisation dans les travaux futurs.

Pour toutes les études examinées dans ce manuscrit, le renforcement des éléments de structures (maçonnerie, ou panneaux sandwich), par les composites FRCM naturels a montré des résultats probants. Cette technique de renforcement est conclue comme étant efficace pour augmenter la capacité mécanique (résistance en flexion, en cisaillement ou en compression), la rigidité des structures existantes ou nouvelles (béton ou maçonnerie etc.) et par conséquent, leurs performances sous des charges de service. D'autre part, plusieurs modes de défaillances, assez complexes ont été relevés et sont principalement liés à l'adhérence du FRCM naturel au substrat ainsi que les propriétés de la matrice, du textile (fibres végétales) et du substrat (béton et maçonnerie). Bien que plusieurs travaux aient déjà abordé cette thématique, les sujets sur la durabilité et l'effet des températures élevées méritent certainement des recherches approfondies. Il faut noter que les études menées jusqu'à présent sur les applications réelles des FRCM naturels (fibres végétales) comprennent des données assez limitées pour permettre l'élaboration d'une ligne directrice de conception et de recommandations afin de normaliser leur utilisation dans le domaine de la construction.

## REFERENCES

- [1]. Ceci, A. M., Contento, A., Fanale, L., Galeota, D., Gattulli, V., Lepidi, M., & Potenza, F. (2010). Structural performance of the historic and modern buildings of the University of L'Aquila during the seismic events of April 2009. *Engineering Structures*, 32(7), 1899-1924.
- [2]. Indirli, M., S. Kouris, L. A., Formisano, A., Borg, R. P., & Mazzolani, F. M. (2013). Seismic damage assessment of unreinforced masonry structures after the Abruzzo 2009 earthquake: The case study of the historical centers of L'Aquila and Castelvecchio Subequo. *International Journal of Architectural Heritage*, 7(5), 536-578.
- [3]. Penna, A., Morandi, P., Rota, M., Manzini, C. F., Da Porto, F., & Magenes, G. (2014). Performance of masonry buildings during the Emilia 2012 earthquake. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 12(5), 2255-2273.
- [4]. Lagomarsino, S. (2006). Vulnerability assessment of historical buildings. *Assessing and Managing Earthquake Risk: Geo-scientific and Engineering Knowledge for Earthquake Risk Mitigation: developments, tools, techniques*, 135-158.
- [5]. Rota, M., Penna, A., & Strobbia, C. L. (2008). Processing Italian damage data to derive typological fragility curves. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28(10-11), 933-947.
- [6]. Ferretti, F., Ferracuti, B., Mazzotti, C., & Savoia, M. (2019). Destructive and minor destructive tests on masonry buildings: Experimental results and comparison between shear failure criteria. *Construction and Building Materials*, 199, 12-29.
- [7]. TRIANTAFILLOU, Thanasis C. Strengthening of masonry structures using epoxy-bonded FRP laminates. *Journal of composites for construction*, 1998, vol. 2, no 2, p. 96-104.
- [8]. ASCIONE, Luigi, FEO, Luciano, et FRATERNALI, Fernando. Load carrying capacity of 2D FRP/strengthened masonry structures. *Composites Part B: Engineering*, 2005, vol. 36, no 8, p. 619-626.
- [9]. VALLUZZI, Maria Rosa, TINAZZI, D., et MODENA, Claudio. Shear behavior of masonry panels strengthened by FRP laminates. *Construction and Building materials*, 2002, vol. 16, no 7, p. 409-416.
- [10]. MARCARI, Giancarlo, MANFREDI, Gaetano, PROTA, Andrea, et al. In-plane shear performance of masonry panels strengthened with FRP. *Composites Part B: Engineering*, 2007, vol. 38, no 7-8, p. 887-901.
- [11]. PROTA, Andrea, MANFREDI, Gaetano, et NARDONE, Fabio. Assessment of design formulas for in-plane FRP strengthening of masonry walls. *Journal of Composites for Construction*, 2008, vol. 12, no 6, p. 643-649.
- [12]. HOLLAWAY, L. C. A review of the present and future utilisation of FRP composites in the civil infrastructure with reference to their important in-service properties. *Construction and building materials*, 2010, vol. 24, no 12, p. 2419-2445.
- [13]. CAPORALE, Andrea, FEO, L., LUCIANO, Raimondo, et al. Numerical collapse load of multi-span masonry arch structures with FRP reinforcement. *Composites Part B: Engineering*, 2013, vol. 54, p. 71-84.
- [14]. HOLLAWAY, L. C. et CADEL, J. Progress in the technique of upgrading metallic structures with advanced polymer composites. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 2002, vol. 4, no 2, p. 131 à 148.
- [15]. Papanicolaou, C. G., Triantafillou, T. C., Papathanasiou, M., & Karlos, K. (2008). Textile reinforced mortar (TRM) versus FRP as strengthening material of URM walls: out-of-plane cyclic loading. *Materials and structures*, 41(1), 143-157.
- [16]. Papanicolaou, C. G., Triantafillou, T. C., Kyriakos, K., & Papathanasiou, M. (2007). Textile-reinforced mortar versus FRP as strengthening material of URM walls: In-plane cyclic loading. *Materials and structures*, 40, 1081-1097.
- [17]. Papanicolaou, C., Triantafillou, T., & Lekka, M. (2011). Externally bonded grids as strengthening and seismic retrofitting materials of masonry panels. *Construction and Building Materials*, 25(2), 504-514.
- [18]. Ferrare, G., Pepe, M., Martinelli, E., & Tolêdo Filho, R. D. (2021). Tensile behavior of flax textile reinforced lime-mortar: Influence of reinforcement amount and textile impregnation. *Cement and Concrete Composites*, 119, 103984.
- [19]. Trochoutsou, N., Di Benedetti, M., Pilakoutas, K., & Guadagnini, M. (2021). Mechanical characterisation of flax and jute textile-reinforced mortars. *Construction and Building Materials*, 271, 121564.
- [20]. De Santis, S., Carozzi, F. G., de Felice, G., & Poggi, C. (2017). Test methods for textile reinforced mortar systems. *Composites Part B: Engineering*, 127, 121-132.
- [21]. Cevallos, O. A., and R. S. Olivito. "Effects of fabric parameters on the tensile behaviour of sustainable cementitious composites." *Composites Part B: Engineering* 69 (2015): 256-266.
- [22]. de Felice, G., Aiello, M. A., Bellini, A., Ceroni, F., De Santis, S., Garbin, E., ... & Valluzzi, M. R. (2016). Experimental characterization of composite-to-brick masonry shear bond. *Materials and Structures*, 49(7), 2581-2596.
- [23]. Carozzi, F. G., Bellini, A., D'Antino, T., de Felice, G., Focacci, F., Hojdys, L., ... & Poggi, C. (2017). Experimental investigation of tensile and bond properties of Carbon-FRCM composites for strengthening masonry elements. *Composites Part B: Engineering*, 128, 100-119.
- [24]. Caggegi, C., Carozzi, F. G., De Santis, S., Fabbrocino, F., Focacci, F., Hojdys, L., ... & Zuccarino, L. (2017). Experimental analysis on tensile and bond properties of PBO and aramid fabric reinforced cementitious matrix for strengthening masonry structures. *Composites Part B: Engineering*, 127, 175-195.
- [25]. Leone, M., Aiello, M. A., Balsamo, A., Carozzi, F. G., Ceroni, F., Corradi, M., ... & Saenger, D. (2017). Glass fabric reinforced cementitious matrix: Tensile properties and bond performance on masonry substrate. *Composites Part B: Engineering*, 127, 196-214.
- [26]. Akhoundi, F., Vasconcelos, G., Lourenço, P., Silva, L. M., Cunha, F., & Figueiro, R. (2018). In-plane behavior of cavity masonry infills and strengthening with textile reinforced mortar. *Engineering Structures*, 156, 145-160.
- [27]. De Felice, G., Aiello, M. A., Caggegi, C., Ceroni, F., De Santis, S., Garbin, E., ... & Viskovic, A. (2018). Recommendation of RILEM Technical Committee 250-CSM: Test method for Textile Reinforced Mortar to substrate bond characterization. *Materials and Structures*, 51(4), 1-9.
- [28]. Caggegi, C., Carozzi, F. G., De Santis, S., Fabbrocino, F., Focacci, F., Hojdys, L., ... & Zuccarino, L. (2017). Experimental analysis on tensile and bond properties of PBO and aramid fabric reinforced cementitious matrix for strengthening masonry structures. *Composites Part B: Engineering*, 127, 175-195.
- [29]. Carozzi, F. G., Bellini, A., D'Antino, T., de Felice, G., Focacci, F., Hojdys, L., ... & Poggi, C. (2017). Experimental investigation of tensile and bond properties of Carbon-FRCM composites for strengthening masonry elements. *Composites Part B: Engineering*, 128, 100-119.
- [30]. De Santis, S., Ceroni, F., de Felice, G., Fagone, M., Ghiassi, B., Kwicień, A., ... & Viskovic, A. (2017). Round Robin Test on tensile and bond behaviour of Steel Reinforced Grout systems. *Composites Part B: Engineering*, 127, 100-120.
- [31]. Saidi, M., & Gabor, A. (2020). Experimental analysis of the tensile behaviour of textile reinforced cementitious matrix composites using distributed fibre optic sensing (DFOS) technology. *Construction and Building Materials*, 230, 117027.
- [32]. Lignola, G. P., Caggegi, C., Ceroni, F., De Santis, S., Krajewski, P., Lourenço, P. B., ... & Zuccarino, L. (2017). Performance assessment of basalt FRCM for retrofit applications on masonry. *Composites Part B: Engineering*, 128, 1-18.
- [33]. Ferrara, G., Caggegi, C., Gabor, A., & Martinelli, E. (2019). Experimental study on the adhesion of basalt textile reinforced mortars (TRM) to clay brick masonry: the influence of textile density. *Fibers*, 7(12), 103.
- [34]. BABAEIDARABAD, Saman, CASO, Francisco De, and NANNI, Antonio. Out-of-plane behavior of URM walls reinforced with a fabric-reinforced cementitious matrix composite. *Journal of Composites for Construction*, 2014, Vol. 18, No. 4, p. 04013057.
- [35]. BALSAMO, A., DI LUDOVICO, M., PROTA, A., et al. Murs de maçonnerie renforcés avec des composites innovants. *Publication spéciale*, 2011, vol. 275, p. 1-18.
- [36]. Lebrun, G., Couture, A., & Laperrière, L. (2013). Tensile and impregnation behavior of unidirectional hemp/paper/epoxy and flax/paper/epoxy composites. *Composite Structures*, 103, 151-160.
- [37]. Placet, V., Trivaudey, F., Cisse, O., Gucheret-Retel, V., & Boubakar, M. L. (2012). Diameter dependence of the apparent tensile modulus of hemp fibres: A morphological, structural or ultrastructural effect. *Composites Part A: Applied Science and Manufacturing*, 43(2), 275-287.
- [38]. Coroller, G., Lefeuvre, A., Le Duigou, A., Bourmaud, A., Ausias, G., Gaudry, T., & Baley, C. (2013). Effect of flax fibres individualisation on tensile failure of flax/epoxy unidirectional composite. *Composites Part A: Applied Science and Manufacturing*, 51, 62-70.
- [39]. Codispoti, R., Oliveira, D. V., Olivito, R. S., Lourenço, P. B., & Figueiro, R. (2015). Mechanical performance of natural fiber-reinforced composites for the strengthening of masonry. *Composites Part B: Engineering*, 77, 74-83.
- [40]. Cevallos, O. A., & Olivito, R. S. (2015). Effects of fabric parameters on the tensile behaviour of sustainable cementitious composites. *Composites Part B: Engineering*, 69, 256-266.

- [41]. Cevallos, O. A., Olivito, R., & Codispoti, R. (2015). Experimental analysis of repaired masonry elements with flax-FRCM and PBO-FRCM composites subjected to axial bending loads. *Fibers*, 3(4), 491-503.
- [42]. F. Loccarini, (2017) « Comportement des ouvrages en pisé : matériaux durables et techniques de renforcement », Thèse, p. 151, 2017.
- [43]. A. Emami, E. Fehling et M. Schlimmer, « Renforcement externe des structures de maçonnerie avec des fibres naturelles », vol. 35, non. 2, p. 125–135, 2011.
- [44]. RS Olivito, F. Dubois, A. Venneri et F. Zuccarello, "Analyse expérimentale et numérique des macroéléments de maçonnerie renforcés par des matériaux composites en fibres naturelles", 6e Int. Conf. Compositions PRF. Civ. Eng., pp. 1-8, 2012.
- [45]. Ferrare, G., Caggegi, C., Martinelli, E., & Gabor, A. (2020). Shear capacity of masonry walls externally strengthened using Flax-TRM composite systems: Experimental tests and comparative assessment. *Construction and Building Materials*, 261, 120490.
- [46]. innovative hemp fibre composite grid. *Construction and Building materials*, 100, 111-121.
- [47]. Carvalho Bello, C. B., Cecchi, A., Meroi, E., & Oliveira, D. V. (2017). Experimental and numerical investigations on the behaviour of masonry walls reinforced with an innovative sisal FRCM system. In *Key Engineering Materials* (Vol. 747, pp. 190-195). Trans Tech Publications Ltd.
- [48]. Cevallos, O. A., Olivito, R. S., Codispoti, R., & Ombres, L. (2015). Flax and polyparaphenylene benzobisoxazole cementitious composites for the strengthening of masonry elements subjected to eccentric loading. *Composites Part B: Engineering*, 71, 82-95.
- [49]. Valluzzi, MR, Modena, C. & de Felice, G. Current practice and open questions in the reinforcement of historic buildings with composites. *Mater Struct* 47 , 1971–1985 (2014). <https://doi.org/10.1617/s11527-014-0359-7>
- [50]. Valluzzi, M.; Modena, C.; de Felice, G. Current practice and open problems in the reinforcement of historic buildings with composites. *Suppress. Structure*. 2014 , 47 , 1971–1985.
- [51]. De Felice, G.; De Santis, S.; Garmendia, L.; Ghiassi, B.; Larrinaga, P.; Lourenço, PB; Oliveira, DV; Paolacci, F.; Papanicolaou, CG Mortar-based systems for external reinforcement of masonry. *Suppress. Structure*. 2014 , 47 , 2021–2037.
- [52]. Mechanical properties of FRCM using carbon fabrics with different coating treatments, *Compos. Part B Eng.*, 88 (2016), pp. 220-228, <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2015.11.012>
- [53]. Wei, J., & Meyer, C. (2014). Degradation rate of natural fiber in cement composites exposed to various accelerated aging environment conditions. *Corrosion science*, 88, 118-132.
- [54]. Trochoutsou, N., Di Benedetti, M., Pilakoutas, K., & Guadagnini, M. (2021). Mechanical characterisation of flax and jute textile-reinforced mortars. *Construction and Building Materials*, 271, 121564.
- [55]. Mercedes, L., Gil, L., & Bernat-Maso, E. (2018). Mechanical performance of vegetal fabric reinforced cementitious matrix (FRCM) composites. *Construction and Building Materials*, 175, 161-173.
- [56]. Olivito, R. S., Cevallos, O. A., & Carrozzini, A. (2014). Development of durable cementitious composites using sisal and flax fabrics for reinforcement of masonry structures. *Materials & Design*, 57, 258-268.
- [57]. Ali Dalalbashi, Bahman Ghiassi, Daniel V. Oliveira, Ana Freitas, (2018), Fiber-to-mortar bond behavior in TRM composites: Effect of embedded length and fiber configuration, *Composites Part B: Engineering*, Volume 152, Pages 43-57, ISSN 1359-8368, <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2018.06.014>.
- [58]. BRAMESHUBER, Wolfgang, HINZEN, Marcus, DUBEY, A., et al. RILEM Recommendation TC 232-TDT: Test methods and sizing of textile reinforced concrete: Uniaxial tensile test: test method for determining the bearing behaviour of tensile test pieces made of textile reinforced concrete. *Materials and Structures/Matériaux et Constructions*, 2016, vol. 49, no. 12, pp. 4923-4927.
- [59]. TROCHOUTSOU, Niki, DI BENEDETTI, Matteo, PILAKOUTAS, Kypros, et al. Bonding of linen textile reinforced mortars to the masonry. *Construction and Building Materials*, 2021, Vol. 284, p. 122849.
- [60]. DE SANTIS, Stefano, CAROZZI, Francesca Giulia, DE FELICE, Gianmarco, et al. Test methods for textile reinforced mortar systems. *Composites Part B: Engineering*, 2017, vol. 127, pp. 121-132.
- [61]. TRIANTAFILLOU, T. Reinforcement of existing concrete structures: concepts and structural behaviour. In: *Textile fibre composites in civil engineering*. Woodhead Publishing, 2016, pp. 303-322.
- [62]. Niki Trochoutsou, Matteo Di Benedetti, Kypros Pilakoutas, Maurizio Guadagnini, Bond of Flax Textile-Reinforced Mortars to Masonry, *Construction and Building Materials*, Volume 284, 2021, 122849, ISSN 0950-0618, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.122849>
- [63]. C. Caggegi, E. Lanoye, K. Djama, A. Bassil, A. Gabor, Tensile behaviour of a basaltic MRT reinforcement system: influence of mortar and textile reinforcement ratios, *Compos. Part B Eng.*, 130 (2017), pp. 90-102, 10.1016/j.compositesb.2017.07.027.
- [64]. Kouris, LAS, & Triantafillou, TC (2018). State of the art on the reinforcement of masonry structures with textile reinforced mortar (TRM). *Construction and building materials*, 188 , 1221-1233 .
- [65]. D'Antino, T., C. Carloni, L. H. Sneed, and C. Pellegrino. 2014. "Matrix-fibre bond behaviour in PBO FRCM composites: A fracture mechanics approach." *Eng. Fract. Mech.* 117: 94–111. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2014.01.011>.
- [66]. Ombres, L., and S. Mazzuca. 2016. "Confined concrete elements with cement-based composites: Confinement effectiveness and prediction models." *J. Compos. Constr.* 21 (3): 04016103. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0000755](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000755).
- [67]. P.D. Askouni, C.G. Papanicolaou, Experimental study of the connection between glass textile reinforced mortar overlays and masonry: the effect of bond length. *Mater. Struct. Constr.*, 50 (2017), 10.1617/s11527-017-1033-7.
- [68]. D'Antino, T., L. H. Sneed, C. Carloni, and C. Pellegrino. 2015. "Influence of the substrate characteristics on the bond behaviour of PBO FRCM-concrete joints." *Constr. Build. Mater.* 101: 838–850. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.10.045>.
- [69]. P.D. Askouni, C.G. Papanicolaou, Textile-reinforced mortar-masonry bonding: experimental study of critical bonding parameters. *Constr. Construction. Mater.*, 207 (2019), pp. 535-547, 10.1016/j.conbuildmat.2019.02.102.
- [70]. Carloni, C.; Mazzotti, C.; Savoia, M.; Subramaniam, KV Containment of masonry columns with PBO FRCM composites. In *Mechanics of Masonry Structures Strengthened with Composite Materials, Proceedings of the 4th International Seminar on the Mechanics of Masonry Structures Reinforced with Composite Materials (MuRiCo4 2014)*, Ravenna, Italy, 9–11 September 2014; Trans Tech Publications Ltd.: Zurich, Switzerland, 2014; Volume 624, pp. 644–651
- [71]. Fossetti M, Minafò G. Strengthening of Masonry Columns with BFRM or with Steel Wires: An Experimental Study. *Fibers*. 2016; 4(2):15. <https://doi.org/10.3390/fib4020015>
- [72]. Maddaloni, G.; Cascardi, A.; Balsamo, A.; di Ludovico, M.; Micelli, F.; Aiello, MA; Prota, A. Containment of large-scale masonry columns with FRCM systems. In *Mechanics of Masonry Structures Strengthened with Composite Materials II, Proceedings of the International Conference on the Mechanics of Masonry Structures Reinforced with Composite Materials (MuRiCo5)*, Bologna, Italy, 28–30 June 2017; Trans Tech Publications Ltd.: Zurich, Switzerland, 2017; Volume 747, pp. 374–381.
- [73]. Aiello, MA; Cascardi, A.; Shadows, L.; Glass, S. Containment of masonry columns with the FRCM system: theoretical and experimental study. *Infrastructure* 2020 , 5 , 101.
- [74]. Prota, A.; Marcari, G.; Fabbrocino, G.; Manfredi, G.; Aldea, C. Experimental behavior in the plan of tuff masonry reinforced with matrix-grid cementitious composites. *J. Compos. Constr.* 2006 , 10 , 223–233.
- [75]. Papanicolaou, CG; Triantafillou, TC; Karlos, K.; Papathanasiou, M. Textile reinforced mortar (MRT) versus FRP as wall reinforcement material URM: cyclic loading in the plane. *Suppress. Structure*. 2007 , 40 , 1081–1097.
- [76]. Augenti, N.; Parisi, F.; Prota, A.; Manfredi, G. Lateral response in the plane of a large-scale masonry subassembly with and without an inorganic matrix-grid reinforcement system. *J. Compos. Constr.* 2011 , 15 , 578–590.
- [77]. Parisi, F.; Iovinella, I.; Balsamo, A.; Augenti, N.; Prota, A. Behavior in the plane of tuff masonry reinforced with inorganic matrix-grid composites. *Compositions. Part B Eng.* 2013 , 45 , 1657–1666.
- [78]. Kaluza, M.; Galman, I.; Kubica, J.; Agneloni, C. Diagonal tensile strength of AAC block masonry with thin joints superficially reinforced by reinforcement with GFRP mesh coating. In *Mechanics of Masonry Structures Strengthened with Composite Materials, Proceedings of the 4th International Seminar on the Mechanics of Masonry Structures Reinforced with Composite Materials (MuRiCo4 2014)*, Ravenna, Italy, 9–11 September 2014; Trans Tech Publications Ltd.: Zurich, Switzerland, 2014; Volume 624, pages 363–370.
- [79]. Papanicolaou, CG; Triantafillou, TC; Papathanasiou, M.; Karlos, K. Textile Reinforced Mortar (TRM) versus FRP as wall reinforcement material URM: cyclic loading out of plane. *Suppress. Structure*. 2008 , 41 , 143–157.

- [80]. Papanicolaou, C.; Triantafyllou, T.; Lekka, M. Externally related grids as materials for reinforcement and seismic modernization of masonry panels. *Constr. Build. Suppress.* 2011 , 25 , 504–514.
- [81]. Valluzzi, M.; da Porto, F.; Garbin, E.; Panizza, M. Out-of-plane behaviour of infill masonry panels reinforced with composite materials. *Suppress. Structure.* 2014 , 47 , 2131–2145.
- [82]. Bellini, A.; Incerti, A.; Bovo, M.; Mazzotti, C. Effectiveness of FRMC reinforcement applied to masonry walls subjected to axial force and out-of-plane loads evaluated by experimental and numerical studies. *Int. J. Archit. Inheritance.* 2018 , 12 , 376–394.
- [83]. Bednarz, L.; Gorski, A.; Jasiński, J.; Rysiński, E. Simulations and analyses of arched brick structures. *Autom. Constr.* 2011 , 20 , 741–754.
- [84]. Garmendia, L.; Larrinaga, P.; García, D.; Marcos, I. Textile reinforced mortar as reinforcement material for masonry arches. *Int. J. Archit. Inheritance.* 2014 , 8 , 627–648.
- [85]. Hojdyš, L.; Krajewski, P. Laboratory tests on masonry vaults with extrados-reinforced backfill. *Eng. Mater. key.* 2014 , 624 , 510–517.
- [86]. Giamundo, V.; Lignola, general practitioner; Maddaloni, G.; Balsamo, A.; Prota, A.; Manfredi, G. Experimental investigation of the seismic performance of IMG reinforcements on curved masonry elements. *Compositions. Part B Eng.* 2015 , 70 , 53–63.
- [87]. ] Hojdyš, L.; Krajewski, P. Fiberglass grids incorporated into a cement-based matrix as reinforcement of masonry structures. In *Structural Analysis of Historical Constructions: Anamnesis, Diagnosis, Therapy, Controls, Proceedings of the 10th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions (SAHC) Leuven, Belgium, 13–15 September 2016*; Balen, KV, ed.; CRC Press/Balkema: Leiden, Netherlands, 2016; pp. 372–376.
- [88]. Alecci, V.; Misseri, G.; Rovero, L.; Stipo, G.; Stefano, MD; Feo, L.; Luciano, R. Experimental survey of masonry vaults reinforced with PBO-FRCM composite. *Compositions. Part B Eng.* 2016 , 100 , 228–239.
- [89]. De Santis, S.; Roscini, F.; de Felice, G. Large-scale tests on masonry vaults reinforced with steel-reinforced grout. *Compositions. Part B Eng.* 2018 , 141 , 20–36.
- [90]. KHALEEL, Salman, MADHAVI, K., et BASUTKAR, S. M. Mechanical characteristics of brick masonry using natural fiber composites. *Materials Today: Proceedings*, 2021, vol. 46, p. 4817-4824
- [91]. Maria Antonietta Aiello, Alessio Cascardi, Luciano Ombres, and Salvatore Verre. 2020. Confinement of Masonry Columns with the FRMC-System: Theoretical and Experimental Investigation. *Infrastructures* 5, 11 (November 2020), 101. DOI:<https://doi.org/10.3390/infrastructures5110101>
- [92]. BONETT DÍAZ, Ricardo León. Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada. *Universitat Politècnica de Catalunya*, 2003.
- [93]. RILEM Technical Committee 232-TDT (Wolfgang Brameshuber). Recommendation of RILEM TC 232-TDT: test methods and design of textile reinforced concrete. *Mater Struct* 49, 4923–4927 (2016). <https://doi.org/10.1617/s11527-016-0839-z>
- [94]. ISMAIL, Najif et INGHAM, Jason M. In-plane and out-of-plane testing of unreinforced masonry walls reinforced using polymer textile reinforced mortar. *Engineering Structures*, 2016, vol. 118, p. 167-177.
- [95]. D'Antino, T., C. Carloni, L. H. Sneed, and C. Pellegrino. 2014. "Matrix-fibre bond behaviour in PBO FRMC composites: A fracture mechanics approach." *Eng. Fract. Mech.* 117: 94–111. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2014.01.011>.
- [96]. Ombres, L., and S. Mazzuca. 2016. "Confined concrete elements with cement-based composites: Confinement effectiveness and prediction models." *J. Compos. Constr.* 21 (3): 04016103. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0000755](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000755).
- [97]. BABAEIDARABAD, Saman, DE CASO, Francisco, et NANNI, Antonio. URM walls strengthened with fabric-reinforced cementitious matrix composite subjected to diagonal compression. *Journal of Composites for Construction*, 2014, vol. 18, no 2, p. 04013045.
- [98]. BILOTTA, Antonio, CERONI, Francesca, NIGRO, Emidio, et al. Experimental tests on FRMC reinforcement systems for tuff masonry elements. *Construction and Building Materials*, 2017, Vol. 138, pp. 114-133.
- [99]. FERRETTI, Francesca et MAZZOTTI, Claudio. FRMC/SRG strengthened masonry in diagonal compression: experimental results and analytical approach proposal. *Construction and Building Materials*, 2021, vol. 283, p. 122766.
- [100]. MERCEDES, Luis, BERNAT-MASO, Ernest, et MARTÍNEZ, Borja. Bending behaviour of sandwich panels of vegetal fabric reinforced cementitious matrix: Experimental test and numerical simulation. *Construction and Building Materials*, 2022, vol. 340, p. 127820.
- [101]. SHAMS, Ali, HORSTMANN, Michael, et HEGGER, Josef. Experimental investigations on Textile-Reinforced Concrete (TRC) sandwich sections. *Composite Structures*, 2014, vol. 118, p. 643-653.
- [102]. PORTAL, Natalie Williams, FLANSBJER, Mathias, ZANDI, Kamyab, et al. Bending behaviour of novel Textile Reinforced Concrete-foamed concrete (TRC-FC) sandwich elements. *Composite Structures*, 2017, vol. 177, p. 104-118.

# Effect of human hair fibers on microstructural and mechanical properties of mortars

Hussein Nasreddine<sup>1</sup>, Thouraya Salem<sup>1,2</sup>, Othman Omikrine-Metalssi<sup>1</sup>, Teddy Fen-Chong<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Univ Gustave Eiffel, Cerema, UMR MCD, F- 77454 Marne-la-Vallée, France

<sup>2</sup>ESITC-Paris, 79 avenue Aristide Briand, 94110 Arcueil, France

**ABSTRACT** The building sector plays a major role in reducing greenhouse gas emissions and fighting climate change. Researchers are using waste materials to develop new mortars in order to reduce their environmental impact. Human hair fibers (HHF) accounts for 50% of hair salon waste and is currently incinerated for the most part. These natural fibers have properties suitable for use in construction. They have an elasticity and a tensile strength equivalent to that of copper wire for similar diameters. The purpose of this study is to determine whether the introduction of HHF into mortar enhances their mechanical properties. The effect of 0%, 1%, 1.5%, 2%, 2.5%, 3%, 4%, and 8% human hair by weight of cement on the workability, shrinkage, microstructural and mechanical properties of mortars was studied. A subsequent drop in workability values is found with the increase in the proportion of hair, which is due to the balling of HHF. Adding hair fibers was found to reduce the compressive and bending strength, to increase porosity but it improves the ductility at 4% and 8% HHF.

**Keywords** human hair fibers, recycling, mortars, workability, microstructural and mechanical properties.

## I. INTRODUCTION

The second most consumed resource after water is concrete, and the increase in concrete production has actually led to shortages of resources such as cement. Additionally, it has resulted in an increase in carbon dioxide emissions as a result of cement manufacturing (Gupta, 2018). In general, concrete exhibits fine internal cracks, which ultimately decrease its overall tensile strength. Different fibers, such as steel, glass, synthetic and natural fibers (jute, hemp, sisal), are used to overcome this deficiency (Pavankumar et al., 2007). Natural fibers have been incorporated into construction materials for thousands of years, including straw-reinforced clay walls used by Pharos 3000 years ago (Manivel et al., 2017). The percentage and type of fibers used in fiber reinforced mortars (FRM) can increase the material's mechanical properties (tensile, compressive, bending). Additionally, fibers reinforced in concrete and mortars act as a bridge between small cracks and prevent the spread of larger cracks (Khan et al., 2020). A mortar is reinforced with fibers to enhance its thermal properties at a micro level, avoid cracks, and make it lightweight. Despite the majority of composite materials being made from plant fiber, animal fiber is also used. Additionally, human hair fibers can also be used to reinforce concrete and mortar. Syria, Pakistan, and India were the first countries to use human hair fibers in construction materials (Jain and Kothari, 2012). The current rapid growth of the population has led to a significant amount of human hair waste being produced. Globally, there are 7.7 billion people who produce about  $6.9 \times 10^5$  tons of hair each year (Gupta, 2008). In most urban cities throughout the world, human hair waste is thrown into open storage facilities and considered municipal solid waste (MSW) (Gupta, 2014). In most developing countries, human hair is either incinerated with municipal solid waste or flushed into sewers through the toilet, causing harm to the environment. In

this case, putting human hair in sewer pipes blocks the pipes and increases nitrogen concentrations, which results in sewage overflowing onto the streets (Bheel et al., 2020). On the other hand, human hair combustion produces unpleasant odors and hazardous gases like ammonia, carbonyl sulfide, hydrogen sulfide, sulfur dioxide, phenol, nitrite, and pyrrole (Brebou and Spiridon, 2011). As a result, human hair serves not only as a reinforcement material for construction but also as a means of preventing the disposal of waste hair (Sezgin and Enis, n.d.). The use of human hair fibers (HHF) in concrete has been extensively studied, but in this study, HHF was used as fiber in mortars by the weight of cement. Previous studies have only examined the mechanical strength of HHF, but none have discussed its microstructural properties. This study examined the effect of human hair incorporation in mortars at different rates by weight of cement (0%, 1%, 1.5%, 2%, 2.5%, 3%, 4%, and 8%) on workability, shrinkage, mechanical and microstructural properties. There is no treatment prior to using HHF except sorting to remove wastes. In this work, we investigate the effect of HHF incorporated into mortars on shrinkage, bending, and compressive strength in order to determine how they affect mechanical performance. It is necessary to determine the porosity of mortars and microstructure to evaluate their durability (open porosity is measured using mercury injection and pore size distribution), which is also useful when explaining the mechanical properties of mortars.

## II. Materials and Methods

### A. Materials

Portland cement CEM I 52.5 N CE CP2 NF, normalized sand with a particle size between 0.08 and 2 mm and a density of 1713 kg/m<sup>3</sup>, water and HHF were used. The water/cement ratio is 0.5 and the sand/cement ratio is 3. Human hair was collected from several barbershops in the Paris area. The length of the hair fibers was predominantly around 2 cm, as most of the customers at this particular establishment request haircuts that result in hair clippings of this approximate length. This real-world constraint reflects the practical availability of hair fibers for use in our mortars and provides a meaningful context for our study. In order to determine the diameter of the hair fibers, we employed Scanning Electron Microscopy (SEM) analysis. Our findings indicate that the fibers have an average diameter of approximately 70 micrometers. It is worth noting that human hair diameter can vary depending on factors such as ethnicity, age, and hair type, typically ranging from 40 to 120 micrometers (Robbins, 2002). Given that the fibers used in our study were sourced from a diverse population in the Paris region, the observed 70-micrometer diameter represents a reasonable approximation for our sample. Based on the average length and diameter values, we calculated the aspect ratio of the hair fibers, which is an important parameter when considering their reinforcement potential in mortars. The aspect ratio is defined as the ratio of the fiber length to its diameter. In our case, with a length of 2 cm (20,000 micrometers) and a diameter of 70 micrometers, the aspect ratio of the hair fibers is approximately 286. As hair fibers were collected with all the barber's garbage, they were sorted before being used. Hairs are incorporated as an additive to mortars (by weight of cement) in varying percentages, such as 0%, 1%, 1.5%, 2%, 2.5%, 3%, 4%, and 8%.

### B. Composite fabrication

The mortar mixes are formulated according to the standard protocol NF EN 196-1. The sample was prepared by mixing cement and water uniformly in the proportions mentioned above, followed by adding sand. The human hair fibers were similarly dispersed in the materials. All the materials were mixed in dry and wet forms for 30 seconds at low speed (140 rpm) and then for 30 seconds at high speed (285 rpm). In



the final step, the components are mixed at high speed for 1 minute after scraping the mould for 90 seconds. To test the compressive and open porosity of mortar cubes, 40x40x40mm cubes were used. A mortar beam of 40x40x160 mm is used to determine the flexural strength. In a thermal chamber at 20°C and 50% relative humidity, three mortars with metallic studs were placed for each formulation to measure shrinkage according to NF P 15-433.

### *C. Experimental methods of characterization*

#### *1. Workability*

The most general standard workability test employed in fresh mortars is slump test that is carried out according to specifications provided in EN 1235-2:2009 (Iosr et al., 2015).

#### *2. Mechanical performances: compression and bending strengths*

Compression and bending tests were conducted on the prepared samples to determine their mechanical properties. To test the compression and bending of each formulation, six samples were fabricated, three of which were tested on day 7 and the remaining three on day 28. As per NF P 18-455, three-point bending and compression are performed using a Controls Pilot4 press with a loading speed of 50 N/s and 2400 N/s, respectively.

#### *3. Total shrinkage*

Many factors influence shrinkage, including atmospheric conditions and curing conditions. Under controlled conditions, the specimen was cured at a relative humidity of 50% and a temperature of 20°C (in accordance with NF P 15-433) (Tannous et al., 2022). To determine the effect of HHF addition on mortar length variation and to monitor shrinkage evolution over time, a Mitutoyo-Controlab micrometer was used. Measurements of shrinkage and mass were conducted simultaneously.

#### *4. MIP test*

In this study, MIP measurements were conducted using a Micrometrics Autopore IV 9520, which is capable of measuring pore diameters from 0.003 to 1000  $\mu\text{m}$  (Chen et al., 2021). After removing all air from the penetrometer (0.1 MPa), mercury is injected at low pressure into the instrument. Following that, the pressure is gradually increased so that mercury can reach smaller pores. The samples are then placed under high pressure (up to 414 MPa) in hydraulic fluid.

## **III. Results and discussion**

### *A. Workability*

Fig. 1 effectively demonstrates the relationship between slump values and the increase in the amount of human hair fibers (HHF) incorporated into mortars, showing a clear downward trend as the percentage of HHF increases. The control sample, with no human hair fibers, had a slump value of 39 mm, indicative of good workability. However, as the percentage of HHF increased, a gradual decline in workability was observed, with an 8% HHF mixture experiencing a drastic reduction of approximately 99%. This significant decline may be attributed to the inadequate distribution and balling of human hair fibers within the mortar matrix, which could result from factors such as surface properties, aspect ratio, and fiber alignment. The observed trend of reduced workability is consistent with findings reported in multiple studies, including (Bheel et al., 2020), (Kanwal et al., 2020), (Rai et al., n.d.), and (Manjunatha et al., 2021). Further research

into the factors affecting the dispersion of human hair fibers, as well as comparisons with other types of fibers, will provide valuable insights into the implications of using human hair fibers in mortar and concrete applications.

*B. Mechanical performances: Compression and bending strengths*

In the Control Pilot4 press, samples were placed one by one between its two jaws, and loads were applied. As shown in Fig. 2, the reference sample exhibited the highest compressive strength at all HHF percentages. When 1% HHF is added to mortar, the compression strength is reduced by 20% compared to mortar without fibers. Additionally, adding further fibers up to 8% results in a loss of compression strength as compared to 0% and 1% at about 59% and 49%, respectively. The density of mortars decreases as the percentage of hair fibers in the mortar increases, resulting in a decrease in compressive strength. Furthermore, the samples were susceptible to porosity and air gaps, which contributed to their low compressive strength. Slump test results are consistent with those of the compression test due to the fact that the addition of HHF reduces workability, which in turn decreases compression strength.

These trends align with findings from other studies that have investigated the effects of adding fibers to mortar mixtures. For instance, studies on the incorporation of various natural fibers, such as sisal (Toledo Filho et al., 2013), coir (Ramakrishna and Thirumalai, 2005), and bamboo (Yan et al., 2016), have consistently reported a reduction in mechanical strength and workability with increasing fiber content. In the study by (Toledo Filho et al., 2013), it was observed that the addition of sisal fibers led to a decrease in compressive strength by 25% to 30%. (Ramakrishna and Thirumalai, 2005) reported a reduction in compressive strength of up to 20% when coir fibers were added to mortar. Similarly, (Yan et al., 2016) found that incorporating bamboo fibers resulted in a decrease in compressive strength by approximately 10% to 15%. Researchers have attributed these trends to factors such as fiber-matrix compatibility issues, an increase in porosity, and the hydrophilic nature of natural fibers, which can result in weaker interfaces between fibers and the mortar matrix (Li et al., 2007; Ramakrishna and Thirumalai, 2005; Silva and Toledo Filho, 2013). It is also worth noting that some studies have reported improvements in other properties, such as ductility and crack resistance, as a trade-off for the reduced mechanical strength and workability. For example, (Bentur and Akers, 1989) observed enhanced crack resistance and toughness in sisal fiber-reinforced mortar, while (Ramakrishna and Thirumalai, 2005) reported that coir fiber-reinforced mortar slabs demonstrated increased impact strength. The findings of our study, therefore, contribute to the existing body of literature by demonstrating similar trends in the context of using human hair fibers as a waste natural fiber in mortar mixtures. This further highlights the importance of striking a balance between the desired properties and the practical limitations of using natural fibers in construction materials, and emphasizes the need for continued research to optimize the performance of such materials.

A three-point bending test is used to measure the bending strength of fiber-reinforced mortar. As shown in Fig. 3, mortar without HHF has the highest flexural strength of 7.9 MPa. A slight decrease in flexural strength was observed between the various HHF percentages when HHF was added to the test sample. As a result, we observed that the decrease in flexural strength was lower than the decrease in compression strength when we added 8% HHF. This is because the flexural strength decreased by 33%.

In light of the obtained results from the bending test, it is evident that incorporating fibers, specifically high amounts of HHF, can significantly enhance the overall performance of mortar. This addition increases the ductility of the material, allowing it to absorb excess energy without adversely affecting its structural integrity or other essential properties. Upon conducting the bending test, it was observed that samples

containing high HHF contents, such as 4 and 8%, exhibited minimal to no cracking (Fig. 4), demonstrating that the presence of fibers contributes to the material's resilience against crack formation and propagation. This improvement in performance can be attributed to the bridging effect, wherein the fibers distribute stress over a larger area, thus reducing local stress concentrations that often lead to crack initiation. Moreover, the fibers play an essential role in enhancing the composite's strength by preventing crack propagation and increasing ductility, thereby maintaining the material's overall structural stability under stress. Consequently, this leads to a reduction in the number of cracks and an overall improvement in the material's durability. It is worth noting that the results of this study challenge our initial understanding of the role fibers play in mortar composites. The fact that samples with high HHF content did not break during the bending test suggests that there may be additional factors at play, such as fiber-matrix interactions or the synergistic effects of fibers on the overall composite performance. Further research may be necessary to fully comprehend and optimize the benefits of incorporating fibers into mortar and other construction materials.

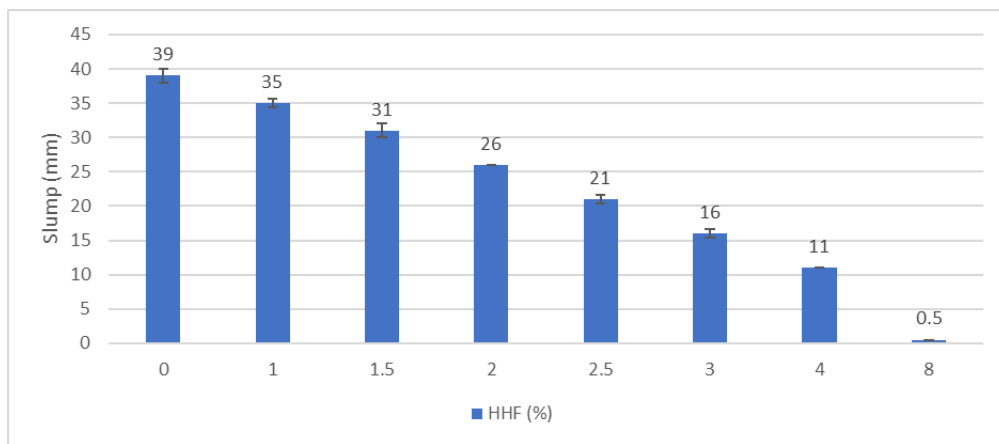


FIGURE 1. Workability results of HHF mortars.

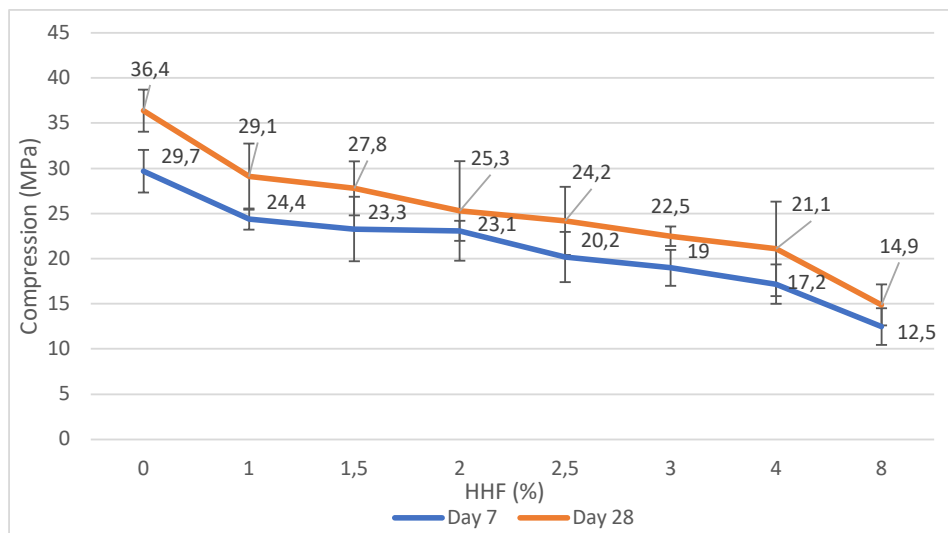
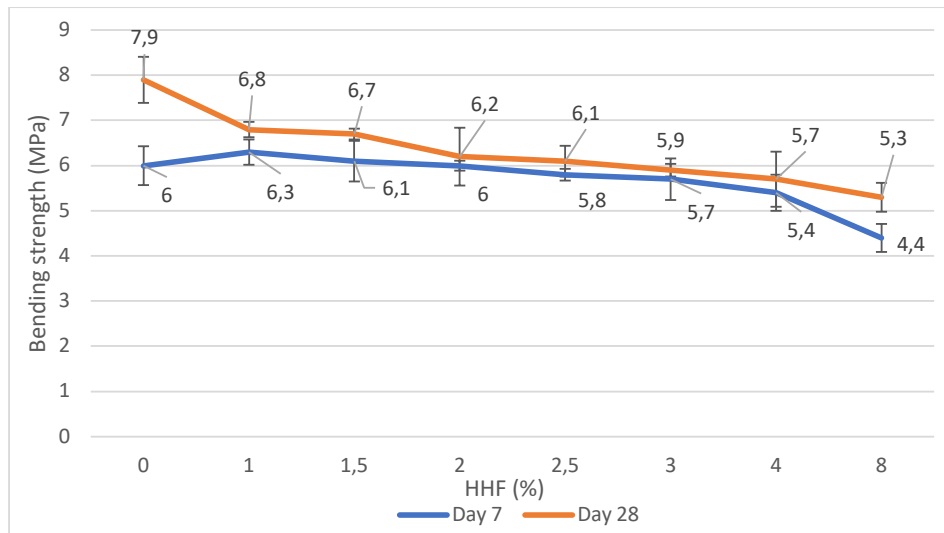
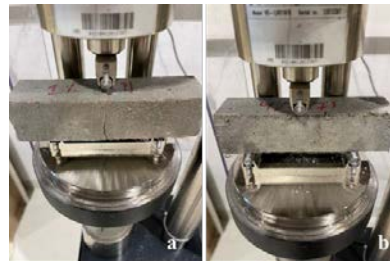


FIGURE 2. Compressive strength of mortars at day 7 and 28



**FIGURE 3.** Bending strength of mortars at day 7 and 28.



**FIGURE 4.** HHF mortars after bending strength at day 7: (a) 1% HHF, (b) 4% HHF.

### C. Total shrinkage

In most cases, adding fibers to mortars can reduce its autogenous shrinkage. Fibers have a higher elastic modulus than mortar, and their bond to the mortar plays an important role in preventing early shrinkage deformation due to their high elastic modulus (Wen et al., 2022). It was not the case here, and shrinkage increased with the increase in HH fiber similarly to the findings of (Turatsinze et al., 2006), (Tannous et al., 2022), (Rahimi et al., 2022). According to Fig. 5, the 0% HH fiber had the lowest shrinkage because the water inside the mortar evaporated rapidly in the first week and gradually decreased during the next 32 days until it became stable. After hair fibers were added, shrinkage may have increased due to the water they absorbed and partially released after three weeks leading to their shrinkage and in general to the increase in the porosity induced by the fiber addition. For instance, the shrinkage of mortar increased by 11 % from  $-741 \pm 166 \mu\text{m/m}$  with the reference mortar to  $-831 \pm 109 \mu\text{m/m}$  with the 1% HHF.

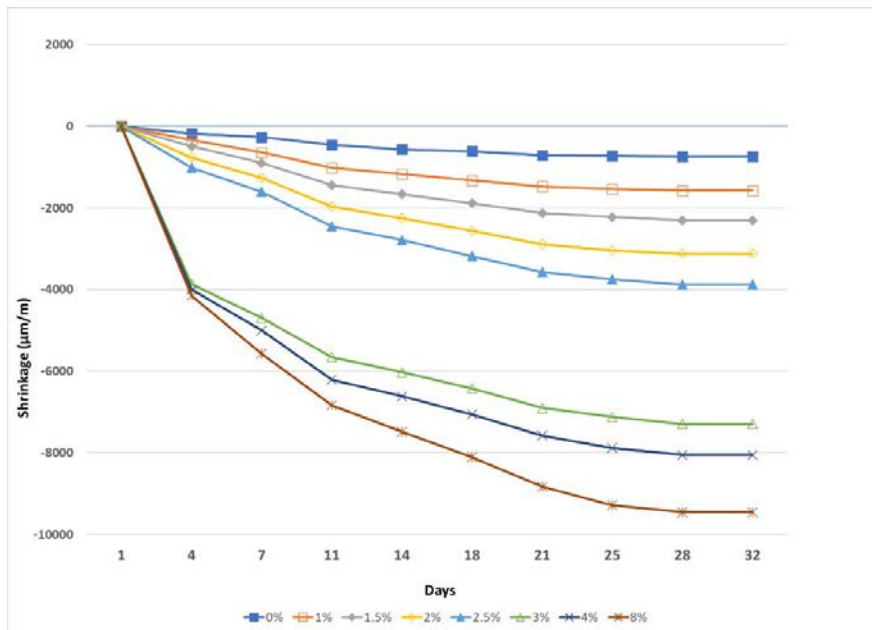


FIGURE 5. Total shrinkage of mortars with and without HHF.

#### D. Mercury Intrusion Porosimeter analysis

The results obtained from the MIP test revealed that the addition of HHF to the mortar significantly increased the porosity of the material. The porosity of each mortar was found to range between  $14.1 \pm 0.1\%$  and  $23.2 \pm 0.3\%$ , with an increase in porosity observed when 8% HHF were added, resulting in a porosity of 23.2%.

Moreover, the pore size distribution analysis indicated that the pores in the mortars were divided into four zones based on the variation in pore volume. These zones include a zone smaller than 10 nanometers (micropores), a zone of 10 nm to 100 nm (small to medium capillary pores), a zone of 100 nm to  $10 \mu\text{m}$  (large capillary pores), and a zone larger than  $10 \mu\text{m}$  (macropores). Interestingly, each mortar had pores ranging from 10 nm to 100 nm, which were almost the same size. However, there was a noticeable increase in HHF in the last two zones (100 nm to  $10 \mu\text{m}$  and larger than  $10 \mu\text{m}$ ), which suggests that the addition of HHF led to the formation of larger capillary and macro pores.

The increase in porosity observed in the mortars incorporating HHF can be attributed to the interfacial bonding between the fibers and the cementitious matrix. The addition of HHF can enhance the bonding between the fibers and the matrix, which may lead to the formation of larger pores as the fibers create voids during the mixing process. The increased porosity may also have a positive impact on some of the material properties, such as permeability and thermal insulation. However, the optimum concentration of HHF that can be added to the mortar without compromising its mechanical properties is critical. Therefore, further studies are required to determine the balance between mechanical properties and porosity to develop mortars with enhanced bonding, permeability, and thermal insulation properties while maintaining the

necessary mechanical strength for their intended application. The use of human hair fibers as a waste material can promote environmental sustainability in sustainable construction practices.

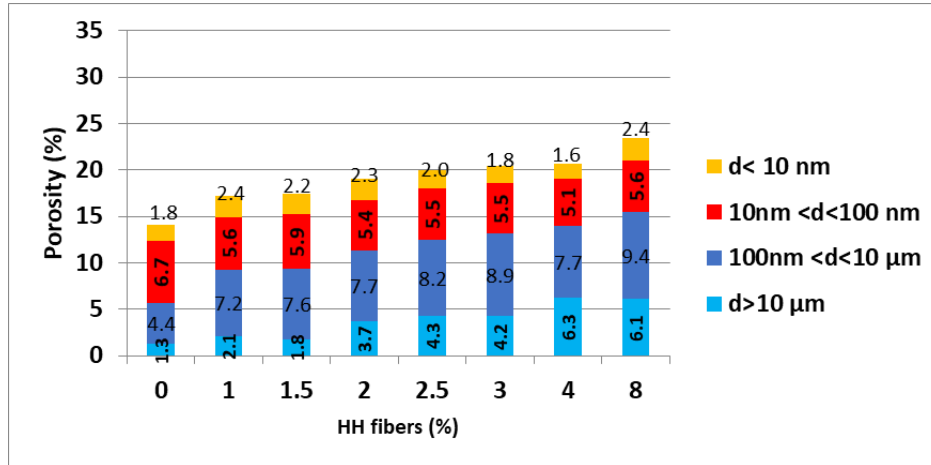


FIGURE 6. Variation of the pores volume of mortars in different pore ranges: macro, capillary, and micro.

#### IV. Conclusion

The purpose of this study was to examine the effects of HHF on the mechanical properties of mortar. By adding HHF to mortar, the strength of the mortar has been decreased and crack propagation has been reduced. The use of hair waste can contribute to solving environmental problems. These were the significant outcomes of this study:

- The workability of mortar containing no fibers was significantly higher than that of fiber-reinforced mortar. As a result of lumps within the mortar and fibers clinging to each other, the workability of the mortar decreased. A decrease in workability occurs when the hair content increases.
- As a result of the presence of HHF fiber in mortars, the total shrinkage increased. Further investigation is required to determine how much water is absorbed by HHF fibers.
- According to the MIP test, pores larger than 10 μm become more prevalent as the HHF content increases. With the addition of HHF fiber, MIP results showed a gradual increase in porosity.
- The compressive and bending strengths were compatible with workability and porosity, suggesting a decrease in mechanical strength with increasing fiber content.
- The ductility of mortars was improved at high HHF rates.

In conclusion, while concerns regarding shrinkage, workability, and compressive strength at higher fiber rates have been raised, it is important to consider the potential benefits associated with the incorporation of Human Hair Fibers (HHF) in mortars. The observed decrease in density and increase in porosity upon the addition of more HHF suggest promising implications for the reduction of thermal conductivity, positioning HHF as a valuable waste natural fiber for use in mortars for thermal insulation purposes. In future work, thermal tests will be conducted to validate the hypothesis that the decrease in dry density and increase in porosity will result in a drop in thermal conductivity. The use of superplasticizer and the enhancement of mix design could improve the mechanical performances and open a new path in the construction industry for the efficient reuse of this waste material. Furthermore, the improvements in

ductility and the absence of crack traces in mortars containing higher amounts of HHF underscore the potential advantages of incorporating HHF into mortar composites. As such, despite the concerns related to shrinkage and compressive strength, the potential benefits in thermal insulation and ductility merit further investigation and exploration of the use of HHF in mortars.

## REFERENCES

- Bentur, A., Akers, S.A.S., 1989. The microstructure and ageing of cellulose fibre reinforced cement composites cured in a normal environment. *Int. J. Cem. Compos. Lightweight Concr.* 11, 99–109. [https://doi.org/10.1016/0262-5075\(89\)90120-6](https://doi.org/10.1016/0262-5075(89)90120-6)
- Bheel, N., Awoyera, P., Aluko, O., Mahro, S., Vilorio, A., Sierra, C.A.S., 2020. Sustainable composite development: Novel use of human hair as fiber in concrete. *Case Stud. Constr. Mater.* 13, e00412. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2020.e00412>
- Brebu, M., Spiridon, I., 2011. Thermal degradation of keratin waste. *J. Anal. Appl. Pyrolysis* 91, 288–295. <https://doi.org/10.1016/j.jaap.2011.03.003>
- Chen, Y., Al-Neshawy, F., Punkki, J., 2021. Investigation on the effect of entrained air on pore structure in hardened concrete using MIP. *Constr. Build. Mater.* 292, 123441. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.123441>
- Gupta, A., 2014. Human Hair “Waste” and Its Utilization: Gaps and Possibilities. *J. Waste Manag.* 2014, 1–17. <https://doi.org/10.1155/2014/498018>
- Gupta, C.S., 2008. Clay-traditional material for making Handicrafts 7.
- Gupta, S., 2018. HUMAN HAIR AS FIBRE MATERIAL IN REINFORCED CONCRETE.
- Iosr, J., T.Naveen, K., Komershetty, G., Jinna, A., Kuppala, K., V.Raja, M., Dr, R.C.R., Shweta, kaushik, 2015. An Experimental Study on Mechanical Properties of Human Hair Fibre Reinforced Concrete (M-40 Grade). <https://doi.org/10.6084/M9.FIGSHARE.1517664.V1>
- Jain, D., Kothari, A., 2012. Hair Fibre Reinforced Concrete. undefined.
- Kanwal, H., Aslam, H.M.S., Mughal, T., Asim, M., Memon, R., 2020. Human Hair as Fiber Reinforced Concrete for Enhancement of Tensile Strength of Concrete. *Mehran Univ. Res. J. Eng. Technol.* 39, 63–70. <https://doi.org/10.22581/muet1982.2001.07>
- Khan, M.I., Umair, M., Shaker, K., Basit, A., Nawab, Y., Kashif, M., 2020. Impact of waste fibers on the mechanical performance of concrete composites. *J. Text. Inst.* 111, 1632–1640. <https://doi.org/10.1080/00405000.2020.1736423>
- Li, X., Tabil, L., Panigrahi, S., 2007. Chemical Treatments of Natural Fiber for Use in Natural Fiber-Reinforced Composites: A Review. *J. Polym. Environ.* 15, 25–33. <https://doi.org/10.1007/s10924-006-0042-3>
- Manivel, S., Kumar, S., Prakashchandar, S., Kumar, S., 2017. Experimental study on human hair fiber reinforced concrete with partial replacement of cement by GGBFS. *Int. J. Civ. Eng. Technol.* 8, 1145–1155.
- Manjunatha, M., Kvgd, B., Vengala, J., Manjunatha, L.R., Shankara, K., Kumar Patnaikuni, C., 2021. Experimental study on the use of human hair as fiber to enhance the performance of concrete: A novel use to reduce the disposal challenges. *Mater. Today Proc.*, 3rd International Conference on Computational and Experimental Methods in Mechanical Engineering 47, 3966–3972. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2021.04.039>
- Pavankumar, S., Dadapeer, A.B.S., Student, P.G., 2007. An Experimental Investigation on Human Hair Fibre Concrete 6.

- Rahimi, M., Omran, A., Tagnit-Hamou, A., 2022. Role of homogenization and surface treatment of flax fiber on performance of cement-based composites. *Clean. Mater.* 3, 100037. <https://doi.org/10.1016/j.clema.2021.100037>
- Rai, A., Bhandari, S., Chandrawanshi, S., n.d. AN EXPERIMENTAL STUDY ON MECHANICAL PROPERTIES OF HUMAN HAIR FIBRE REINFORCED CONCRETE (M30 Grade) [WWW Document]. URL <https://www.jetir.org/view?paper=JETIR1907P54>
- Ramakrishna, G., Thirumalai, S., 2005. Impact strength of a few natural fibre reinforced cement mortar slabs: A comparative study. *Cem. Concr. Compos.* 27, 547–553. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2004.09.006>
- Robbins, C.R., 2002. *Chemical and Physical Behavior of Human Hair*. Springer, New York, NY. <https://doi.org/10.1007/b97447>
- Sezgin, H., Enis, I.Y., n.d. Human Hair Fiber as a Reinforcement Material in Composite Structures.
- Silva, F., Toledo Filho, R., 2013. Tensile behavior of high performance natural (sisal) fibers. *Compos. Sci. Technol.* 3438–3443. <https://doi.org/10.1016/j.compscitech.2008.10.001>
- Tannous, J., Salem, T., Omikrine Metalsi, O., Marceau, S., Fen-Chong, T., 2022. Study of the effects of incorporating depolluted cellulose acetate in mortars, with and without superplasticizer, in view of recycling cigarette butt waste. *Constr. Build. Mater.* 346, 128492. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.128492>
- Toledo Filho, R., Ghavami, K., England, G., Scrivener, K., 2013. Development of vegetable fibre–mortar composites of improved durability. *Cem. Concr. Compos.* 185–196. [https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(02\)00018-5](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(02)00018-5)
- Turatsinze, A., Granju, J.-L., Bonnet, S., 2006. Positive synergy between steel-fibres and rubber aggregates: Effect on the resistance of cement-based mortars to shrinkage cracking. *Cem. Concr. Res.* 36, 1692–1697. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2006.02.019>
- Wen, C., Zhang, P., Wang, J., Hu, S., 2022. Influence of fibers on the mechanical properties and durability of ultra-high-performance concrete: A review. *J. Build. Eng.* 52, 104370. <https://doi.org/10.1016/j.job.2022.104370>
- Yan, L., Kasal, B., Huang, L., 2016. A review of recent research on the use of cellulosic fibres, their fibre fabric reinforced cementitious, geo-polymer and polymer composites in civil engineering. *Compos. Part B Eng.* 92, 94–132. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2016.02.002>



# Étude du comportement mécanique du béton de chanvre par CIN.

Rafik Bardouh<sup>1</sup>, Evelyne Toussaint<sup>1</sup>, Sofiane Amziane<sup>1</sup>, Sandrine Marceau<sup>2</sup>, Nátalia Martinhão<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Clermont Auvergne INP, Institut Pascal UMR 6602 – UCA/CNRS, 63178 Aubière, France

<sup>2</sup> Université Gustave Eiffel, MAST/CPDM, 77454 Marne-la-Vallée, Cedex 2, France

## Abstract

Dans ce contexte de réduction de la consommation énergétique et de lutte contre le changement climatique, un grand intérêt est porté à l'utilisation des matériaux biosourcés dans le secteur de la construction en raison de leur bonne isolation thermique des bâtiments. Le principal problème de ces matériaux, est lié à la prédiction du comportement mécanique en raison des interactions physico-chimiques entre les agrégats végétaux et les liants minéraux, qui peuvent conduire à des modifications des mécanismes d'hydratation de ces derniers. L'objectif de ce travail est de déterminer les propriétés mécaniques macroscopiques du béton de chanvre dans le sens parallèle à l'orientation des granulats végétaux (chènevotte) ainsi que des informations mécaniques locales à l'aide d'une méthode de corrélation d'images numériques (CIN). De plus, ce travail permettra de déterminer des cartes de déplacement et de déformation de surface d'éprouvettes de béton végétal et de quantifier le module et le coefficient de Poisson du béton végétal.

**Mots-clefs** Béton végétal, comportement mécanique, Corrélation d'image numérique (CIN).

## I. INTRODUCTION

La consommation d'énergie du secteur du bâtiment représente environ 50 % de la consommation totale d'énergie [1]. Dans le contexte de développement durable, les enjeux environnementaux sont tels que de nombreuses actions sont menées pour réduire la consommation énergétique du secteur de la construction. De ce fait, les matériaux biosourcés, semblent être une solution prometteuse tant sur les plans économique et énergétique, garantissant le confort thermique des habitations et réduisant ainsi l'empreinte carbone de l'atmosphère. [2]. De nos jours, plusieurs financements européens favorisent des synergies entre les secteurs de l'agriculture et de la construction, dans le but de valoriser l'effet vert des matériaux biosourcés dans le secteur du bâtiment [3].

En France, les ressources utilisées pour fabriquer les bétons végétaux proviennent principalement des plantes de chanvre et de lin, cultivées pour leur tige fibreuse. Depuis plus de 10 ans, le béton chaux de chanvre fait l'objet de plusieurs recherches dans le domaine des matériaux de construction biosourcés [4]. D'autres études ont également montré l'intérêt de l'utilisation des espèces végétales telles que le tournesol, lin, maïs, céréales, miscanthus, et roseau, pour la fabrication du béton biosourcé [5].

Le chanvre est l'une des plantes ligneuses les plus idéales pour cet usage, en raison de ses caractéristiques hygrothermiques particulières. Le chanvre nécessite peu de fertilisation pendant sa croissance et présente de forts effets de capillarité puisqu'il absorbe une large quantité d'eau (jusqu'à 5 fois son poids) [6]. La chènevotte est caractérisée également par sa légèreté avec une densité d'environ 50-100 kg/m<sup>3</sup> [6]. Ces propriétés permettent d'obtenir un béton végétal de faible densité, avec une faible conductivité thermique et une perméabilité élevée [7].

Dans la littérature, les propriétés mécaniques du béton végétal se révèlent très faibles (résistance à la compression d'environ 0.2 MPa) par rapport au béton conventionnel. Selon A. Sellami et al [8], cette différence de résistance s'explique par divers aspects d'incompatibilité abordés sur la combinaison des parties lignocellulosiques avec le liant minéral. Cependant, plusieurs facteurs induisent une variabilité des performances mécaniques des bétons végétaux. Ces facteurs peuvent être liés aux caractéristiques morphologiques des agrégats, aux propriétés de la matrice minérale, au procédé de formulation, au procédé de coulage, à la zone d'interface, et même aux interactions physico-chimiques entre la matrice et les agrégats [9] [10] [11] [12]. Certains composants tels que surtout les acides organiques et les sucres simples extraits des chènevottes, lorsqu'ils sont immergés dans l'eau présentent des effets négatifs sur la prise et le durcissement du ciment [13]. Parmi ces composants, l'hémicellulose agit comme un fort retardateur et réduit la quantité d'hydrates (C-S-H et portlandite) formés, ce qui fait diminuer également la résistance mécanique du béton végétal [14]. Ces interactions physico-chimiques sont la raison principale de l'état hétérogène à différentes échelles du béton végétal, ce qui rend difficile la prédiction du comportement mécanique [14]. La corrélation d'images numériques s'est avérée être une technique idéale pour l'étude de la propagation des fissures et de la déformation des matériaux, vu qu'elle s'est imposée comme une solution économique, simple et précise menant à une large gamme d'applications scientifiques [15]. Ainsi, cette étude vise à analyser le comportement mécanique du béton de chanvre à partir des cartes de déplacement et de déformation, déterminées par la méthode de corrélation d'images numériques. Dans un premier temps, ce travail vise à caractériser les propriétés hygrothermiques des chènevottes, à travers une campagne expérimentale. En second lieu, le test de compression permettra de déterminer les propriétés mécaniques du béton de chanvre à l'échelle macroscopique. Ces propriétés mécaniques sont également déterminées par la méthode de corrélation d'images numériques à partir d'un post traitement sur des données extraites du logiciel 7D. Ces dernières serviront à déterminer les cartes de déplacements et de déformation locales.

## II. PROPRIÉTÉS DES MATÉRIAUX ET PROCESSUS DU FABRICATION

### II.1 chènevottes.

Plusieurs essais hygrothermiques ont été réalisés sur les chènevottes afin de les caractériser thermiquement. Les essais menés correspondent aux protocoles décrits dans la recommandation RILEM TC 236-BBM (Amziane et al, 2017) [16]. Les propriétés hygrothermiques obtenues sur les chènevottes sont présentées dans le Tableau 1.

**Tableau 1. Propriétés hygrothermiques des chènevottes**

Densité apparente (kg/m <sup>3</sup> )	112
Capacité de rétention d'eau (%)	225
Conductivité thermique (W/m.K)	0.048

### I I.2 Ciment Naturel Prompt (CNP).

Le liant minéral utilisé dans la confection du béton végétal est le ciment naturel Prompt (CNP). Les propriétés mécaniques du CNP ont été déterminées par Vicat selon un rapport Eau/Ciment de 0,6. La résistance à la compression et le module de Young après 28 jours étaient respectivement de 10 MPa et 20 GPa [17].

### I I.3 Préparation des éprouvettes

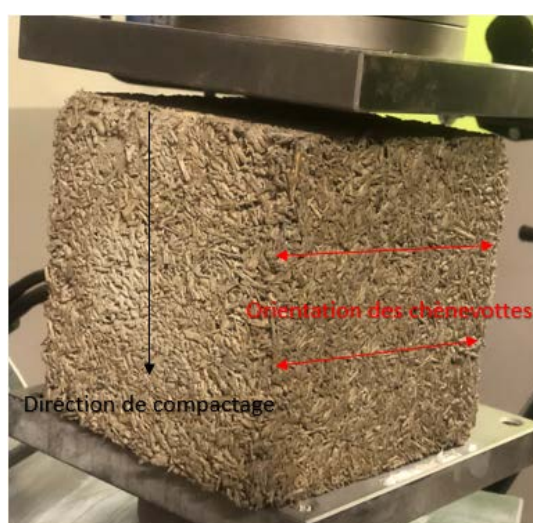
La formulation du mélange du béton de chanvre est constituée de liant, d'agrégats, et d'eau, de dosages respectifs 2kg, 1kg, et 1L.

L'éprouvette de béton de chanvre a été coulée dans un moule cubique de 150 × 150 × 150 mm<sup>3</sup>. Dans un premier temps, les chènevottes ont été mouillées avec la moitié de la quantité d'eau prévue pour la formulation. L'ensemble a été malaxé manuellement jusqu'à ce que le mélange soit bien humidifié, suivi de l'ajout du ciment. Un mélange continu est effectué tout en versant la quantité d'eau restante afin d'obtenir un mélange homogène des chènevottes et du ciment. Le mélange obtenu est mis dans des moules cubiques en trois couches successives en compactant après chaque couche. Les éprouvettes ont été démoulées après 10 minutes et placées dans une chambre à température contrôlée (20°C et 50 % HR) pendant 28 jours avant d'être testées. L'éprouvette a été mise à l'étuve à 60 °C pendant 48 heures avant la date de l'essai. La masse volumique de l'éprouvette du béton de chanvre a diminué de 0,37 g/cm<sup>3</sup> avant séchage jusqu'à 0,34 g/cm<sup>3</sup> après séchage.

### III. MÉTHODOLOGIE EXPÉRIMENTALE

#### III.1 Essais de compression

La caractérisation mécanique des éprouvettes de béton de chanvre a été effectuée à l'aide de la machine Roelle de Zwick d'une capacité de charge de 50 kN. La force exercée sur l'éprouvette a été enregistrée par le logiciel Zwick à une fréquence d'acquisition de 10 Hz. Les essais de compression réalisés sont des essais cycliques de charge - décharge avec une déformation globale de 1%, 1.5%, 2%, 2.5%, et 3%, qui est ensuite suivie d'une recharge jusqu'à la rupture. La vitesse de charge et de décharge correspondait à 3 mm/min et 10 mm/min, respectivement. La figure 1 montre l'orientation perpendiculaire des chènevottes par rapport à la direction de compactage.. Le logiciel Zwick a été programmé pour arrêter l'essai à une chute de force de 80% de la force de compression ultime.



**Figure 1:** Éprouvette de béton de chanvre montrant la direction du compactage et l'orientation des chènevottes

#### III.2 Corrélation d'image numérique (CIN)

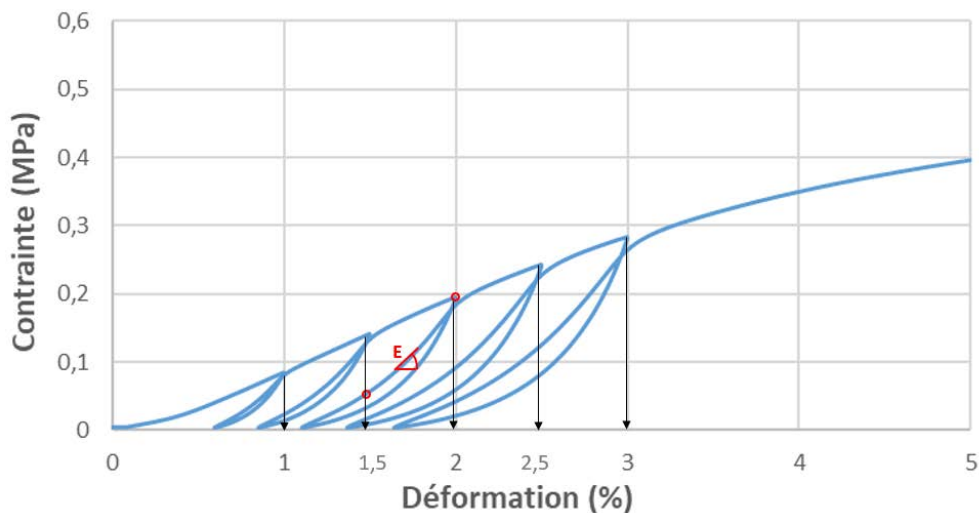
La corrélation d'images numériques a été utilisée pour déterminer les propriétés mécaniques macroscopiques du béton de chanvre et à l'échelle locale de l'éprouvette testée. Le principe de la corrélation d'image numérique repose sur des techniques optiques de mesures de champs sans contact [18]. Pour ce faire, une caméra numérique PCO 2000 avec un capteur CCD de 2048 x 2048 pixels<sup>2</sup>, codée sur 14 bits et équipée d'un objectif de 105 mm, a été placée devant l'éprouvette de béton de chanvre. Les images détectées par la caméra ont été enregistrées par le logiciel camware64 à une fréquence d'acquisition de 1 image/seconde. En outre, la surface a été éclairée par un dispositif d'éclairage froid composé d'une barre de lampes LED. Le motif de mesure consiste à recouvrir l'échantillon par un mouchetis de peinture noire d'une manière aléatoire sur une couche de fond blanc. Le fond blanc a comme but d'avoir une bonne luminosité qui sera une condition très essentielle dans le post-traitement. Le logiciel SeptD développé par Pierre Vacher au laboratoire Symme a été utilisé pour calculer les champs de déplacement et de déformation entre deux images en utilisant la distribution des niveaux de gris aux points concernés[19]. Les

deux principaux paramètres standards nécessaires à la mise en place de l'analyse de corrélation sont la taille du motif de corrélation et le pas de mesure. La valeur de la taille du sous-ensemble et de la taille du pas était de 10 pixels, c'est-à-dire la plus petite distance entre deux points de mesure indépendants. La résolution de la méthode de déplacement a été évaluée en mesurant l'écart-type obtenu à partir des images du spécimen sans aucun mouvement. Les résultats sont de l'ordre de 0,01 pixel, équivalent à 0,85 $\mu$ m.

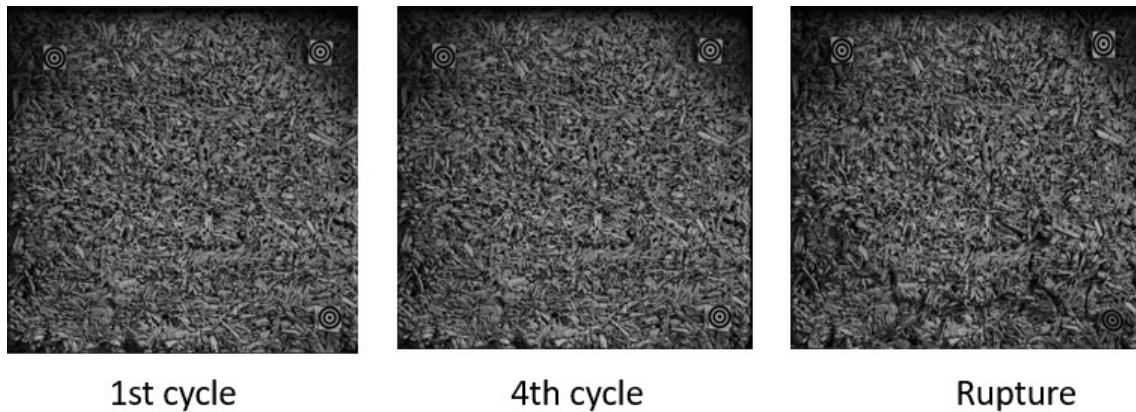
#### IV. RÉSULTATS ET ANALYSE

##### IV.1 Comportement mécanique du béton de chanvre

La figure 2 montre la courbe contrainte-déformation avec les 5 phases de chargement cycliques, ainsi que la méthode de détermination du module flottant. Les 2 boucles rouges correspondent aux 2 images enregistrées durant l'essai dont la différence de déformation entre eux est de l'ordre 0,5%. Il faut noter que le module d'Young a été déterminé par la pente dans la zone de recharge entre ces deux points. La rigidification est le phénomène mécanique principal qui a été constaté après chaque cycle de compression. Les valeurs de module d'Young calculées dans chaque cycle sont affichées dans le tableau 2. La rigidité a augmenté de 19,07 MPa jusqu'à 28,19 MPa lorsque la déformation globale de l'éprouvette a évolué de 1% jusqu'à 3%. Cette augmentation est liée à l'évolution de la contrainte (tableau 2) après chaque cycle de recharge, ce qui représente un durcissement cyclique de l'éprouvette testée. La figure 3 montre une illustration de l'état de l'éprouvette à 1%(1<sup>ère</sup> cycle), 2,5%(4<sup>ème</sup> cycle), et jusqu'à rupture de l'éprouvette. Il est constaté que plus la déformation est importante, plus l'écrasement des chènevottes est intense. L'écrasement des particules de chènevotte forme des vides entre la matrice et les chènevottes spécifiquement dans une zone où une concentration de contrainte est remarquée.



**Figure 2:** Courbe contrainte-déformation avec les 6 phases de compression cycliques, montrant la méthode de détermination des modules flottants.



**Figure 3:** État de l'éprouvette à différents niveaux de déformation jusqu'à rupture

**Tableau 2.** Propriétés mécaniques déterminées à partir des essais de compression cycliques (Zwick) et par corrélation d'images numériques (CIN).

	Cycles	1	2	3	4	5	6
Zwick	Rigidité E (MPa)	19,07	23	26,7	28,15	28,19	-
	$\sigma_{\max}$ (MPa)	0,08	0,14	0,19	0,24	0,28	0,51
CIN	Rigidité E (MPa)	45,73	45,42	50,19	47	44,32	-
	Coefficient de Poisson $\nu$	0,10	0,11	0,13	0,18	0,19	-

D'autre part, les propriétés mécaniques du béton de chanvre à l'échelle macroscopique sont déterminées par la corrélation d'images numériques associé à un post-traitement. Les propriétés déterminées représentent le module d'Young moyenne et le coefficient de Poisson dans chaque cycle (tableau 2). Une augmentation du module d'Young a été obtenue jusqu'à 3<sup>ème</sup> cycle de recharge. Ensuite, le module d'Young commence à diminuer légèrement après la 3<sup>ème</sup> cycle. Cette diminution est expliquée par l'écrasement de la matrice à une certaine déformation rendant l'éprouvette moins rigide face à l'augmentation de la force appliquée. Par ailleurs, le coefficient de Poisson augmente progressivement après chaque cycle de façon cohérente puisque la

déformation transversale de l'éprouvette augmente également d'une manière progressive après chaque cycle en raison de l'augmentation de la force appliquée.

#### IV.2 Déplacement dans les directions Y et X.

Les cartes de déplacement et de déformation qui sont exploitées dans la prochaine partie ont été déterminées entre les mêmes deux images enregistrées pendant la 3<sup>ème</sup> phase de recharge qui sont représentées par les 2 boucles rouges dans le courbe contrainte-déformation.

Les figure 4 et 5 montrent les cartes de déplacement obtenues par l'éprouvette de béton de chanvre dans les directions Y et X, respectivement. Les cartes de déplacement ont été calculées d'après un post-traitement des données extraites du logiciel 7D durant le 3<sup>ème</sup> cycle de recharge. D'un point de vue général, la figure 4 montre un grand déplacement sur la partie supérieure de l'éprouvette de béton de chanvre par rapport à la partie inférieure. Ceci est dû à la concentration de contraintes que la plaque supérieure mobile de la machine applique sur la surface de contact avec l'éprouvette. Une distribution uniforme de la déformation est remarquée sur les deux parois de l'éprouvette ce qui indique un déplacement homogène tout le long de l'éprouvette. Dans la figure 5, il peut être constaté que l'éprouvette se déforme principalement vers la partie droite dans le sens perpendiculaire à l'application de la force. Ceci est notamment relié à l'orientation des chènevottes qui forme des zones spécifiques de concentration en raison de leur répartition imparfaite.

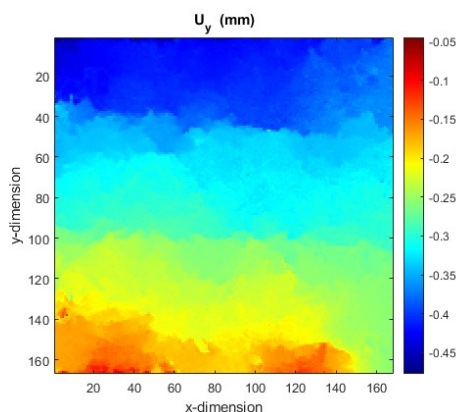


Figure 4: Carte de déplacement vertical

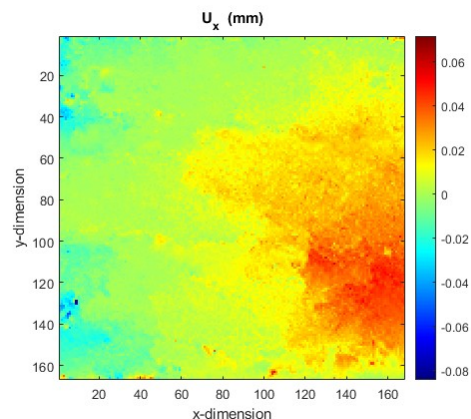
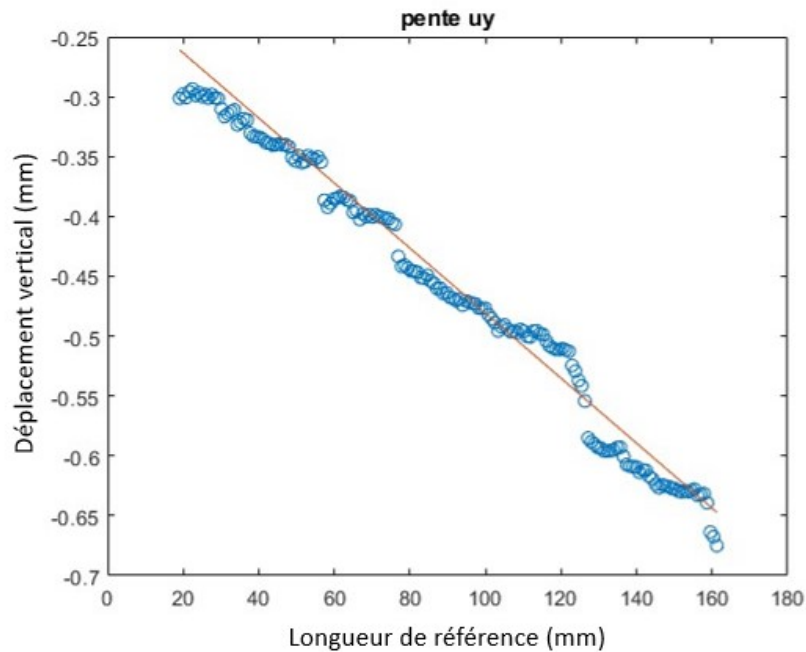


Figure 5: Carte de déplacement horizontal



**Figure 6:** Carte de déplacement vertical moyenne par ligne.

La figure 6 montre la distribution des nuages de points qui représentent la moyenne du déplacement vertical à chaque ligne. À partir des nuages de point, la tendance qui représente la pente et qui signifie la rigidité peut être déterminée comme le montrant le Tableau 3.

### IV.3 Déformation dans la direction Y

La figure 7 montre la carte de déformation obtenue dans la direction Y pour les éprouvettes testées. Le comportement mécanique globale de l'éprouvette testée est décrit par une tendance hétérogène au niveau de la carte de déformation obtenue. Cette tendance non-uniforme peut être expliquée par la variabilité du degré de participation des particules de chanvre à la sollicitation mécanique de l'éprouvette. Une tendance des lignes couvrant certaines zones a été observée sur la carte de déformation interprétée. Ces lignes désignent les 3 couches appliquées lors de coulage de l'éprouvette. Les interfaces entre les couches représentent des zones de concentration les plus représentatifs en termes de déformation. De ce fait, lors de coulage de l'éprouvette, le besoin de faire frotter les extrémités de l'ensemble dans le moule après chaque compactage est une étape essentielle afin d'obtenir des propriétés mécaniques optimisées. Il faut noter que les signes négatifs inclus à l'échelle de la carte ont été attribués à la direction descendante de la plaque mobile qui était opposée au cadre normal de l'axe des ordonnées.



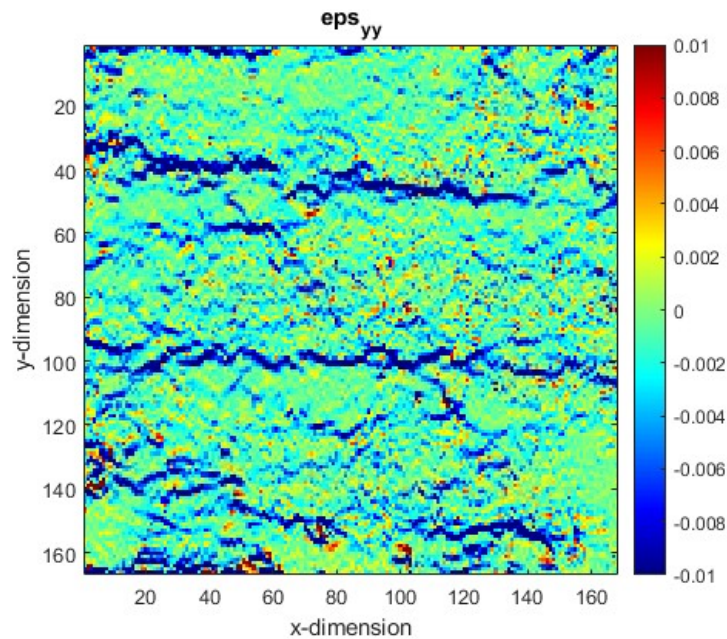


Figure 7: Carte de déformation verticale

## V. CONCLUSION

À partir des résultats obtenus dans les cartes de déplacement et de déformation par la corrélation d'images numériques, les points suivants peuvent être conclus :

1. Un comportement global hétérogène a été remarqué au niveau de la déformation de béton de chanvre.
2. Les interfaces entre les couches forment des zones de concentration dans la déformation de l'éprouvette.
3. Le comportement mécanique contrainte-déformation de l'éprouvette est caractérisé par une rigidification après chaque cycle.
4. L'orientation des chènevottes sur la grille de l'éprouvette a un grand impact sur le degré de contribution de ces particules vis-à-vis des sollicitations mécaniques suite à leur distribution irrégulière dans un béton de chanvre.

Des perspectives concernant un essai de compression cyclique et l'analyse d'image numérique seront effectuées sur une éprouvette de béton de chanvre selon l'orientation parallèle des chènevottes à la direction de compactage.

## VI. REMERCIEMENTS

Ces travaux ont été réalisés dans le cadre du projet ANR BIO-UP soutenu par l'agence nationale de recherche (ANR-21-CE-22-0009).

## VII. REFERENCES

[1] UNEP Publication, UNEP-SBCI Buildings and Climate Change; Status, Challenge and Opportunities, (2007).

[2] Bourdot, A., Moussa, T., Gacoin, A., Maalouf, C., Vazquez, P., Thomachot-Schneider, C., Bliard, C., Merabtine, A., Lachi, M., Douzane, O. and Karaky, H., 2017. Characterization of a hemp-based agro-material: Influence of starch ratio and hemp shive size on physical, mechanical, and hygrothermal properties. *Energy and Buildings*, 153, pp.501-512.

[3] de Bruijn, P.B., Jeppsson, K.H., Sandin, K. and Nilsson, C., 2009. Mechanical properties of lime-hemp concrete containing shives and fibres. *Biosystems engineering*, 103(4), pp.474-479.

[4] Nozahic, V. and Amziane, S., 2012. Influence of sunflower aggregates surface treatments on physical properties and adhesion with a mineral binder. *Composites Part A: Applied Science and Manufacturing*, 43(11), pp.1837-1849.

[5] Ratsimbazafy, H.H., Laborel-Préneron, A., Magniont, C. and Evon, P., 2021. A review of the multi-physical characteristics of plant aggregates and their effects on the properties of plant-based concrete. *Recent Progress in Materials*, 3(2), pp.69-p.

[6] Elfordy, S., Lucas, F., Tancret, F., Scudeller, Y. and Goudet, L., 2008. Mechanical and thermal properties of lime and hemp concrete ("hemcrete") manufactured by a projection process. *Construction and Building Materials*, 22(10), pp.2116-2123.

[7] Monreal, P., Mboumba-Mamboundou, L.B., Dheilily, R.M. and Quéneudec, M., 2011. Effects of aggregate coating on the hygral properties of lignocellulosic composites. *Cement and Concrete Composites*, 33(2), pp.301-308.

[8] Sellami, A., Merzoud, M. and Amziane, S., 2013. Improvement of mechanical properties of green concrete by treatment of the vegetal fibers. *Construction and Building Materials*, 47, pp.1117-1124.

[9] Niyigena, C., Amziane, S., Chateauneuf, A., Arnaud, L., Bessette, L., Collet, F., Lanos, C., Escadeillas, G., Lawrence, M., Magniont, C. and Marceau, S., 2016. Variability of the mechanical properties of hemp concrete. *Materials Today Communications*, 7, pp.122-133.

[10] Arnaud, Laurent, and Etienne Gourlay. "Experimental study of parameters influencing mechanical properties of hemp concretes." *Construction and building materials* 28.1 (2012): 50-56.

- [11] Amziane, S., Nozahic, V. and Sonebi, M., 2015. Design of mechanically enhanced concrete using hemp shiv. *Academic Journal of Civil Engineering*, 33(2), pp.422-426.
- [12] Delhomme, Fabien, et al. "Effect of hemp on cement hydration: experimental characterization of the Interfacial Transition Zone." *Results in Chemistry* 4 (2022): 100440.
- [13] Wang, L., Lenormand, H., Zmamou, H. and Leblanc, N., 2021. Effect of variability of hemp shiv on the setting of lime hemp concrete. *Industrial Crops and Products*, 171, p.113915.
- [14] Diquélou, Y., Gourlay, E., Arnaud, L. and Kurek, B., 2015. Impact of hemp shiv on cement setting and hardening: Influence of the extracted components from the aggregates and study of the interfaces with the inorganic matrix. *Cement and Concrete Composites*, 55, pp.112-121.
- [15] McCormick, N. and Lord, J., 2010. Digital image correlation. *Materials today*, 13(12), pp.52-54.
- [16] Amziane, S., Collet, F., Lawrence, M., Magniont, C., Picandet, V. and Sonebi, M., 2017. Recommendation of the RILEM TC 236-BBM: characterisation testing of hemp shiv to determine the initial water content, water absorption, dry density, particle size distribution and thermal conductivity. *Materials and Structures*, 50, pp.1-11.
- [17] [http://www.romanportland.net/files/doc/cahier\\_technique\\_cr\\_cnp\\_eng.pdf](http://www.romanportland.net/files/doc/cahier_technique_cr_cnp_eng.pdf)
- [18] Y. Surrel, « Les techniques optiques de mesure de champs : essai de classification », Instrumentation, mesure et métrologie, vol 4, pp. 11-42, 2004.
- [19] Cuynet, A., Toussaint, F., Roux, E., Scida, D. and Ayad, R., 2016, March. Apport des mesures de champ dans l'étude de composites renforcés en fibres de lin au cours d'essais de traction quasi-statiques. In *1ère Conférence EuroMaghrébine des BioComposites*.

# Vers une utilisation durable des déchets de l'industrie oléicole à l'état brut dans le béton: Étude de faisabilité technique et environnementale

Khemiri Ibtissem <sup>1,2</sup>, Rakia S'habou <sup>1,3</sup>, Ali Ellouze<sup>2,4</sup>

<sup>1</sup> Institut Supérieur des Technologies de l'Environnement de l'Urbanisme et du Bâtiment, 2 Rue de l'Artisanat-Charguia II 2035 Tunis, Université de Carthage, Tunis, Tunisie,

<sup>2</sup>Département de Génie Civil, École Nationale d'Ingénieurs de Sfax, Sfax, Tunisie

<sup>3</sup>Laboratoire Eau, Energie et Environnement (L3E), Ecole Nationale d'Ingénieurs de Sfax (ENIS), Université de Sfax, Tunisie

<sup>4</sup>Unité de recherche 'Géomatériaux, Structures de Génie Civil et Environnement' GESTE, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Sfax (ENIS), Université de Sfax, Tunisie

## RESUME

La production d'huile d'olive est une industrie stratégique pour les pays du bassin méditerranéen, mais le processus de production classique engendre deux sous-produits, les margines et les grignons, qui sont nocifs pour l'environnement. Par ailleurs, la fabrication de béton est une source d'émissions de gaz à effet de serre excessive et épuise les ressources minérales non renouvelables. Afin de résoudre ce problème, les margines et les grignons peuvent être incorporés à l'état brut dans la matrice cimentaire pour produire un béton écologique, tout en relevant le défi de leur élimination. Pour optimiser la formulation de ce béton, un plan d'expériences a été utilisé en prenant en compte les taux de marge et de grignon. Des tests de lixiviation ont également été développés pour s'assurer que ce nouveau béton n'impacte pas négativement l'environnement en service ou à la fin de vie, en simulant l'effet des pluies acides et en évaluant le relargage des éco-bétons dans l'environnement

**Mots-clés** béton écologique, margine, grignon, lixiviation, plan d'expériences.

## I. INTRODUCTION

La progression rapide des technologies de béton, nous permet de réaliser des structures audacieuses et vertigineuses ce qui le rend incontournable dans le secteur de la construction. Cette forte demande cause une dégradation de l'écosystème (Gao et al., 2017) et le monde entier s'engage à réduire les émissions des polluants. Actuellement, l'essentiel des recherches menées

visé à obtenir un béton plus respectueux de l'environnement en utilisant des matériaux alternatifs à travers la valorisation, tout en gardant les propriétés mécaniques, en assurant des performances thermo-acoustiques (Irfan et al., 2019) (Liew et al., 2017) (Makul, 2020).

Par ailleurs, les pays du bassin méditerranéen se heurtent à des problèmes d'ordre environnemental liés à la gestion des déchets générés par l'activité oléicole. En effet, la trituration d'olive génère des grandes quantités de sous-produits: grignon et margine qui se caractérisent par une forte charge polluante (un pH acide, une demande chimique en oxygène (DCO) très élevée) présentant une source potentielle de contamination des ressources naturelles (Shabou et al., 2009) (Khdair et al., 2019) (A.Foutlane & L.Echihabi, 2002). Face à cette situation alarmante, l'incorporation de ces déchets dans la matrice cimentaire a suscité l'intérêt de plusieurs chercheurs (Alkheder et al., 2016) (Duman et al., 2020), et demeure la solution la plus envisagée pour relever le défi de leur élimination et de résoudre leur problème environnemental, tout en produisant un béton écologique, durable et performant.

Cette étude traite l'effet de l'ajout combiné de grignon et de margine, à l'état brut, sur les propriétés physiques du béton. Ainsi, les pourcentages de substitution de ces déchets dans la matrice cimentaire sont optimisés à l'aide d'un plan d'expériences factoriels complets permettant de réduire au maximum le nombre d'essais (Goupy & Creighton, 2009). L'optimisation est déterminée par trois réponses: la résistance à la compression, la résistance à la flexion et l'ouvrabilité. Ainsi, les domaines d'étude pour chaque facteur ont été cernés: pour le grignon, le taux de remplacement s'effectue par rapport au volume de gravier dans un intervalle entre 0% et 4%, et l'incorporation de margine varie entre 0% et 0,4% d'extrait sec par rapport au poids de ciment.

Ce travail s'intéresse également à étudier les interactions entre les éco-bétons élaborés et l'environnement. Ainsi, l'évaluation du comportement de plusieurs composites à base de margine et de grignon face à la lixiviation, basée sur des tests de laboratoire, a été développée.

Deux tests différents de lixiviation ont été mis en place: le premier est réalisé avec l'eau déminéralisée pour évaluer le relargage des éco-bétons dans l'environnement, et voir le potentiel polluant des déchets intégrés sous des conditions naturelles, et le deuxième s'effectue avec l'eau acide pour simuler l'effet des pluies acides.

## II. MATERIELS ET METHODES

### A. Plan d'expériences

Des travaux antérieurs (Fourat et al., 2001), ont montré que l'ajout de la margine (eau résiduaire issue de la trituration de l'huile d'olive) dans le béton provoque des phénomènes complexes (fluidifiant, création des bulles d'air). En effet, l'ajout de la margine comme étant un adjuvant améliore significativement la fluidité traduite par un comportement linéaire vis-à-vis de l'ouvrabilité; tandis que l'effet de cet ajout sur la résistance à la compression montre une augmentation jusqu'à un seuil (0.2% d'extrait sec par rapport le poids de ciment) à partir duquel on enregistre un inversement du comportement.

Par ailleurs, l'incorporation de grignon (un résidu solide qui reste après l'extraction de l'huile d'olive à partir des olives. Il s'agit des résidus de pulpe, de peau, de noyaux et parfois de fragments de tiges d'olives. Le grignon est également connu sous le nom de marc d'olive) dans le béton diminue ses performances mécaniques pour des taux de remplacement élevés jusqu'à 60 % (remplacement volumique des granulats) (Chaabane & Benferrah, 2018).

Ainsi, le plan d'expériences demeure la solution la plus adéquate pour analyser l'effet de l'ajout combiné de ces deux sous-produits et déterminer le taux de remplacement optimal de chaque facteur (sous-produit). Cette méthodologie consiste à déterminer les domaines d'étude pour chaque facteur (grignon et margine), puis l'établissement de la matrice des effets (tab 1).

Cette matrice d'expériences a été déterminée à partir de la matrice de Hadamard (Goupy & Creighton, 2009).

**TABLEAU 1. Matrice des effets**

N°essai	M	G	MG
1	-1	-1	1
2	1	-1	-1
3	-1	1	-1
4	1	1	1
Niveau -1	0%	0%	---
Niveau +1	0,4%	4%	---

Avec :

- M : Facteur pourcentage massique d'ajout de margine comme étant un adjuvant
- G : Facteur pourcentage de remplacement volumique des graviers par des grignons
- MG : Interaction entre les deux facteurs
- -1 désigne le niveau minimal du domaine d'étude
- 1 désigne le niveau maximal du domaine d'étude

#### B. Caractérisation des matériaux utilisés

##### 1. Ciment:

Le ciment utilisé est de type CEM I 42,5 R, obtenu par voie sèche et provient de la cimenterie de JBEL EL OUEST. Cette cimenterie est certifiée ISO 9001. La composition générale comporte 95% du clinker et de 5% de calcium sulfate. Les caractéristiques chimiques présentent un taux de sulfate (SO<sub>3</sub>) de 3,5% et une faible teneur en chlorures (Cl) de 0,1%. La perte au feu (P.F.) et le résidu insoluble (R.I.) sont tous deux à 5%. En ce qui concerne les propriétés mécaniques et physiques, la densité du matériau est de 3,1. Le début de prise est de 60 minutes et l'expansion de 10 mm.

##### 2. Granulats:

- Sable:

Le sable utilisé lors de cette étude présente une masse volumique apparente de 1,57 g/cm<sup>3</sup> et une masse volumique absolue de 2,5 g/cm<sup>3</sup>. L'analyse granulométrique (NFP 18- 540) est réalisée manuellement. Il s'agit d'un sable siliceux avec un diamètre qui varie de 0 à 2,5 mm (figure 1). Son module de finesse est égal à 2,49. Le coefficient d'uniformité (ou coefficient de Hazen) Cu est égal 2,95, ce qui signifie que la granulométrie est étalée.

Le coefficient de courbure CC est égal à 1,89, montrant que le matériau est bien gradué. L'équivalent de sable est égal à 88%.

- Gravier:

Le gravier utilisé est un gravier concassé qui provient de la carrière de concassage de Djebel Ressay, de classe granulaire 4/16 mm (figure 1) et d'une masse volumique absolue est de 2,63 g/cm<sup>3</sup>. Le gravier contient 54.89% de CaO et d'autres minéraux.

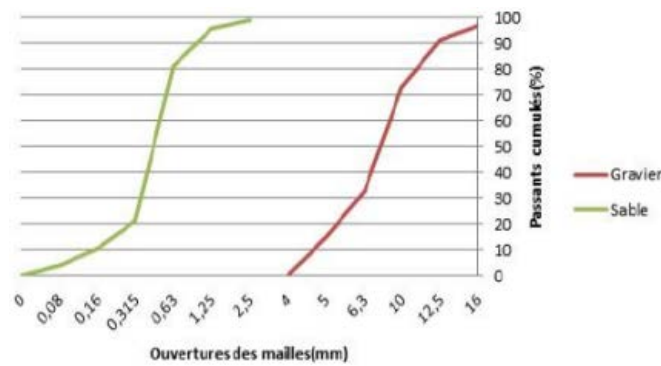


FIGURE 1. Répartition granulométrique des granulats

3. Eau de gâchage:

L'eau utilisée est l'eau potable provenant du gouvernorat d'Ariana (Tunisie), exempte de toute impureté pouvant nuire à la qualité du béton. La température de l'eau de gâchage est celle de la température ambiante.

4. Sous-produits de l'industrie oléicole:

Les deux déchets sont issus d'un système d'extraction d'huile d'olive classique de la région de Sfax. Les margines ont été raclées et filtrées au préalable à travers un tamis de diamètre 0,08 mm pour éliminer la matière grasse huileuse et les corps solides, respectivement.

Les résultats analytiques sont regroupés dans le tableau 2 :

TABLEAU 2. Caractérisation analytique de la marge et des grignons

Paramètres	Margine	Grignon
pH	4,78	5,93
Densité	1,02	1,19
Extrait sec (g/l)	77.4	--
DCO (mgO <sup>2</sup> /l)	104000	35000

### C. Formulation de béton

La méthode de formulation du béton adoptée est celle volumétrique (Scramataiec) (Ellouze et al., 2010). Dans un premier lieu, on a déterminé les dosages en eau et en ciment moyennant la méthode de Dreux-Gorisse. L'estimation des quantités de sable et de gravier s'effectue expérimentalement en faisant varier le rapport gravier / sable (G/S). La figure 2 montre un rapport optimal de G/S de 1,27.

Pour les composites, l'ajout de la margine a été déterminé en terme d'extrait sec par rapport au poids de ciment, et le grignon par substitution de gravier en terme de volume. Le tableau 3 présente les formulations des six composites: ce C1 jusqu'à C4 selon la matrice de HADAMARD et pour C5 et C6 sont des points Tests.

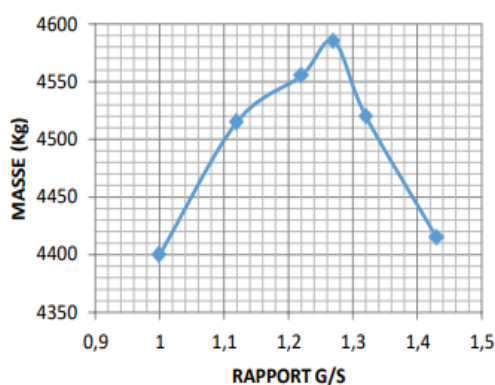


FIGURE 2 Variation de la masse en fonction du rapport G/S

TABLEAU 3. Formulations des différents composites pour un m<sup>3</sup> de béton

Combinaisons	C1	C2	C3	C4	C5	C6
Ciment (kg)	350	350	350	350	350	350
Eau (kg)	200	183	200	183	183	191,5
Sable (kg)	785	785	785	785	785	785
Gravier (kg)	998	998	958	958	988	968
Grignon (kg)	–	–	18,2	18,2	4,5	13,66
Margine (kg)	–	18,5	–	18,5	18,5	9,22
E/C	0,57					

Pour ajouter du grignon, il suffit de remplacer le gravier en termes de volume. Quant à l'ajout de la margine, il a été déterminé en termes d'extrait sec par rapport au poids de ciment. Tout d'abord, nous devons déterminer la quantité en extrait sec. Dans ce cas, le béton est dosé à 350 kg de ciment, donc 0,4% équivaut à 1,4 kg d'extrait sec de margine.

D'après le tableau 3, un litre de margine contient 77,4 g d'extrait sec. Ainsi, pour obtenir 1,4 kg d'extrait sec de margine, il faut utiliser 18 litres de margine. Cependant, nous devons tenir compte de la différence de densité. Par conséquent, nous aurons besoin de 18,45 litres de margine.



Pour la formulation, nous devons soustraire la quantité d'eau supplémentaire contenue dans la margine de l'eau de gâchage

### C. Méthodes expérimentales adopté pour l'essai de lixiviation

Les essais de lixiviation sont actuellement les approches les plus couramment utilisées pour évaluer le potentiel polluant des matériaux. Dans cette étude, nous cherchons à évaluer la pollution potentielle de ce nouveau béton en utilisant l'essai de lixiviation en batch conformément à la norme en vigueur, la NF EN 12457 (1 à 4) : Caractérisation des déchets - Lixiviation - Essai de conformité pour lixiviation des déchets.

Pour cela, deux solutions lixiviantes ont été utilisées: la première est de l'eau déminéralisée (pH=6,85) pour simuler des conditions normales telles que la pluie ou le contact avec l'eau. La seconde est de l'eau acide (pH=2,1) pour simuler un milieu fortement agressif tel que la pluie acide. L'eau lixiviante acide est préparée en utilisant de l'acide sulfurique concentré.

## III. RESULTATS ET DISCUSSIONS

### A. Caractérisation des éco-bétons élaborés à base de grignon et de margine à l'état brut

#### 1. Ouvrabilité:

La figure 3 présente les valeurs d'affaissement pour les différentes combinaisons. L'ajout de grignon, uniquement à 4% (C3) provoque une diminution de la fluidité de 2 cm. Ceci est dû à l'absorption d'une partie de l'eau de gâchage par les grignons pendant le malaxage. Tandis que l'ajout uniquement de la margine à 0,4% (C2) augmente considérablement l'affaissement de 13 cm. Cela prouve que la margine joue le rôle d'un défoulant pour les grains de ciment. Par ailleurs, les molécules amphipathiques présentes dans les margines ont joué le rôle d'agents entraîneurs d'air par l'abaissement de la tension superficielle air/eau, ce qui présente un autre phénomène pour améliorer l'ouvrabilité du béton. L'analyse de diagramme de Pareto (fig. 4) montre que l'effet des margines est le plus significatif que les grignons et montre également la présence d'une forte interaction entre les deux facteurs. Ainsi, les deux sous-produits présentent des effets antagonistes sur la maniabilité comme indique le graphique des effets principaux (fig. 5).

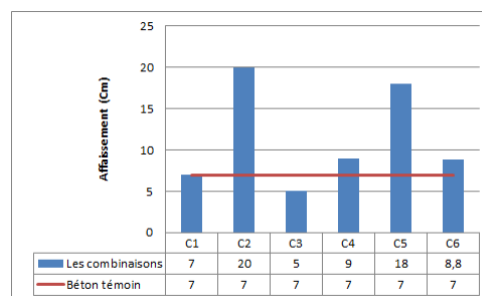


FIGURE 3. Mesure de l'affaissement

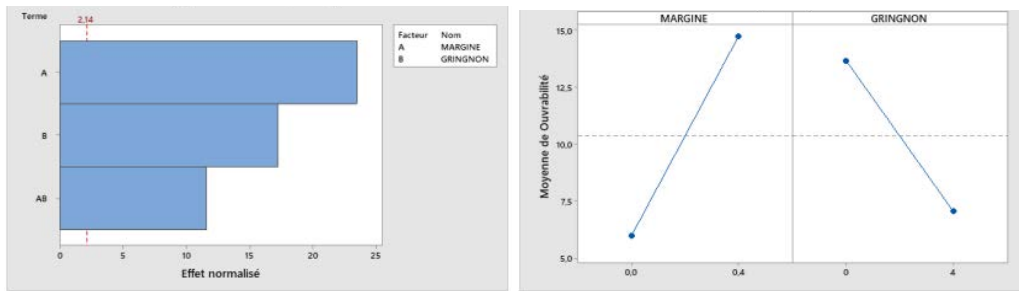


FIGURE 4. Diagramme de Pareto de l'ouvrabilité FIGURE 5. Les effets principaux de l'ouvrabilité

2. Résistance à la compression:

Les résultats relatifs à la résistance à la compression à 28j illustré dans la figure 6. On commence d'abord par l'évaluation des combinaisons C2 et C3 qui renferment des ajouts seuls de margines et de grignons, respectivement qui montre que la présence de la margine seule à 0.4% (C2) provoque une diminution de 10,13% de la résistance à la compression par rapport au béton témoin (C1). Cet affaiblissement est dû principalement à l'augmentation de la porosité engendrée par la création des bulles d'air qui sont responsables de la diminution de la compacité de béton (Fourati et al., 2001). De même l'ajout de grignon seul à 4% (C3) affecte considérablement la résistance à la compression. En effet, on note une diminution qui atteint 34,16 % par rapport au béton de référence. Cette diminution est expliquée par le caractère hydrophile élevé des déchets lignocellulosiques. De plus, suite à leur forte absorption, les granulats se gonflent et occupent un espace plus important au sein des éco-bétons. Après la cure de 28 jours et durant le séchage, les granulats végétaux perdent l'eau absorbée et par conséquent leur volume diminue et un vide apparaît ce qui provoque une faible adhérence. Alors, d'après l'analyse du graphique des effets principaux (fig. 8) les deux ajouts ont un impact négatif sur la résistance à la compression surtout pour le cas d'ajout de grignon comme indique le diagramme de Pareto (fig.7).

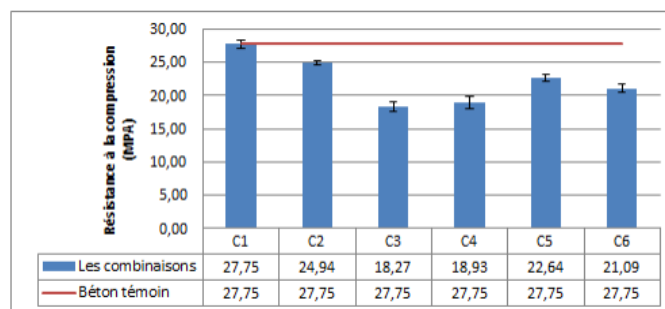
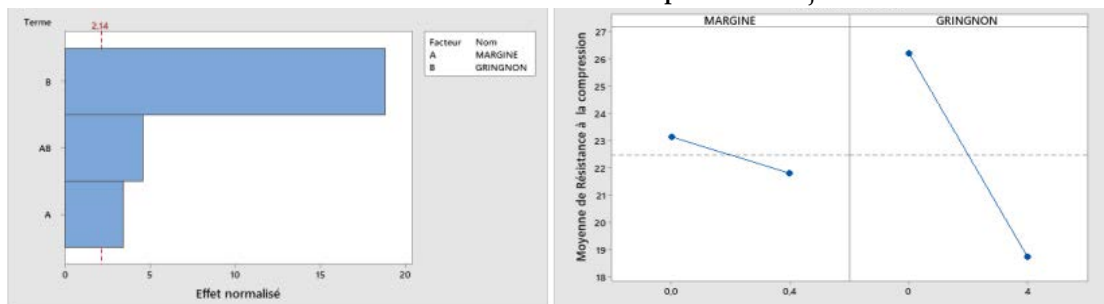


FIGURE 6. Résistance à la compression à 28 j



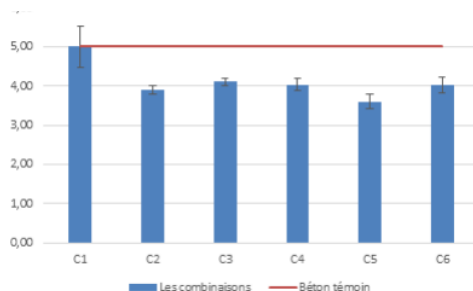
**FIGURE 7. Diagramme de Pareto de la RC**

**FIGURE 8. Les effets principaux de RC**

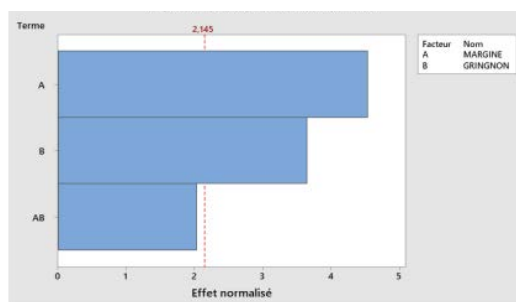
3. La résistance à la flexion :

Les résultats des essais de la résistance à la flexion sont présentés dans la figure 9. Nous avons montré que l'incorporation de grignon et de margine dans le béton entraîne une réduction de la résistance à la flexion par rapport au témoin (C1). L'observation des résistances à la flexion de C2 et C3 montre que la présence de margine avec un taux de remplacement de 0,4% réduit la résistance à la flexion de 1,1 MPa (22.4%) par rapport au béton de référence (C1) et l'incorporation de grignon uniquement à 4% provoque une diminution de 0,9 MPa (18.4%). Cela montre que l'effet de la margine est le plus significatif comme indique le diagramme de Pareto (figure 10). De plus, il montre que l'interaction n'est pas significative. Ainsi, le diagramme des effets principaux montre que les deux ajouts impactent négativement la résistance à la flexion.

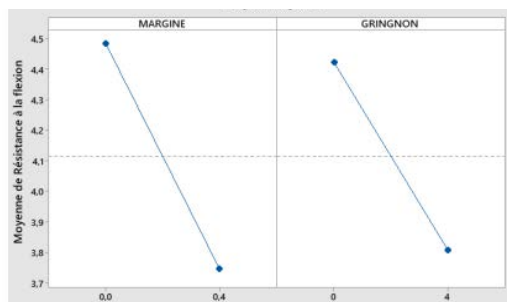
Pour C1, la résistance à la flexion présente 18 % de la résistance à la compression contre 23 % pour C3. On détecte par la suite une amélioration de la résistance à la flexion pour l'ajout de grignon grâce à la présence de cellulose qui varie entre 24% et 44% assurant la flexibilité (CHOUCHENE, 2010).



**FIGURE 9. Résistance à la Flexion à 28 j**



**FIGURE 10. Diagramme de Pareto de RF**



**FIGURE 11. Les effets principaux de RF**

B. Estimation de l'effet de l'incorporation des margines et des grignons dans le béton sur l'environnement  
 Pendant la période de cure, nous avons constaté une modification de la coloration vers un marron plus foncé pour l'eau contenant les éprouvettes relatives aux éco-bétons comparée à celle du béton témoin avec un dégagement d'odeur rappelant celle du savon. Alors, l'évaluation de l'effet de l'intégration des margines et des grignons dans la matrice cimentaire sur l'environnement s'avère nécessaire.

1. Capacité tampon des éco-bétons :

La lixiviation des bétons correspond à un lessivage des hydrates de la pâte de ciment au contact de milieux fluides suite à des déséquilibres chimiques.

Le tableau 4 montre les résultats des pH obtenus après lixiviation des différents types des éco-bétons. Pour les bétons lessivés à l'eau déminéralisée (pH=6,85), tous les lixiviats présentent un pH basique (entre 12,46 et 12,61). La lixiviation avec l'eau acide (pH=2,1 de la solution lixiviante) montre un pH toujours basique qui varie entre 12,57 et 12,63. Cette stagnation de pH (12,6 en moyenne) correspond à l'équilibre de dissolution de l'hydrate le moins stable à savoir la portlandite. Ceci nous a permis de distinguer la capacité tampon d'acide pour les différents bétons. Ce qui prouve que l'ajout des grignons et/ou margines à caractère acide dans la matrice cimentaire n'impactent pas négativement l'environnement.

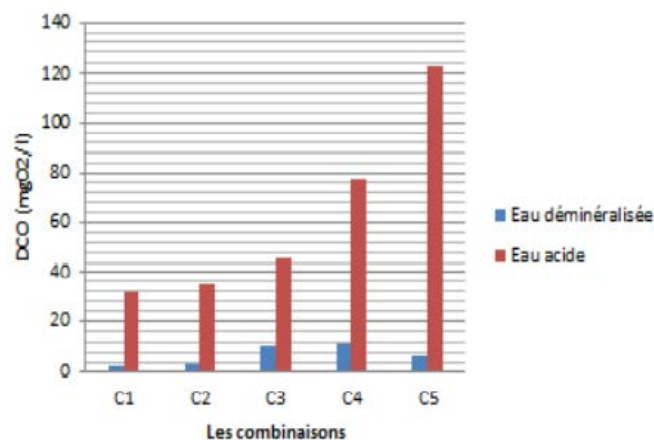
**Tableau 4.** Effet du pH du lixiviant sur le pH des lixiviats des différents éco-bétons

Les combinaisons	C1	C2	C3	C4	C5	C6
pH (eau déminéralisé)	12,57	12,56	12,61	12,46	12,55	12,61
pH (eau acide)	12,57	12,59	12,58	12,59	12,63	12,63

## 2. Interaction avec les granulats de grignons dans les bétons :

Les déchets incorporés pour la formulation de ce nouveau béton sont caractérisés par des DCO très élevées (qui dépassent les seuils de la norme NT 106.02) traduisant un fort pouvoir polluant du milieu récepteur. L'analyse de la figure 12 montre que la présence de la margine et de grignon modifie significativement la DCO de lixiviat en comparaison avec le béton témoin (C1). De plus, le milieu agressif simulant les pluies acides se caractérise par des valeurs de DCO des lixiviats les plus élevés. Ainsi, le pH acide favorise la décomposition principalement de la matière organique des grignons vu que le taux d'ajout de la margine est négligeable.

Dans le cas de lixiviation avec l'eau acide agressive, les valeurs de DCO sont toujours inférieures au seuil de rejet dans le réseau d'assainissement (1000 mgO<sub>2</sub>/l selon la norme NT 106.02). Concernant le rejet dans le milieu naturel, juste C5 dépasse légèrement la norme. Cela montre que la valorisation de la margine et de grignon dans le béton est une alternative prometteuse pour se débarrasser de la pollution engendrée par l'industrie oléicole.



**FIGURE 12.** Effet du pH du lixiviant sur la DCO des lixiviats des différents éco-bétons

### C. Optimisation d'une formulation des éco-bétons à base de grignon et de margine à l'état brut

L'optimisation des réponses nous permet d'identifier la combinaison des paramètres de variables qui optimisent conjointement un ensemble de réponses. L'optimisation de domaine de variation de chaque ajout par la superposition des courbes d'iso-réponses n'est pas une méthodologie précise dans notre cas car cette méthode considère que tous les paramètres étudiés possèdent la même importance sur la détermination de la formulation optimale.

Pour l'optimisation, on s'intéresse à 3 réponses seulement : l'ouvrabilité, la résistance à la compression et la résistance à la flexion puisque les valeurs de DCO de différents composites respectent toujours les conditions environnementales.

A travers le logiciel MINITAB 19, on détermine le taux de remplacement optimal de chaque facteur qui répond aux exigences de l'expérimentateur indiquées dans le tableau 5, en accordant à chaque réponse une pondération qui reflète le poids sur les paramètres de décision.

**TABLEAU 5. Les exigences de l'expérimentateur**

Les réponses	Pondération	Les contraintes
Ouvrabilité	30%	9 Cm
Résistance à la compression	60%	20 MPa
Résistance à la flexion	10%	4 MPa

La composition répondant parfaitement aux objectifs de l'étude celle qui renferme un taux de remplacement de 0,256 % pour la margine et 3,303 % pour le grignon.

## IV. CONCLUSION

Ce travail a permis d'étudier la faisabilité technique de la valorisation des grignons et des margines dans le béton. L'étude de la maniabilité des composites incorporant conjointement le grignon et la margine est très prometteuse en raison de la capacité fluidifiante de la margine qui nous permet l'élimination d'un déchet avec un effet néfaste sur l'environnement en préservant une quantité de l'eau de gâchage. Les propriétés mécaniques de ces composites prouvent la faisabilité technique de la valorisation des sous-produits de trituration d'olives. En effet, l'incorporation de la margine semble être une alternative adéquate pour le béton de structure et surtout sa fluidité. Ceci nous permet de réduire le rapport E/C d'où une compacité plus élevée. En ce qui concerne les grignons, cette étude affirme son impact négatif sur performances mécaniques, alors il est déconseillé l'incorporation à l'état brut.

L'évaluation du comportement des composites face à la lixiviation montre que la lixiviation des bétons dépend de la composition du béton, mais également de celle de la solution lixiviante à savoir son pH. Grâce à la variation de pH, nous avons pu caractériser deux phénomènes du comportement des hydrates pour nos bétons : la capacité de neutralisation acide grâce à l'effet tampon pour maintenir un pH élevé. Un relargage de substances organiques suite à la décomposition des grignons et margines incorporés dans les bétons a été constaté. La dégradation des grignons augmente considérablement lorsque le milieu s'acidifie.

Pour surmonter le problème causé par les grignons, un traitement par enrobage est proposé pour le rendre moins sensible à l'absorption de l'eau par conséquent on garantit une meilleure adhérence avec la matrice cimentaire en premier lieu et d'augmenter leur résistance vis à vis d'une solution agressive surtout que la structure cavernuse permet la pénétration d'une certaine quantité d'eau au sein des matériaux cimentaires en second lieu.

Les données recueillies montrent la faisabilité technique de l'incorporation des margines et grignons dans le béton en substitution aux matériaux non renouvelables et/ou adjuvant, pour minimiser l'impact environnemental.

## REFERENCES

A.Foutlane, M. S., & L.Echihabi, L. B. (2002). Pollution par les margines et production d'eau potable . Cas de l'oued Sebou au maroc. *Eastern Mediterranean Health Journal*.

Ali Ellouze, M. B. (2010). Experimental study of steel fiber concrete slabs part i : Behavior under uniformly distributed loads. *International Journal of concrete structures and materials*.

Alkheder, S., Obaidat, Y. T., & Taamneh, M. (2016). Effect of olive waste (Husk) on behavior of cement paste. *Case Studies in Construction Materials*, 5, 19-25.

Chaabane Lynda Amel, B. R. (2018). Olive pomace based lightweight concrete, an experimental approach and contribution. *MATEC Web of Conferences*.

CHOUCHENE, A. (2010). Etude expérimentale et théorique de procédés de valorisation de sous-produits oléicoles par voies thermique et physico-chimique. Ph.D. dissertation.

Duman, A. K., Ozgen, G. O., & Uctug, F. G. (2020). Environmental life cycle assessment of olive pomace utilization in Turkey. *Sustainable Production and Consumption*, 22, 126-137.

Fourati, F. C., Rouis, J., & Elleuch, B. (2001). Utilisation de la margine en tant qu adjuvant dans le béton. *Déchets Sciences et Techniques*.

Gao, T., Shen, L., Shen, M., Liu, L., Chen, F., & Gao, L. (2017). Evolution and projection of CO2 emissions for China's cement industry from 1980 to 2020. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 74, 522-537.

Goupy, J., & Creighton, L. (2009). Introduction aux plans d'expériences: avec applications (Vol. 117). Dunod.

Irfan, M. F., Hossain, S. M., Khalid, H., Sadaf, F., Al-Thawadi, S., Alshater, A., et al. (2019). Optimization of bio-cement production from cement kiln dust using microalgae. *Biotechnology Reports*, 23, e00356.

Khdair, A. I., Abu-Rumman, G., & Khdair, S. I. (2019). Pollution estimation from olive mills wastewater in Jordan. *Heliyon*, 5, e02386.

Liew, K. M., Sojobi, A. O., & Zhang, L. W. (2017). Green concrete: Prospects and challenges. *Construction and Building Materials*, 156, 1063-1095.

Makul, N. (2020). Modern sustainable cement and concrete composites: Review of current status, challenges and guidelines. *Sustainable Materials and Technologies*, 25, e00155.

Shabou, R., Zairi, M., Kallel, A., Neji, J., & Ben Dhia, H. (2009). GIS and multi-criteria analysis for OMW disposal site choice. *Waste and Resource Management*.

# Comportement mécanique d'un panneau sandwich GFRP à peaux extérieures minérales.

Tout-Saint MOUSSITOU<sup>1</sup>, Laurent MICHEL<sup>1</sup>, Aron GABOR<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Université de Lyon, Université Lyon 1, LMC2-EA7427, F-69622 Villeurbanne, France

**RESUME :** Les panneaux sandwichs composites sont de plus en plus utilisés dans le génie civil en tant que parements de façades car ils proposent des structures plus rigides, plus résistantes, plus légères, très facile à mettre en place et avec des bonnes propriétés d'isolation thermique. Dans cette étude, nous allons dans un premier temps caractériser la matrice minérale qui servira de peaux extérieures pour notre sandwich. Le phénomène d'adhérence entre la couche minérale et le sandwich GFRP sera étudié afin d'améliorer cette dernière. On caractérisera le comportement mécanique de l'ensemble à petite échelle d'abord puis les panneaux de grandes dimensions seront eux aussi testés afin de dégager un comportement mécanique global de la structure. La liaison couche minérale-sandwich GFRP devra permettre un comportement limitant les effets de cisaillement. L'ajout de la couche minérale assurera une protection au feu, participera à la rigidification du système et reprendra les efforts extérieurs de compression.

**Mots-clefs :** Panneaux sandwichs, Matrice minérale, Composite GFRP, Adhérence.

## I. INTRODUCTION

La recherche d'optimisation permanente des propriétés mécaniques et thermiques des façades aboutit au développement des structures composites sandwichs dans le domaine de la construction. Un matériau composite sandwich est constitué d'un matériau d'âme (de faible densité) qui est lié à deux peaux extérieures qui peuvent être en métal ou en matériaux polymères. Ces structures garantissent des performances mécaniques élevées tout en minimisant la masse globale. L'utilisation des mousses ou des matériaux minéraux aussi bien dans l'âme ou les peaux permettent d'assurer l'isolation thermique et la tenue au feu qui sont deux propriétés très recherchées dans le domaine du bâtiment. [1] [2]

Cependant, les problématiques principales dans la fabrication des matériaux sandwichs sont : le collage à l'interface entre les peaux et l'âme et les différents modes d'endommagement du sandwich (importante flèche en cisaillement, délaminage, flambement des peaux, cisaillement de l'âme). Les façades étant constamment sollicitées en flexion par courant de vent et d'éventuels chocs directs d'objets, la caractérisation mécanique de ces dernières passe donc par des essais de flexion (trois et quatre points) [3], essais de chocs, de fatigue et de durabilité.



L'objectif global de cette étude est d'observer les modes d'endommagement d'un panneau sandwich hybride à âme en mousse Polyuréthane (PU) avec des peaux en GFRP recouvertes d'une couche minérale (assurant la protection au feu). Des travaux de caractérisation mécanique du même sandwich GFRP d'abord puis du sandwich hybride (avec couche minérale coulée sur les peaux) ont déjà été amorcés par K. Djama. dans sa thèse [4]. Nous exploiterons donc les propriétés mécaniques du sandwich GFRP déjà déterminées et les résultats des essais en flexion trois points réalisés sur les sandwichs hybrides. Dans notre démarche, nous utiliserons deux matériaux minéraux secs que l'on caractérisera dans un premier temps puis nous mènerons une étude comparative afin de choisir celui donnant une couche minérale avec les meilleures propriétés mécaniques.

## II. MATIERES PREMIERES ET TECHNIQUES EXPERIMENTALES

### A. Le panneau sandwich caractérisé :

Le panneau sandwich étudié est constitué de deux peaux en GFRP (composites renforcés en fibres de verre) et d'une âme en mousse Polyuréthane traversée par des connecteurs en GFRP avec un angle de  $\pm 45^\circ$ . Ce dernier a été manufacturé par la société SAERTEX [5] par aiguilletage des fils de verre dans la mousse puis l'ensemble a été polymérisé par infusion sous vide avec une résine polyester. Les propriétés mécaniques des peaux et des connecteurs GFRP du sandwich ont déjà été déterminées expérimentalement et sont données dans le tableau 1 [4].

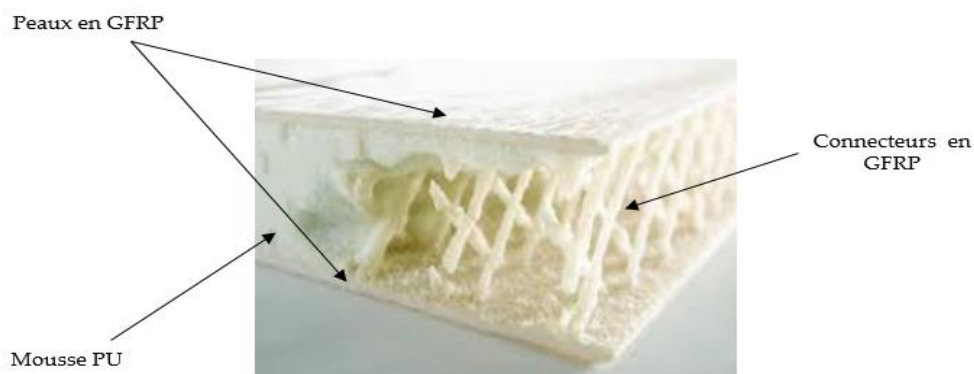


Figure 1 : Structure géométrique du sandwich étudié [5]

Tableau 1 : Caractéristiques géométriques et mécaniques des peaux et des connecteurs GFRP [4]

Denomination	Caractéristiques [mm]	$V_f$ (%)	$E_{fibres}$ [MPa]	$E_{résine}$ [MPa]	$E_{composite}$ [MPa]
Peaux GFRP	Épaisseur : 1,3	50%	73000	4000	38500
Connecteurs GFRP	Rayon : 1	10%	73000	4000	10900

Le paramètre  $V_f$  représente le taux volumique des fibres (en %) déterminé selon la norme NF EN ISO 11667. La détermination du module d'Young des fibres (noté  $E_{fibres}$ ) et celui de la résine ( $E_{résine}$ ) s'est faite par des essais de traction. Et le module du composite GFRP ( $E_{composite}$ ) est déduit de la loi des mélanges.

B. Les matrices minérales utilisées :

Les matériaux minéraux sont des mortiers auto-lissants utilisés dans le ragréage et la rénovation. Le premier est fibré avec un taux de gâchage de 0,22 et le deuxième est non fibré avec un taux variant entre 0,232 et 0,252. Dans cette étude, on ne va utiliser que 42% de la quantité totale d'eau recommandée pour une quantité de ciment donnée. Le mélange obtenu est alors sec et humide permettant d'appliquer une pression dessus afin d'obtenir une pièce compacte.

C. La méthode de fabrication par vibro-compaction :

On fabrique des éprouvettes de dimensions 40 mm x 40 mm x 160 mm par vibro-compaction de la matrice sèche dans un moule de dimensions 140 mm x 160 mm x 56 mm. Le protocole de fabrication par vibro-compaction est le suivant : on remplit le moule avec le mortier sec puis on tasse afin d'avoir une surface plane. On place le contre-moule à la surface et on pose le moule sur une table vibrante. Un capteur de force qui donne la force de serrage sera positionné entre le contre-moule et la barre de serrage de la table vibrante. On visse ensuite jusqu'à une force de 5 kN. On vibre ensuite pendant 7,5 secondes. On obtient un tassement global de la matrice minérale compris entre 42% et 45%. Les plaques obtenues seront ensuite découpées en éprouvettes 40 mm x 40 mm x 160 mm.

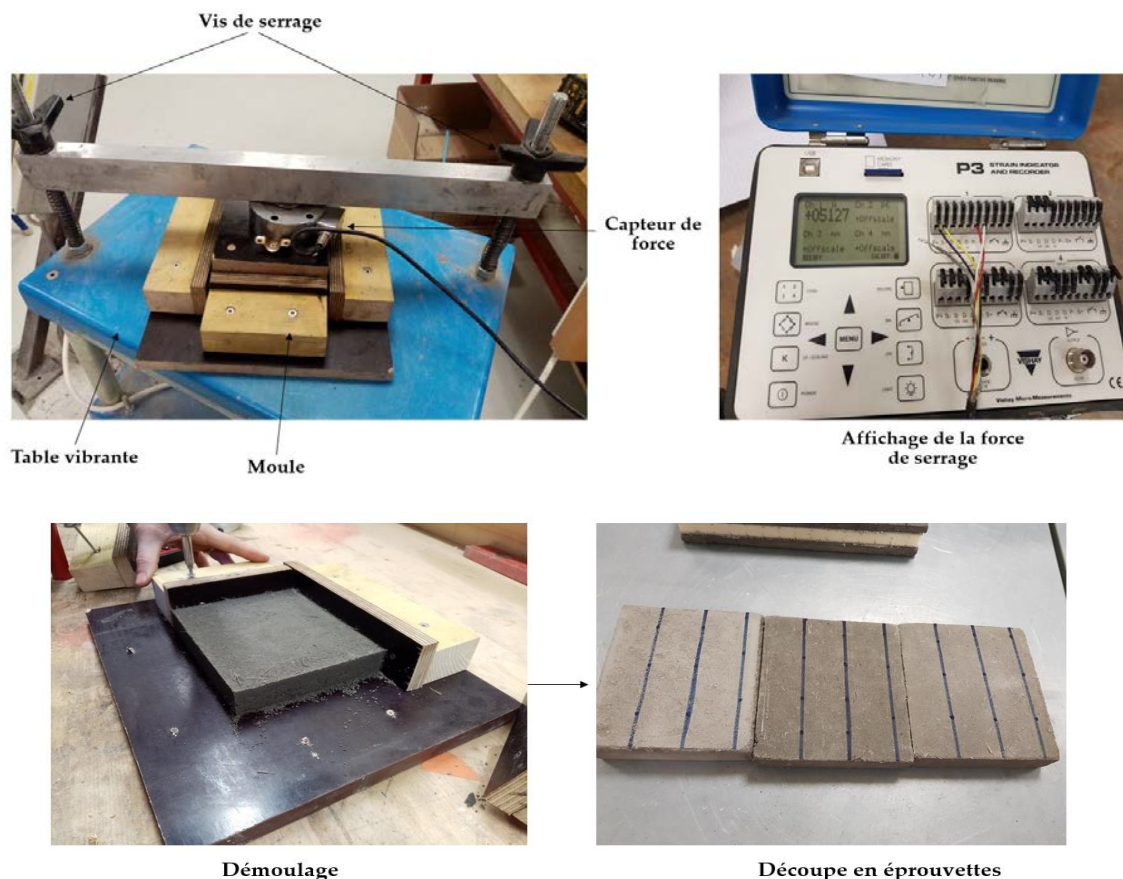


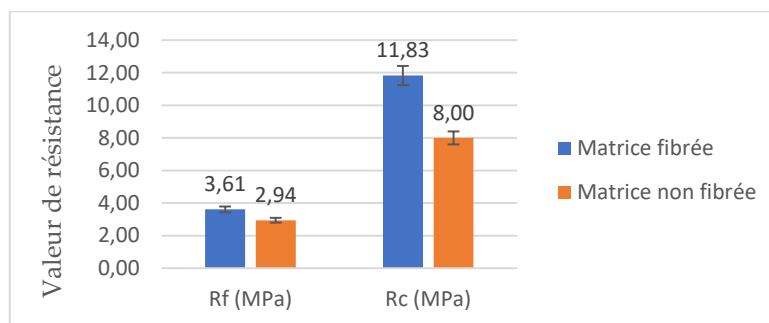
Figure 2 : Dispositif expérimental de vibro-compaction

C. *Essais en flexion et compression des matrices minérales :*

Les éprouvettes fabriquées précédemment seront ensuite testées à 7 jours afin de déterminer les résistances en flexion et en compression. Une comparaison des valeurs obtenues est faite sur la figure 4.



**Figure 3 :** Caractérisation mécanique en flexion et en compression d'éprouvettes de matrices minérales



**Figure 4 :** Comparaison des résistances en flexion et en compression des deux mortiers à 7 jours

D. *Fabrication des panneaux sandwichs hybrides avec couche minérale extérieure :*

On met en place les couches minérales caractérisées précédemment sur le sandwich composite toujours par le procédé de vibro-compactage. Le collage a été possible grâce à une résine d'adhérence bi-composante fraîche. On découpe des éprouvettes de sandwich composite hybride de dimensions 300 mm x 90 mm x 27 mm (avec une épaisseur de couche minérale incluse de 5 mm) que l'on testera au bout de 7 jours.

Les essais de flexion trois points ont été réalisés sur une presse de traction-compression (type ZWICK) ayant une charge maximale applicable de 50 kN. La vitesse de la traverse est de 10 mm/min et la portée entre les points d'appui lors des essais est de 250 mm, une portée suffisante afin de solliciter l'interface de collage entre le sandwich et la couche minérale. On testera 5 éprouvettes de chaque configuration.

### III. RESULTATS ET DISCUSSIONS

Les courbes force-déplacement des essais pour les deux mortiers (fibré et non fibré) sont représentés sur les figures 5 et 6. Celles-ci montrent une première phase linéaire suivie d'un comportement post fissuration avec une déformation plastique jusqu'à endommagement. Quantitativement, la rigidité flexionnelle notée  $K_{flex}$  reste la même pour les deux couches minérales (soit une moyenne de 944 N/mm pour le mortier fibré contre 945 N/mm pour le mortier non fibré). Elle est déterminée comme étant la pente de la courbe (rapport force/déplacement) dans la phase d'endommagement linéaire. En terme de force ultime, on a une moyenne de 2776 N avec la matrice fibrée et 2439 N avec la matrice non fibrée (soit une valeur inférieure de 13,82%). L'énergie dissipée lors de la rupture est déterminée en calculant l'aire sous la courbe force-déplacement. On trouve une valeur moyenne de 14,53 J pour le mortier non fibré, soit inférieure de 10,53% par rapport à la valeur d'énergie dissipée lors de la rupture du mortier fibré qui est de 16,03 J.

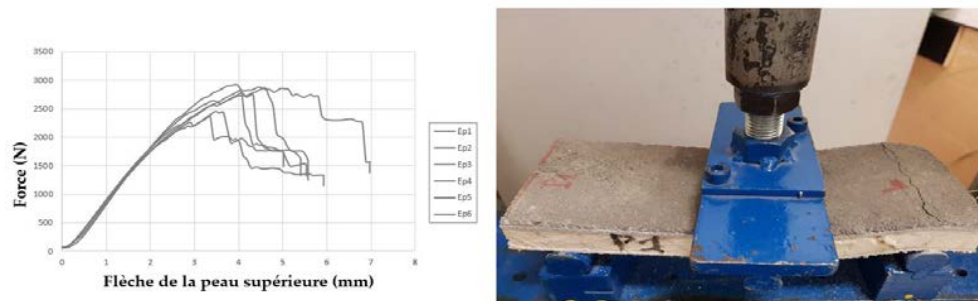


Figure 5 : Courbe force-déplacement en flexion et faciès d'endommagement avec la couche minérale fibrée

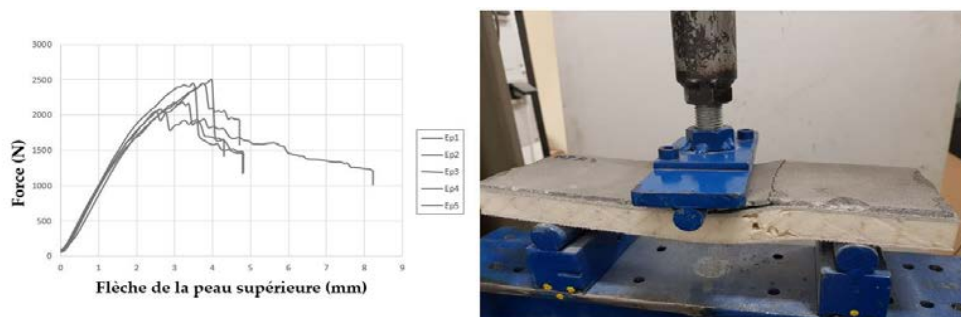


Figure 6 : Courbe force-déplacement en flexion et faciès de rupture avec la couche minérale non fibrée

Les écarts observés entre les valeurs des trois paramètres (la rigidité flexionnelle, la charge maximale et l'énergie dissipée) conduisent à l'hypothèse selon laquelle, en terme de résistance mécanique, la couche minérale fibrée est la plus intéressante. Cependant, l'aspect extérieur paraît plus propre avec la matrice minérale non fibrée étant donné le critère esthétique des panneaux de façades développés. En ce qui concerne les faciès d'endommagement, dans les deux cas on observe une rupture en cisaillement de l'âme, une fissuration au niveau de l'un des appuis et une indentation au niveau de la zone de chargement. En effet, la faible portée entre appuis génère des fortes contraintes de cisaillement causant ainsi la rupture en cisaillement de l'âme. Une tension est créée dans la couche minérale jusqu'à fissuration provoquant la perte de rigidité observée sur les courbes. Dans le cas du mortier non fibré, la fissuration de la couche

minérale s'accompagne d'un délaminage dans la zone de chargement. Ce qui n'est pas observée pour le mortier fibré. Cela peut s'expliquer par le fait que la présence des fibres augmente la déformabilité de la couche minérale en empêchant la propagation des fissures. La comparaison des paramètres gouvernant la réponse en flexion trois points pour les deux couches minérales étudiées avec ceux déterminés par K. Djama. [4] (avec l'interface donnant les meilleures propriétés d'adhérence dans sa thèse) montre des écarts légers entre les différentes valeurs des trois paramètres déterminés (tableau 2).

**Tableau 2 :** Comparaison des paramètres gouvernant la réponse en flexion trois points des sandwichs

	Kflex (N/mm)	Fmax (N)	Energie dissipée (J)
Thèse Khaled D.	835	2748	16,09
Matrice fibrée	944	2776	16,03
Matrice non fibrée	945	2439	14,53

### III. CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

La confrontation des résultats entre deux matrices minérales sèches montre une influence de la présence des fibres qui améliorent légèrement les performances mécaniques et donne un comportement ductile à la couche minérale. Une couche minérale liquide mise en place par coulage sur le sandwich (dans la thèse de K. Djama. [2]) présente à peu près les mêmes paramètres en flexion trois points et les mêmes modes d'endommagement qu'une couche minérale sèche mise en place par vibro-compactage. La méthode de mise en place de la couche minérale a donc peu d'influence sur ses performances mécaniques finales. N'ayant pas été fait à ce niveau, la question de collage entre la couche minérale et le sandwich GFRP doit être éclaircie par des essais Push-out. D'autres essais types fatigue, impact, fluage et thermique devront également être menés. Des éprouvettes de grandes dimensions doivent aussi être testées afin de confirmer les observations faites à petites échelles.

### IV. REFERENCES

- [1] : R. O'Hegarty, R. West, A. Reilly, O. Kinnane. Composite behaviour of fibre-reinforced concrete sandwich panels with FRP shear connectors. *Engineering Structures* 198 (2019).
- [2] : H. Xie, C. Shen, H. Fang, J. Huan, W. Cai. Flexural property evaluation of web reinforced GFRP-PET foam sandwich panel : Experimental study and numerical simulation. *Composites Part B* 234 (2022).
- [3] : S. Li, H. Wang, H. He, Y. Liu, H. Fan. Experimental investigation of mechanical behaviors of EPS foamed concrete-filled pultruded GFRP sandwich panels. *Polymer testing* 104 (2021).

[4] : Khaled Djama. Comportement mécanique d'un panneau sandwich à peaux hybrides et à âme renforcée par des connecteurs en GFRP : Etude expérimentale et numérique. Thèse de doctorat, université Claude Bernard Lyon 1, 2019.

[5]: « Core material for composites : SAERfoam® ». [En ligne]. Disponible sur : <https://www.saertex.com/fr/produit/saerfoam>. [Consulté le : 05-janvier-2023].

# Evaluation de l'effet de la dispersion sur la structuration au jeune âge d'un mortier imprimable

Ilhame Harbouz<sup>1,2</sup>, Emmanuel Rozière<sup>1</sup>, Ammar Yahia<sup>2</sup>, Ahmed Loukili<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Nantes Université, Ecole Centrale Nantes, CNRS, GeM, UMR 6183, F-44000 Nantes, France

<sup>2</sup>Université de Sherbrooke, département du génie civil et du génie du bâtiment, Sherbrooke, Québec, Canada

**RÉSUMÉ** Lors du processus d'impression, les matériaux cimentaires sont généralement soumis à un effet de dispersion avant la phase de dépôt. Cette dispersion a un effet important sur la structuration du mélange. La présente étude vise à évaluer l'influence de cette dispersion sur la structuration des matériaux cimentaires au jeune âge. Un programme expérimental a été mis en place pour suivre la structuration d'un mortier imprimable de l'état frais à l'état durci, en utilisant des essais de rhéologie oscillatoire. Un balayage de déformation ainsi qu'un suivi de propagation des ondes ultrasonores ont été réalisés pour suivre la transition entre l'état frais et l'état durci. Ces essais ont été réalisés à différentes échéances et historiques de cisaillement. Les résultats de cette étude ont montré un effet bénéfique sur l'imprimabilité des matériaux cimentaires. En revanche, des hétérogénéités peuvent apparaître si le temps d'impression n'est pas optimisé.

**Mots-clefs** Matériaux cimentaires, dispersion, cisaillement, structuration, impression 3D

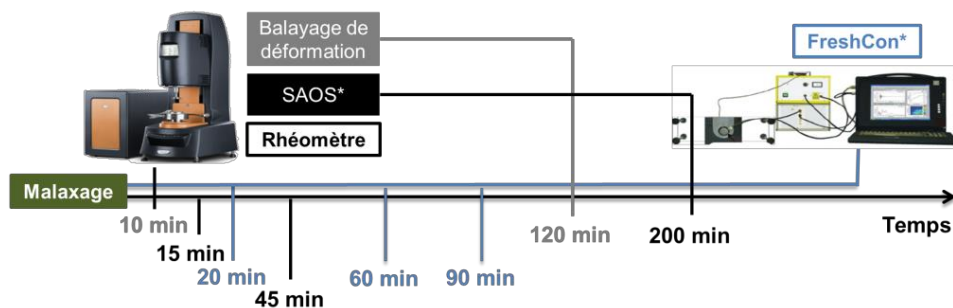
## I. INTRODUCTION

L'impression 3D du béton est un secteur en plein essor dans l'industrie de la construction. De nombreuses études ont été menées pour développer des matériaux cimentaires adaptés à ce type de procédé. En effet, plusieurs exigences rhéologiques, en particulier la cinétique de structuration, doivent être prises en compte lors de la formulation d'un matériau destiné à être imprimé. Les propriétés requises impliquent une fluidité adéquate pour faciliter l'extrusion et une rigidité suffisante pour assurer une bonne stabilité de la forme. En fait, la couche imprimée doit résister à son propre poids et supporter les contraintes induites par la gravité des couches déposées successivement. Le matériau doit donc acquérir une résistance au jeune âge appropriée (Paul et al., 2018). Il est donc très important de contrôler la structuration au jeune âge des matériaux cimentaires imprimables. Lors du processus d'impression, ces matériaux sont généralement soumis à un effet de dispersion avant la phase de dépôt. Cette dispersion peut avoir un impact sur la structuration du mélange. Dans la présente étude, l'effet de la dispersion sur la structuration des matériaux cimentaires imprimables est évalué. Un programme expérimental a été mené pour évaluer l'effet de la dispersion sur la structuration et le comportement viscoélastique des matériaux cimentaires imprimables de l'état frais à l'état durci. Les résultats de

cette étude peuvent être exploités pour l’optimisation de formulations adaptées pour une mise en place par impression 3D.

## II. PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

Dans la présente étude, l’objectif est d’évaluer l’influence de la dispersion sur l’évolution de la structuration des matériaux cimentaires au jeune âge. Un suivi de rigidification est réalisé ainsi par des essais de rhéologie oscillatoire pour évaluer la structuration à l’état frais et sa variation en fonction du temps. Un balayage de déformation ainsi qu’un suivi de propagation des ondes ultrasonores ont été exploités pour suivre la transition entre l’état frais et l’état durci. Ces essais ont été réalisés à différentes échéances et historiques de cisaillement. La **FIGURE 1** présente un aperçu des échéances des essais réalisés dans cette étude. Les matériaux ainsi que les protocoles de mesures de la rhéologie oscillatoire et de suivi de la structuration par ondes ultrasonores sont présentés dans ce qui suit.



SAOS\* : Small Amplitude Oscillatory Shear  
 FreshCon\* : Dispositif de mesure de vitesses de propagation des ondes ultrasonores dans le béton

**FIGURE 1.** Aperçu du programme expérimental

### A. Matériaux

Un mortier imprimable a été confectionné en utilisant du ciment portland de type CEM I 52,5 N, des cendres volantes (CV), de la fumée de silice (FS) et du sable fin. Un superplastifiant à base de polycarboxylate (SP) a été utilisé pour ajuster la fluidité du mélange. Les proportions du mortier confectionné sont résumées dans le **TABLEAU 1**.

**TABLEAU 1.** Proportions du mortier imprimable

Sable fin (% volumique)	Ciment (% volumique)	CV (% volumique)	FS (% volumique)	Rapport Eau/Ciment	SP (% masse du ciment)
37	21	8	4	0.4	1.2

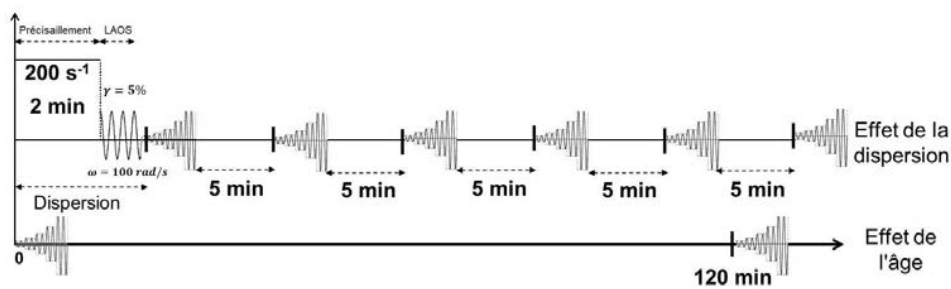
### B. Protocoles de mesures de la rhéologie oscillatoire

Les mesures de la rhéologie oscillatoire ont été effectuées à une température constante de 20°C à l’aide du rhéomètre DHR2. La géométrie Vane a été utilisée pour cet effet. Le système de mesure et les échantillons testés ont été protégés par un couvercle pour éviter l’évaporation pendant les mesures.



### B.1. Balayage de déformation

Dans le but de suivre la transition de phase solide  $\leftrightarrow$  fluide et sa variation au cours du temps, un balayage de déformation (0,0005 % - 10 %) a été réalisé 10 min après la fin de la séquence de malaxage et à l'âge de 2 heures à une fréquence angulaire de 10 rad/s comme le montre la **FIGURE 2**. Par ailleurs, afin d'évaluer l'effet du cisaillement sur la structuration du mélange, un protocole de dispersion a été appliqué et des essais de balayage de déformation ont ensuite été réalisés chaque 5 minutes (cf. **FIGURE 2**). Le protocole de dispersion consiste en un pré-cisaillement à un taux de cisaillement constant de  $200 \text{ s}^{-1}$  pendant 2 min, puis un cisaillement oscillant de grande amplitude (LAOS<sup>1</sup>) à 5 % de déformation de cisaillement et 100 rad/s de fréquence angulaire pendant 10 s. Ce protocole a été jugé efficace pour assurer une bonne dispersion des matériaux cimentaires (Mostafa et al., 2015). Les essais ont été réalisés sur plusieurs échantillons, et répétés à trois reprises pour garantir la fiabilité des mesures.



**FIGURE 2.** Protocoles de balayage de déformation

### B.2. Suivi de rigidification (SAOS<sup>2</sup>)

Des essais de cisaillement oscillatoire de faible amplitude (SAOS) ont été réalisés à une déformation de cisaillement de  $10^{-3}$  %, qui se situe dans le domaine viscoélastique linéaire (LVD<sup>3</sup>), et à une fréquence angulaire de 10 rad/s. Les échantillons ont d'abord été pré-conditionnés en appliquant le protocole de dispersion présenté précédemment afin de maintenir un état de référence comparable. Les échantillons ont été dispersés à différentes échéances comme le montre la **FIGURE 3**. Cette dispersion permettra d'évaluer la réversibilité de la structure à différentes phases de rigidification du mélange en comparaison avec la mesure de référence, où aucune dispersion n'est appliquée lors de la mesure. En outre, l'effet de l'historique de cisaillement a été évalué en dispersant le mélange à plusieurs reprises comme illustré sur la **FIGURE 4**.

<sup>1</sup> LAOS : Large Amplitude Oscillatory Shear

<sup>2</sup> SAOS : Small Amplitude Oscillatory Shear

<sup>3</sup> LVD : Linear Viscoelastic Domain

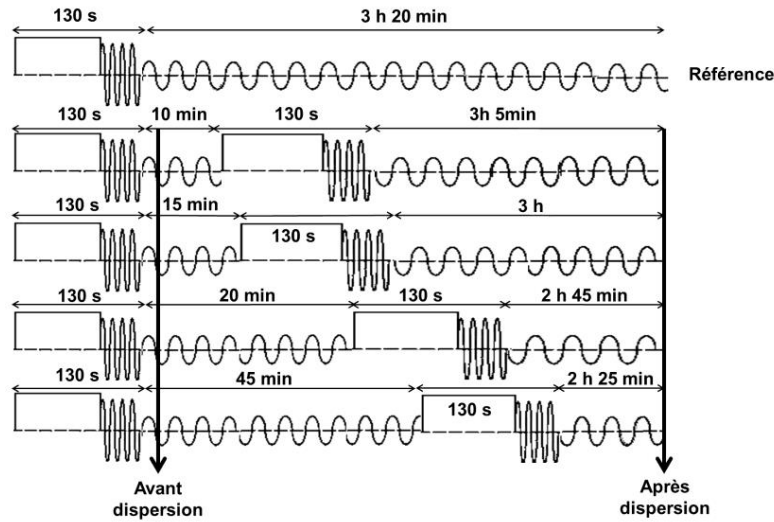


FIGURE 3. Protocoles d'évaluation des effets de la dispersion sur la rigidification

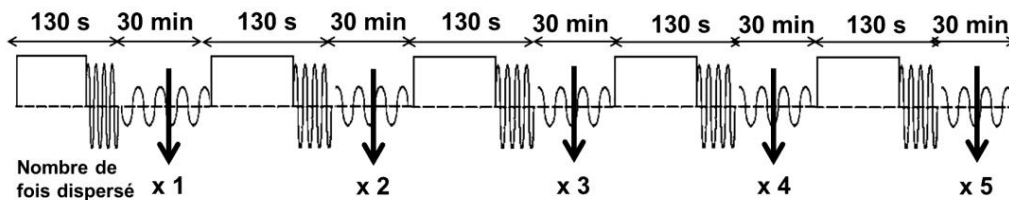


FIGURE 4. Protocole d'évaluation de l'effet de l'historique de cisaillement sur la rigidification

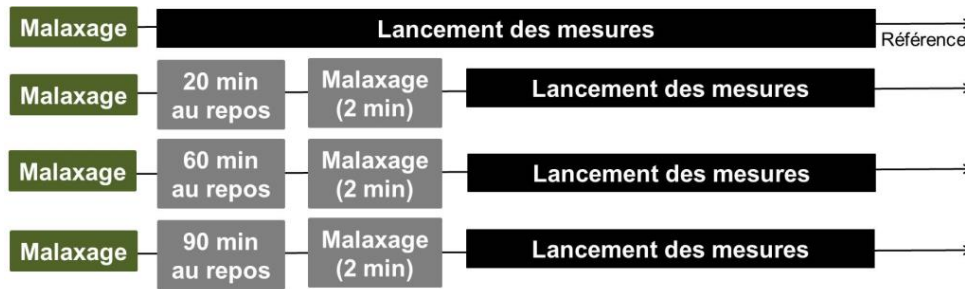
C. Protocoles de suivi de structuration par ondes ultrasonores

Un suivi de la structuration de l'état frais à l'état durci a été réalisé par ondes ultrasonores à l'aide du dispositif du FreshCon. Les détails de la procédure de l'essai est décrite dans la littérature (Krüger et al., 2016). L'évolution des modules d'élasticité (E) et de cisaillement (G) a été déterminée à partir des vitesses des ondes de compression et de cisaillement, selon les Eqs.1 et 2.

$$E = \left( \frac{3 \cdot v_p^2 - 4 \cdot v_s^2}{v_p^2 - v_s^2} \right) \cdot v_s^2 \cdot \rho_c \quad (1)$$

$$G = v_s^2 \cdot \rho_c \quad (2)$$

Pour des fins de comparaison, les protocoles d'évaluation de l'effet du temps et de la dispersion sur la structuration ont été adaptés à ceux de la rhéologie oscillatoire (SAOS) présentés précédemment. Ainsi, la dispersion a été simulée par un malaxage rapide du mélange (285 rpm) de 2 minutes supplémentaires (cf. FIGURE 5). L'effet de l'historique de cisaillement a été évalué en comparant les résultats de référence avec ceux du mélange malaxé à 2 reprises.

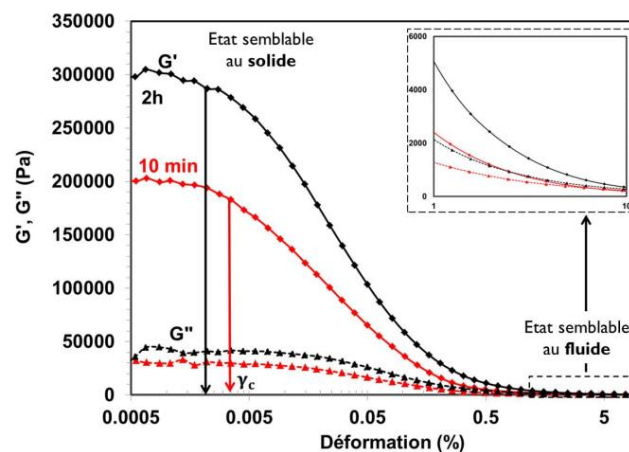


**FIGURE 5.** Protocoles de suivi de la structuration par ondes ultrasonores pour différentes échéances et historiques de cisaillement

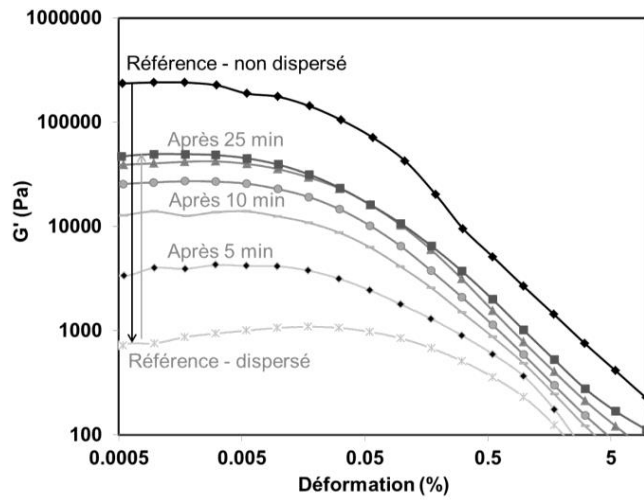
### III. RÉSULTATS ET DISCUSSIONS

#### A. Effet de la dispersion sur la structuration au jeune âge

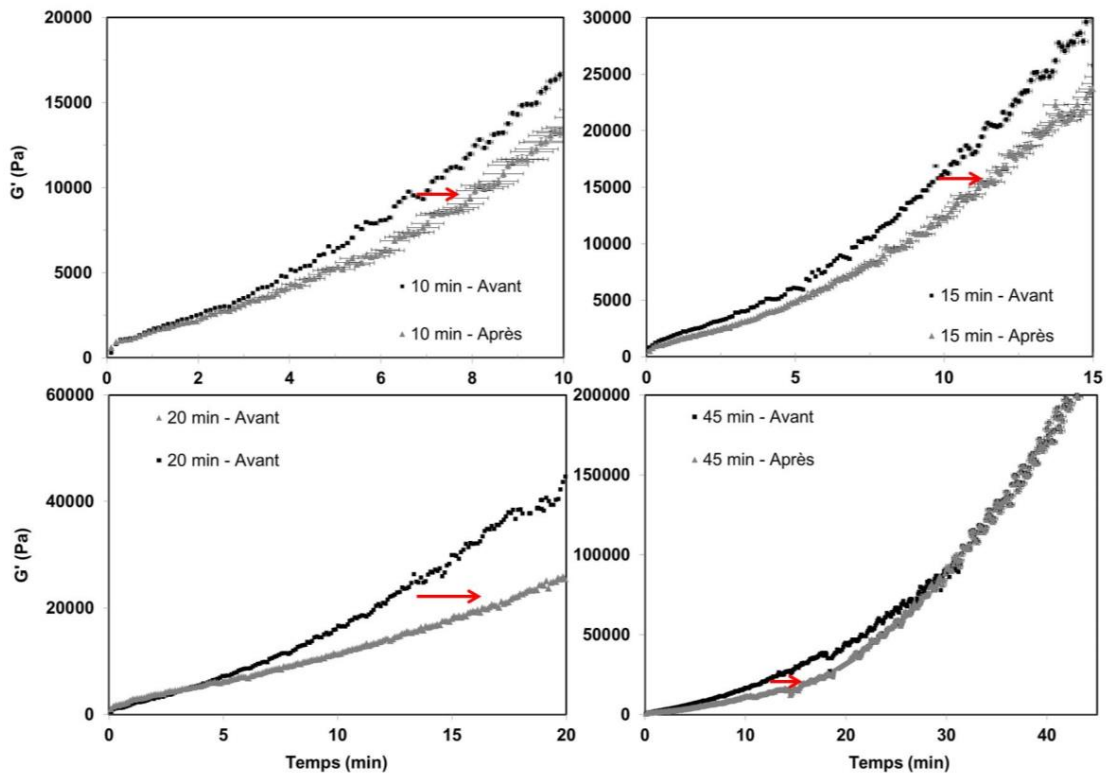
Le comportement des matériaux cimentaires imprimables évolue en fonction du temps, ainsi que la transition de phase « solide ↔ fluide ». La **FIGURE 6** met en relief l'évolution de cette transition à un âge de **10 min** et de **2 h**. Les modules ( $G'$ ,  $G''$ ) présentent un plateau (délimitant le régime LVD) à de faibles amplitudes de déformation suivi d'une baisse significative là où la transition de phase se produit. A l'âge de 2 heures, le module de stockage ( $G'$ ) du mélange a augmenté de 50 %, en contrepartie sa limite d'élasticité est réduite de 20 %. La **FIGURE 7** illustre l'effet de la dispersion sur l'évolution du module de stockage ( $G'$ ) en fonction de l'amplitude de déformation. Le module de stockage ( $G'$ ) a diminué de 99.5 % après dispersion. Ce dernier a été restitué de 23 % après 25 min. Par ailleurs, la cinétique de restructuration du mélange est plus élevée à un très jeune âge puis décroît par la suite. Ceci peut être expliqué par le processus de refloculation qui contribue à la restitution de la rigidité initiale du matériau, suivi par la formation des produits d'hydratation aux points de pseudo-contact dont la cinétique est plus faible (Kruger et al., 2019). Par ailleurs, cette cinétique de structuration diminue lorsque le mélange est dispersé, mais tend à s'accélérer à partir d'un certain âge (30 min) comme le montre la **FIGURE 8**.



**FIGURE 6.** Évolution des modules de stockage et de perte en fonction de l'amplitude de la déformation à **10 min** et **2h**



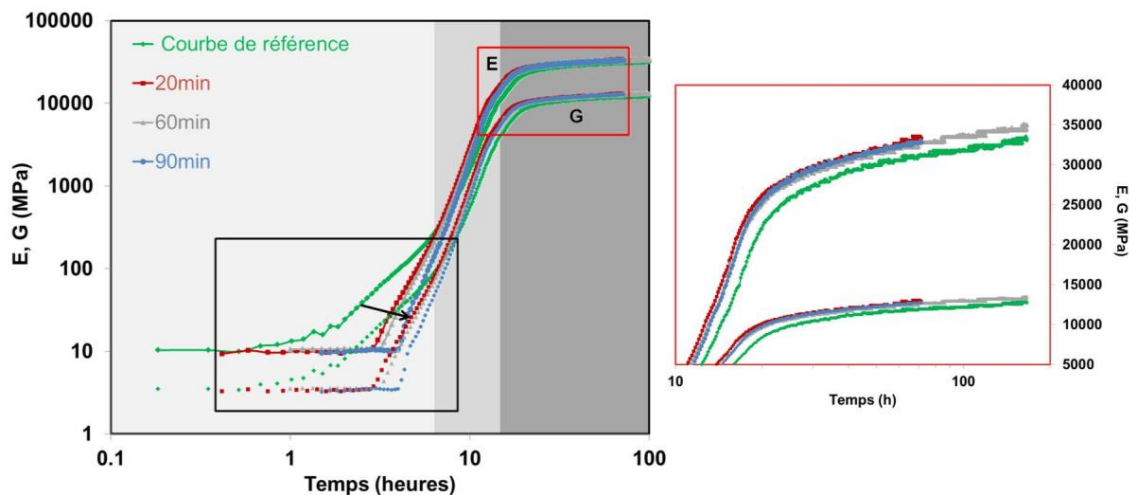
**FIGURE 7.** Variation de l'évolution du module de stockage en fonction de l'amplitude de la déformation avant et après dispersion



**FIGURE 8.** Variation de l'évolution du module de stockage en fonction de l'amplitude de la déformation avant et après dispersion

En effet, à très jeune âge, l'effet de la dispersion est efficace de telle sorte que les liaisons entre les particules peuvent facilement être rompues. Toutefois, cette efficacité diminue en fonction du temps à mesure que le degré d'irréversibilité augmente et des liaisons chimiques se forment. Cette tendance a été observée également dans les résultats de suivi du comportement viscoélastique (E,G) par propagation des ondes ultrasonores au cours du temps, comme illustrés dans la [FIGURE](#)

9. En effet, le temps pendant lequel les liaisons entre les particules sont mécaniquement réversibles s'est étendu. En revanche, la cinétique de structuration a augmenté ultérieurement, ce qui a entraîné un développement de modules viscoélastiques plus élevés à l'état durci par rapport au mélange de référence (cf. **FIGURE 9**). Cette accélération peut être à l'origine d'une structuration induite par l'effet du cisaillement. En effet, le cisaillement a permis la réactivation de la réaction d'hydratation, en créant des zones d'accessibilité à l'eau dans les particules cimentaires, entraînant ainsi l'accélération du processus de percolation. Ces résultats sont en bon accord avec ceux rapportés dans la littérature (Jiang et al., 1995; Wang et al., 2021). Par ailleurs, le temps du malaxage (jusqu'à 90 min) n'a pas eu d'effet significatif sur le comportement du matériau à l'état durci.



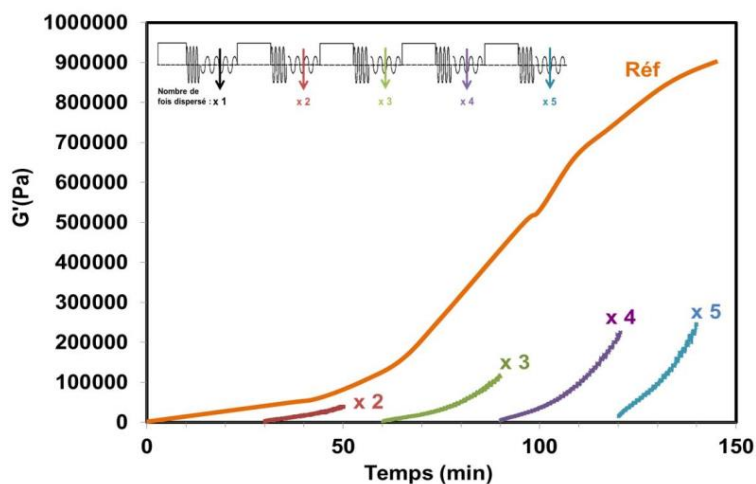
**FIGURE 9.** Evolution du comportement viscoélastique (E, G) après dispersion à 20, 60 et 90 min

En se référant aux résultats présentés ci-dessus, l'effet de la dispersion semble être favorable pour les procédés d'impression 3D, en raison du prolongement de la période d'ouvrabilité et de l'accélération des phases de durcissement (Reiter et al., 2020).

### *B. Effet de l'historique du cisaillement sur les phases de structuration*

Durant le processus d'impression, les matériaux cimentaires peuvent avoir différents historiques de cisaillement. Cela dépend principalement du type du procédé d'impression et du mode de production utilisés (Mechtcherine et al., 2020). Comme mentionné précédemment, le comportement des matériaux cimentaires imprimables dépend fortement du cisaillement subi, il est donc important d'évaluer l'effet de l'historique du cisaillement sur la structuration. La **FIGURE 10** illustre l'effet de l'historique de cisaillement sur l'évolution du module de stockage. Plus le mélange est cisailé, plus le taux de restructuration est rapide. Ce résultat a été rapporté également dans la littérature (Yuan et al., 2017) avec de faibles taux cisaillement dans le cas de pâte cimentaire à faible rapport E/C. En effet, en comparant les différentes cinétiques de restructuration avec la courbe d'évolution du module de stockage de référence non cisailé, il apparaît que la réversibilité de la structure du mélange évolue en fonction du temps dépendamment de la phase de structuration dans laquelle se produit le cisaillement (**FIGURE 10**). Ainsi, l'évolution de la cinétique de restructuration pendant la phase I-B (cf. Courbes  $\times 4$  et  $\times 5$ ) est principalement attribuée à la formation des ponts d'hydrates entre les particules de ciment. Cela

peut provoquer des instabilités lors de l'impression. Il est donc recommandé d'optimiser le temps de résidence du mélange lors du pompage et d'extrusion pour assurer son homogénéité au cours de l'impression (Wangler et al., 2022).



**FIGURE 10.** Effet de l'historique de cisaillement sur l'évolution du module de stockage ('x n' : signifie le nombre de fois le mélange a été dispersé)

#### IV. CONCLUSIONS

A la lumière des résultats expérimentaux reportés précédemment, la dispersion a montré un effet bénéfique sur l'amélioration de l'imprimabilité des matériaux cimentaires, de par la prolongation de la période d'ouvrabilité et l'accélération du processus de durcissement. En revanche, différents historiques de cisaillement peuvent créer des hétérogénéités lors de l'impression, entravant la stabilité globale de l'élément imprimé. Par conséquent, il est important de contrôler et d'optimiser les conditions d'impression pour minimiser ces hétérogénéités et garantir une meilleure qualité de l'objet imprimé.

#### RÉFÉRENCES

- Jiang, S.P., Mutin, J.C., Nonat, A., 1995. Studies on mechanism and physico-chemical parameters at the origin of the cement setting. I. The fundamental processes involved during the cement setting. *Cement and Concrete Research* 25, 779–789. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(95\)00068-N](https://doi.org/10.1016/0008-8846(95)00068-N)
- Kruger, J., Zeranka, S., van Zijl, G., 2019. An ab initio approach for thixotropy characterisation of (nanoparticle-infused) 3D printable concrete. *Construction and Building Materials* 224, 372–386. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.07.078>
- Krüger, M., Bregar, R., David, G.A., Juhart, J., 2016. NON-DESTRUCTIVE EVALUATION OF ECO-FRIENDLY CEMENTITIOUS MATERIALS BY ULTRASOUND 10.
- Mechtcherine, V., Bos, F.P., Perrot, A., da Silva, W.R.L., Nerella, V.N., Fataei, S., Wolfs, R.J.M., Sonebi, M., Roussel, N., 2020. Extrusion-based additive manufacturing with cement-based materials – Production steps, processes, and their underlying physics: A review. *Cement and Concrete Research* 132, 106037. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2020.106037>

- Mostafa, A.M., Diederich, P., Yahia, A., 2015. Effectiveness of rotational shear in dispersing concentrated cement suspensions. *Journal of Sustainable Cement-Based Materials* 4, 205–214. <https://doi.org/10.1080/21650373.2015.1010659>
- Paul, S.C., Tay, Y.W.D., Panda, B., Tan, M.J., 2018. Fresh and hardened properties of 3D printable cementitious materials for building and construction. *Archives of Civil and Mechanical Engineering* 18, 311–319. <https://doi.org/10.1016/j.acme.2017.02.008>
- Reiter, L., Wangler, T., Anton, A., Flatt, R.J., 2020. Setting on demand for digital concrete – Principles, measurements, chemistry, validation. *Cement and Concrete Research* 132, 106047. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2020.106047>
- Wang, D., Zhang, Y., Xiao, J., Shi, J., Chen, Y., Pang, B., Wu, M., Liu, G., Yang, Y., 2021. Study on dynamic and static structural build-up of fresh cement paste with limestone powder based on structural kinetics model. *Construction and Building Materials* 305, 124598. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.124598>
- Wangler, T., Pileggi, R., Gürel, S., Flatt, R.J., 2022. A chemical process engineering look at digital concrete processes: critical step design, inline mixing, and scaleup. *Cement and Concrete Research* 155, 106782. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2022.106782>
- Yuan, Q., Zhou, D., Khayat, K.H., Feys, D., Shi, C., 2017. On the measurement of evolution of structural build-up of cement paste with time by static yield stress test vs. small amplitude oscillatory shear test. *Cement and Concrete Research* 99, 183–189. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2017.05.014>

# Impression 3D de Mortiers Anisotropes

Jean-François Caron<sup>1</sup>, Léo Demont<sup>1</sup>, Victor de Bono<sup>1,2</sup>, Nicolas Ducoulombier<sup>2</sup>, Romain Mesnil<sup>1,3</sup>

<sup>1</sup> Laboratoire Navier, Ecole des Ponts ParisTech, Université Gustave Eiffel, CNRS, Marne-la-Vallée, France

<sup>2</sup> XtreeE, Rungis, France

<sup>3</sup> Build'In - Ecole des Ponts ParisTech, Marne-la-Vallée, France

**RESUME** L'impression 3D de mortiers cimentaires est une technique qui s'est imposée ces dernières années comme tête de pont, très médiatisée, des technologies constructives disruptives en lien avec l'automatisation, la digitalisation des designs et des process et l'économie de ressources. De nombreuses avancées ont été réalisées, concernant le matériau (formulations, liants alternatifs), les process (technologie, rhéologie) mais également les nouveaux systèmes constructifs potentiels et pertinents. Il reste cependant du chemin à parcourir afin de permettre des applications compétitives, économiquement, environnementalement et techniquement. En particulier les structures doivent être armées pour fonctionner et être acceptables réglementairement. Les solutions traditionnelles (coffrages, armatures, fibrage) sont à repenser pour les nouveaux procédés additifs. La réponse brevetée [Caron, 2020] proposée ici permet d'extruder un matériau composite, boudin de matrice cimentaire renforcé avec 3 à 6% (en volume) de fibres longues, et de réaliser ainsi des structures ductiles, anisotropes et optimisées. Les fibres sont entraînées directement au niveau de la tête d'extrusion par le flot de mortier sans aucune autre motorisation ce qui rend très simple la gestion et le pilotage de la dépose du boudin renforcé. Une collaboration avec la société XtreeE est en cours pour développer une tête d'impression industrielle.

**Mots-clefs** Impression 3D de mortiers, fibrage, renforcement, optimisation, multi-fissuration

## I. INTRODUCTION

Les projections des Nations Unies tablent sur une population mondiale de 10 milliards d'habitants en 2050, dont 7 milliards d'urbains à loger en 2050 (3.5 milliards d'urbains en 2020). Cela pose des défis environnementaux, car la construction émet 30% des émissions de gaz à effet de serre et consomme 40-50% des matériaux bruts consommés. Les chinois ont consommé autant de béton entre 2011 et 2013 que les américains depuis leur création et ce jusqu'en 2000<sup>1</sup>. On n'ose imaginer les consommations depuis 2013. De plus l'économie de matière n'est pas encore un slogan très partagé, 40% de matériau dans un ouvrage est non structurel [Cyrille, 2018] et 84% des concepteurs considèrent plutôt que *Easily constructed structure is more valued by the whole design team than a materially efficient structure* [Orr, 2019]. A ceci s'ajoute un problème RH (Ressources humaines) puisqu'en France 44% des dirigeants font face à des difficultés de recrutement (70%-88% pour le

<sup>1</sup> Ana Swanson, Washington Post, March 24, 2015



BTP) et 57% déclarent même avoir dû renoncer à des projets pour cette raison<sup>2</sup>. Il est certain que la filière attire peu, souffrant d'une image peu moderne proposant des métiers parfois pénibles et dangereux (150 accidents du travail mortels en France en 2020<sup>3</sup>). La productivité est stagnante depuis les années 60 (Barbosa et al., 2017) et les outils sont restés sensiblement les mêmes, le secteur souffre de sous-investissements en recherche et développement. Comment alors répondre à l'urgence, 50,000 logements en France sur la période 2015-2035 et 7,2 millions de résidences<sup>4</sup> étant des « passoires thermiques » ? Tous ces éléments constituent un sacré casse-tête qui exige de toutes nouvelles façons de construire. Le développement du *lean management*, du BIM n'est pas suffisant et il faudra une démarche plus industrielle, de type 4.0, avoir un recours accru à l'automatisation et aux technologies digitales, accélérer la construction sur site grâce à la robotique, pour espérer améliorer fortement cette productivité. Suite à la seconde guerre mondiale, où le besoin en constructions neuves était également très prégnant, des tentatives d'industrialisation du procédé de construction apparurent [Bock et al 2014, 2015], notamment au Japon, afin de faire face au défi de la reconstruction : préfabrication, standardisation et structuration du chantier. Mais les robots de construction, effectuant des tâches uniques, répétitives, de manière non autonome, étaient finalement peu adaptés aux contraintes de la profession et la « préfa » reste connotée assez négativement. Le terme hors-site est d'ailleurs préféré aujourd'hui pour éviter cet effet repoussoir. Aujourd'hui, grâce aux nouveaux outils de conception, aux récents progrès de la programmation paramétrique, de la fabrication additive et autres nouvelles technologies, il devient possible de proposer un procédé de construction à la fois industriel et massivement personnalisable (*mass-customization*), adapté à aux architectures contemporaines qui doivent très souvent être réalisées sur mesure pour s'adapter à leur environnement et aux besoins variés des maîtres d'ouvrage. Les gains de productivité par rapport aux procédés traditionnels seraient importants, car on estime à 100% le potentiel d'augmentation de productivité du travail par l'automatisation [Oesterreich, 2016].

Dans ce contexte l'impression 3D de mortiers cimentaires apparaît comme une piste prometteuse, permettant non seulement d'éviter les coffrages (47% des coûts d'une structure béton armé [Lab, 2007]) mais aussi un usage plus efficient du matériau en permettant les évidements et sa dépose à sa juste place. De nombreuses avancées très médiatisées ont été réalisées, concernant le matériau (formulations, liants alternatifs), les process (technologie, rhéologie) mais également les nouveaux systèmes constructifs potentiels et pertinents. Il reste cependant du chemin à parcourir afin de permettre des applications compétitives, économiquement et techniquement. En particulier le renforcement en traction, qui est incontournable car le béton imprimé n'a bien évidemment aucune résistance en traction. Les structures doivent donc être armées pour être acceptables réglementairement sauf à s'inscrire dans les Eurocodes maçonnerie chaînée, ce qui limite les possibilités. Les solutions traditionnelles (coffrages, armatures, fibrage) sont donc à repenser. Diverses approches, récemment passées en revue dans [Asprone, 2018], ont été proposées pour relever ce défi : renforcement à posteriori des pièces imprimées avec des barres d'acier ou des câbles

---

2 Aout 2022: étude CPME sur 1153 dirigeants de TPE-PME

3 Bruno Cavagné, président de la FNTP

4 Observatoire national de la rénovation énergétique (ONRE)

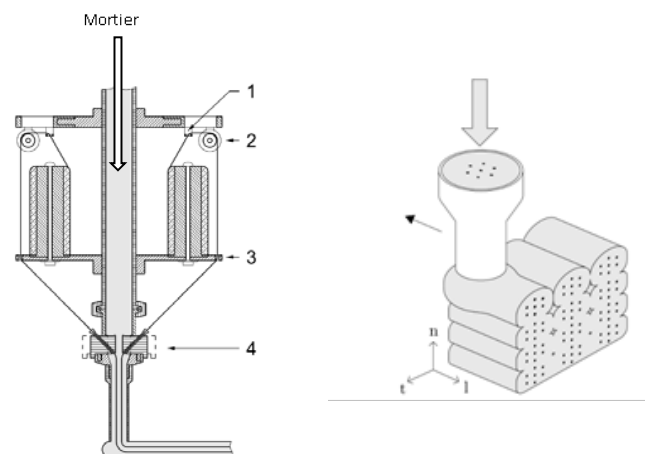
post-tendus, ou en cours d'extrusion, par exemple le déroulement d'un câble ou d'un treillis métallique. Ces technologies « macros » sont complexes, posent des problèmes d'accrochage entre matrice et insert, et il semble plus naturel de s'orienter vers une vision davantage matériau, vers un renforcement plus intime. On pense naturellement aux nombreux développements déjà réalisés dans ce sens pour les bétons classiques, en particulier aux bétons renforcés de fibres à ultra-hautes performances (UHPFRC) ou au béton projeté. L'ajout de fibres courtes dans le béton à l'étape du mélange permet à l'état durci une meilleure résistance en traction et un bon comportement en post-fissuration, voir [Zhu, 2019] par exemple. Cependant, les taux de renforcement supérieurs à 3% semblent difficiles à atteindre car l'augmentation de la quantité de fibres modifie la pompabilité du matériau, ce qui est une exigence pour l'extrusion robotisée.

Ce qui est proposé ici est également une piste matériau, mais est très inspirée des technologies des matériaux composites à fibres longues puisqu'il s'agit de renforcer le boudin par des fibres continues alignées et réparties de façon homogène. Nous décrivons succinctement la technologie, les expérimentations et les performances du matériau renforcé.

## II. LA TECHNOLOGIE BREVETEE FLOW-BASED PULTRUSION

### A. Principe

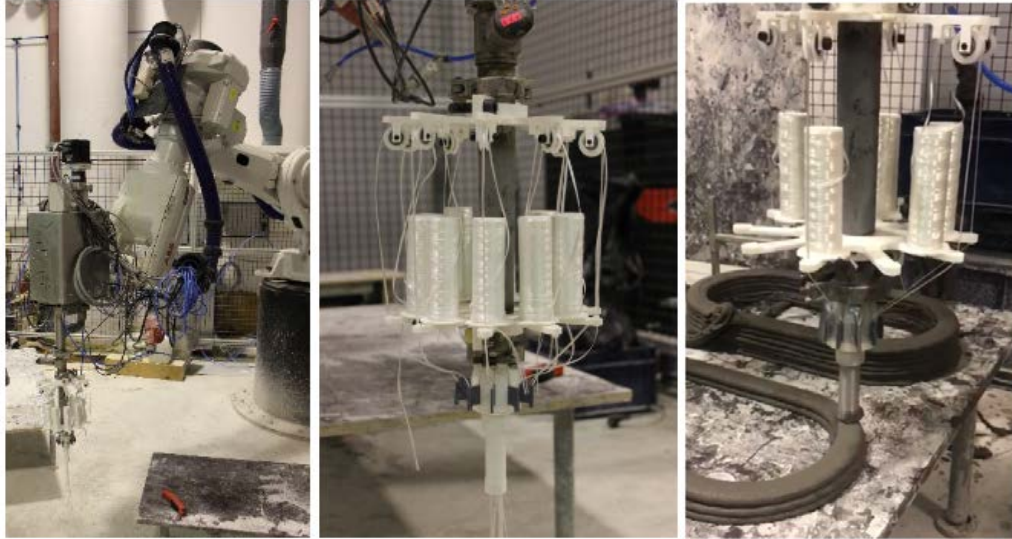
La technologie proposée [Caron, 2020] est donc inspirée de l'industrie des composites et appelée FBP pour Flow-Based Pultrusion. Un contrôle du comportement rhéologique de la matrice cimentaire assure le routage et l'imprégnation de mèches continues de petit diamètre (verre, basalte, etc.) sans aucune motorisation (figure 1 gauche). Le matériau résultant, appelé Anisotropic Concrete, est ainsi renforcé de manière homogène, dans une seule direction et offre de nouvelles possibilités (figure 1 droite). En effet, il peut améliorer la résistance et la ductilité du matériau durci mais aussi contribuer à une meilleure manipulation des cordons frais lors du dépôt, permettant des parcours plus complexes en pente ou en porte-à-faux comme on le verra plus loin (fig.3 droite).



**FIGURE 1.** A gauche, dispositif d'impression fibré : 1/bobines 2/poulies 3/guides 4/tête d'entraînement.  
A droite, arrangement isotrope transverse dans la direction d'impression via le procédé Flow-Based Pultrusion

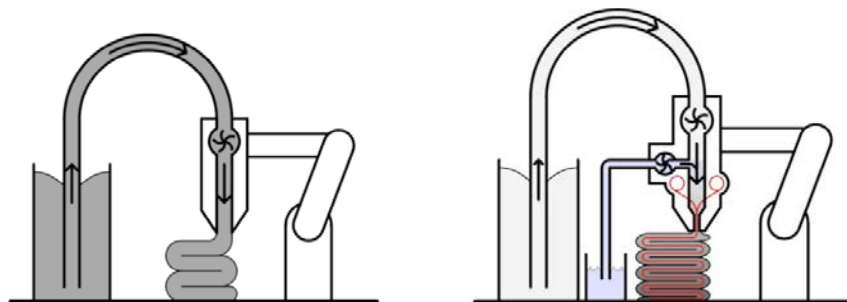
### B. Prototypes et dispositifs

Un premier prototype a été développé au laboratoire Navier, et a été adapté à une tête bi-composant de la Sté XtreeE montée sur un robot 6 axes ABB 6200 (figure 2).



**FIGURE 2.** Prototype 1, laboratoire Navier, avec impression fibre de verre.

En impression 3D béton par extrusion, il y a deux technologies principales, mono composant ou bi-composants. La première dépose un cordon directement pompé dans un batch de mortier préparé et ayant la bonne consistance pour pouvoir être empilé. Une pompe puissante est nécessaire car le mélange est relativement seillé (quelques milliers de kPa), seuil qui évolue assez lentement mais irrémédiablement jusqu'à une consistance trop importante pour pouvoir être imprimé (fig.3 gauche). La technologie bi-composant imprime un matériau beaucoup plus fluide (quelques centaines de kPa) accéléré fortement par un additif juste avant l'impression. Le mélange initial est donc plus facile à pomper, plus stable, et permet plus de liberté puisque l'opérateur a la possibilité de le modifier en continu et en fonction de ce qui est recherché ou doit être corrigé. Notre procédé F.B.P. est intimement lié à cette technologie qui permet d'introduire



**FIGURE 3.** Impression mono-composant à gauche et FPB bi-composants à droite (accélérateur en mauve, les fibres en rouge).

facilement les fibres dans un matériau fluide qui se structure rapidement. L'imprégnation est très efficace et l'entraînement reste assuré car le mortier se structure autour de la fibre rapidement (fig.3 droite). Les premières impressions ont permis d'imprimer avec des fibres de verre, de basalte et de carbone, et jusqu'à 6% en volume. On trouvera des détails sur la technologie du procédé dans [Demont, 2021]. Pour pouvoir espérer aller plus loin, un second prototype à vocation industrielle est en cours de développement en collaboration avec la société XtreeE.



**FIGURE 4.** Prototype 2, XtreeE : impression avec fibres de carbone, uniformément réparties comme le montre la coupe de cordons au centre. Impression d'une structure fibrée avec anneaux de traction (droite).

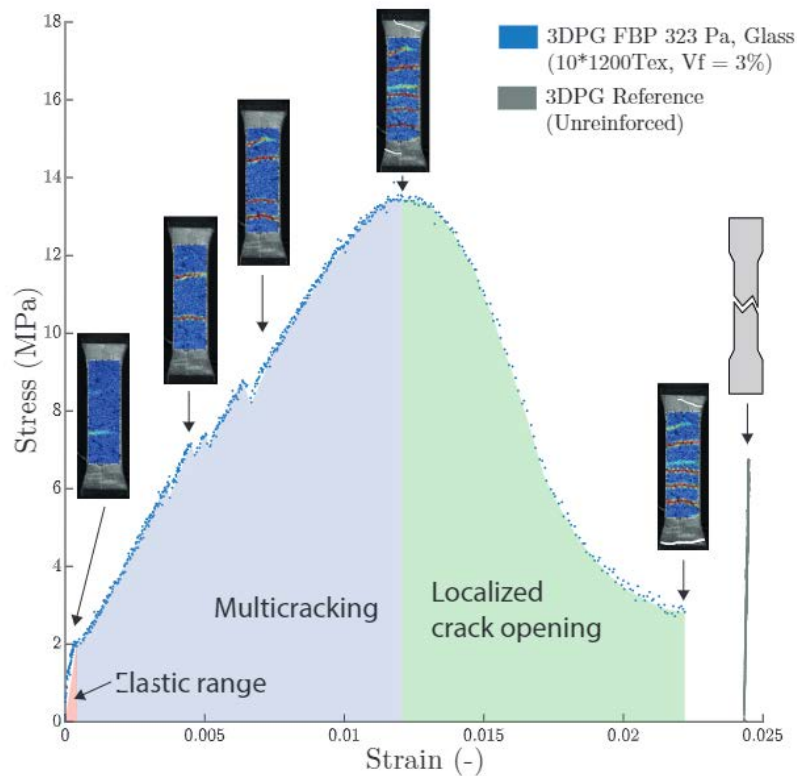
On voit sur la figure 3, le prototype XtreeE, la coupe d'un cordon durci renforcé avec 1% de fibres de carbone au centre, et l'impression à droite d'une corolle qui ne serait pas imprimable sans fibre car les anneaux sont rapidement sous des états de traction que le mortier seul ne peut reprendre.

### III. CARACTERISTIQUES DU MATERIAU RENFORCE DURCI.



**FIGURE 5.** Moulage in-situ des éprouvettes de traction à gauche, essai de flexion 4 points à droite  
Des essais de traction et flexion ont été réalisés sur des cordons renforcés à différents taux de fibre

de verre et de basalte. D'autres essais sont en cours avec d'autres fibres comme le carbone ou le PVA. Les éprouvettes sont décrites sur la figure 4, et sont constituées d'une couche pour la traction et d'un multicouche pour la flexion.



**FIGURE 6.** Essai de traction d'une éprouvette de traction renforcée à 3% de fibres de verre, et corrélation d'image révélant l'apparition progressive des fissures. A gauche en gris une éprouvette non renforcée.

La figure 5 montre le type de comportement en traction obtenu avec 3% de fibres (ici de verre), et la grande ductilité obtenue grâce à la microfissuration diffuse rendue possible par la présence des fibres. En flexion on retrouve également de type de comportement sur lequel on trouvera des détails dans [Caron, 2021]. Des tests à l'échelle du mètre sur des poutres dont l'intrados est renforcé sont en cours de réalisation. Les premiers résultats sont très prometteurs.

#### IV. CONCLUSION.

Les premières impressions de mortiers à échelle réelle ont été réalisées au cours des dernières décennies et compte tenu des enjeux et des challenges, il semble désormais impossible que ces

nouvelles technologies numériques ne fassent pas partie de la boîte à outils de la construction de demain. L'un des écueils reste que, non renforcés, les démonstrateurs ne peuvent être conformes aux normes de construction ou aux principes de fiabilité de base, et ne sont donc pas utilisés comme des éléments porteurs critiques. Il est proposé ici un concept de fibrage en continu par fibres longues, Flow-Based Pultusion, permettant d'obtenir avec une technologie relativement simple, sans motorisation, un mortier renforcé isotrope transverse, l'équivalent d'un béton armé mais pour lequel l'armature, "le fer à béton", serait dilué dans la matrice. Une bonne ductilité est ainsi obtenue en traction et en flexion. Les perspectives qu'ouvrent un tel nouveau "matériau/process" sont très grandes, car il permet des impressions inédites en garantissant une meilleure tenue du cordon frais ainsi renforcé, et des propriétés mécaniques à l'état durci d'un composite à matrice cimentaire. Il permet donc de nouvelles solutions structurales.

Finalement, nous sommes humblement proches des idées novatrices portées par Pier Luigi Nervi au milieu du siècle dernier, à savoir la préfabrication et l'utilisation du ferrociment pour substituer les fers traditionnels par un réseau de fines grilles métalliques. Sa vision permettait de sortir, selon sa propre expression, "d'une architecture de planche" en rendant inutile l'utilisation de coffrages en bois, et en proposant des formes plus libres et plus optimales.



**FIGURE 7.** Aéroport d'Orbetello, en Italie, Pier Luigi Nervi en 1940 (Crédits : Hulton Getty)

Ses œuvres, comme par exemple le hangar de l'aéroport d'Orbetello (Italie) réalisé en 1940, période durant laquelle les matériaux étaient rares et chers, sont d'une efficacité et d'une esthétique sidérante, mais ont nécessité des équipes de construction hors-norme et ultra qualifiées. Aujourd'hui la main d'œuvre, on l'a vu est difficilement disponible, et si le matériau reste comparativement moins coûteux, il faut en consommer moins pour diminuer les impacts environnementaux de nos constructions. Le digital, l'automatisation et des propositions du type FBP, peuvent sans doute aider à réinterroger cette vision qui couplait le matériau, la forme et la structure pour des constructions plus vertueuses.

## V. REMERCIEMENTS.

Ce travail a été financé par l'Ecole des Ponts ParisTech, la plateforme technologique régionale Build'in (<https://www.buildin-enpc.fr/>) et avec la collaboration d'XtreeE

## RÉFÉRENCES

Asprone, D, et al, Rethinking reinforcement for digital fabrication with concrete, *Cement and Concrete Research* 112 (2018) 111–121

Barbosa, F., Woetzel, J., Mischke, J., Ribeirinho, M., Sridhar, M., Parsons, M., Bertram, N., and Brown, S. (2017). Reinventing construction : A route to higher productivity. Executive summary, McKinsey Global Institute.

Bock, T. and Langenberg, S. (2014). Changing building sites : Industrialisation and automation of the building process. *Architectural Design*, 84(3) :88–99.

Bock, T. and Linner, T. (2015). Synchronization of Organization, Building Structure, and Manufacturing Technology by Robot-Oriented Design, page 156–230. Cambridge University Press.

Caron, J.-F., Ducoulombier, N., Method and device for manufacturing anisotropic concrete – patent - wo2020249913/fr3097152, (17 Dec 2020)

Caron, JF, et al, 3D printing of mortar with continuous fibres: Principle, properties and potential for application, *Automation in Construction*, Volume 129, 2021

Cyrille, F., Dunant et al, Regularity and optimisation practice in steel structural frames in real design cases, *Resources, Conservation and Recycling*, Volume 134, 2018, Pages 294-302

Demont, L. et al, Flow-based pultrusion of continuous fibers for cement-based composite material and additive manufacturing: rheological and technological requirements, *Composite Structures* (2021)

Lab, R.H, Think formwork, *Structure magazine*, april 2007, [https://www.structuremag.org/wp-content/uploads/2014/09/C-Str-Prac-Formwork-Lab-Apr-073\\_13\\_07\\_pac1.pdf](https://www.structuremag.org/wp-content/uploads/2014/09/C-Str-Prac-Formwork-Lab-Apr-073_13_07_pac1.pdf)

Oesterreich, T. D., & Teuteberg, F. (2016). Understanding the implications of digitisation and automation in the context of Industry 4.0: A triangulation approach and elements of a research agenda for the construction industry. *Computers in industry*, 83, 121-139.

Orr, J. et al, Minimising energy in construction: Practitioners' views on material efficiency, *Resources, Conservation and Recycling*, Volume 140, 2019, Pages 125-136,

Zhu, B et al, Development of 3D printable engineered cementitious composites with ultra-high tensile ductility for digital construction, *Materials & Design* 181 (2019)

# Formulation de béton pour l'impression 3D basée sur l'empilement granulaire.

Victor De Bono<sup>1,2</sup>, Nicolas Ducoulombier<sup>2</sup>, Romain, Mesnil<sup>1,3</sup>, Jean-François Caron<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Laboratoire Navier, Ecole des Ponts ParisTech, Univ. Gustave Eiffel, CNRS, Marne la Vallée, France

<sup>2</sup> XtreeE, Rungis, France

<sup>3</sup> Build'In, Ecole des ponts ParisTech, marne la vallée France,

**RÉSUMÉ** L'impression 3D permet de fabriquer des structures en disposant la matière aux endroits stratégiques, fabriquer des géométries creuses et limiter ainsi les ressources utilisées. Dans le cadre de l'impression 3D de béton à grande échelle appliquée au secteur de la construction, une optimisation et une étude du mélange utilisé sont nécessaires afin de ne pas consommer abusivement de ciments. Cet article se propose d'utiliser des modèles d'empilement granulaire (notamment le modèle de l'empilement compressible) pour formuler des bétons imprimables et réduire les quantités de ciments en substituant une partie par des liants alternatifs. Le respect du cahier des charges pour un process d'impression 3D y est détaillé : pompabilité, extrudabilité et structurabilité. Les performances mécaniques de différents mélanges sont comparées, en flexion et compression puis sont validées lors d'une session d'impression 3D en laboratoire.

**Mots-clés** : Impression 3D, empilement granulaire, formulation, béton.

## INTRODUCTION

Un des objectifs de la fabrication additive est de réduire les quantités de matière nécessaire pour fabriquer un objet, en disposant la matière uniquement au bon endroit. Actuellement, l'impact environnemental d'une majorité des bétons imprimables est supérieur à celui des bétons traditionnels, à cause de leur haute teneur en clinker (Flatt and Wangler, 2022). Au laboratoire Navier, nous utilisons principalement le mix 3DPG, un matériau dérivé du Ductal développé par Lafarge Holcim. Sa composition n'est pas communiquée et sa résistance mécanique élevée s'accompagne d'un impact environnemental important. Néanmoins, il semble possible de réduire la teneur en clinker d'un mélange en utilisant une stratégie d'empilement granulaire optimisée. De plus, des résistances mécaniques plus faibles peuvent également être recherchées et attendues dans le cadre d'applications où la matrice cimentaire est renforcée et/ou un comportement de multi-fissuration est souhaité comme mode de rupture (Li and Wu, 1992). Ce qui est le cas lors de processus de renforcement tel que le flow based pultrusion développé au laboratoire Navier (Caron et al., 2021; Demont et al., 2021). Ces réflexions nous ont conduit à développer notre propre formulation de béton imprimable, mais également de développer sa méthodologie pour s'adapter aux ressources disponibles localement et être facilement transposable.

Le développement de formule imprimable est un sujet d'actualité, et une majorité des recherches se concentrent sur des stratégies chimiques pour contrôler les propriétés rhéologiques de la matière (Wangler et al., 2022). Seules quelques études s'intéressent à l'optimisation de l'empilement du



squelette granulaire dans le cadre de mix dédiés à l'impression 3D (Kondepudi et al., 2022; Szabo et al., 2020), souvent en utilisant le modèle de Fuller-Thomson (Weng et al., 2018). Pourtant cette réflexion autour de la compacité du mélange se révèle être efficace dans de nombreux contextes et bien connue dans la communauté du béton (Chu et al., 2022; Denarié et al., 2021; Zhang et al., 2021), spécifiquement pour diminuer la teneur en ciment (Fennis, 2010).

Cette étude se concentre principalement sur l'utilisation du modèle d'empilement compressible pour développer des formules imprimables. La compacité d'empilement granulaire ( $\Phi$ ) correspond au volume occupé par les grains solides dans un volume donné. Cette compacité est directement reliée à la quantité d'eau nécessaire pour obtenir une pâte (Raj et al., 2014; Sedran, 1999), et cette quantité d'eau impacte les performances mécaniques ainsi que la durabilité du béton (de Larrard, 2000; Singh et al., 2015). Dans cette étude, le modèle de l'empilement compressible ainsi que son utilisation pour contrôler les paramètres clés d'un processus d'impression 3D seront présentés. La méthode ainsi que les expérimentations sur différentes formules de béton seront détaillées par la suite.

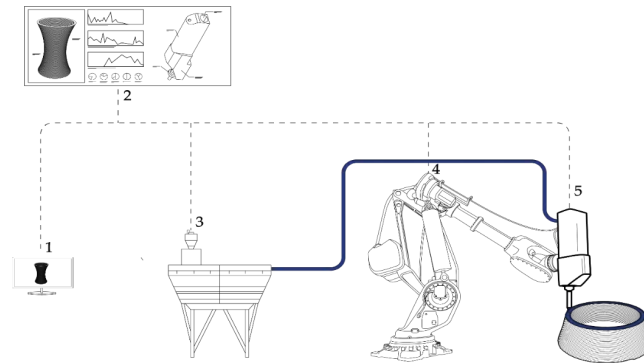
## CADRE THÉORIQUE

### *Processus d'impression 3D*

Le principe de l'impression 3D de béton consiste à empiler des couches de matière, leurs superpositions successives permettant de créer une géométrie. Pour cela, un modèle numérique de la future structure est nécessaire, celui-ci est ensuite converti en parcours robot. Les systèmes d'impressions sont souvent répartis en deux catégories, les mono-composants et les bi-composants. Les systèmes mono-composants consistent en la formulation d'un matériau à prise rapide en amont (ayant un seuil de cisaillement croissant durant les premières minutes.). Ce matériau est pompé directement jusqu'à une buse, et, grâce à sa grande vitesse de structuration, permet la superposition des couches. Les systèmes bi-composants, consistent en la formulation d'un matériau avec une grande ouvrabilité en amont (ayant un seuil de cisaillement stable au cours des premières minutes). Ce matériau est pompé jusqu'à la tête d'impression, où il est de nouveau mélangé avec l'ajout d'accélérateur de prise, augmentant significativement son seuil de cisaillement au moment de son extrusion, rendant alors possible la superposition de couches. Dans cette étude, nous utiliserons un système d'impression bi-composant et nous nous focaliserons sur la formulation de matériaux imprimables avec de tels systèmes.

Lors d'un processus d'impression 3D, le matériau doit avoir les propriétés rhéologiques permettant de répondre aux fonctions suivantes (Xiao et al., 2021):

- Pompabilité : pouvoir pomper le matériau du malaxeur jusqu'au robot sans blocage.
- Extrudabilité : pouvoir être mis en forme en sortie de buse
- Structurabilité : augmenter son seuil de cisaillements après extrusion pour être capable de supporter le poids des couches suivantes.



**FIGURE 1.** Principe d’impression 3D bi-composant XtreeE  
 1 : modèle numérique, 2 : transformation en parcours robot, 3 : malaxeur , 4 : Robot  
 5 : Tête d’impression, ajout d’accélérateur.

*Modèle de l’empilement compressible*

Le modèle de l’empilement compressible (MEC) a été développé par de Larrard (de Larrard, 2014, 2000), il est la troisième itération de modèles étudiant la compacité (Sedran, 1999). Son but est de prédire la compacité d’un mélange de composants granulaires polydispersés de n classe granulaires. Cette compacité est obtenue en regardant la compacité virtuelle maximale (la compacité obtenue si chaque grain est disposé à la main à sa position optimale) et est ensuite calibrée pour retrouver la compacité réelle C à partir de la compacité virtuelle  $\gamma$ , la compacité virtuelle  $\beta_i$  de la classe granulaire i, l’effet de bord  $a_{ij}$ , l’effet de parois  $b_{ij}$ , les proportions volumiques de chaque composant  $y$  et l’indice de compaction K. Tous ces paramètres sont calibrés et détaillés dans les études (Sedran et al., 2007, 1994).

$$\gamma_i = \frac{\beta_i}{1 - \sum_{j=1}^{i-1} \left[ 1 - \beta_i + b_{ij}\beta_i \left( 1 - \frac{1}{\beta_j} \right) \right] y_j - \sum_{j=i+1}^n \left[ 1 - \frac{a_{ij}\beta_i}{\beta_j} \right] y_j} \tag{1}$$

$$K = \sum_{i=1}^n \left( \frac{\frac{\gamma_i}{\beta_i}}{\frac{1}{C} - \frac{1}{\gamma_i}} \right) \tag{2}$$

Les équations (1) et (2) peuvent être utilisées pour prédire la compacité d’un mélange donné. Nous les utiliserons pour trouver les proportions d’un mélange maximisant la compacité. Pour cela il est nécessaire de connaître préalablement la granulométrie et la compacité intrinsèque de chaque constituant (Sedran et al., 1994). Il est intéressant de noter que la compacité gouverne les propriétés rhéologiques du mélange. Celle-ci étant liée à la distance entre chaque particule pour une quantité d’eau donnée, elle impacte leurs capacités d’interactions physiques et chimiques La compacité a également un impact sur le seuil de cisaillement et le taux de structuration du matériau, comme cela a été montré dans (Mahaut et al., 2008).

*Approche physique de l’excès de pâte de ciment*

À l’aide du MEC, nous pouvons identifier les proportions idéales de chaque composant pour obtenir la compacité maximale. Qu’en est-il si celle-ci est obtenue lorsque le mélange est constitué uniquement de granulats sans aucun liant ? Cela pose la question du pourcentage minimum de

liant nécessaire pour enrober les granulats, et a été étudiée par les rhéologues avec différentes approches (Roussel, 2006; Toutou and Roussel, 2006). Certains l'abordent d'un point de vue géométrique (Reinhardt and Wüstholtz, 2007; Zhang et al., 2019) tandis que d'autres l'abordent à l'aide de simulations numériques (Wu et al., 2022). Dans les travaux (Hafid et al., 2016; Yammine et al., 2008) une approche physique est développée basée sur le « Random loose packing ». Il y est démontré qu'une transition dans les propriétés rhéologiques du béton existe, entre un régime dominé par la friction des granulats et un régime dominé par les interactions hydrodynamiques. Nous appelons  $\phi_c$  la fraction volumique critique d'empilement des granulats et  $\phi_m$  sa fraction volumique d'empilement maximale. Dans le cas de sphère de même diamètre,  $\phi_m = 0,64$  (Cumberland and Crawford, 1987) et  $\phi_c = 0,5$  (Onoda and Liniger, 1990), et  $\phi_c/\phi_m = 0.79$ . Dans le cas de particules polydispersées (le cas réel) nous chercherons la fraction volumique critique des agrégats selon la relation :  $\phi_c = 0.79 * \phi_m$  (Yammine et al., 2008).

#### *Rapport eau/liant*

Le rapport eau sur ciment E/C varie entre 0,2 et 0,6 dans la majorité des bétons (Roussel et al., 2010) et un superplastifiant est généralement utilisé pour obtenir les rapports E/C les plus bas. Le ciment n'étant pas le seul liant possible dans la composition du béton, il est judicieux de s'intéresser au rapport eau sur liant, E/L. Il existe communément quatre liants de substitution (Juenger et al., 2011) : les laitiers des hauts fourneaux, les cendres volantes, la fumée de silice et le calcaire. Lors de leurs utilisations, un facteur k est introduit pour décrire la partie de ce matériau supplémentaire ayant les mêmes propriétés équivalentes qu'un ciment Portland (Bijen and van Selst, 1993). Ce facteur est désormais utilisé dans les normes européennes, et nous utilisons le complément national français ("NF EN 206/CN") dans cet article. Notons que ce complément introduit un ratio maximum de liant complémentaire, qui est de 0,11 dans le cadre de la fumée de silice.

## EXPÉRIENCES

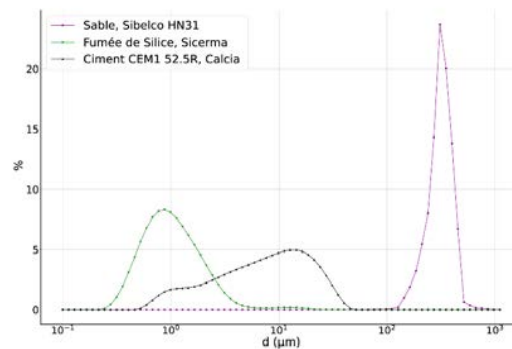
#### *Matériaux*

Dans cette étude, nous avons réalisé différents mélanges des constituants solides suivants :

**TABLEAU 1. Composants secs utilisés pour la formulation**

Nom	Compacité	Masse volumique (g/m <sup>3</sup> )
Ciment, Calcia CEM 1, 52,5R	0.52	3.15
Sable, Sibelco HN 31	0.65	2.65
Fumée de silice, Sicercil Z90 non compacté	0.61	2.15

Les masses volumiques ont été données par les fabricants, la compacité a été mesurée à l'aide de tests de demande en eau (Sedran, 1999) pour le ciment et la fumée de silice. La compacité du sable a été mesurée à sec sous un confinement égale à 1 KPa (Sedran, 1999). Les courbes granulométriques du ciment et de la fumée de silice ont été mesurées en réalisant des suspensions à l'éthanol à l'aide d'un analyseur laser, tandis que celle du sablon a été réalisée par tamisage successif. Les trois courbes sont rassemblées dans le graphe de la figure 2. Pour répondre à la problématique de la pompabilité et réduire le rapport E/C, un superplastifiant a été utilisé, appelé F9 (Chryso fluid optima 100).



**FIGURE 2.** Courbe granulométrique des constituants utilisés

### Méthode

21 mélanges ont été réalisés à petite échelle, pour 1 litre de poudres mélangées au pétrin Hobart. Les poudres sont mélangées à sec pendant 3 minutes. L'eau et le superplastifiant sont ensuite ajoutés pendant 30 secondes durant lesquelles le pétrin continue de mélanger. Ensuite la pâte obtenue est mélangée durant 4 minutes à grande vitesse, pour ensuite réaliser un test au cône d'Abrams pour mesurer le seuil de cisaillement du matériau. La matière restante est coulée dans un moule en polystyrène pour obtenir 3 éprouvettes de 4\*4\*16 cm pour chaque formulation. Chaque moule est immergé dans l'eau le lendemain du coulage pour réaliser une cure durant 27 jours. Ces éprouvettes ont été cassées à 27 jours en flexion 3 points, puis les deux blocs résiduels issus de la rupture de chaque éprouvette ont été cassés à 28j en compression à l'aide d'un presse électrique Instron.

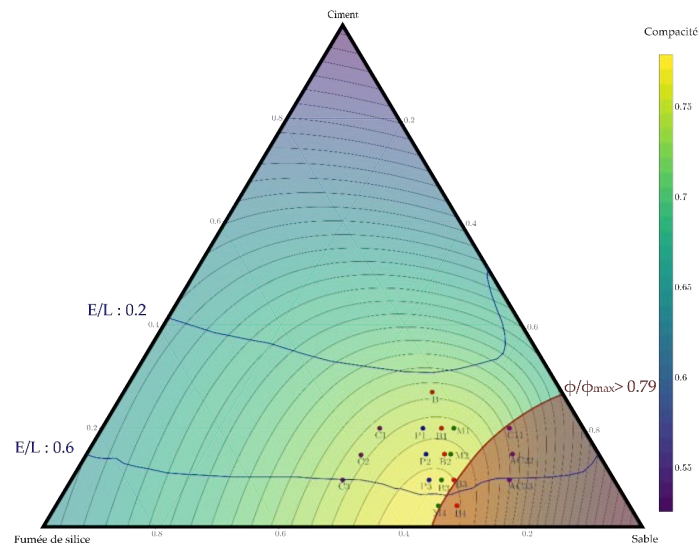
### Formules

Connaissant les granulométries et compacités de nos poudres respectives, nous pouvons tracer le diagramme ternaire représentant la compacité réelle de nos futures formulations en fonction des proportions volumiques de chaque constituant. 4 stratégies de formules différentes ont été réalisées, chacune d'entre elles faisant varier les quantités de ciments : M : pour les formules ayant la compacité maximale. B : se basant sur le travail de (Ducoulombier, 2020) en conservant le rapport volumique du sable sur la fumée de silice constante. C : se basant sur le travail de (Ducoulombier, 2020) en conservant la même compacité et P : pour obtenir plus de données. Voici le détail de ces formules, également représentées sur la figure 3 :

**TABLEAU 2.** Formules réalisées

Nom	Ciment (g)	Fumée de silice (g)	Sable (g)	Compacité	F9 (g)	Eau (g)	E/C	Seuil mesuré (Pa)
B	600	400	980	77.3	11	213	0.355	200
B1	447.3	426	1053.64	77	11	213	0.476	82
B2	335.475	461.5	1110.085	77	11	200	0.596	45
B3	223.65	479.25	1185.345	78	11	160	0.715	98
B4	111.825	514.75	1241.79	78	11	160	1.431	46
M1	447.3	390.5	1091.27	77	11	213	0.476	47
M1'	447.3	390.5	1091.27	77	11	160	0.357	988
M2	335.475	443.75	1128.9	77	11	200	0.596	38

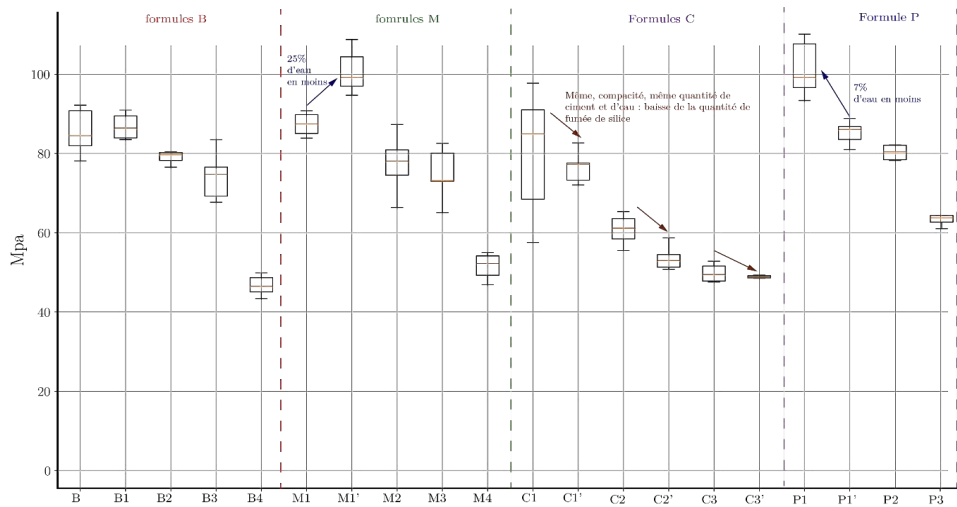
M3	223.65	514.75	1147.715	78	11	160	0.715	48
M4	111.825	568	1185.345	78	11	160	1.431	173
C1	447.3	603.5	865.49	75.4	11	220	0.491	94
C12	447.3	230.75	1260.605	75.4	11	220	0.491	672
C2	335.475	710	846.675	75.4	11	230	0.685	25
C22	335.475	266.25	1317.05	75.4	11	230	0.685	1100
C3	223.65	798.75	846.675	75.4	11	240	1.07	66
C33	223.65	319.5	1354.68	75.4	11	240	1.07	440
P1	447.3	479.25	997.195	76.7	11	200	0.447	140
P1'	447.3	479.25	997.195	76.7	11	213	0.476	25
P2	335.475	514.75	1053.64	77.5	11	200	0.596	40
P2'	335.475	514.75	1053.64	77.5	11	160	0.476	160
P3	223.65	550.25	1110.085	78	11	160	0.715	31



**FIGURE 3.** Diagramme ternaire de la compacité calculée par le MEC en fonction des proportions volumiques du ciment, sable et fumée de silice.

## RÉSULTATS

Les résistances à la compression obtenue à 28 jours sur éprouvettes cubiques sont présentées dans la figure 4. L'impact du ratio E/C est clairement identifiable en comparant les formules où seule la quantité d'eau change (M1 vs M1', P1 vs P1'). Pour les formules C ou la compacité est toujours la même et la quantité de ciment identique par paires, l'impact de la fumée de silice sur les performances mécaniques est observable.

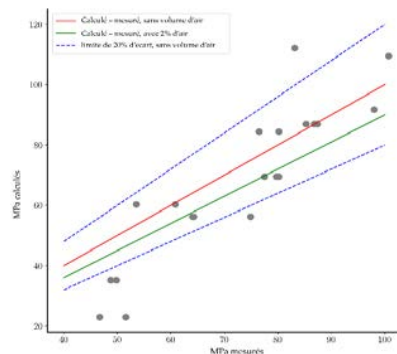


**FIGURE 4.** Résultats des valeurs de compression à 28 jours sur éprouvettes cubiques.

Nous pouvons utiliser l'équation de Féret sur nos données :

$$f'c = K_F \left( \frac{V_c + kV_p}{V_c + kV_p + kV_e + V_a} \right)^2 \tag{3}$$

Où  $f'c$  représente la compression à 28 jours en MPa,  $V_c$ ,  $V_p$ ,  $V_e$ ,  $V_a$  sont respectivement les volumes de ciment, de liant de substitution, d'eau et d'air.  $K_F$  est un coefficient dépendant du liant et des granulats employés, avec une régression linéaire sur nos données, nous obtenons :  $K_F = 5.7 * 52.5$ . La figure 5 montre la différence entre la résistance à la compression mesurée et celle calculée grâce à l'équation (3). Le volume d'air n'a pas été mesuré sur ces mélanges, sur la figure 5, nous voyons que 2% de volume d'air diminue approximativement les performances mécaniques de 10%. Ces figures et équations nous montrent que (3) est une bonne première approximation des performances, mais est moins pertinente sur les formules contenant beaucoup de liant de substitution et peu de ciment.



**FIGURE 5.** Calcul versus mesure des résistances à la compression.

Suite à ces expérimentations, nous avons réalisé deux sessions d'impressions 3D grande échelle au laboratoire Navier avec les formules B et M4. Chacune des sessions a environ duré 40 minutes d'impression, durant lesquelles nous avons validé la pompabilité, l'extrudabilité et la structurabilité : en utilisant un accélérateur (composé de sels d'aluminium) dosé à 6ml par kilogramme de béton. Les poudres ont été insérées en même temps dans le malaxeur, l'eau et le superplastifiant ont été ajoutés ensuite pendant 1 minute, puis la mixture a été mélangée durant 6 minutes avant d'être pompée. La session d'impression avec la formule M4 a été stoppée de façon précoce, du fait de l'épuisement du stock de fumée de silice (ce produit n'étant plus sur le marché). Nous notons des défauts qualitatifs sur les impressions, surtout avec la formule M4, cela est probablement dû à l'utilisation de la fumée de silice qui est difficilement dispersable, ce qui laisse apparaître des floques, ces derniers n'étant visibles que lors du passage à la grande échelle.



FIGURE 8. Impression 3D d'une hyperbole de 1m de haut, formule B à gauche, formule M4 à droite

## CONCLUSION ET DISCUSSION

Dans cette étude, deux impressions 3D ont été réalisées avec des formules de béton optimisées grâce au MEC. Puisque la quantité d'eau est liée à la compacité du mélange des poudres, optimiser cette compacité est un bon moyen d'améliorer les performances mécaniques d'une formule, ou de baisser les quantités de ciments utilisés. De plus, la compacité est également liée au seuil de cisaillement et au taux de structuration, qui sont des paramètres essentiels dans un processus d'impression 3D. Ainsi, l'usage de modèle d'empilement granulaire tel que le MEC, semble être pertinent pour formuler des bétons imprimables. Nous proposons la méthode suivante :

- Selon l'application, il est nécessaire de déterminer les composants adéquats (ciments, liants de substitution, sables, etc). L'objectif étant de maximiser la compacité pour minimiser la quantité d'eau nécessaire.
- À l'aide des granulométries et compacités respectives des constituants, il est possible de déterminer la compacité de différents mélanges avec le MEC
- Les formules adéquates se situeront dans les zones où  $E/L$  est compris entre 0.2 et 0.6, ainsi que lorsque le régime de friction entre les granulats n'apparaît pas,  $\phi_c < 0.79 * \phi_m$ .

- Avec une bonne optimisation granulaire, les quantités de ciments peuvent être diminuées tout en conservant des propriétés mécaniques intéressantes et sous-estimées par les modèles d'estimation usuels des performances.

Pour le moment, nous observons que la fumée de silice cause des irrégularités et des troubles de qualité du fait de leur difficulté de dispersion. Le protocole de mélange et d'introduction des poudres reste à améliorer si l'emploi de fumée de silice est envisagé. Par ailleurs, nous observons que la norme NEF 206 limite l'utilisation de cette dernière comme liant de substitution. Nos résultats questionnent cette limitation, puisque les propriétés mécaniques intéressantes obtenues, autour de 50 MPa, sont très intéressantes même pour un rapport volumique de ciment sur fumée de silice de 1/6.

Enfin, bien que cette étude se soit focalisée sur une formulation à partir de 3 constituants, il est bien entendu possible d'étendre ce travail avec de nombreux autres constituants tels que des cendres volantes, des fillers calcaires, des métakaolins, etc. mais aussi d'autres liants tels que les kaolins, les géopolymère, le plâtre, etc. Ceci étant possible grâce au caractère universel de l'étude de l'empilement granulaire réalisé ici à l'aide du MEC, bien qu'initialement conçu pour des bétons de ciment.

## RÉFÉRENCES

- Bijen, J., van Selst, R., 1993. Cement equivalence factors for fly ash. *Cement and Concrete Research* 23, 1029–1039. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(93\)90162-3](https://doi.org/10.1016/0008-8846(93)90162-3)
- Caron, J.-F., Demont, L., Ducoulombier, N., Mesnil, R., 2021. 3D printing of mortar with continuous fibres: Principle, properties and potential for application. *Automation in Construction* 129, 103806. <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2021.103806>
- Chu, S.H., Lam, W.L., Li, L., Poon, C.S., 2022. Packing density of ternary cementitious particles based on wet packing method. *Powder Technology* 405, 117493. <https://doi.org/10.1016/j.powtec.2022.117493>
- Cumberland, D.J., Crawford, R.J., 1987. The packing of particles.
- de Larrard, F., 2014. *Concrete Mixture Proportioning: A Scientific Approach*. CRC Press, London. <https://doi.org/10.1201/9781482272055>
- de Larrard, F., 2000. *Structures granulaires et formulation des bétons*. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- Demont, L., Ducoulombier, N., Mesnil, R., Caron, J.-F., 2021. Flow-based pultrusion of continuous fibers for cement-based composite material and additive manufacturing: rheological and technological requirements. *Composite Structures* 262, 113564. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2021.113564>
- Denarié, E., Sofia, L., Gonnon, P. (Eds.), 2021. Towards tailored cement-based materials with ground calcium carbonates. *Proceedings of the International Conference on "Cement – Based Materials Tailored for a Sustainable Future."*
- Ducoulombier, N., 2020. *Anisotropic concrete : 3D printing of concrete reinforced by long fibers, process, characterisation et modélisation*. (phdthesis). Université Paris-Est.
- Fennis, S., 2010. Design of ecological concrete by particle packing optimization.
- Flatt, R.J., Wangler, T., 2022. On sustainability and digital fabrication with concrete. *Cement and Concrete Research* 158, 106837. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2022.106837>
- Hafid, H., Ovarlez, G., Toussaint, F., Jezequel, P.H., Roussel, N., 2016. Effect of particle morphological parameters on sand grains packing properties and rheology of model mortars. *Cement and Concrete Research* 80, 44–51. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2015.11.002>
- Juenger, M.C.G., Winnefeld, F., Provis, J.L., Ideker, J.H., 2011. Advances in alternative cementitious binders. *Cement and Concrete Research, Conferences Special: Cement Hydration Kinetics and Modeling*, Quebec City, 2009 & CONMOD10, Lausanne, 2010 41, 1232–1243. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2010.11.012>
- Kondepudi, K., Subramaniam, K.V.L., Nematollahi, B., Bong, S.H., Sanjayan, J., 2022. Study of particle packing and paste rheology in alkali activated mixtures to meet the rheology demands of 3D Concrete Printing. *Cement and Concrete Composites* 131, 104581. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2022.104581>



- Li, V.C., Wu, H.-C., 1992. Conditions for Pseudo Strain-Hardening in Fiber Reinforced Brittle Matrix Composites. *Applied Mechanics Reviews* 45, 390–398. <https://doi.org/10.1115/1.3119767>
- Mahaut, F., Mokéddem, S., Chateau, X., Roussel, N., Ovarlez, G., 2008. Effect of coarse particle volume fraction on the yield stress and thixotropy of cementitious materials. *Cement and Concrete Research* 38, 1276–1285. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2008.06.001>
- NF EN 206/CN : Béton – Spécification, performance, production et conformité. Complément national à la norme NF EN 206. Brussels: European committee for standardisation, 2022 [WWW Document], n.d. URL <https://cobaz-afnor-org.extranet.enpc.fr/notice/norme/nf-en-206a2-cn/FA203976?rechercheID=10675967&searchIndex=1&activeTab=all> (accessed 11.24.22).
- Onoda, G.Y., Liniger, E.G., 1990. Random loose packings of uniform spheres and the dilatancy onset. *Phys. Rev. Lett.* 64, 2727–2730. <https://doi.org/10.1103/PhysRevLett.64.2727>
- Raj, N., Patil, S., Bhattacharjee, B., 2014. Concrete Mix Design By Packing Density Method. *IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering* 11, 34–46. <https://doi.org/10.9790/1684-11213446>
- Reinhardt, H.W., Wüstholtz, T., 2007. About the influence of the content and composition of the aggregates on the rheological behaviour of self-compacting concrete. *Mater Struct* 39, 683–693. <https://doi.org/10.1617/s11527-006-9102-3>
- Roussel, N., 2006. A Theoretical Frame to Study Stability of Fresh Concrete. *Mater Struct* 39, 81–91. <https://doi.org/10.1617/s11527-005-9036-1>
- Roussel, N., Lemaître, A., Flatt, R.J., Coussot, P., 2010. Steady state flow of cement suspensions: A micromechanical state of the art. *Cement and Concrete Research* 40, 77–84. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2009.08.026>
- Sedran, T., 1999. Rheologie et rhéométrie des bétons. Application aux bétons autonivelants (thesis). <http://www.theses.fr.Marne-la-vallée, ENPC>.
- Sedran, T., de Larrard, F., Angot, D., 1994. Prédiction de la compacité des mélanges granulaires par le modèle de suspension solide. II- Validation, cas des mélanges confinés. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées* 194, pp 71-86.
- Sedran, T., de Larrard, F., Le Guen, L., 2007. Détermination de la compacité des ciments et additions minérales à la sonde de Vicat. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées* pp 155-163.
- Singh, S.B., Munjal, P., Thammishetti, N., 2015. Role of water/cement ratio on strength development of cement mortar. *Journal of Building Engineering* 4, 94–100. <https://doi.org/10.1016/j.job.2015.09.003>
- Szabo, A., Reiter, L., Lloret-Fritschi, E., Gramazio, F., Kohler, M., Flatt, R.J., 2020. Mastering Yield Stress Evolution and Formwork Friction for Smart Dynamic Casting. *Materials* 13, 2084. <https://doi.org/10.3390/ma13092084>
- Toutou, Z., Roussel, N., 2006. Multi Scale Experimental Study of Concrete Rheology: From Water Scale to Gravel Scale. *Mater Struct* 39, 189–199. <https://doi.org/10.1617/s11527-005-9047-y>
- Wangler, T., Pileggi, R., Gürel, S., Flatt, R.J., 2022. A chemical process engineering look at digital concrete processes: critical step design, inline mixing, and scaleup. *Cement and Concrete Research* 155, 106782. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2022.106782>
- Weng, Y., Li, M., Tan, M.J., Qian, S., 2018. Design 3D printing cementitious materials via Fuller Thompson theory and Marson-Percy model. *Construction and Building Materials* 163, 600–610. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.12.112>
- Wu, J., Zhou, X., Zeng, X., Xie, Y., Long, G., Dong, R., Abdullahi Umar, H., Ma, G., Yao, L., 2022. Effect of aggregate morphology characteristics on the voidage of aggregate loose packing based on 3D discrete element method. *Construction and Building Materials* 348, 128598. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.128598>
- Yamine, J., Chaouche, M., Guerin, M., Moranville, M., Roussel, N., 2008. From ordinary rheology concrete to self compacting concrete: A transition between frictional and hydrodynamic interactions. *Cement and Concrete Research* 38, 890–896. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2008.03.011>
- Zhang, C., Hou, Z., Chen, C., Zhang, Y., Mechtcherine, V., Sun, Z., 2019. Design of 3D printable concrete based on the relationship between flowability of cement paste and optimum aggregate content. *Cement and Concrete Composites* 104, 103406. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2019.103406>
- Zhang, C., Nerella, V.N., Krishna, A., Wang, S., Zhang, Y., Mechtcherine, V., Banthia, N., 2021. Mix design concepts for 3D printable concrete: A review. *Cement and Concrete Composites* 122, 104155. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2021.104155>

# Conception, optimisation et fabrication numérique de poutres à faible impact environnemental pour un projet de parking

Sébastien Maitenaz<sup>1,2</sup>, Nicolas Metge<sup>2</sup>, Romain Mesnil<sup>1,3</sup>, Jean-François Caron<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Laboratoire Navier, Ecole des Ponts ParisTech, Université Gustave Eiffel, CNRS, Marne-la-Vallée, France

<sup>2</sup>ISC-Vinci, France

<sup>3</sup>Build'In - Ecole des Ponts ParisTech, Marne-la-Vallée, France

**RESUME** Nous utilisons deux fois plus de béton et de mortier que le total de tous les autres matériaux de construction. Principal matériau de construction de nos bâtiments et infrastructures, il joue un rôle structurant pour nos sociétés, et notamment en France. Son impact environnemental, essentiellement lié aux quantités utilisées, est conséquent (8% des émissions de gaz à effet de serre mondiales sont dues à la production de ciment), et pourtant nous avons tendance à surdimensionner nos structures. Les techniques actuelles de fabrication d'éléments structurels optimisés en béton armé n'ont pas fait preuve d'une compétitivité économique suffisante pour être largement acceptées par l'industrie de la construction. Au cours d'une thèse industrielle, les auteurs ont développé une méthodologie d'optimisation originale basée sur une approche de type bielle-tirant et une technologie d'impression 3D de moules en argile recyclables, qui permet de coffrer des poutres treillis conformes aux Eurocodes et économisant de 20 à 60% de béton. Cette technologie, testée en laboratoire, est désormais appliquée sur deux projets en région parisienne pour la fabrication de trois poutres d'une dizaine de mètres de portée.

**Mots-clefs** Optimisation, béton armé, Impression 3D de mortiers

## I. INTRODUCTION

La construction en béton armé est parfois comparée à de l'artisanat au sens où de nombreuses tâches restent essentiellement manuelles. Les activités de chantier, lourdes et chronophages ont un impact direct sur la conception des éléments. Une étude menée auprès d'une centaine d'ingénieurs certifiés par l'IStructE a montré que ces derniers ont tendance à simplifier la conception afin de faciliter la construction et de minimiser le risque d'erreur de fabrication [1]. Ceci se fait au prix d'un surdimensionnement important des structures. Les structures en béton armé du début du XX<sup>ème</sup> siècle, telles que les ponts conçus par Eugène Freyssinet, prouvent néanmoins qu'il est possible de construire des structures optimisées et durables en béton armé.

Il est clair que le béton armé restera d'usage dans les années à venir. Si nous souhaitons minimiser l'impact environnemental des structures construites avec ce matériau, deux voies (non

contradictoires) sont possibles. L'une consiste à minimiser les émissions de gaz à effet de serres liées à la production des constituants du béton. L'autre consiste à réduire les quantités de béton mises en œuvre dans les structures. Face à l'urgence des enjeux environnementaux, et notamment climatiques, des solutions applicables à court terme donc conformes aux normes actuelles restent à trouver. Le projet Recy(clay)ble Formworks, présenté dans les parties suivantes, s'inscrit dans cette voie-ci.

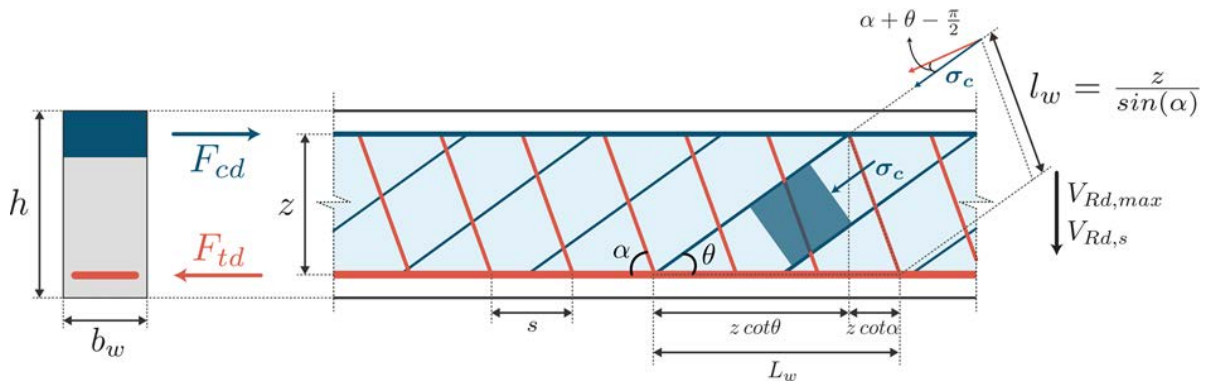
Ce papier présente ainsi la combinaison de méthodes de conception et de fabrication permettant de fabriquer des poutres treillis optimisées en béton armé conformes aux Eurocodes. Recy(clay)ble Formworks est basé sur l'impression 3D de moules recyclables en argile. Ces moules permettent de coffrer les évidements de la poutre treillis. La section II introduit la méthode d'optimisation. Nous y discutons également des économies de béton en jeu. La section III présente les résultats d'une campagne d'essais mécaniques qui a servi à valider expérimentalement la méthode de conception. La section IV détaille la méthode de fabrication proposée. La faisabilité de cette dernière a été démontrée par la réalisation d'un prototype de 3m de portée. Pour conclure, la partie V montre une application en cours du procédé pour un projet de parking à Drancy.

## II. OPTIMISATION DE POUTRES EN BETON ARME ET ECONOMIES DE MATIERE

### A. *Optimisation de poutres en béton armé dans le cadre de l'Eurocode 2*

La méthode d'optimisation développée dans le cadre de ce projet est conforme aux Eurocodes. Les poutres calculées satisfont ainsi les différents critères ELS et ELU. Cette méthode se distingue néanmoins d'un calcul traditionnel en ce qu'elle permet une optimisation des éléments vis-à-vis de l'effort tranchant et de la hauteur de béton permettant de reprendre les contraintes de compression dues à la flexion.

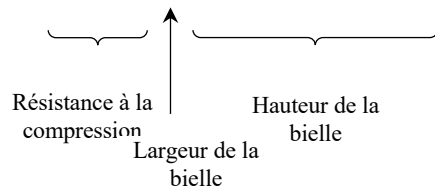
La méthode prescrite par l'Eurocode 2 pour le calcul des poutres vis-à-vis de l'effort tranchant est basée sur la méthode dite d'inclinaison variable des bielles [2] appliquée à un modèle bielle-tirants de la poutre (voir Figure 1). Les bielles et tirants transmettent ainsi les efforts des points d'application des charges aux appuis par un comportement analogue à celui d'une poutre treillis. Cette méthode provient directement des premiers modèles béton armé développés par Ritter [3] et Morsch [4]. La réécriture des équations de l'EC 2 donne la résistance d'un élément à l'effort tranchant comme étant le minimum entre la résistance à la compression des bielles de béton (Eq. 1) et la résistance à la traction des tirants (Eq. 3).



**FIGURE 1.** Modèle EC2 bielles - tirants d'un élément en béton armé renforcé vis-à-vis de l'effort tranchant

$$V_{Rd,max} = \sigma_c b_w \cos\left(\alpha + \theta - \frac{\pi}{2}\right) l_w \sin(\theta) \tag{1}$$

$$= a_{cw} v_1 f_{cd} b_w z \frac{\sin(\alpha + \theta)}{\sin(\alpha)} \sin(\theta) \tag{2}$$



$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} f_{ywd} z (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \sin(\alpha) \tag{3}$$

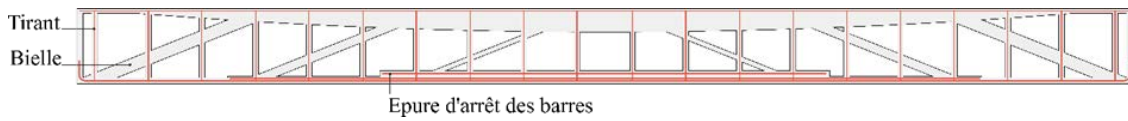
La résistance des bielles est donnée par le produit de la résistance à la compression du béton par les dimensions de la bielle (hauteur et largeur), comme détaillé dans l'Equation 2. Notre méthode tire parti de cette réécriture de  $V_{Rd,max}$  en proposant d'optimiser la hauteur des bielles afin d'assurer l'égalité (4) suivante :

$$V_{Rd,max}^{opt} = V_{Ed} \tag{4}$$

Où  $V_{Ed}$  est l'effort tranchant de calcul. La hauteur minimum d'une bielle est donnée par l'Eq.5 :

$$z_{opt} = z \frac{V_{Rd,max}}{V_{Ed}} \tag{5}$$

Par ailleurs, la répartition du béton dans la partie supérieure des poutres est également optimisée en ne conservant que le béton se situant au-dessus de l'axe neutre. Cette étape s'accompagne d'une vérification des critères visant à limiter les contraintes de compression dans le béton et de traction dans les armatures aux états limites de service. L'application de cette méthode d'optimisation permet de concevoir des éléments de type treillis, comme illustré à la Figure 2.



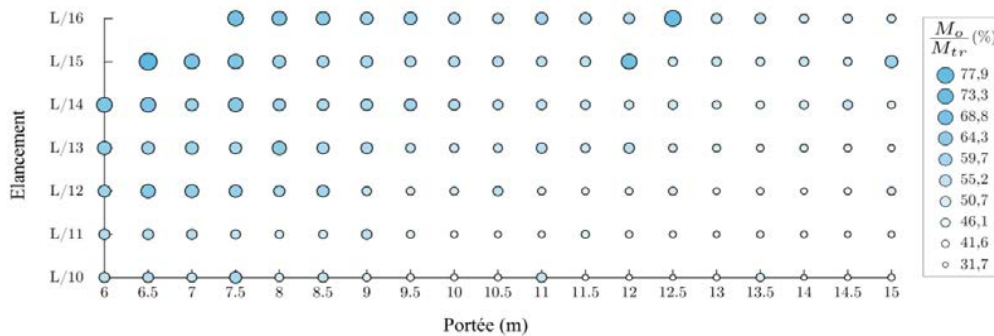
**FIGURE 2.** Schéma de poutre en béton armé dont la hauteur des bielles a été optimisée

*B. Étude paramétrique des gains de béton*

Afin d’estimer les économies potentielles de béton, une étude paramétrique a été menée. L’objectif est de comparer les quantités de béton dans des poutres à section rectangulaire calculées de manière traditionnelle ou avec la méthode d’optimisation présentée au paragraphe précédent.

Hypothèses sur les matériaux et le chargement. L’étude porte sur des poutres simplement appuyées soumises à des combinaisons de charges permanentes et d’exploitation uniformes. Les charges permanentes correspondent au poids propre des poutres ainsi qu’à celui d’une dalle en béton de 5m de portée et de 17cm d’épaisseur. Un béton C30/37 d’une densité de 2.5t/m3 a été considéré. Les charges d’exploitation sont de 1,5 kN/m2. Les combinaisons ELS et ELU adéquates ont été prises en compte.

Résultats de l’étude paramétrique. La Figure 3 présente, pour différents couples portée – élancement, le rapport entre le volume de béton des poutres dimensionnées avec la méthode d’optimisation présentée en II.1 et celui de poutres équivalentes calculées selon la méthode traditionnelle.



**FIGURE 3.** Évolution des économies de béton  $M_o/M_{tr}$  en fonction de la portée et de l'élancement des poutres.  $M_o$  représente la masse des poutres calculées selon la méthode présentée en II.1,  $M_{tr}$  représente la masse des poutres calculées selon la méthode traditionnelle.

Plus les points sont petits et clairs, plus le ratio  $M_o/M_{tr}$  est faible, plus les économies de béton sont importantes. On vérifie ainsi que les économies augmentent avec la portée et diminuent avec l’élancement. Lorsque l’élancement diminue, les économies relatives de béton augmentent grâce à deux phénomènes : d’une part le bras de levier de la section augmente ce qui permet de réduire la hauteur de la membrure supérieure ; d’autre part lorsque la hauteur des poutres augmente à chargement constant, la hauteur des bielles peut être d’autant plus optimisée. En revanche, l’évolution du ratio avec la portée s’explique principalement par des considérations réglementaires : certaines quantités de béton invariantes (notamment l’enrobage) sont proportionnellement plus faibles avec des grandes portées.

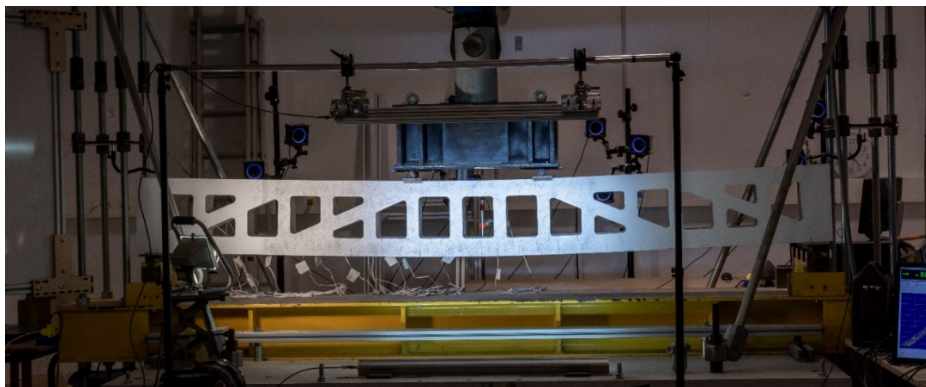
*Gains de béton.* La Figure 3 présente des ratios variant de 32 à 78% ce qui témoigne d'économies de béton de 22 à 68%. Dans les structures en béton armé, on retrouve fréquemment des poutres avec des portées de 6 à 9m et des élancements de  $L/10$  à  $L/12$ . Pour ces éléments, les gains potentiels sont de l'ordre de 32 à 58%. Il ne s'agit pas nécessairement d'élancement que l'on peut considérer comme optimaux. Néanmoins, il permette d'avoir un bras de levier important et donc des ratios d'aciers longitudinaux relativement faibles ce qui est un atout indéniable pour faciliter l'assemblage des cages d'armatures et la mise en œuvre du béton. De plus, les gains potentiels pour des éléments plus élancés restent considérables. D'autant qu'il faut les mettre en perspective. Cette optimisation permet un allègement de la superstructure d'un bâtiment et peut donc s'accompagner d'économies de matière indirectes, notamment dans les éléments verticaux (poteaux et voiles) et dans les fondations.

Toutefois, il est bien connu que l'EC 2 est un code essentiellement empirique. Or, tous les tests qui ont conduits à développer les équations qu'il contient ont été réalisés sur des poutres prismatiques. Afin de valider expérimentalement la méthode d'optimisation présentée ci-dessus, une campagne d'essais mécaniques a été menée.

### III. ESSAIS DE FLEXION 4 POINTS SUR DES POUTRES OPTIMISEES EN BETON ARME.

#### A. Présentation des essais

Sept prototypes d'une portée de 3m ont été fabriqués afin de conduire des essais de flexion quatre points (voir Figure 4). Trois essais ont été réalisés à ce jour, soit entre 91 et 138 jours après le coulage. La résistance à la compression du béton, estimée à partir d'essais sur éprouvettes  $11 \times 22$  est comprise entre 60 et 70 MPa. Les armatures longitudinales et d'effort tranchant ont été assemblées à partir d'acier HA B500B. La Table 1 récapitule les informations propres aux trois prototypes testés.






**FIGURE 4.** Essai de flexion quatre points (prototype 2)

Plusieurs systèmes d'instrumentation ont été mis en place afin de pouvoir analyser le comportement des prototypes aux états limites de service et de rupture. Les déplacements à mi-portée et au niveau des appuis sont mesurés à l'aide de LVDT. La mesure des déplacements se fait également par le biais d'un système de capture des mouvements (Optitracks). Des marqueurs réfléchissants sont placés en chacun des nœuds des poutres 2 et 3 afin de suivre leurs déplacements. L'instrumentation est complétée par des jauges de déformations placées au niveau de chaque bielle

et de chaque tirant des poutres treillis ainsi que par un système de corrélation d'image qui permet, outre la mesure des déformations, de suivre l'évolution des fissures et de mesurer leur ouverture. Pour cela, un motif est dessiné sur la poutre testée et la déformation de ce motif au cours du temps est enregistrée grâce à deux caméras.

Données géométriques		Cage d'armatures
Longueur :	3,2 m	Flexion : 2 HA 12 + 2 HA 10
Portée :	3 m	Effort tranchant : 16 HA 8
Hauteur :	0,35 m	2 HA 8 de construction
Largeur :	0,15 m	

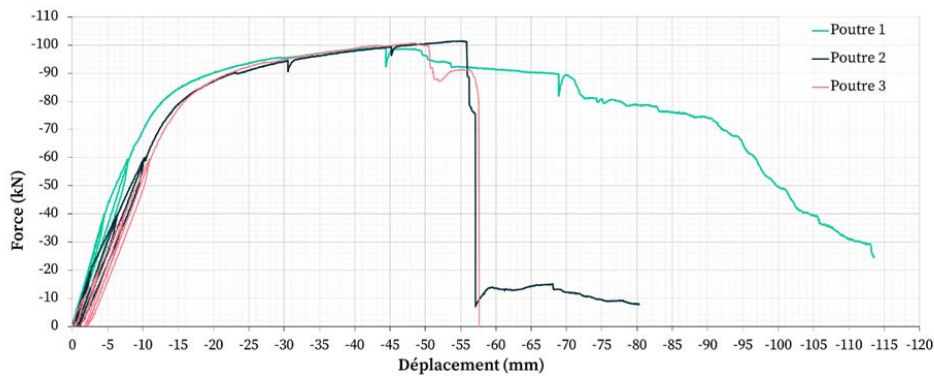
  

N°	Schéma des prototypes	Commentaire
1		Poutre pleine servant de témoin.
2		Poutre optimisée selon la méthode présentée en <b>Erreur ! Source du renvoi introuvable.</b> Gain de béton : <b>29%</b> .
3		Poutre optimisée selon la méthode présentée en <b>Erreur ! Source du renvoi introuvable.</b> à l'exception de l'espacement longitudinal des cadres qui ne respecte pas le critère EC 2. Les cadres sont regroupés aux extrémités des bielles pour former une poutre treillis de type Howe. Gain de béton : <b>32%</b> .

**Table 1.** (a) Données structurelles des prototypes. (b) – Notes sur la conception des poutres.

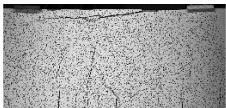
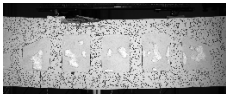

### B. Analyse du comportement ELS et ELU des poutres optimisées

Chacun des prototypes a subi plusieurs cycles de charge et décharge puis tous ont été chargés jusqu'à leur ruine totale. La Figure 5 présente les courbes force – déplacement (mesurés au niveau du vérin) obtenues lors des trois essais et la Table 2 rassemble les valeurs de charge à rupture et de déplacement à 60kN (dans le domaine élastique).



**FIGURE 5.** Courbes Force - Déplacement obtenues lors des essais de flexion quatre points sur les prototypes 1,2 et 3.

Le mode de ruine a été identique pour les trois prototypes : c’est l’écrasement du béton dans la partie supérieure qui a conduit à la rupture totale des corps d’épreuves. On note de même que les trois charges ultimes sont identiques, en accord avec la méthode d’optimisation présentée dans ce papier. D’importantes fissures d’effort tranchant ont été observées, notamment sur le prototype n°3 sans pour autant conduire à la ruine. Les prototypes 2 et 3 présentent une rupture plus fragile que la poutre pleine mais cette rupture est précédée d’un long palier plastique ce qui laisse une marge de sécurité importante. Par ailleurs, les poutres treillis sont logiquement moins raides que la poutre pleine, avec une perte de raideur de 30 à 38%. Les critères de flèche à l’ELS, rarement dimensionnant en béton armé nécessitent donc une attention particulière ici.

N°	Charge à rupture		Déplacement pour F = 60 kN	
1	100 kN		8,1 mm	L/370
2	101 kN		10,5 mm (+ 30%)	L/286
3	100 kN		11,2 mm (+38%)	L/268

**Table 2.** Synthèse des résultats des essais de flexion quatre points sur les prototypes 1,2 et 3.

Comment passer de la théorie à la pratique ? Les ouvrages ou éléments en béton armé à géométrie complexe sont souvent fabriqués à l’aide de coffrages à usage unique. Pour remédier à ce paradoxe, nous avons développé une méthode de fabrication basée sur l’impression de moules recyclables. Ces développements sont décrits dans la section suivante.

#### IV. METHODE DE FABRICATION DE POUTRE TREILLIS OPTIMISEES.

L’intégralité de la chaîne de valeur, de la conception des poutres à leur fabrication est gérée de manière automatique. À partir d’un calcul décrit au paragraphe II.1, le logiciel produit les plans



de fabrication digitaux. Ces derniers sont ensuite utilisés pour définir les trajectoires robots qui permettront l'impression 3D des moules en argile.

L'extrudeur utilisé, monté sur un robot six axes ABB-IRB-6620, a été conçu et fabriqué au sein du laboratoire Navier pour l'impression de géopolymères [5]. Il consiste en un réservoir contenant de l'argile et d'un piston poussé par un vérin pneumatique à travers un tube. À l'intérieur de ce tube, une vis sans fin permet de gérer le débit du matériau extrudé à travers une buse. Le matériau extrudé est composé de kaolin (Speswhite Imerys) et d'eau avec un rapport massique  $e/k = 0,58$ . Pour des raisons de productivité, lors de la fabrication des poutres le béton doit pouvoir être coulé entre le coffrage et les moules en argile sans attendre que le séchage de l'argile n'augmente sa raideur (cela peut prendre quelques heures à plusieurs jours). Deux options sont alors possibles :

- Remplir les moules de sable. Ce dernier équilibre la pression hydrostatique du béton et permet au coffrage de tenir en place.
- Dimensionner les parois des moules pour qu'ils puissent soutenir seuls la pression du béton.

Pour valider la faisabilité du procédé de fabrication développé, nous avons réalisé un prototype de poutre d'une portée de 3m permettant de réduire de 30% la quantité de béton par rapport à une poutre prismatique.

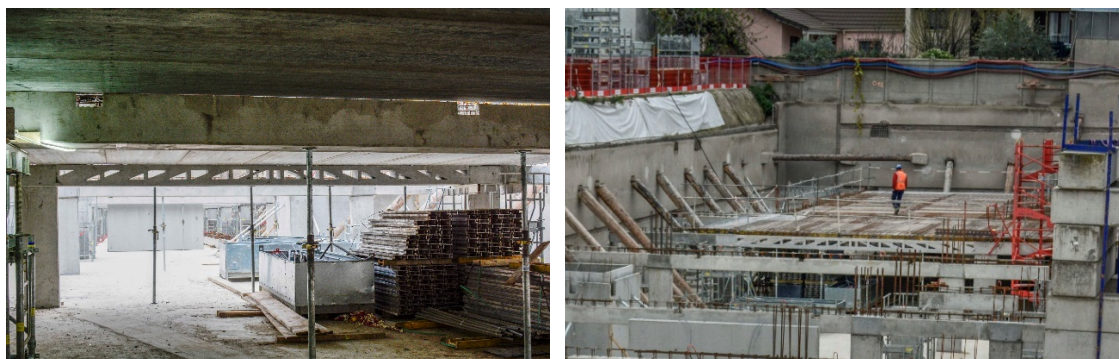


**FIGURE 6.** Fabrication du prototype. (haut) - Impression des moules. (milieu), insertion des armatures (à droite sur la photo). (bas) - Décoffrage de la poutre

Ce prototype est constitué de 19 moules qui ont nécessité l'utilisation de six réservoirs de 4L d'argile. Ces moules ont été imprimés directement sur le fond de coffrage avant d'être remplis de sable. Une cage d'armatures a ensuite été insérée entre les moules. Enfin, un béton autoplaçant a été coulé (voir Figure 6).

## V. MISE EN ŒUVRE SUR CHANTIER

Une première application de ce principe a été réalisée en Décembre 2022 dans le cadre de la construction du parking du centre nautique de Drancy, par l'entreprise Chantiers Modernes Construction. Une poutre d'une portée de 7,8m a été fabriquée (voir Figure 7), permettant d'économiser 17% de béton. La poutre a été préfabriquée en usine, avec le concours de Saint Léonard Matériaux. Dans le cadre de ce projet, il n'était pas possible de couler la poutre sur le flanc, ni d'utiliser de moules en argile. Au moment de la réalisation, le procédé devait encore être développé pour arriver à un niveau de maturité préindustriel et pouvoir être utilisé dans un environnement type usine. Un système de moules en polystyrène avec des négatifs permettant d'assurer le positionnement des évidements a donc été préféré. Si ce système ne permet pas d'effectivement réduire l'impact de la poutre optimisée, il a permis d'assurer la fabrication de la poutre et la réalisation des étapes suivantes : la poutre a été transportée sur site puis posée par les équipes du chantier, dans les mêmes conditions qu'une poutre pleine. Cette seconde étape a permis de valider la mise en œuvre de la poutre en conditions chantier.



**FIGURE 7.** Mise en place d'une poutre optimisée lors de la construction du parking du centre nautique de Drancy.

## VI. CONCLUSION

Cet article synthétise les résultats du projet Recy(clay)ble Formworks dont le but est de proposer des pistes pour réduire la consommation de béton. Avec ce projet ce sont tant les aspects structurels que méthodologiques qui sont abordés. Il a notamment abouti au développement d'une méthode d'optimisation de poutres en béton armé permettant d'économiser jusqu'à 60% de béton. Les premiers essais mécaniques réalisés sur trois poutres de 3m de portée valident cette méthode d'optimisation. Par ailleurs, une méthode de fabrication digitale basée sur l'impression 3D de

moules recyclables en argile a été présentée. La fabrication et la pose d'une première poutre dans le cadre d'un projet réel ont enfin été décrites et illustrées.

## VII. REMERCIEMENTS

Ce travail a été financé par l'ANR, ISC et Chantiers Modernes Construction (Vinci Construction France), l'Ecole des Ponts ParisTech, ainsi que la plateforme technologique régionale Build'in (<https://www.buildin-enpc.fr/>). Nous remercions vivement les équipes de Saint Léonard Matériaux pour l'aide dans la fabrication de la poutre mise en œuvre sur le parking de Drancy.

## RÉFÉRENCES

- [1] J. Orr, M.P. Drewniok, I. Walker, T. Ibell, A. Copping, S. Emmitt, Minimising energy in construction: Practitioners' views on material efficiency, *Resources, Conservation and Recycling*. 140 (2019) 125–136. <https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2018.09.015>.
- [2] EN 1992-1-1: Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings., European committee for standardisation, Brussels, 2004.
- [3] W. Ritter, *Die Bauweise Hennebique*, Zürcher & Furrer, 1899. <https://doi.org/10.3931/e-rara-20036>.
- [4] E.P.G. Emil Mörsch, *Concrete-steel Construction (Der Eisenbetonbau)*, The Engineering news publishing company; [etc ., etc.], 1909. <http://archive.org/details/concretesteelco00goodgoog> (accessed May 14, 2019).
- [5] J. Archez, S. Maitenaz, L. Demont, M. Charrier, R. Mesnil, N. Texier-Mandoki, X. Bourbon, S. Rossignol, J.F. Caron, Strategy to shape, on a half-meter scale, a geopolymer composite structure by additive manufacturing, *Open Ceramics*. 5 (2021) 100071. <https://doi.org/10.1016/j.oceram.2021.100071>. Cyrille, F., Dunant et al, Regularity and optimisation practice in steel structural frames in real design cases, *Resources, Conservation and Recycling*, Volume 134, 2018, Pages 294-302

# Suivi de l'imbibition de l'eau dans une poudre de calcite par IRM, application aux méthodes d'impression 3D par liaison sélective

Valentine Danché<sup>1</sup>, Khadim Ndiaye<sup>1</sup>, Tien-Tung Ngo<sup>1</sup>, Jaime Gil-Rocas<sup>2</sup>, Rahima Sidi-Boulouar<sup>2</sup>, Benjamin Maillet<sup>2</sup>, Emmanuel Keita<sup>2</sup>, Nicolas Roussel<sup>2</sup>, Alexandre Pierre<sup>1</sup>

<sup>1</sup> CY Cergy Paris Université, 5 Mail Gay Lussac, 95000, Cergy

<sup>2</sup> Laboratoire NAVIER, Université Gustave Eiffel, Ecole des Ponts, CNRS, 14 boulevard Newton, 77420, Champs sur Marne

## RESUME

Suite au constat de l'urgence climatique actuelle, de nouvelles méthodes sont mises en place afin de réduire l'impact écologique de l'industrie de la construction. L'impression 3D présente des avantages, notamment dans l'objectif de réduire les déchets de la construction, d'optimiser la productivité et de contribuer à potentiellement réduire l'empreinte du génie civil sur l'indicateur de réchauffement climatique. Tandis que l'impression 3D dépose un mortier frais par extrusion, la technique d'injection sélective de liant consiste à déposer sélectivement de l'eau sur une couche de poudre et à répéter ce processus jusqu'à obtention de la pièce désirée.

Le phénomène d'imbibition de la poudre est donc prépondérant pour garantir la qualité de la pièce imprimée. Nous proposons une étude combinée de la diffusion de l'eau dans un milieu poreux modèle par analyse d'images et par mesures semi-qualitatives IRM des transferts d'eau dans un milieu poreux opaque afin de mieux comprendre les phénomènes physiques intervenant dans ce processus d'impression 3D.

**Mots-clefs** Imbibition, saturation, milieu poreux

## I. INTRODUCTION

L'industrie de la construction est responsable d'une grande part des émissions de gaz à effet de serre de la France. En 2015, la stratégie nationale bas carbone a donné l'objectif d'atteindre la neutralité carbone d'ici 2050 (n.d.). Il est nécessaire d'explorer et d'utiliser des technologies alternatives aux techniques traditionnelles et l'impression 3D présente de plus en plus d'intérêts. En effet, elle permet d'optimiser les formes, de réduire la quantité de matériaux utilisés et d'accroître la productivité grâce à l'automatisation. Compte tenu de l'urgence mondiale que représentent la pénurie de logements, le manque de main-d'œuvre qualifiée et les objectifs climatiques, la pertinence de cette technologie est évidente.

Il existe deux méthodes principales pour l'impression 3D adaptée aux matériaux de construction (Rollakanti and Prasad, 2022). La plus connue et la plus documentée est la méthode par extrusion

qui consiste à préparer en amont le mortier frais et à le déposer couche par couche via une tête d'impression (Mechtcherine et al., 2020). La deuxième méthode est celle développée dans cette étude. Elle consiste à injecter un liant sur un lit de particules (Lowke et al., 2020, 2018). Elle permet également d'optimiser la quantité de matériaux utilisée car la poudre non liée peut être réutilisée.

Dans le but d'améliorer la qualité et la fonctionnalité des pièces imprimées et la précision de leurs géométries, il est crucial de mieux comprendre comment le liant, c'est à dire l'eau dans cette étude, diffuse au sein du milieu poreux. Nous étudions un matériau poreux modèle dont les propriétés physiques et le comportement présentent des analogies avec ceux du ciment. Le carbonate de calcium est un candidat adéquat car le diamètre moyen de ses particules est du même ordre que le ciment Portland, et par ce qu'il reste chimiquement inerte au contact de l'eau. Cette étude se limite à suivre l'évolution du front l'imbibition au sein de la poudre au cours du temps. Les méthodes usuelles sont macroscopiques et sont très vite limitées car de nombreuses informations manquent, telles que le degré de saturation ou les débits locaux de fluides dans les porosités. Les études multi-échelles par l'approche non invasive de l'IRM permettent d'accéder directement à la quantité et au mouvement des molécules d'eau ainsi qu'aux interactions spécifiques de l'eau avec son environnement. En effet, les investigations menées depuis quelques années ont démontré le potentiel de cette approche pour accéder aux informations quantitatives et qualitatives et de manière locale et globale par rapport aux sollicitations hydriques (séchage, imbibition...) dans des matériaux d'intérêt (Cocusse et al., n.d.; Maillet et al., 2022).

Les expériences sont menées à l'IRM et par analyse d'images. L'IRM présente de fait une résolution temporelle limitée pour des échantillons très poreux où la cinétique de l'imbibition est très rapide. En revanche, cette méthode donne accès à la quantité d'eau présente ainsi que sa localisation. L'analyse d'images quant à elle dispose d'une très grande résolution spatiale, tandis que les informations de nature quantitative sont moins précises, notamment entre l'eau présente à la surface et celle ayant pénétrée dans le milieu poreux.

Le suivi de l'imbibition de la poudre permet de mieux définir le régime et la cinétique d'absorption. De précédentes études (Zuo et al., 2022) menées avec des dispositifs semblables montrent que l'évolution du front d'imbibition est proportionnelle à une racine carrée du temps. Ce résultat, qui est le modèle de Washburn (Washburn, 1921), décrit l'évolution de la hauteur d'eau dans un capillaire, dans le cadre d'un écoulement de Poiseuille. Le modèle décrit donc une loi de proportionnalité entre la hauteur imbibée et la racine du temps. La hauteur imbibée s'écrit selon l'équation (1) :

$$h(t) = \sqrt{\frac{R_p \gamma \cos \theta}{2\mu}} \sqrt{t} \quad (1)$$

Avec  $R_p$  le rayon des pores (m),  $\gamma$  la tension de surface (N/m),  $\theta$  l'angle de mouillage ( $^\circ$ ), et  $\mu$  la viscosité du liquide (Pa.s). Le coefficient de diffusion peut également s'exprimer selon la perméabilité  $\kappa$  ( $m^2$ ) du milieu poreux en utilisant l'équation de Kozeny-Carman. La hauteur imbibée s'exprime alors selon l'équation (2) :

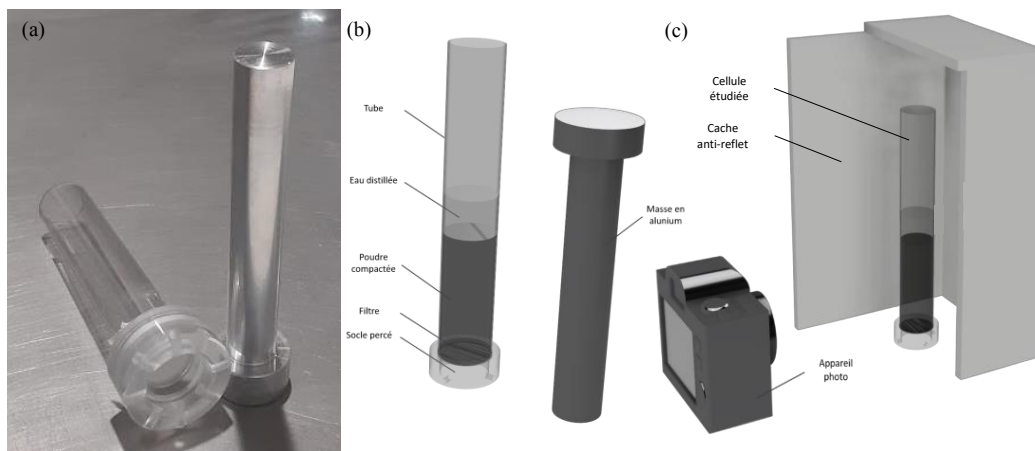
$$h(t) = D\sqrt{t} \text{avec } D = \sqrt{\frac{\kappa \gamma \cos \theta}{2R_p \mu}} \quad (1)$$

Les résultats obtenus à l'IRM sont comparés avec une analyse d'image classique sur un échantillon géométrie similaire permettant de garantir la reproductibilité de l'étude IRM.

## II. Matériaux & Méthodes

### A. Préparation des échantillons

Une poudre de calcite pure est utilisée dans cette étude, ne contenant que du carbonate de calcium dont les grains ont un diamètre médian de 10  $\mu\text{m}$ , et dont la distribution est semblable à celle du ciment Portland CEM I. Le protocole d'obtention des échantillons est crucial pour obtenir des échantillons de compacité contrôlée et répétable. La cellule a été conçue et produite pour cette expérience au sein du laboratoire dans le respect des critères permettant son utilisation à l'IRM. De fait, le matériel utilisé doit notamment être amagnétique pour ne pas influencer le signal mesuré. Comme l'illustre la figure 1, la cellule développée est constituée d'un tube ouvert de part et d'autre, de diamètre intérieur de 2cm et de hauteur 12cm. Le socle permet de maintenir la cellule à la verticale, et grâce à des ouvertures percées sur tout son pourtour, l'air peut s'échapper par le bas de la cellule lors des expériences d'imbibition. Ces deux premiers éléments sont constitués de PMMA, notamment par ce que ce matériau ne perturbe pas les mesures IRM dans notre cas. Le champ magnétique de l'appareil est de 0.5T (bas champ).



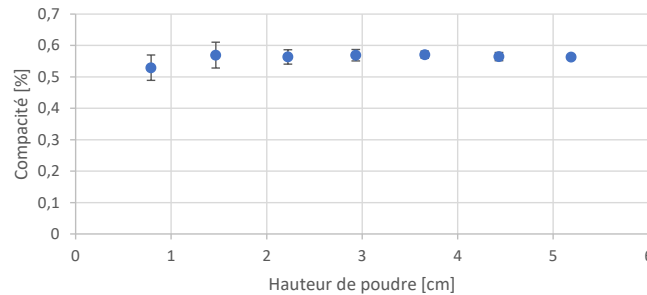
**FIGURE 1 :** Photo (a) et schéma (b) du dispositif de compaction d'une poudre dans une cellule et présentation du dispositif d'acquisition d'images (c)

Pour permettre la compaction homogène de la poudre, le tube est rempli progressivement, par couche de 3,55 g de poudre compactée à l'aide d'une masse en aluminium. La masse pèse 122.06 g et a un diamètre de 1.80 cm permettant de l'insérer facilement dans la cellule et pour pouvoir la retirer aisément sans détruire la couche tassée par un effet de succion.

Pour permettre à la poudre de rester dans le tube, une feuille de papier filtre est maintenue entre le bas de la cellule et son support.

Les échantillons sont compactés en sept couches successives de 3.55 g de calcite et chaque couche est compactée en insérant la masse dans la cellule. Les échantillons finaux disposent d'une hauteur de poudre de 5 cm.

La figure 2 illustre les compacités moyennes obtenues au cours du remplissage et indique que la compacité se stabilise à une valeur de 56% à partir de la deuxième couche.



**FIGURE 2 :** Compacités moyennes sur 9 échantillons obtenus par cette méthode de compaction

#### B. Protocole acquisition IRM à 0.5T

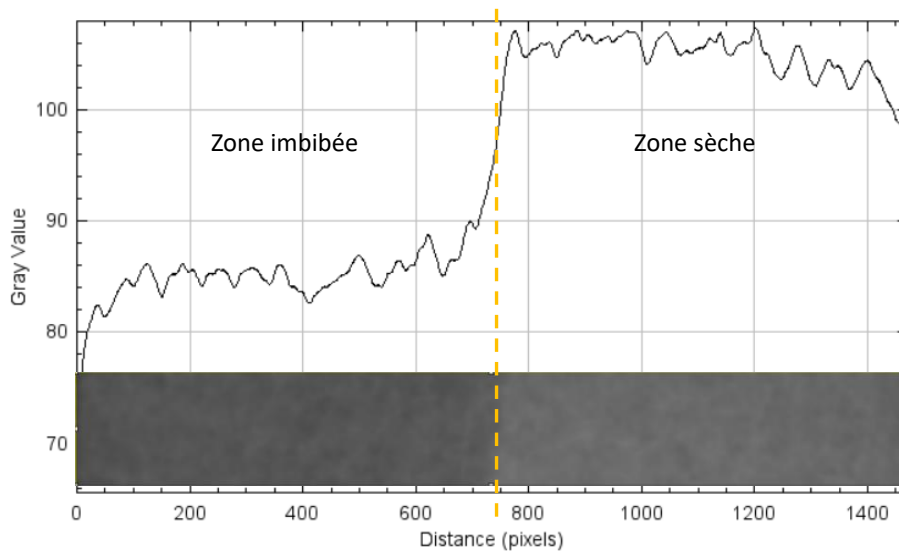
Une séquence standard multi-échocs est menée pour obtenir un profil par tranches de densité d'eau liquide au sein de l'échantillon au fur et à mesure de son imbibition. L'ouverture de champs est de 10cm et est codée sur 64 pixels, ce qui impose une résolution spatiale de 1.5 mm, correspondant à la largeur d'une tranche d'échantillon. Puisque cette investigation est menée sur un échantillon dynamique hors équilibre, les paramètres sont en adéquation avec un temps d'acquisition court d'un profil, permettant de réduire l'intervalle entre deux profils à 1min45. Ainsi, 32 scans sont menés pour un temps d'écho de 6.41ms, qui est très inférieur aux temps de relaxation des eaux en présence. Les temps de relaxation transverses dans l'eau en surface sont de l'ordre de 2.2 s et l'eau présente dans la porosité de la calcite est de 140 ms. Usuellement, le temps de recyclage est défini de sorte à garantir un retour à l'équilibre des spins des molécules d'eau, c'est-à-dire au moins quatre fois supérieur au temps de relaxation longitudinal T1. Pour permettre un délai suffisamment court, et privilégier une meilleure résolution temporelle, le temps de recyclage est réduit à 3 s. En effet, le retour à l'équilibre de l'aimantation sera ainsi complet pour l'eau dans la calcite et non pour l'eau pur dans la mesure où le temps de relaxation de l'eau dans la calcite est bien inférieur. Par conséquent, ce paramétrage permettra de bien différencier les deux populations d'eau (dans la calcite ou celle en surface) et de pondérer les profils obtenus vis-à-vis du temps de relaxation. En revanche, l'égalité des sensibilités des deux populations sera perdue au profit d'une meilleure résolution temporelle. Ainsi, nous disposons de la densité d'eau locale et du temps de relaxation pour chaque pixel.

Lors de l'expérience, une quantité connue d'eau est insérée dans la cellule puis de suite l'échantillon est installé sur le chariot de l'IRM et l'acquisition constituée de boucles de mesures est lancée. Mais le délai entre la mise en contact de l'eau avec l'échantillon et le premier profil est de 3min. Les données brutes obtenues sont ensuite traitées par Scilab en appliquant une série de transformées de Fourier des 16 échocs afin d'en extraire un profil en densité d'eau, via un fit mono-exponentiel de type :

$$A = M_0 e^{(-nT_E/T_2)} \quad (2)$$

Avec  $A$  l'amplitude du signal,  $M_0$  l'aimantation des spins à l'équilibre,  $T_E$  le temps d'écho,  $T_2$  le temps de relaxation transverse et  $n$  le nombre d'échos pour chaque pixel.

### C. Protocole acquisition par analyse d'image



**FIGURE 3 :** Schéma d'acquisition des images

Dans les mêmes cellules que celles utilisées pour les expériences à l'IRM, 4.20g d'eau sont versés à la surface de la poudre compactée comme décrit plus haut. L'acquisition des images est réalisée grâce à un appareil photo effectuant une photo toutes les 15 s.

Les images sont ensuite analysées via un programme réalisé sous le langage python qui détermine la position du front d'imbibition par différence de niveau de gris moyen de la zone sèche. La figure 3 illustre notamment comment la différence de niveau de gris entre la zone imbibée (plus sombre) et la zone sèche (plus claire) permet de suivre l'évolution du front au cours du temps.

### III. Résultats

La figure 4 représente la densité d'eau présente dans l'échantillon de calcite au cours du temps, directement obtenue de l'amplitude du signal. La succession de profils indique l'évolution de l'amplitude du signal au cours du temps. Nous pouvons remarquer que deux zones principales se distinguent, c'est-à-dire l'eau en surface de signal fort, et l'eau dans la calcite, de signal plus faible. Ces deux populations d'eau présentes dans l'échantillon sont donc d'une part l'eau pure en surface de la poudre et d'autre part, l'eau présente dans la porosité de la calcite. Par conséquent, de précédentes mesures réalisées par RMN ont notamment permis de mesurer le temps de relaxation transverse de l'eau présente dans la calcite saturée, et indique 120ms. Ce temps de relaxation est plutôt court et permet de maximiser le signal dans la calcite tout en gardant une différence significative avec celui de l'eau pure. Les profils obtenus au cours du temps ont été superposés en figure 4 et permettent de voir l'évolution du front au cours du temps.



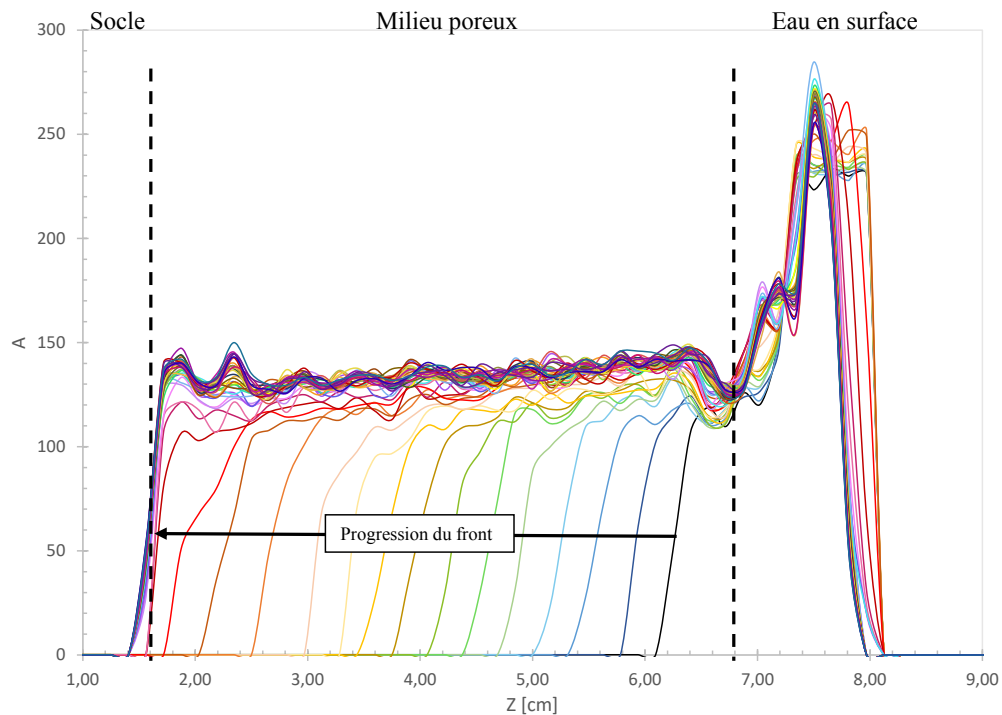
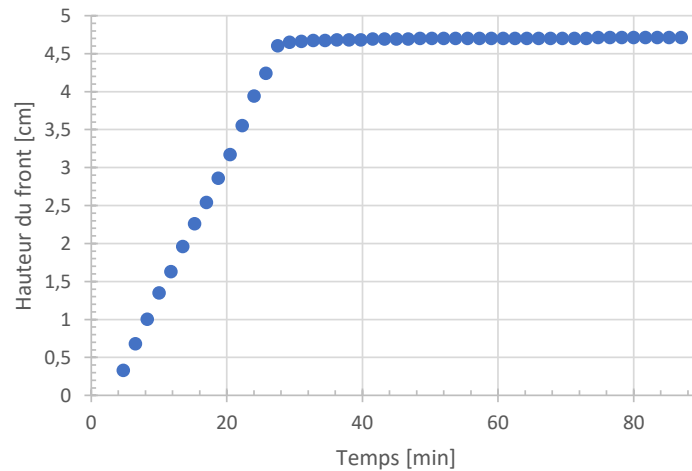


FIGURE 4 : Mapping en amplitude de l'imbibition d'une calcite pure

L'IRM permet de décrire le développement de gradients de concentration en eau, c'est-à-dire le degré de saturation du milieu poreux, à l'inverse de la caméra qui ne perçoit en général que le front saturant. Dans la première phase de l'imbibition, la progression de l'eau dans la calcite suit un régime insaturé car les pentes des profils d'eau dans la calcite ne sont pas véritablement perpendiculaires à la direction d'imbibition. De plus, les gradients de saturation en eau dans les pores s'équilibrent quand l'eau atteint le fond du tube, moment à partir duquel les fronts se redressent.

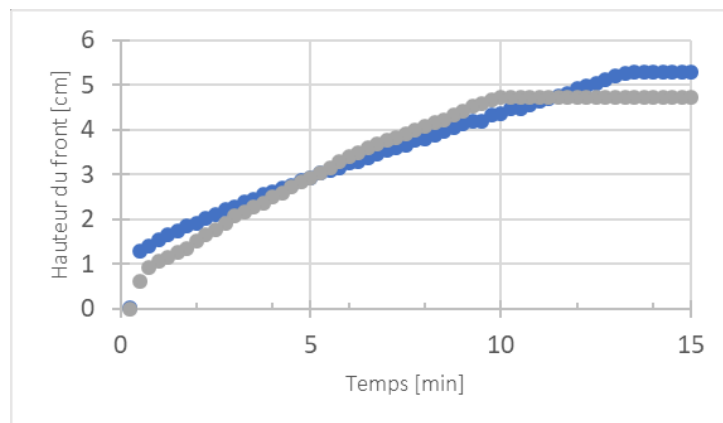
L'estimation de la hauteur du front est réalisée en déterminant l'abscisse correspondant à la moitié de l'amplitude maximum de l'eau dans la calcite sur chaque profil. Cela nous permet d'étudier la cinétique d'imbibition.



**FIGURE 5 :** Suivi du front d'imbibition au cours du temps (depuis les profils obtenus par IRM)

Le régime suivi par l'imbibition est donné en figure 5. Une augmentation linéaire est observée sur toute la durée de l'imbibition. Le pallier apparaît une fois que l'eau a atteint le fond du tube. La pente de la partie linéaire relève de la cinétique d'imbibition et vaut 0.185 cm/min.

Le suivi de l'imbibition par analyse d'images présente également une tendance linéaire comme montré en figure 6. En revanche la pente vaut 0.309 cm/min ce qui indique une imbibition plus rapide que celle observée à l'IRM. Cette différence peut notamment trouver son origine dans le fait que ce n'est pas le même échantillon de poudre de calcite, même s'ils ont été obtenus via le même protocole de compaction de la calcite. En répétant plusieurs fois l'expérience, on observe que cinétiques d'imbibition sont variables et qu'il est difficile de garantir une bonne répétabilité de l'expérience, même si nous conservons la même tendance.



**FIGURE 6 :** Suivi du front d'imbibition par analyse d'images

#### IV. Discussions

Par le biais de deux méthodes de suivi, nous avons pu suivre l'évolution de l'imbibition dans une poudre de calcite compactée. Les expériences réalisées à l'IRM ont notamment permis de faire un

suivi de la quantité d'eau dans chaque tranche de l'échantillon. L'avantage est donc de pouvoir directement relier la quantité de signal obtenue avec la quantité d'eau présente dans la tranche. De nombreuses autres informations quant à la porosité ou encore la saturation et la présence ou non de film d'eau sont également disponibles. En revanche, la principale limitation de cette technique est qu'il est difficile de réduire plus le temps entre chaque acquisition, et notamment les premières minutes, pourtant essentielles à la compréhension des phénomènes étudiés.

Les résultats obtenus à l'IRM sont issus d'un traitement permettant d'obtenir la hauteur du front. Afin de garantir la justesse de nos résultats, l'analyse d'images effectuée sur une série de photos d'une imbibition a été réalisée. Cette étape est plus simple et confirme la tendance linéaire de la propagation du front d'imbibition obtenue à l'IRM. Néanmoins l'analyse d'image n'indique pas directement la quantité d'eau présente dans l'échantillon, mais suit l'évolution du front d'un côté du tube. Le front n'étant pas forcément plat, notamment au début de l'imbibition, il n'est pas possible de relier directement quantité d'eau et hauteur du front à l'inverse de l'étude IRM qui permet de relier directement à la masse d'eau imbibée.

Enfin, les deux méthodes sont donc complémentaires et l'analyse d'image a permis de confirmer la linéarité de l'imbibition dans ce cas.

#### *Modèle de Washburn*

La qualité d'un bloc imprimé est très affectée par le taux d'hydratation et par le contrôle de la diffusion de l'eau dans le milieu granulaire.

L'équation de Washburn (1) est couramment utilisée pour décrire l'imbibition d'un milieu poreux, mais les résultats obtenus dans le cadre de cette étude montrent qu'elle ne s'applique pas ici. Puisque la hauteur du front d'imbibition évolue linéairement avec le temps, nous pouvons envisager des pistes qui pourraient expliquer cette différence.

Tout d'abord, la calcite est inerte en présence d'eau et non cohésive. Par conséquent, nous avons pu remarquer sur certains tests que des fissures horizontales ou des canaux de remontée de bulles d'air sont apparus et peuvent se comporter comme des drains. Cependant, ces considérations ne permettent pas d'expliquer le régime linéaire que nous observons à chaque fois, tandis que ces perturbations sont occasionnelles.

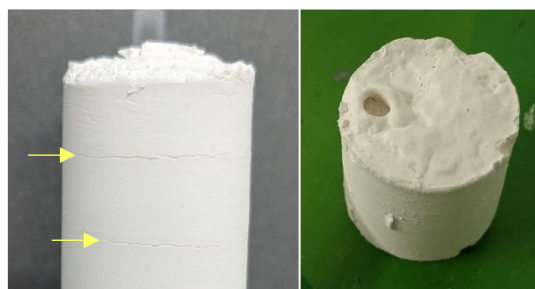


FIGURE 7 : Fissures et remontée de bulles dans la poudre de lors de l'imbibition

## V. Conclusion

Grâce à la conception de cellules expérimentales et l'élaboration d'un protocole de compaction d'une poudre, nous avons pu suivre l'évolution de l'imbibition d'eau dans une poudre de calcite. En associant les techniques d'imageries IRM d'analyse d'images, nous avons montré que le modèle très communément utilisé de Washburn ne s'applique pas dans le cas expliqué ici. Des études complémentaires restent à mener afin de bien déterminer l'origine de cette divergence.

**REFERENCES**

- Cocusse, M., Rosales, M., Maillet, B., Sidi-Boulenouar, R., Julien, E., Caré, S., Coussot, P., n.d. Two-step diffusion in cellular hygroscopic (plant-like) materials 20.
- Lowke, D., Dini, E., Perrot, A., Weger, D., Gehlen, C., Dillenburger, B., 2018. Particle-bed 3D printing in concrete construction – Possibilities and challenges. *Cement and Concrete Research* 112, 50–65. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2018.05.018>
- Lowke, D., Talke, D., Weger, D., Gehlen, C., Ostertag, C., Rael, R., 2020. Particle bed 3D printing by selective cement activation – Applications, material and process technology. *Cement and Concrete Research* 134, 106077. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2020.106077>
- Maillet, B., Dittrich, G., Huber, P., Coussot, P., 2022. Diffusionlike Drying of a Nanoporous Solid as Revealed by Magnetic Resonance Imaging. *Phys. Rev. Applied* 18, 054027. <https://doi.org/10.1103/PhysRevApplied.18.054027>
- Mechtcherine, V., Bos, F.P., Perrot, A., da Silva, W.R.L., Nerella, V.N., Fataei, S., Wolfs, R.J.M., Sonebi, M., Roussel, N., 2020. Extrusion-based additive manufacturing with cement-based materials – Production steps, processes, and their underlying physics: A review. *Cement and Concrete Research* 132, 106037. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2020.106037>
- RE2020.fr, n.d. Réglementation Environnementale 2020 - RE2020? RE2020. URL <https://re2020.fr/reglementation-environnementale-re2020-fr/> (accessed 5.31.22).
- Rollakanti, C.R., Prasad, C.V.S.R., 2022. Applications, performance, challenges and current progress of 3D concrete printing technologies as the future of sustainable construction – A state of the art review. *Materials Today: Proceedings, International Conference on Advances in Construction Materials and Structures* 65, 995–1000. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2022.03.619>
- Washburn, E.W., 1921. The Dynamics of Capillary Flow. *Phys. Rev.* 17, 273–283. <https://doi.org/10.1103/PhysRev.17.273>
- Zuo, W., Dong, C., Belin, P., Roussel, N., Keita, E., 2022. Capillary imbibition depth in particle-bed 3D printing – Physical frame and one-dimensional experiments. *Cement and Concrete Research* 156, 106740. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2022.106740>

# Impression 3D à grande échelle au service de l'écologie marine

Alexandre MUSNIER

*Entreprise SEABOOST, groupe EGIS*

## RESUME

Présentation des avantages et inconvénients de la technologie d'impression 3D à grande échelle appliquée aux projets de constructions écologiques maritimes. L'innovation de la technologie d'impression 3D de matériau cimentaire à grande-échelle offre de nouvelles possibilités de conception et de construction de structures écologiques marines bio-inspirées plus performantes. Néanmoins cette technologie nécessite de s'inscrire dans une méthodologie de conception globale spécifique pour s'adapter aux contraintes du milieu marin (hydrodynamisme, méthodologie d'immersion, durabilité etc.). Cette méthodologie sera illustrée à travers plusieurs exemples du projet RECIF LAB LOT 4 qui a consisté à concevoir, fabriquer et immerger un village de récifs artificiels comprenant un récif artificiel de grandes dimensions destiné au développement de la biodiversité et à la pratique de la plongée loisir au large du Cap d'Agde (34). La structure du récif principal a été construite avec une solution mixte impression 3D/ béton armé pour répondre aux spécificités du projet. L'immersion a été réalisée en juillet 2021, après 2 ans de conception/construction

## Mots-clefs

Ecologie; écoconception; biomimétisme ; 3D large-scale; impression 3D; récif artificiel

## Les acteurs, les applications et les enjeux de l'impression 3D

Dans cet article, le terme impression 3D fera uniquement référence à l'impression à grande-échelle de matériau cimentaire.

De nombreuses entreprises en France, en Europe et dans le monde réalisent des pièces imprimées en 3D. A ce jour le modèle d'entreprise ayant investi dans l'achat d'une unité d'impression 3D et réalisant des prestations d'impression de pièces est très minoritaire voire inexistant. Les entreprises imprimant en 3D sont encore les entreprises qui ont développé la technologie d'impression et dont le business model est principalement la vente, le développement et l'entretien d'unité d'impression et non pas de pièces imprimées en 3D.

Chaque entreprise possède sa technologie propre concernant l'unité d'impression et le matériau mais, pour ce type d'impression 3D, toutes les technologies sont du type « FDM » (la matière est extrudée par couche qui en venant se superposer avec un possible léger décalage géométrique entre les couches qui va permettre la création des formes du design).

Le matériau 3D est un type de mortier cimentaire particulier avec un principe de formulation classique (eau, ciment, granulats fins type sable, éventuellement des fibres) et une adjuvantation particulière qui lui confère des propriétés de rhéologie et une cinématique de prise permettant la mise en œuvre par impression 3D. La maîtrise de la formulation, et en particulier de l'adjuvantation, sont les innovations qui différencient principalement les différents fabricants et constituent le cœur du savoir-faire. Le matériau présente généralement les mêmes caractéristiques qu'un mortier (avant mise en œuvre par impression 3D) avec une bonne résistance en compression de l'ordre de 40 à 90MPa et une faible résistance en traction. C'est un matériau fragile et peu tenace.

La robotique utilisée est composée de produits existants dans l'industrie pour des applications pour lesquels les caractéristiques (puissance, portance, précision, vitesse etc.) sont suffisantes pour une application d'impression 3D. De la même manière, les éléments de production et approvisionnement en matériau sont généralement des produits existants et commercialisés, destinés à d'autres applications mais adaptables. La plus-value d'une unité de production réside donc plutôt dans l'adaptation et la fiabilisation du système complet. A noter que les logiciels de conception, de slicing et de pilotage de l'unité d'impression sont aussi généralement propres au fabricant et développés spécifiquement par ce dernier.

Il existe principalement deux technologies de mise en œuvre du matériau :

- L'adjuvantation en tête: l'adjuvant est pompé séparément et rajouté juste avant l'extrusion du matériau au niveau de la tête de l'unité d'impression.
- L'adjuvantation au mélange: l'adjuvant est introduit lors du malaxage du matériau comme pour un béton classique.

Chaque type d'unité d'impression 3D et de matériau offre des possibilités de réalisation différentes et présente des contraintes, autant techniques qu'économiques. L'adjuvantation en tête

permet de limiter les contraintes techniques à l'impression et augmente donc la liberté de design architectural et la maîtrise du rendu de la pièce (finesse des cordons, pente admissible, régularité etc.). L'impression 3D avec adjuvantation en tête reste néanmoins significativement plus chère et moins répandue.

Le secteur de l'impression 3D est encore récent, les technologies et les acteurs évoluent rapidement nécessitant une bonne connaissance et une veille régulière de l'écosystème des entreprises d'impression 3D est un point important.

Il n'existe pas, à ce jour, de normes régissant l'utilisation de l'impression 3D tant concernant le mode constructif que le matériau de construction. Des commissions de normalisation travaillent actuellement en France, regroupant sur le sujet les acteurs du secteur de l'impression 3D et les acteurs de la régulation normative dans le domaine de la construction. Les établissements publics de recherche et d'innovation du secteur de la construction (CSTB, CERIB) accompagnent cette démarche notamment via la délivrance Appréciation Technique d'Expérimentation (ATEX) en cours pour des procédés liés à l'impression 3D à grande échelle appliquée au domaine de la construction.

La maîtrise de la formulation et du comportement du matériau est indispensable à la caractérisation du matériau imprimé préalable à une utilisation normée. L'enjeu se situe à deux niveaux :

- Tout d'abord la maîtrise du comportement du matériau frais (rhéologie et cinématique de prise) pour permettre la mise en œuvre par impression 3D. Ce sont ces caractéristiques qui vont guider les possibilités de design des pièces réalisées.
- Ensuite, la caractérisation du comportement du matériau durci mis en œuvre par impression 3D. Les caractéristiques mécaniques du matériau mis en œuvre par impression 3D diffèrent des caractéristiques intrinsèques du même matériau coulé dans un moule. Et ces caractéristiques sont aussi variables en fonction des paramètres et des conditions d'impression (vitesse et débit d'impression, température, hygrométrie etc.)

La connaissance et la caractérisation des propriétés mécaniques du matériau en s'appuyant sur des essais est importante, voir indispensable selon les applications visées. En effet, même sans s'inscrire dans une approche normative, il est nécessaire d'avoir les données suffisantes pour permettre de garantir même partiellement la tenue structurelle pour la construction ou l'exploitation (Par exemple dans notre domaine d'application : la résistance à la poussée du béton frais lors du bétonnage ou pour les opérations de levage lors de la construction et la résistance aux efforts hydrodynamiques engendrés par la houle en mer en exploitation).

De plus, il est apparu avec la multiplication de l'utilisation de l'impression 3D pour les applications de construction écologique marine que la maîtrise du comportement frais du matériau n'est plus suffisante. La fiabilisation du système d'impression pour minimiser les rebuts et les arrêts de production devient importante pour pouvoir produire à des niveaux économiques



et environnementaux raisonnables. En effet un arrêt ou une malfaçon lors de la fabrication d'une pièce n'est généralement pas rattrapable et peut générer une grande perte de matière et de temps d'impression, dégradant la performance et la faisabilité technico-économique pour des volumes de production significatifs.

### Intérêt de l'impression 3D

La technologie d'impression 3D est extrêmement performante et innovante pour la création de pièces avec un design biomimétique, organique et une forte complexité architecturale, en comparaison à des pièces préfabriquées en béton avec des méthodes classiques de mise en œuvre. Même avec des modes constructifs innovants (coffrages réalisés en usinage 3D par exemple) ou de matériaux innovants (béton CCV, BFUP ou autres), les contraintes liées à la matière et au décoffrage limite grandement les possibilités architecturales en comparaison de l'impression 3D.

L'impression 3D offre d'avantages de liberté de design et de conception. Ces qualités ne sont pas forcément liées à une optimisation économique et environnementale dans tous les secteurs de la construction. Mais dans les secteurs de l'écologie ou de la lutte contre l'érosion côtière marin, les structures construites ont une forte valeur ajoutée par rapport au coût de la matière nécessaire à la fabrication. De plus, la technologie d'impression 3D est aussi parfaitement adaptée aux petites et moyennes séries de production et même au production unique et sur-mesure car les coûts fixes de mise en production (conception, coffrage, matériel) pour une série sont minimales.

Les fortes contraintes architecturales, les possibilités d'intégrer des parties ne nécessitant pas de répondre aux obligations normatives et les coûts élevés de fabrication par les modes constructifs traditionnels sont les 3 raisons principales pour lesquels la 3D est utilisée dans le secteur de la construction écologique maritime de manière moins anecdotique que dans les secteurs de la construction classique.

### Les structures mixtes béton 3D/béton armé

La technologie d'impression 3D n'est pas utilisable « ad hoc » pour la réalisation de modules écologiques ou des modules de lutte contre l'érosion côtière. La technologie est utilisée pour créer des pièces et des parties imprimées en 3D qui seront intégrées au sein d'une structure mixte béton armé/matériau 3D qui formera le module final.

Les structure mixtes sont composées d'une partie en béton armé principalement coffrée par des peaux 3D d'épaisseur variable donnant le design de la structure.

De la même manière qu'il est intéressant d'utiliser plusieurs technologies d'impression 3D en fonction des caractéristiques technico-économiques recherchés pour les différentes parties de l'ouvrage, il est nécessaire de définir les parties des structures réalisées en impression 3D en fonction de ces mêmes critères.

Concernant les secteurs de l'écologie marine et de la lutte contre l'érosion côtière, l'impression 3D est préférentiellement utilisée pour :

- Les parties écologiques
- Les parties influant sur l'hydrodynamisme dans le cadre de la lutte contre l'érosion côtière
- La réalisation de « peau coffrante » à forte complexité ou pour les petites séries des parties en béton armé

L'impression 3D est utilisée pour les fonctionnalités les plus spécifiques des modules. Les modes constructifs classiques en béton armé restent plus adaptés aux fonctionnalités annexes ou supports :

- Résistance structurelle demandée dans le cas d'un ouvrage technique
- Résistance structurelle nécessaire pour la tenue dans le milieu (hydrodynamisme)
- Résistance structurelle au levage
- Lestage et liaison avec le substrat (dalle ou socle stabilisateur)

En complément, les possibilités techniques dues à l'assemblage d'éléments 3D dans une structure mixte permettent de s'affranchir de certaines contraintes de la fabrication 3D (faible pente, impossibilité de fermeture nette des volumes, nécessité de continuité des cordons etc.). Ainsi les structures mixtes créées sont biomimétiques et reproduisent au mieux les structures naturelles pour les espèces ciblées. Enfin, l'impression 3D permet un état de surface beaucoup plus rugueux et irrégulier à l'échelle centimétrique, et qui peut être travaillé (irrégularité, création de motif, modification des épaisseurs de cordon etc.). Cela permet d'avoir une surface plus favorable à la colonisation par les espèces marines.

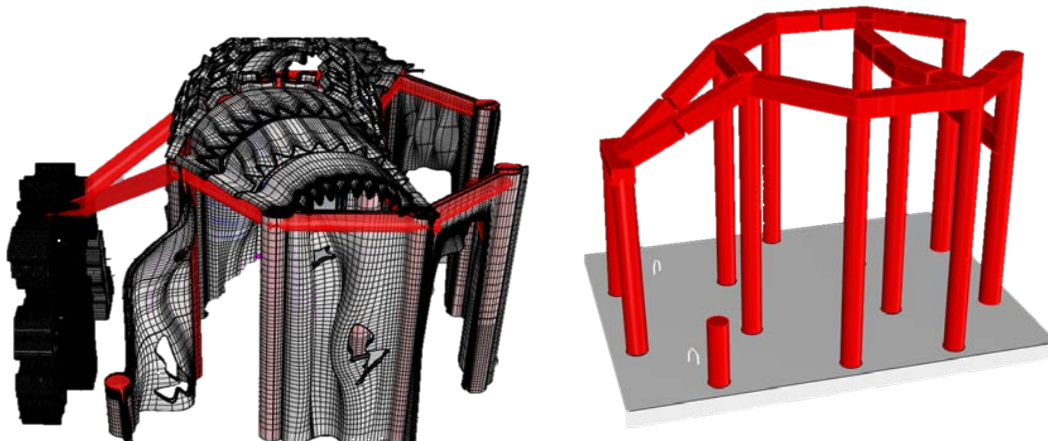


FIGURE 1. Illustrations d'une structure mixte béton armé/béton 3D avec en rouge les poteaux et poutres en béton armé coffrés par les éléments imprimés en 3D en noir (RECIF LAB–2021)



FIGURE 2. Photo de la réalisation d'une structure mixte avec en rouge les poteaux et poutres en béton armé coffrés par les éléments imprimés en 3D (RECIF LAB– 2021)

### Caractérisation des gains avec l'impression 3D

#### Performance écologique

Au fur et à mesure de l'utilisation de la 3D et du développement de solutions mixtes 3D/béton armé, une comparaison de la capacité de création de volume fonctionnel écologique par rapport au poids de matériau utilisé a été réalisée. Le volume fonctionnel écologique regroupe tout ou partie des fonctionnalités d'habitat, nurserie et garde-manger pour les espèces ciblées en fonction du design et du milieu.

La définition de volume fonctionnel écologique est basée sur l'expertise en génie écologique et sur la bibliographie existante au sujet des volumes fonctionnels écologiques des structures artificielles immergées. La valeur du ratio de volume fonctionnel écologique créé par tonne de matériau utilisé indiquée concerne uniquement les modules utilisant des matériaux type béton ou mortier principalement.

Ainsi à quantité de matière équivalente, l'impression 3D permet la création de 85% de volume fonctionnel écologique supplémentaire en moyenne par rapport à de la préfabrication classique (comprenant des modes constructifs et matériaux innovants : coffrages usinés en 3D, mortier projeté sur structure 3D, BFUP, CCV).

Les structures mixtes béton 3D/béton armé sont adaptées aux contraintes du milieu marin et minimisent la quantité de matériau nécessaire à la fabrication en utilisant le meilleur mode constructif selon la partie du module. En moyenne, une structure mixte 3D/béton armé permettra une amélioration de 50 à 70% du volume fonctionnel écologique à poids équivalent.

---

### Performance économique

---

Initialement, le cout de fabrication rapporté au volume fonctionnel écologique était bien supérieur pour la fabrication par impression 3D non intégrée dans une structure mixte (environ 2 à 3 fois plus cher).

Sur les 5 dernières années, la multiplication des conceptions/réalisations en impression 3D a permis de baisser significativement les ordres de grandeur des couts de fabrication par impression 3D au sein de solutions mixtes. Ainsi dans cette période, le cout de production rapporté au volume fonctionnel écologique créé est passé de 40% de surcoût à moins de 10% en moyenne (5% en comptant l'inflation en 2021-2022, l'inflation impactant moins l'impression 3D à la fois plus économe en matériel de coffrage, en consommables et en matières premières).

---

### Performance environnementale

---

Le gain de poids n'est pas toujours associé à une optimisation environnementale en termes de cout de déploiement. Avec le gain d'efficacité de la technologie de l'impression 3D (50 à 70% de volume d'habitat supplémentaire créé à poids égal pour une structure mixte), il a été constaté sur les projets une optimisation environnementale des opérations maritimes de 10% à 20% environ.

Pour cela, la conception intégrant une part d'impression 3D doit, encore une fois, être réalisée dans une démarche de conception globale complète, intégrant la définition des moyens maritimes de déploiement. Autant pour la faisabilité technique que pour l'optimisation environnementale.

Le gain sur les empreintes carbone de production et de déploiement indiquées sont des ordres de grandeur et ne constituent pas une démarche ACV normative. Il s'agit de calculs d'ordre de grandeur réalisés en interne par l'entreprise, basé sur des données bibliographiques et des outils internes dans le but de mieux quantifier et optimiser les impacts environnementaux des solutions retenues et de l'activité de l'entreprise.

L'impression 3D peut être couplée à l'utilisation d'un béton type CEM III pour la partie béton armé pour réduire encore l'impact environnementale (réduction de 45% concernant l'empreinte carbone pour la fabrication du ciment entre un béton type CEMIII/A et un béton type CEMI).

**FIGURE 3.** impact carbone en kg eq.CO<sub>2</sub>/T de ciment des différentes compositions en ciment des bétons (Source : ATHILH)

En complément, l'utilisation de laitier de haut-fourneau en substitution du clinker (pour les béton CEMIII) améliore la résistance du béton aux attaques chimiques du milieu marin et le béton possède un meilleur potentiel de colonisation par les organismes marins, ce type de béton possédant des caractéristiques de surfaces plus propices à la bio-réceptivité en milieu marin et donc à la colonisation.

### Avantage de l'impression 3D pour la conception itérative en génie écologique maritime

La présentation des avantages de l'impression 3D pour la conception itérative sur des projets de génie écologie maritime est présentée à travers l'exemple du projet RECIF'LAB LOT 4 réalisé entre 2019 et 2021.

Le projet RECIF'LAB est un démonstrateur de la transition écologique et énergétique lauréat du Programme d'Investissement d'Avenir (PIA) réalisé sur territoire maritime de la ville d'Agde. Le lot 4 du projet RECIF'LAB avait pour objectif général l'immersion d'un village de récifs **comprenant un module récif artificiel de grande dimension réalisé avec des modes constructifs et des matériaux innovants** comprenant des aspects biomimétiques visant à recréer les caractéristiques des zones naturelles rocheuses et coralligènes locales les plus riches de cette zone côtière.

Ce récif artificiel est destiné à la colonisation par les espèces marines et en remplissant un panel de fonctions écologiques (abris, alimentation, reproduction) le plus diversifié possible. En complément, il permet la pratique de la plongée loisir et devait donc prendre en compte les attentes et demandes des acteurs locaux de la plongée sous-marine pour être attrayant et détourner efficacement la pression anthropique exercée sur les zones naturelles de la zone.

L'ensemble des contraintes liées à ce projet ont conduit à un processus de conception itératif et multifactoriel nécessitant la prise en compte d'un bon nombre spécificités de conception. Le travail de conception a consisté à analyser et valider les points suivants tout en respectant le cahier des charges du client :

- Cadrage technique et écologique initial de service du récif artificiel
- Faisabilité technique des opérations maritimes : levage et manutention
- Stabilité hydrodynamique et géotechnique
- Résistance et durabilité des éléments 3D : transitoire et en service
- Résistance et durabilité du portique 3D : transitoire et en service
- Faisabilité technique du mode de fabrication en matériau 3D
- Faisabilité de construction de la partie béton armé
- Faisabilité économique

Dans ce cadre, une modification des caractéristiques du récif artificiel pour satisfaire un point de passage du cahier des charges entraînent la nécessité de revalider l'ensemble des points de passage préalables. Une méthodologie de conception a donc été mise en place pour permettre la conception et la validation des points du cahier des charges par itérations successives (en validant la faisabilité économique à chaque itération).

Au total, le projet a nécessité plus d'une vingtaine d'itérations sur le design, entraînant à chaque itération la revalidation de l'ensemble des points d'arrêt du cahier des charges. Ce mode de conception a nécessité une bonne vision et la prise en compte de l'ensemble des contraintes concernant le design, ainsi qu'une anticipation pour mettre en place des modélisations permettant la reprise des données d'entrées à chaque itération.

L'utilisation d'un mode constructif en impression 3D présentait d'importants avantages pour la mise en place de cette méthodologie :

- Le fichier 3D a été utilisé pour la conception et autant pour certaines phases de calcul structurel que pour la réalisation de la maquette de calcul en canal à houle de la stabilité hydrodynamique pour créer des modèles représentatifs et modifier/valider les itérations.
- La faisabilité technique d'impression 3D a pu être confirmée rapidement lors des itérations par validation conjointe du fichier 3D par les différents acteurs du projet.
- La mise en fabrication n'ayant pas nécessité de fabrication de coffrage ou d'utilisation de matériel spécifique, elle a pu débuter rapidement une fois les fichiers 3D définitifs réalisés et validés.
- Le même fichier 3D a été utilisé pour les ateliers de concertation et de conception, ainsi que pour la réalisation de maquette à échelle réduite pour les essais en canal à houle ou pour la présentation de design aux acteurs du projet.

Ainsi, il a été possible de réaliser la conception même avec un cahier des charges très contraint, tout en gardant la liberté de modification du design jusqu'au tout début de la phase de construction.

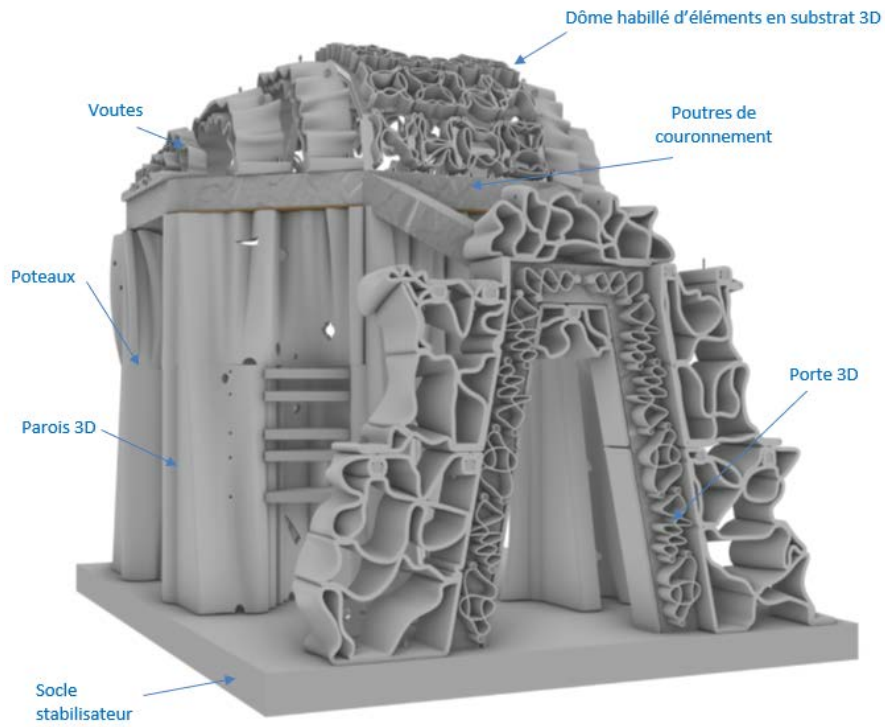


FIGURE 4. Illustration graphique du design final du récif artificiel principal (RECIF'LAB LOT 4)



FIGURE 5. Illustration graphique du village de récifs artificiels (RECIF'LAB LOT 4)

### Dimensionnement de structures mixtes béton armé/impression 3D

Les efforts hydrodynamiques s'appliquant sur les parois en impression 3D en milieu marin sont de l'ordre d'une à deux tonne(s) par m<sup>2</sup>.

Le calcul des charges pour le dimensionnement est effectué sur le modèle des formules de l'EUROCODE 1 (mais il ne s'agit pas d'une démarche normée dans le cas du matériau 3D) en considérant les éléments ci-après.

- G = charge permanente = Poids propre déjàugé
- Q ou W = Efforts hydrodynamiques

Les structures sont composées de deux cordons en impression 3D d'épaisseur et d'espacement variable et de formes diverses. L'espace entre les parois peut être laissé vide ou rempli par du béton armé. Les parois n'ont pas de rôle structurel hormis d'avoir la résistance suffisante pour reprendre les efforts de poussée du béton frais lors de la mise en œuvre et les efforts hydrodynamiques et les transmettre à la partie de la structure (portique) en béton armé.

La caractérisation du matériau 3D est effectuée sur la base des données et essais disponibles pour le matériau imprimé dans les directions parallèle et perpendiculaire aux couches d'impression (le matériau imprimé en 3D étant anisotrope). La méthodologie normative (Eurocode) est utilisée pour calculer les caractéristiques mécaniques à considérer ( $f_{ctk}$  0.05,  $f_{ctd}$ ,  $f_{ck}$  0.05,  $f_{cd}$ ,  $E_{cm}$  etc.), mais le calcul structurel des parois 3D ne s'inscrit pas dans une démarche normée. Il s'agit d'une démarche de caractérisation interne s'appuyant sur le corpus normatif Français et Européen.

Pour le dimensionnement de la structure global en béton armé, la résistance et la rigidité complémentaire amenée par la présence du matériau 3D autour de la structure en béton armé ne sont pas prises en compte. Il s'agit d'un choix de conception conservatif qui permet de rester dans une démarche normée pour le dimensionnement global de la structure en béton armé. De même, l'enrobage complémentaire amené par les peaux 3D n'est pas ou pas totalement considéré.

Le dimensionnement de la partie béton armé est fait selon une démarche normée (Eurocode 0-EN 1990; Eurocode 1-EN 1991; Eurocode 2-EN 1992) pour les phases transitoires de manutention et pour la phase de service en immersion en mer avec un retour de houle défini dans la note d'hypothèse.

Une note d'hypothèse spécifie les données d'entrées de conception comme pour n'importe quel ouvrage de génie civil. Par exemple d'un récif de principal RECIF'LAB LOT 4 :

- La durée de vie de la structure est de 30 ans.
- La classe structurelle de l'ouvrage est une classe S3.
- La classe d'exposition du béton est XS2 (Eléments structurels immergés en permanence).
- Le niveau de prévention exigé pour l'ouvrage par rapport aux risques de désordres dus à la réaction sulfatique interne et à leurs conséquences (caractérisation de l'environnement) est XH3.



- L'ouverture limite des fissures conformément à l'EN NF 1992-1-1-NA est  $W_{max} = 0,20$  mm sous combinaison quasi-permanente.
- Les armatures HA sont de nuance B500 B
- Le coefficient dynamique de levage retenu pour les opérations de manutention est 1.2

Enfin, une modélisation est effectuée pour valider la résistance des peaux 3D aux contraintes internes générées par les déplacements imposés du portique lors du levage et de l'application des efforts de houle maximum.

Pour cette partie du calcul concernant les peaux 3D, il n'existe pas de référence normative sur des valeurs minimums admissibles et tolérables pour les déplacements ou les contraintes du matériau 3D, la démarche est donc inspirée des EUROCODE mais non normée.

Le matériau 3D étant anisotrope, les contraintes ont été calculées dans les directions parallèle et perpendiculaire au sens dans le plan de la paroi. Les états de contraintes par direction sont comparés aux contraintes maximum admissibles par le matériau en conservant les coefficients de sécurité appliqués aux efforts hydrodynamiques et aux caractéristiques mécaniques du matériau 3D.

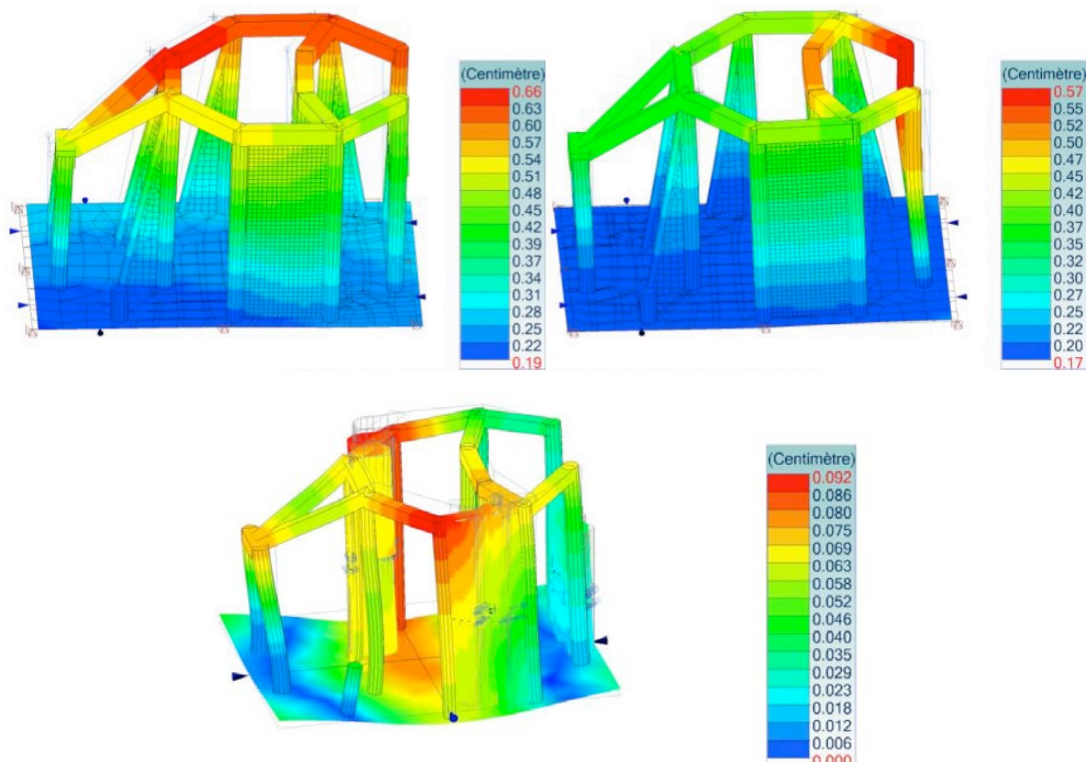


FIGURE 6. Illustration de la modélisation des déplacements sur la structure béton armé poteaux/poutres du projet RECIF'LAB lot 4 (2021)

## Conclusion

L'impression 3D et son environnement sont en pleine évolution, son utilisation reste conscrée à des utilisations spécifiques pour des ouvrages ou parties d'ouvrages non structurels et dont les volumes de production sont faibles au regard des volumes de béton mis en œuvre chaque année dans le domaine du BTP. Néanmoins, l'impression 3D associée à une conception adaptée et à d'autres matériaux et modes constructifs permet de réaliser des ouvrages techniques en béton armé dont la liberté architecturale est plus grande et pour lesquels des optimisations environnementales et économiques sont améliorées. Ces ouvrages mixtes pourraient très prochainement être validés par les normes européennes de la construction (EUROCODE) et permettre à l'impression 3D de franchir une étape supplémentaire pour se démocratiser dans le monde de la construction de demain pour répondre à ses enjeux économiques, sociétaux et environnementaux.

# Optimisation structurelle locale et globale des IGH vis-à-vis de l’empreinte carbone

Jean-Marc Jaeger<sup>1</sup>, François Lebrun<sup>1</sup>, Jad Sadek<sup>123</sup>, Raphaël Trézariou<sup>13</sup>

<sup>1</sup>Setec TPI

<sup>2</sup>École polytechnique

<sup>3</sup>École Nationale des Ponts et Chaussées

**RESUME** Dans cet article nous explorons l’optimisation carbone de la structure d’un Immeuble de Grande Hauteur (IGH). Ceci est réalisé sur une échelle locale (impliquant des éléments tels que des poteaux, des poutres et des dalles), mais aussi à une échelle globale (impliquant une optimisation du système de contreventement). Les procédés étudiés sont réalisables, même à une phase assez tardive du projet, alors que la grande partie des dimensions ont été fixées, puisqu’ils n’impliquent pas la prise de grandes décisions pouvant affecter la qualité du bâtiment.

Pour aboutir à une telle optimisation nous choisissons une approche paramétrique. Ainsi, plusieurs solutions sont évaluées pour chaque élément. Elles diffèrent par leur caractéristiques géométriques (épaisseur, hauteur, etc.) et leur matériau (qualité du béton, taux de ferrailage, etc.). Les solutions non-conformes sont rejetées et le front de Pareto de plusieurs fonctions-objectif (empreinte carbone, cout, critère de confort) est identifié.

**Mots-clefs** Empreinte carbone, Immeuble de Grande Hauteur, Étude paramétrique, Optimisation sous contraintes

## I. INTRODUCTION

La maîtrise des coûts et du temps de construction des projets de génie civil mettent les ingénieurs-concepteurs au défi de structure toujours plus optimales. Bien que complexe, le problème d’optimisation pouvait se résumer ainsi : comment diminuer les coûts ?

Aujourd’hui, avec l’urgence de la crise climatique, et l’imminence de l’entrée en vigueur de la RE2020 (Decret, 2021), une autre fonction-objectif rentre dans l’équation des acteurs de la construction : l’empreinte carbone.

Or, en France, la grande majorité des immeubles de grande hauteur (IGH) est composée structurellement de poteaux-poutres, assurant une partie de la descente de charge, et d’un noyau assurant le reste de la descente de charge ainsi que le contreventement.

Ces constructions ont un impact carbone de près de  $900\text{kg}_{\text{eq}}\text{CO}_2/\text{m}^2$  (Ordre des Architectes, 2020) et leur optimisation vis-à-vis du carbone présente donc un grand intérêt.

Au vu du nouveau défi posé, et du déplacement des objectifs d’optimisation, les méthodes de prédimensionnement des contreventements des tours, basées en grande partie sur le retour d’expérience, doivent être questionnées.

Ce papier vise donc à présenter une nouvelle démarche d’optimisation locale et globale à ajouter dans la panoplie de l’ingénieur structure.

## II. PROBLEME GENERAL D'OPTIMISATION

Dans cette première partie, nous posons formellement notre problème comme un problème d'optimisation sous contrainte. Nous montrons ensuite qu'une succession de ces problèmes mène naturellement à la détermination d'un front de Pareto. Puis nous transformons notre problème général en un ensemble de plusieurs optimisations locales d'éléments structurels (poutres, poteaux, dalles) et une optimisation globale du contreventement, ce qui rend la recherche de solutions possible. Enfin nous justifions notre choix de la méthode d'optimisation.

### A. Formalisation du problème posé

Un IGH est composé de plusieurs batteries composées elles-mêmes de plusieurs étages. Les caractéristiques d'un élément structurel sont généralement identiques sur une batterie, pour des raisons de facilité et de rapidité de mise en œuvre. Il est clair que plus il y a de batteries différentes, plus on diminue en empreinte carbone vu que chaque élément est dimensionné pour la sollicitation subie par son pire représentant dans la batterie.

On appelle  $CO2_{noyau,b}$  l'empreinte carbone du noyau dans la batterie  $b$  et  $CO2_{i,b}$  celle de l'élément  $i$  (poutre, poteau, ou dalle) dans la batterie  $b$ . Il est clair que ces objets sont fonctions de leur géométrie et de leurs matériaux.

Pour un prix  $p$  donné (lui aussi fonction de l'ensemble des dimensions et des matériaux), le problème d'optimisation peut alors se formaliser ainsi :

$$\min_{\substack{\text{critères locaux} \\ \text{critères globaux} \\ \text{prix}=p}} \sum_{b=1}^{n_b} \left( CO2_{noyau,b}(\text{géométrie, matériau}) + \sum_{i=1}^{n_e} CO2_{i,b}(\text{géométrie, matériau}) \right) \quad (1)$$

Notons que parmi nos contraintes d'optimisation figurent bien des critères locaux tel que la tenue d'une poutre donnée aux sollicitations qu'elle subit (calcul à effectuer selon l'Eurocode 2) et des critères globaux tels que l'accélération en tête de tour qu'il faut limiter.

### B. Front de Pareto de plusieurs fonctions objectif

En résolvant plusieurs de ces problèmes d'optimisation carbone à prix fixé, il est possible de dégager des solutions Pareto-optimales et ainsi d'identifier le front de Pareto dans l'espace coût-carbone. Nous montrerons par la suite plusieurs de ces courbes.

Ces fronts de Pareto sont très utiles car ils permettent bien d'illustrer la question « combien d'euros somme nous prêts à dépenser pour économiser une tonne supplémentaire équivalent CO2 ? » et permettent donc d'identifier la meilleure solution si dans le futur un prix du carbone venait à être fixé.

Notons que nous pouvons appliquer ce même principe pour d'autres critères que le prix comme l'accélération maximale en tête de tour. L'examen des solutions dans l'espace accélération-carbone permettrait par exemple de répondre à la question combien est-on prêt à relâcher un critère de confort pour économiser une tonne supplémentaire équivalent CO2 ? »

### C. Hypothèse de découplage

Le problème posé dans l'équation (1) est un problème compliqué par sa taille et son intrication intrinsèque. Prenons l'exemple d'un voile de noyau, son amincissement le rend plus léger et plus souple ce qui affecte les critères globaux de déplacement et d'accélération, mais cela affecte aussi la distribution des efforts, sollicitant potentiellement plus fortement certaines poutres ou certains poteaux. Réciproquement, épaissir une poutre augmente son poids et cela peut avoir un impact sur les éléments porteurs.

Néanmoins, pour pouvoir rendre le problème tractable, nous décidons de découpler le problème et d'approximer la quantité exprimée dans l'équation (1) par celle exprimée dans l'équation (2).

$$\min_{\substack{\text{critères globaux} \\ \text{prix=p}}} \sum_{b=1}^{n_b} CO2_{\text{noyau}, b}(\text{géom}, \text{mat}) + \sum_{b=1}^{n_b} \sum_{i=1}^{n_e} \min_{\substack{\text{critère local} \\ \text{prix=p}}} CO2_{i,b}(\text{géom}, \text{mat}) \quad (2)$$

Nous avons ainsi transformé un problème très intriqué d'optimisation locale-globale en :

- Un problème d'optimisation du contreventement vis-à-vis des critères globaux (tenue de la tour, accélération, déplacement inter-étage, ...)
- $n_{\text{batteries}}(n_{\text{poteaux}} + n_{\text{poutres}} + n_{\text{dalles}})$  problèmes d'optimisation d'éléments vis-à-vis des critères locaux, *i.e.* le respect des critères ELS et ELU.

Pour justifier cette approximation nous prenons une précaution majeure. Nous partons d'un dimensionnement réel et cherchons des solutions autour de ce dimensionnement. En restant proche d'un point de fonctionnement nous espérons que notre approximation tient.

Bien évidemment cela n'exclut pas un calcul du modèle complet une fois la solution optimale trouvée et un éventuel ajustement des quelques éléments défaillants. Nous discuterons davantage de ce point dans l'analyse des résultats sur un projet réel.

#### D. Choix de l'optimisation paramétrique

Nous désignons ici par l'optimisation paramétrique le procédé qui consiste en une évaluation d'un certain nombre de possibilités, l'examen de leur conformité aux critères, et leur placement dans l'espace coût-carbone par exemple comme le montre la figure 1.

Notons que ce procédé que nous suivons pour l'optimisation globale et locale n'est pas unique. Nous avons d'ailleurs commencé ce travail en essayant de suivre une voie d'optimisation par la théorie des multiplicateurs de Lagrange. Plusieurs obstacles se sont présentés dans cette démarche :

- La lourdeur des expressions les rendait difficilement calculables avec nos connaissances d'analyse numérique (surtout pour le problème d'optimisation global)
- Le caractère intrinsèquement discret de certaines grandeurs (ex : diamètre des barres) se prêtait mal à cette théorie plus continue.

Pour ces raisons nous restons sur une optimisation paramétrique force brute.

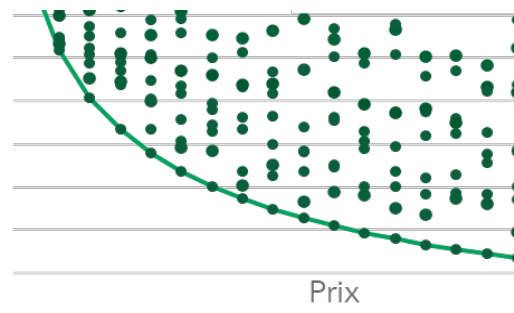


FIGURE 1. Plusieurs variantes (géométrie, matériau) dans l'espace coût-carbone.

### III. MÉTHODOLOGIE POUR L'OPTIMISATION LOCALE

Pour un élément structural donné : par exemple une poutre du projet A, nous établissons un certain nombre de variables de dimensionnement qui vont nous permettre de définir un ensemble de variantes pour cette poutre. Il faut bien comprendre que pour chaque élément structural du projet A, chaque poutre, chaque dalle, chaque poteau, nous allons reprendre ce raisonnement complet. Pour définir ces variantes, il nous reste à fixer les bornes entre lesquelles faire évoluer les variables ainsi qu'un pas que l'on prend constant pour chaque variable de dimensionnement.

Nous plaçons ensuite chaque variante sur un graphe coût-carbone en évaluant leur empreinte carbone sur la base des Fiches de Données Environnementales et Sanitaire (FDES). Le coût est évalué sur une base de prix interne.

Ce premier nuage de point présente des solutions qui ne vérifient pas les critères de dimensionnement aux Eurocodes. Après une réflexion autour des bornes à considérer pour chaque variable afin de limiter le nombre de variantes à calculer, nous définissons un premier filtre de prédimensionnement. Ce filtre grossier avec des calculs peu coûteux permet d'opérer une première sélection dans le nuage de point original. Nous le filtrons une deuxième fois cette fois-ci avec de vrais calculs de dimensionnements aux Eurocodes. Apparaît alors le front de Pareto sur lequel nous choisissons la solution optimale en fonction de la valeur que l'on donne au carbone.

La valeur ajoutée de cette démarche ne réside pas dans l'approche brute-force qui peut paraître naïve dans un premier temps, mais dans la gestion efficace du grand nombre de dimensions par la librairie NumPy de Python. La volonté d'un code évolutif, accessible à tous, sans toutefois sacrifier son efficacité, nous a conduit vers l'implémentation des variantes dans des *numpy.array* manipulés comme des scalaires dans les fonctions pour tirer profit du broadcasting que Python permet. Le code gagne ainsi en lisibilité et devient facilement modifiable, par exemple en ajoutant des variables, et donc des dimensions supplémentaires au problème. Les filtres de prédimensionnement et de dimensionnement sont implémentés comme des masques de booléens qui viennent s'appliquer sur les tableaux.

#### A. Poutres

Une poutre est définie ici par sa portée ainsi que par les charges auxquelles elle est soumise. Nous cherchons la combinaison optimale de qualité de béton ( $f_{ck}$ ), de taux de ferrailage, de hauteur et de largeur, selon un critère de coût et d'empreinte carbone. Le premier filtre de prédimensionnement prend notamment en compte les limites de déformabilité de la poutre à travers l'encadrement :

$$\frac{M_{0elu}}{0,18f_{cd}} \leq bd^2 \leq \frac{M_{0elu}}{0,16f_{cd}} \quad (3)$$

Où  $M_{0elu}$  représente le moment de flexion isostatique à mi-travée,  $f_{cd}$  la résistance de calcul du béton,  $b$  la largeur de la poutre et  $d$  sa hauteur utile.

#### B. Dalles

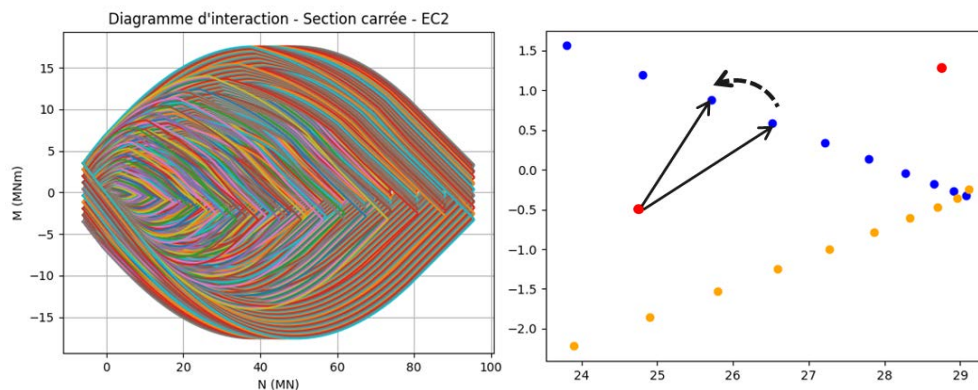
Pour les dalles, nous considérons comme variables de dimensionnement l'épaisseur de la dalle, la qualité du béton et son taux de ferrailage. Une dalle est définie par sa surface et sa géométrie.

### C. Poteaux

Nous choisissons comme variables de dimensionnement le diamètre, le taux de ferrailage et la qualité du béton, pour un poteau défini par sa hauteur et par les charges qui lui sont appliquées.

Le filtre de prédimensionnement contient une évaluation du diamètre, un prédimensionnement au feu, ainsi qu'une évaluation de l'élanement du poteau. Le filtre de dimensionnement qui s'applique dans un second temps trace le diagramme d'interaction pour chaque variante et détermine si le point du couple d'efforts  $(N, M)$  se trouve à l'intérieur du diagramme. Si le point est à l'extérieur, alors la variante est exclue.

Le défi a été de réaliser efficacement les tests d'inclusion de type point-in-polygone. Chaque diagramme d'interaction est défini par un ensemble de points, sous la forme d'un polygone. Plusieurs méthodes sont alors envisageables pour déterminer si le point  $(M, N)$  est à l'intérieur du polygone ou non. Nous avons renoncé à l'approche standard du ray tracing (Shimrat, 1962), le fait de tracer un rayon à l'infini depuis le point d'intérêt et de compter le nombre d'intersections avec le polygone : pair si le point est à l'extérieur, impair s'il est à l'intérieur. En effet, dans notre cas on remarque que physiquement le barycentre de deux chargements supportables est lui aussi supportable. Cela implique que l'intérieur du diagramme d'interaction est un espace convexe. Pour savoir si un point y réside il suffit alors d'évaluer le signe des produits vectoriels successifs entre  $(M, N)$  et deux points du diagramme. Si le point est à l'extérieur du diagramme, le produit vectoriel change de signe lorsque l'on parcourt le diagramme. Cette méthode alternative rendue possible par la convexité du problème présente l'intérêt d'être efficace au vu de la rapidité du produit vectoriel sur un tableau NumPy.



**FIGURE 2.** Tracé des diagrammes d'interaction du nuage complet de variantes non-filtrées pour un poteau du projet A (gauche). Représentation du test d'inclusion par produit vectoriel (droite).

Une approche supplémentaire a été conduite avec succès sur des échantillons de taille réduite en traçant la loi moment-courbure pour chaque variante (en utilisant la loi de Sargin (Sargin, 1971)) afin d'avoir une meilleure évaluation des charges supportées par le poteau. Le test d'inclusion ne se résume plus à un point d'efforts  $(N, M)$  pour toutes les variantes mais bien à un couple  $(N_i, M_i)$  d'efforts pour chaque variante.

#### IV. MÉTHODOLOGIE POUR L'OPTIMISATION GLOBALE

En France, les tours en béton contreventées par un noyau, sont souvent dimensionnées par rapport aux efforts du vent. Les principaux critères dimensionnants sont l'accélération en tête de tour, le drift (déplacement inter-étage), le déplacement et les efforts dynamiques. Dans cette partie nous nous concentrerons par soucis de brièveté au calcul du critère qui est souvent le plus dimensionnant à savoir l'accélération. Notons cependant que les autres critères sont calculés pour chaque variante pour imposer aux solutions de rester dans l'espace des contraintes d'optimisation.

La méthodologie développée dans cette partie vise comme dans la partie précédente à réaliser des calculs suffisamment précis pour permettre des gains sur le volume du noyau avec des augmentations dans l'accélération inférieure à la dizaine de %, tout en étant suffisamment rapides pour permettre le calcul de milliers de variantes pour identifier un front de Pareto. La différence principale étant qu'ici les choix géométriques locaux impactent des critères globaux affectant l'ensemble de la tour. Cette même méthodologie pourrait être développée pour d'autres sollicitations (sismiques par exemple).

##### A. Modèle 1D Stochastique

Nous modélisons ici 3 objets : la tour, le sol et le vent.

La tour est modélisée par une poutre unidimensionnelle à masse et inertie variables (et donc fonctions de l'unique variable  $z$ ). Le sol est quant à lui modélisé par un ressort linéaire et un ressort de flexion à la base de la tour (potentiellement de raideur infinie).

La tour va alors subir des efforts surfaciques du vent qui valent la pression dynamique du vent,  $\frac{1}{2}\rho v^2$ , multipliée par un coefficient  $c_f$ , qui s'apparente à un coefficient de traînée, traduisant notamment les effets que peut induire la forme de la tour. Cette approche permet des calculs rapides des effets du vent. Nous calons le coefficient  $c_f$  sur l'Eurocode [1992-1-4] même si des méthodes plus fines pourraient être utilisées pour calculer ce coefficient en gardant cette même approximation (Daemeia, et al., 2019).

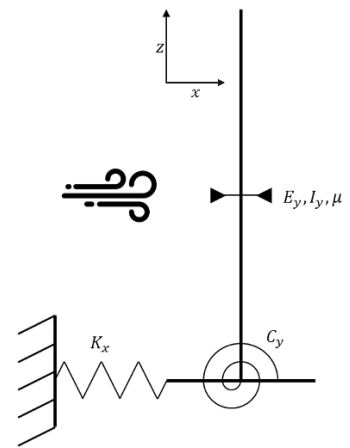


FIGURE 3. Modèle retenu.

La vitesse du vent est modélisée par un processus stochastique fonction de  $z$  et de  $t$ . Nous supposons que ce processus est

- *Ergodique et stationnaire* qui sont des hypothèses physiquement raisonnables
- *Gaussien*, ce qui est probablement une hypothèse qu'avaient en tête les concepteurs de l'Eurocode 1.4 Annexe B au vu de l'expression des facteurs de pointe [B.2 (3)]
- De densité spectrale de puissance  $S_V(z, n) = 6.8 \sigma_V^2 \frac{v_m(z)}{L(z)} \left(1 + 10.2 \frac{nL(z)}{v_m(z)}\right)^{-\frac{5}{3}}$

Pour tenir compte de la décorrélation spatiale, nous ne nous contentons pas comme dans les formules simplifiées de l'annexe B de calculer des termes d'admittances aérodynamique mais utilisons plutôt une densité inter spectrale de probabilité

$$S_V(z_1, z_2, n) = \mathcal{F} \mathbb{E}(V(z_1, t)V(z_2, t + \tau)) = \sqrt{S_V(z_1, n)}\sqrt{S_V(z_2, n)}\chi(z_1, z_2, n) \quad (4)$$



Où  $\mathbb{E}$  est l'espérance,  $\mathcal{F}$  la transformée de Fourier en  $\tau$  et  $\chi$  est un facteur de cohérence spatiale que nous prenons égal à  $e^{-\frac{|z_1-z_2|}{L^{(n)}}}$  comme dans (Dyrbye & Hansen, 1999).

### B. Calcul de l'accélération maximale

Nous nous limitons à la réponse du mode fondamental de la tour. Cela est souvent suffisant dans ce type d'étude (Vinet, 2019). Afin de calculer ce mode rapidement à partir des ressorts du sol et de l'inertie variable de la tour nous utilisons la méthode dite de Rayleigh à savoir approximer la déformée du premier mode par la déformée statique due au chargement (Rayleigh, 1877). Une fois l'identification de la déformée modale  $\psi(z)$  et de la pulsation fondamentale  $\omega_1$  l'équation s'écrit :

$$\ddot{G}(t) + 2\xi\omega_1\dot{G}(t) + \omega_1^2 G(t) = F(t) \quad (5)$$

Avec  $\xi$  l'amortissement du mode,  $G$  la coordonnée modale ( $X(z, t) = \psi(z)G(t)$ ) et  $F$  l'effort du vent projeté sur le mode :

$$F(t) = \frac{1}{m_1} \int_{z_{\min}}^{z_{\max}} \frac{1}{2} \rho c_f(z) b(z) V^2(z, t) \psi(z) dz \quad (6)$$

Notons qu'en raison de la nature stochastique de la vitesse du vent  $V$ , l'équation (5) est bien une équation différentielle stochastique. En rupture avec la littérature scientifique conventionnelle à ce sujet nous ne linéarisons pas  $F$  en fonction de  $V$  autour de la vitesse moyenne  $v_m$ , préférant à cela l'utilisation du théorème de Price (Price, 1958) le but étant de garder l'expression la plus exacte possible pour pouvoir peser précisément l'influence des approximations futures, que nous ferons uniquement à la fin du calcul.

Si nous appelons  $h$  la solution élémentaire de l'équation (5) nous pouvons trouver la densité spectrale de  $G$  puis son écart type :

$$\sigma_G^2 = \frac{\rho^2}{m_1^2} \int_{\mathbb{R}} \frac{\omega^4}{\omega_1^2 - \omega^2 + 2i\xi\omega\omega_1} \iint_{z_{\min}}^{z_{\max}} c_f(z_1) b(z_1) \psi(z_1) c_f(z_2) b(z_2) \psi(z_2) \left( v_m(z_1) v_m(z_2) S_V(z_1, z_2, \omega) + \frac{1}{2} (S_V(z_1, z_2, \cdot) * S_V(z_1, z_2, \cdot))(\omega) \right) dz_1 dz_2 d\omega \quad (7)$$

A partir de cela nous pouvons déterminer l'accélération maximale. Nous optons, dans la détermination du facteur de pointe, pour l'utilisation d'une distribution de type Gumbel probablement à l'origine du facteur de pointe de l'Eurocode [1992-1-4-B.2 (3)]

$$a_{\max} = k_p \sigma_{\ddot{x}} = \left( \sqrt{2 \ln(vT)} + \frac{\gamma}{\sqrt{2 \ln(vT)}} \right) \sigma_{\ddot{x}} \quad (8)$$

Où  $\nu$  est une fréquence de franchissement,  $T$  et la durée de de mesure de l'accélération et  $\gamma \approx 0.577$ .

A noter que nous avons montré par ailleurs que la simplification des équations (7) et (8) menait à la formule de l'annexe B de l'Eurocode [1992-1-4-B.4(2)]

### C. Implémentation et étude paramétrique

Pour l'implémentation de cette partie une bibliothèque Python du nom de bromotec a été conçue. Elle permet la lecture de plusieurs fichiers entrée dont des plans de coffrages et d'autres fichiers données de la tour, puis établit le modèle précédemment discuté, paramétrisable par les épaisseurs de voile. Elle permet donc de réaliser les calculs paramétriques comme ceux montrés ci-dessous.

Cette bibliothèque a été complétée par une interface graphique et une documentation.

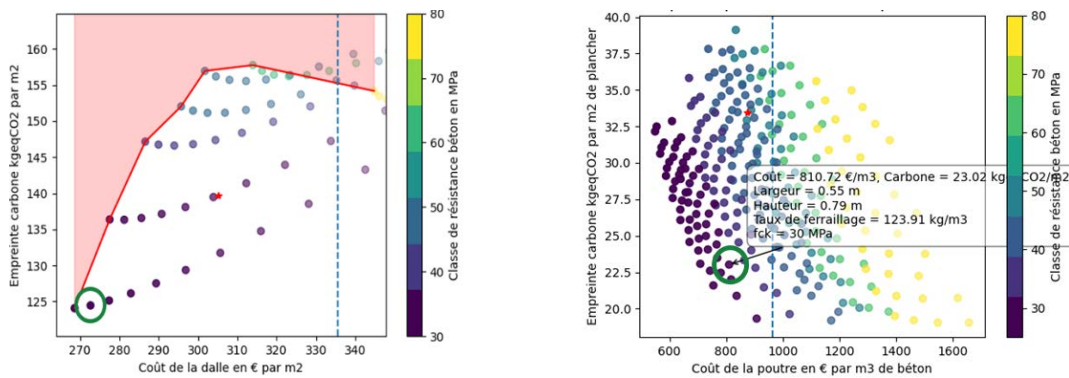
## V. RÉSULTATS ET DISCUSSION

Nous avons appliqué cette démarche d’optimisation locale et globale sur un projet réel que nous appellerons le projet A, par souci du respect de la procédure de double-lecture en aveugle.

Le projet A est constitué de deux tours, nous nous concentrerons sur la plus haute (d’une hauteur de l’ordre de 200m). Elle est fondée sur radier, d’où l’importance des effets ressorts de sol.

### A. Optimisation locale

Nous avons mené cette étude par des échantillons représentatifs comprenant entre 5 et 20 % du total des éléments. La démarche d’optimisation locale s’est basée sur l’étude de 460000 variantes pour l’élément structural d’étude. Ainsi, pour un échantillon de poutres représentatives du projet A nous avons abouti à une réduction de l’empreinte carbone de 7%kg<sub>eq</sub>CO<sub>2</sub> sans augmentation de coût. De même pour un échantillon de dalles représentatives du projet A, nous avons atteint une réduction de 33%kg<sub>eq</sub>CO<sub>2</sub> sans augmentation de coût et pour un échantillon représentatif de poteaux, nous avons déterminé une réduction de 9%kg<sub>eq</sub>CO<sub>2</sub> sans augmentation de coût.



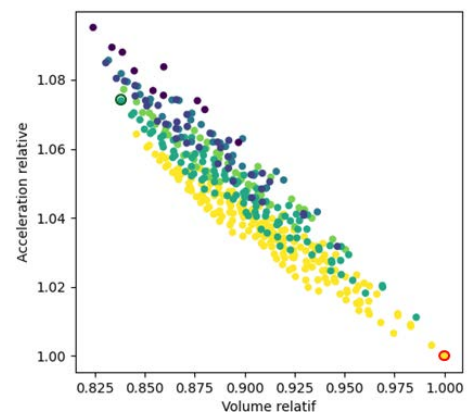
**FIGURE 4.** Graphes coût-carbone pour une dalle (gauche) et une poutre (droite) du projet A. Chaque point correspond à une variante. (étoile rouge : dimensionnement initial, solution entourée : solution préférable, zone rouge : filtre des critères de dimensionnement aux Eurocodes)

### B. Optimisation globale

Ce modèle de calcul a permis une étude paramétrique de plus de 2900 variantes afin d’identifier celles qui seraient les plus économes en carbone, tout en n’augmentant pas excessivement l’accélération en tête de tour.

La variante retenue permet de gagner un volume important de béton en ayant un impact minimal sur l’accélération. Elle permet de le faire en répartissant l’inertie de manière à augmenter le déplacement de manière plus significative tout en jouant sur la période du premier mode.

Même avec ces augmentations significatives de déplacement et de drift, ces-derniers restent en dessous des valeurs limites. D’autres vérifications plus précises doivent être réalisées pour assurer la conformité de la solution.



**FIGURE 5.** Volume du noyau vs. Accélération maximale (rouge : originale, vert : retenue)

**TABLEAU 1.** Quelques-unes des 13 épaisseurs modifiées sur 3 batteries et impact global

	Solution originale	Solution étudiée	
Batterie 3 Voiles 1, 2 et 3	80cm	60cm	
Batterie 3 Voiles G et I	60cm	40cm	
<b>Volume total du noyau</b>	<b>20 650m<sup>3</sup></b>	<b>17 760 m<sup>3</sup></b>	<b>-18,8%</b>
	<b>7 100t<sub>eq</sub>CO<sub>2</sub></b>	<b>5 760t<sub>eq</sub>CO<sub>2</sub></b>	<b>-1340 t<sub>eq</sub>CO<sub>2</sub></b>
Accélération en tête	18.3mg	19.6mg	+7.2%
Déplacement en tête	42.7	48.2	+13%
Drift maximal	7.50mm	8.48mm	+13%
Compression des voiles (batteries affectées)	12.20MPa	13.28MPa	+9%

### C. Bilan

Globalement l'ensemble des actions menées donne lieu à une diminution de l'empreinte carbone de l'ordre de 17% sur la structure sans augmentation de coût et sans modification de la géométrie.

Nous avons été dans cette démarche volontairement conservateurs sur certains points, mais si certains critères non réglementaires (comme l'accélération par exemple) étaient relâchés, nous pourrions gagner davantage sur l'empreinte carbone.

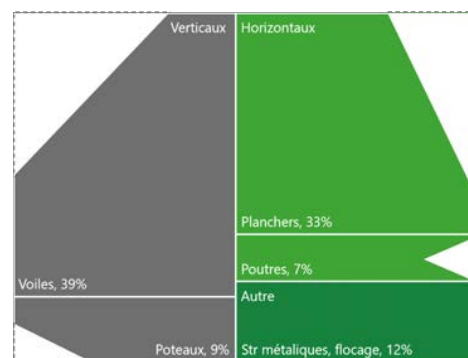
### D. Réflexions critiques sur la démarche et propositions

Les scripts pour l'optimisation locale ont été validés avec les feuilles de calculs usuellement utilisées dans le dimensionnement de ces éléments. La démarche d'optimisation globale (en particulier le calcul d'accélération) a été validée sur un échantillon de 5 tours à caractères différents. Les erreurs étaient inférieures à 4% avec pour référence les essais en soufflerie.

Cependant cette démarche nécessitera toujours un recalcul de l'ensemble de la tour justement pour tenir compte de l'interaction entre les différentes modifications. Un tel calcul en effet a été mené sur la tour A et montre des résultats satisfaisants, quoiqu'il souligne la nécessité de revoir certains éléments locaux.

Le calcul d'optimisation locale ne prend en compte pour l'instant dans la variable coût que le prix des matériaux. Il pourrait être amélioré s'il tenait compte du coût de réalisation ou du surcoût qu'entraînerait la création de batteries plus petites.

Le calcul d'optimisation globale reste plutôt chronophage (notamment à cause de (7)), ce qui explique le faible nombre de variantes traitées. Ce calcul a été simplifié, optimisé et parallélisé au mieux, cependant il reste simplifiable sur le point de vue mathématique. L'ajout du terme de produit de convolution ne semble contribuer que 4% du résultat. Des améliorations numériques et des simplifications mathématiques sont en cours d'études par les auteurs, et feront l'objet de potentiels autres papiers, pour identifier plus correctement le meilleurs équilibre précision-temps de calcul.



**FIGURE 6.** Gains carbone, les chiffres originaux viennent d'une étude carbone de l'AMO

## VI. CONCLUSION

Nous avons donc présenté dans ce travail une démarche d'optimisation structurelle locale et globale visant à réduire l'emprunte carbone d'un immeuble de grande hauteur. Une généralisation de cette démarche permettra ainsi des gains conséquents en « carbone structurel ».

Cette solution est basée en grande partie sur la possibilité d'automatiser certains calculs les rendant très rapides sans pour autant perdre en précision. Elle ouvre d'autres possibilités d'étude plus développées sur les compromis rapidité-précision dans la détermination des optimaux, ou sur des stratégies plus sophistiquées de backtracking.

Cependant il est clair qu'en tant qu'un des nombreux acteurs d'un projet, l'ingénieur structure ne peut pas se contenter d'agir seul uniquement pour optimiser tardivement une structure figée. Il est au contraire beaucoup plus efficace d'agir en amont.

C'est pourquoi il est essentiel que ces deux étapes d'optimisation locale et globale viennent compléter un processus plus large de prise de décisions liées à la géométrie et aux matériaux, processus à travers lequel le maître d'ouvrage, l'architecte et l'ingénieur rajoutent dans leur ligne de mire, auprès de leur objectifs esthétiques et économiques, un objectif de durabilité.

## REFERENCES

Daemeia, A. B., Khotbehsara, E. M., Nobarani, E. M. & Bahrami, P., 2019. Study on wind aerodynamic and flow characteristics of triangular-shaped tall buildings and CFD simulation in order to assess drag coefficient. *Ain Shams Engineering Journal*, 10 (https://doi.org/10.1016/j.asej.2018.08.008), pp. 541-548.

Decret, 2021. *Décret n° 2021-1004 du 29 juillet 2021 relatif aux exigences de performance énergétique et environnementale des constructions de bâtiments en France métropolitaine*. s.l.:s.n.

Dyrbye, C. & Hansen, S. O., 1999. *Wind loads on structures*. 2e ed. New York: Wiley.

Ordre des Architectes, 2020. *Quel est le poids carbone global d'un immeuble de bureaux en France*, s.l.: s.n.

Price, R., 1958. A useful theorem for nonlinear devices having Gaussian inputs, IT-4:69-72, 1958. *IRE Trans, IT(4)*, pp. 69-72.

Rayleigh, L., 1877. *A theory of sound*. 11e ed. Cambridge: Cambridge University Press.

Sargin, M., 1971. Stress-Strain Relationship for Concrete and the Analysis of Structural Concrete Sections, Study 4. *University of Waterloo, Solid Mechanics Division(4)*.

Shimrat, M., 1962. Position of point relative to polygon. *Communications of the ACM*, 5(8), p. 434.

Vinet, J., 2019. *Expertise des actions du vent sur le projet A version PCM*, Nantes: CSTB.

# ECO-CONCEPTION DES OUVRAGES DE GENIE CIVIL EN ACIER

Michel ROYER-MULLER<sup>1</sup>

<sup>1</sup> ConstruireAcier, dans le cadre du GT éponyme de l'AFGC

**RESUME** Cet exposé propose de dresser l'état d'avancement du Groupe de Travail ad-hoc lancé par l'AFGC, en ce qui concerne le matériau acier. Il fait partie d'un ensemble de GT dédiés, consacrés aux autres matériaux de construction utilisés dans le monde du génie civil. Parce qu'il s'agit d'un matériau aux nombreuses possibilités, parce que les innovations - tant du point de vue de sa production, à travers une offre en constante évolution, que du point de vue de sa mise en œuvre - sont porteuses d'espoir, l'éco-conception des ouvrages de génie civil en acier (ou en construction mixte acier-béton) fait aujourd'hui l'objet de réflexions impliquant de nombreux acteurs issus de la fabrication de matériaux jusqu'à la conception des ouvrages.

**Mots-clefs** ECO Conception, Acier, Ouvrage d'art

## I. INTRODUCTION

L'année 2022, marquée par de nombreuses inondations, des feux de forêts inouïs et une sécheresse extrême aura révélé, à qui ne voulait pas l'entendre, que le réchauffement climatique est irréfutable et incontournable. Pour la préservation de la planète, de la biodiversité et des peuples déjà menacés, la construction de bâtiments et d'ouvrages de génie civil se doit d'être de plus en plus respectueuse de l'environnement : préservation des ressources, limitation des déchets et abaissement considérable des pollutions et émissions de gaz à effet de serre. La prise de conscience relative à la nécessité impérieuse de réduire les impacts des ouvrages de génie civil que nous construisons et léguerons aux générations futures est unanime.

Cette dynamique vertueuse, catalysée par de nombreuses innovations concerne tous les acteurs de la chaîne de construction. Chacun des intervenants dans la conception d'un ouvrage doit avoir une approche globale et multi échelle pour maîtriser les impacts environnementaux de son projet à toutes les étapes de son cycle de vie : fabrication des matériaux, transport des matériaux, réalisation, utilisation et fin de vie de l'ouvrage.

Parce qu'il s'agit d'un matériau aux nombreuses possibilités, parce que les innovations - tant du point de vue de sa production, à travers une offre en constante évolution, que du point de vue de sa mise en œuvre - sont porteuses d'espoir, l'éco-conception des ouvrages de génie civil en acier (ou en construction mixte acier-béton) fait aujourd'hui l'objet de réflexions impliquant de nombreux acteurs issus de la fabrication de matériaux jusqu'à la conception des ouvrages.

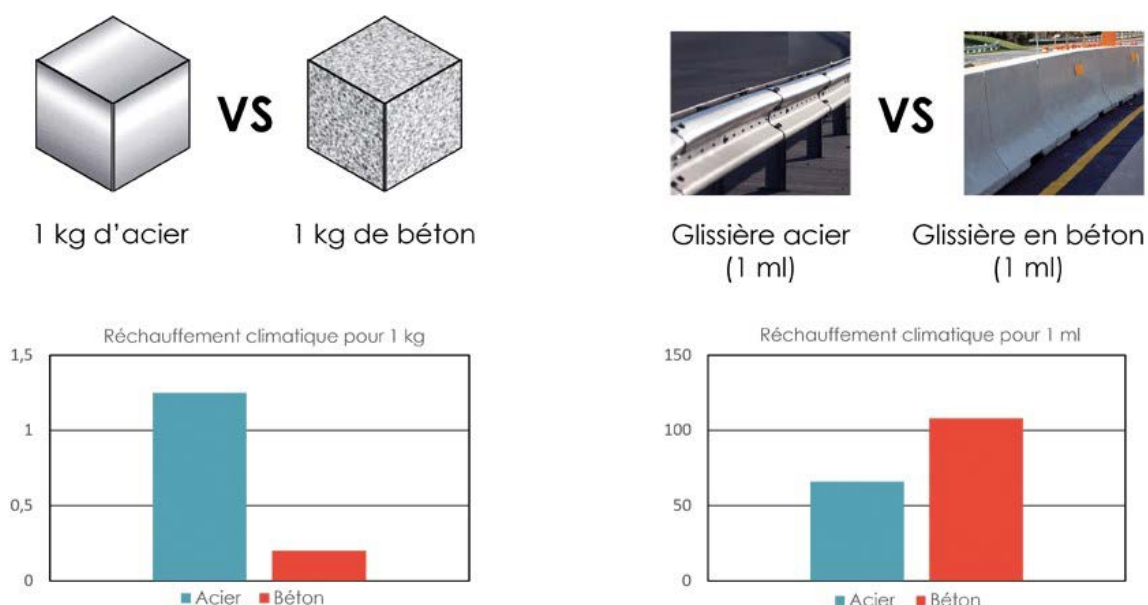
Cet exposé propose de dresser l'état d'avancement du Groupe de Travail ad-hoc lancé par l'AFGC, en ce qui concerne le matériau acier. Il fait partie d'un ensemble de GT dédiés, consacrés aux autres matériaux de construction utilisés dans le monde du génie civil.

## I. PRODUCTION-CONSTRUCTION DE L'OUVRAGE, VIE EN ŒUVRE ET FIN DE VIE : TROIS VOIES POUR AMÉLIORER EFFICACEMENT LE BILAN CARBONE DES OUVRAGES EN ACIERS D'AUJOURD'HUI ET DE DEMAIN.

En ce qui concerne les bâtiments, l'analyse du cycle de vie (ACV) permet de mesurer son impact environnemental du berceau à la tombe. Ce que l'on appelle communément « l'impact carbone » est un des indicateurs de cette ACV. Pour mesurer l'impact environnemental d'un bâtiment, il « suffit » de faire la somme des impacts de chaque composant et de la répartir sur la surface de planchers de l'édifice. La nouvelle réglementation thermique, énergétique et environnementale (RE 2020), mise en application début 2022 pour les bâtiments, fixe des seuils pour l'impact carbone – en réalité les gaz à effet de serre (GES) exprimés en kg de dioxyde de carbone équivalent – à ne pas dépasser par mètre carré. Cette méthode additionnelle des impacts des composants n'intègre cependant pas les interactions possibles entre eux : le choix d'un composant peut avoir une influence sur d'autres composants et le bilan environnemental réel est bien celui d'un système et non pas celui d'un composant. Il appartient donc au concepteur de maîtriser les impacts de ses choix selon les trois périodes de vie du bâtiment – à savoir sa production-construction, sa vie en œuvre et, enfin, sa fin de vie – avec comme seul objectif le bilan global.

A ce jour, la transposition de ces principes aux ouvrages d'art coule de source. Les constituants en acier d'un pont peuvent être les mêmes que pour un bâtiment. Les produits provenant des usines sidérurgiques (qu'ils s'agissent de produits plats ou longs) peuvent être utilisés dans les deux branches du BTP. La nouvelle réglementation appliquée aux bâtiments depuis début

2022 n'a pas d'équivalent dans le monde des travaux publics, cependant, les effets du réchauffement climatique sont de plus en plus présents. Ainsi, c'est bien l'ensemble du monde du génie civil qui prend cette problématique à bras le corps. Ainsi pour répondre à une éco-conception des ouvrages de génie civil en acier, les concepteurs pourront compter sur les mêmes efforts et leviers actuellement mis en œuvre dans la filière acier-construction pour répondre aux exigences environnementales imposées dans la branche bâtiment.



**FIGURE 1. Réchauffement climatique pour l'acier et le béton**

## II. LES ACIERS ET LA CONSTRUCTION D'UN OUVRAGE

L'impact environnemental d'un matériau ne peut être abordé que sous l'angle de l'unité fonctionnelle du composant qu'il constitue afin de pouvoir être comparé à d'autres matériaux. En effet, 1 kg d'acier, 1 m<sup>3</sup> de béton, 1 kg de verre ou 1 m<sup>3</sup> de bois n'ont aucun sens dans un bâtiment et le poids ou le volume n'est qu'une conséquence de la quantité de matière requise pour assurer un objectif technique : capacités structurelles, surfaces d'occultation ou d'échange thermique, volume d'un espace, ou, comme dans l'illustration, mètre linéaire de garde-corps routier... Ainsi, l'amélioration du bilan environnemental d'un composant est nécessairement corrélée au volume de matière nécessaire pour l'atteinte de la même performance. **En ce qui concerne les aciers, il existe trois axes d'amélioration majeurs.**

### *La nuance d'acier*

Il n'existe pas un acier mais des aciers ! En ce qui concerne les aciers de structure, un paramètre est important, il s'agit de sa limite d'élasticité qui confère au matériau des propriétés croissantes de performance. Plus la limite d'élasticité est élevée, plus l'acier résiste. Ainsi, pour reprendre des charges descendantes importantes, ou pour supporter un tablier routier, des produits en aciers à haute limite d'élasticité seront de section plus faible que des produits constitués d'aciers courants. La masse volumique des aciers étant la même quelle que soit sa nuance, il en résulte un poids inférieur et donc un bilan environnemental amélioré, car l'empreinte carbone par tonne reste identique. Concrètement, pour franchir des grandes portées ou travées, le fait de recourir à des aciers de nuance 460 MPa ou supérieure permet un amincissement des semelles des poutres et une diminution de l'épaisseur de l'âme. Le tonnage global de l'ouvrage, mais aussi son encombrement (ou sa hauteur) sont réduits. Ce principe peut aussi s'appliquer pour des ponts de petite ou moyenne portée où le gain sera intéressant. Et comme l'ouvrage est allégé, les fondations seront moins importantes et émettront aussi moins de gaz à effet de serre.

Ces nuances **d'aciers à haute limite d'élasticité (HLE)** sont de plus en plus développées mais leur utilisation n'est pas encore poussée à son maximum : en effet, l'acier courant reste la nuance S355, beaucoup utilisée dans des solutions de ponts bipoutres par exemple. Mais dans le domaine des ouvrages d'art la nuance S460 a déjà de belles applications depuis plus de 30 ans ; citons comme seul exemple le viaduc de Millau, où environ un tiers des aciers utilisés sont de nuance S460. Le procédé de fabrication thermomécanique (qui est un laminage contrôlé en température, avec des phases finales à des températures plus basses qu'un procédé standard) permet en outre d'obtenir ces nuances avec une composition chimique allégée en carbone, grâce à l'ajout d'autres éléments comme le niobium ou vanadium. Ainsi fabriqué, l'acier thermomécanique est aisément soudable, et sa mise en œuvre se fait dans de très bonnes conditions, même pour ces nuances HLE. La nuance S500 thermomécanique a été introduite lors de la dernière révision (2019) des normes « Produits » et permet un gain global sur les quantités utilisées encore plus important.

Plus récemment, dans la dernière décennie, les nuances S460 thermomécaniques sont aussi possibles pour une catégorie d'acier particulière : **les aciers autopatinables**.

L'intérêt environnemental de cette famille d'acier, qui se recouvre d'une patine auto-protectrice, est déjà largement démontré (voir projet européen SBri porté par le Cerema par exemple) : les produits en acier autopatinable ne nécessitent pas de protection anti-corrosion classique (galvanisation ou peinture) qui requiert une maintenance régulière. Nul besoin de remettre en peinture un pont autopatinable, opération qui génère parfois des restrictions de circulation et des embouteillages.

Aujourd'hui, combiner les atouts des nuances d'acier autopatinable aux intérêts des nuances à haute limite d'élasticité (obtenues par laminage thermomécanique) apportent donc un double avantage environnemental grâce à la réduction d'épaisseur et à la diminution des opérations de maintenance.

L'accroissement de propriétés mécaniques dû à la prise en compte d'aciers à limite d'élasticité plus élevée permet de diminuer l'épaisseur des aciers et donc d'améliorer l'impact carbone par unité fonctionnelle (mètre carré de façade, de toiture ou de plancher). En résumé : la nuance d'acier permet d'en limiter sa quantité avec un gain direct et proportionnel pour l'empreinte carbone.

### III. LE PROCÉDÉ DE FABRICATION DE L'ACIER

Il existe aujourd'hui deux méthodes de production des aciers : la filière haut-fourneau (appelée aussi filière fonte) qui transforme le minerai de fer en fonte puis en acier primaire, et la filière de recyclage qui transforme les aciers de fin de vie (ferrailles) en acier neuf sans perte ni de matière ni de propriétés. Si la seconde méthode est plus économe en termes d'émissions de gaz à effet de serre, elle ne suffit pas à produire à elle seule les besoins en acier de la planète. De fait, la production d'acier primaire va se poursuivre et les sidérurgistes ont engagé la modification de leur outil de production de manière disruptive pour répondre aux enjeux climatiques.

L'acier primaire s'obtient dans un haut-fourneau par réduction de l'oxyde de fer par du carbone et de l'énergie. Le coke (charbon raffiné) a le double avantage de remplir les deux missions avec un résultat discutable aujourd'hui quant à l'émission de CO<sub>2</sub> qu'elle génère. L'avenir est aujourd'hui dans la réduction « chimique » de l'oxyde de fer par d'autres moyens comme l'utilisation de l'hydrogène (conduisant au rejet d'eau, H<sub>2</sub>O, au lieu de CO<sub>2</sub>) à partir d'énergie décarbonée. Le programme de transformation des usines sidérurgiques est en marche et devrait être mené à bien en 2050 pour les aciers européens avec des phases intermédiaires, dès 2025-2030, comme l'utilisation de gaz naturel avant l'hydrogène ou l'évolution vers des processus de production permettant d'augmenter la part de ferrailles, avec, pour objectif principal, de diminuer les émissions de GES.

La filière de production dite « électrique » concerne jusqu'à présent le recyclage des aciers de fin de vie avec de l'énergie de plus en plus décarbonée. L'évolution de cette méthode et du bilan environnemental de ces aciers dépend principalement de l'énergie qui alimente les usines et de la

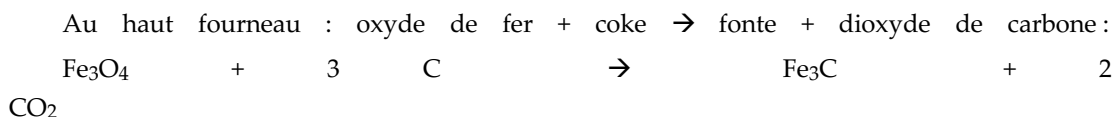


disponibilité des aciers de récupération. La France est, dans ces deux domaines, bien positionnée. Mais il est impossible aujourd'hui (et encore pour longtemps) de ne fabriquer des aciers qu'à partir de cette filière car au niveau européen la quantité de ferrailles disponibles n'est pas assez conséquente pour faire face à la demande importante d'acier. Et cela est encore plus important à l'échelle mondiale.

En résumé : les aciers de construction européens sont sur la **voie de la neutralité carbone** à échéance 2050. Mais, dès aujourd'hui, des sidérurgistes proposent sur le marché français (pour certaines applications) des produits et composants acier de structure dont l'empreinte carbone par unité fonctionnelle est fortement réduite. Elle est effectivement divisée par au moins trois par rapport aux aciers classiques.

Ces solutions font l'objet de FDES (fiches de déclaration environnementale et sanitaire) déjà publiées ou à venir en 2023 pour répondre aux exigences de la RE 2020 pour les bâtiments et plus largement d'EPD (Environmental Product Declaration) européennes publiées. Les solutions acier bas carbone sont donc dorénavant une réalité !

Schémas simplifié de production d'acier avec haut-fourneau / puis convertisseur :



Puis au convertisseur, la fonte est transformée en acier :  $\text{Fe}_3\text{C} + \text{O}_2$  (+ferrailles !)  $\rightarrow$   $\text{Fe}_3 + \text{CO}_2$

Remarque : l'acier est un alliage, il n'a pas de symbole moléculaire basique.

D'ici les prochaines années, schématiquement l'oxyde de fer sera mélangé à de l'hydrogène :



#### IV. L'INGENIERIE

Les sciences de l'ingénieur permettent également d'améliorer le bilan environnemental d'un ouvrage en phase de production. Il s'agit ici de s'interroger sur la possible diminution de quantité de matière embarquée pour atteindre la performance recherchée. Ce peut être par exemple l'utilisation de plusieurs nuances d'aciers différentes selon l'utilisation requise. Une PRS (poutre reconstituée soudée) d'ouvrage d'art peut se fabriquer en ayant recours à une nuance standard pour les âmes et une nuance plus élevée pour les semelles de la poutre. On parle alors d'une poutre hybride qui permet d'optimiser le profil en travers. Il est aussi possible de diminuer la quantité embarquée en ayant recours à des tôles dont l'épaisseur varie en fonction de la contrainte demandée (moment de flexion) au droit des piles. Ces tôles sont connues sous l'appellation tôles profilées en long (TPL).

De façon globale, combiner différents matériaux selon la performance demandée permet aussi de diminuer la quantité globale des impacts environnementaux. La mixité des ouvrages d'art, ponts mixtes acier-béton, existe depuis plus de 30 ans, notamment pour les ponts de petite et moyenne portée. Le pont bipoutre mixte avec des poutres en acier supportant des connecteurs pour accueillir des dalles béton (ou coulé en place) est un modèle économique et environnemental qui n'a plus à faire ses preuves.

Du point de vue de la conception des ouvrages d'art, une solution se développe dans certains pays pour limiter les impacts environnementaux induits par la réparation de certaines pièces. En effet, des pièces comme les appareils d'appuis ou les joints de chaussée ont des durées de vie courtes eu égard à la longévité des ouvrages. Ainsi la nécessité de les remplacer régulièrement génère des travaux et des restrictions de trafic et donc des impacts environnementaux de façon concomitante. Des nouvelles conceptions d'ouvrages dits intégraux (ou semi-intégraux) font abstraction de ces équipements à faible durée de vie. Ils nécessitent cependant des spécifications particulières pour le dimensionnement qui n'existent pas encore en France. Il s'agit encore d'expérimentation.

Ces trois axes – nuance HLE, procédé de fabrication, ingénierie – peuvent bien évidemment être considérés conjointement pour viser une performance accrue dans la recherche du moindre impact.



FIGURE 2. Bipoutre mixte / possibilité de poutres hybrides

## V. LES ACIERS ET LA VIE EN ŒUVRE DE L'OUVRAGE : Pérennité et durabilité des ouvrages d'art

Les solutions de protection anticorrosion permettent de concevoir des ouvrages d'art avec une longue durée de vie. Les traitements couramment appliqués sur ou avec les aciers (peinture, galvanisation, inox, autopatinable) permettent de faire face à tous les défis du temps auxquels se

confronte un ouvrage. Le processus de production des peintures anticorrosion dans leur ensemble, de la fabrication du produit jusqu'à sa mise en œuvre, respecte les réglementations HSE européennes. Certains aciers ne nécessitent pas de protection du fait de leurs caractéristiques propres (inox, autopatinable...).

Ils allient solidité, facilité de mise en œuvre et résistance à la corrosion.

Les éléments en acier sont le plus souvent visibles et permettent ainsi une surveillance et une maintenance aisée. De plus les solutions en acier permettent de faire évoluer un ouvrage au cours de sa vie, en créant un élargissement de chaussée par l'ajout de poutres latérales supplémentaires, une extension latérale permettant un agrandissement des circulations piétonnes, en l'adaptant à de nouveaux usages. Les exemples d'ajout de voies par élargissement sont de plus en plus nombreux et démontrent tous la pertinence technique de cette solution.

## VI. LES ACIERS ET LA FIN DE VIE DE L'OUVRAGE

Lorsqu'un ouvrage atteignait ses limites fonctionnelles, la règle était celle de la démolition. Avec les enjeux environnementaux actuels, cette règle change et il devient nécessaire de choisir entre deux voies :

- la remise à niveau ;
- la déconstruction

Concernant la restructuration d'un bâtiment en acier, les solutions techniques de renforcement de composants ou de modification du schéma statique permettent de conserver les structures et relèvent d'une économie financière naturelle. Cette économie de matériaux neufs conduit de manière simultanée à de moindres émissions de GES. Plus on prendra en considération les vertus de la conservation des structures, plus on construira avec des systèmes flexibles comme les structures en acier. Lorsque la restructuration n'est pas possible – un immeuble d'habitation est peu transformable en gymnase par exemple –, alors la décision de la déconstruction s'impose et il devient primordial de s'interroger sur le devenir des composants déconstruits.

La filière acier est, là encore, exemplaire puisqu'elle ouvre deux voies possibles : **le recyclage** complet ou le réemploi partiel ou total. Les aciers sont tous recyclables et effectivement recyclés. Les sidérurgistes utilisent les aciers de fin de vie pour en confectionner de nouveaux et ce processus est infini, sans perte de qualité. La méthode est connue depuis le 19<sup>e</sup> siècle et l'organisation des retours (collectes, tris, expéditions) est en place depuis le début du

20<sup>e</sup> siècle, la ferraille ayant une valeur marchande avérée. Aujourd'hui, l'Europe considère que les aciers ne sont jamais des déchets (Règlement européen n° 333/2011 du 31/03/11).

**8Le réemploi** est une valeur nouvellement prise en compte, même si les Trente Glorieuses et leur appétence à nous faire consommer nous ont fait oublier ce que l'on appelait « le bon sens paysan » qui faisait que l'on ne jetait pas les matériaux de construction. Il existait par le passé et dans les villes des magasins de matériaux de récupération ; c'était déjà de l'économie circulaire. Nous revisitons donc le passé, mais en appliquant des règlements et normes visant à sécuriser le réemploi.

Les aciers sont les maîtres dans l'art du réemploi, car ils ont les vertus requises pour cette discipline :

- démontabilité aisée des structures anciennes (séparation en éléments simples) ;
  - homogénéité de la matière (à tout endroit d'un composant en acier, les propriétés mécaniques sont toutes dans une fourchette de tolérances industrielles normalisées)
- ;
- requalification des aciers anciens (les méthodes normalisées permettent de déterminer leurs propriétés physico-chimiques ; ainsi identifiés, ils peuvent être intégrés dans un calcul au même titre qu'un acier neuf) ;
  - sécurité (les aciers sont altérés principalement en surface par la corrosion, ce qui exclut toute altération de cette nature au cœur du matériau).

Parallèlement au réemploi en tant que composant identique (poutrelle IP ou HE, cornière...), les éléments de construction en acier peuvent être assemblés en sous-systèmes tels les poutres-treillis ou les profils issus de deux profils assemblés-soudés, etc. L'ingénierie associée au calcul parfaitement maîtrisé permet de concevoir en toute sécurité de nouvelles structures réalisées tout ou partie avec des aciers de réemploi.

La filière de réemploi se met en place, imposée aussi par les obligations progressives de la démarche de Responsabilité Élargie du Producteur, mise en place pour les bâtiments dans le cadre de la loi anti-gaspillage pour une économie circulaire. A ce jour, des projets sont en cours pour réemployer en partie des éléments d'ouvrages d'art. Mais l'exemple majeur d'utilisation de ponts réemployés concerne des ponts de secours ou d'intervention militaire qui sont des ponts modulaires déplaçables en containers, mais de tels usages ont existé déjà au courant du XXe siècle.

## REFERENCES

- Solutions bas carbone, mode d'emploi ; Revue Matières n°17, ConstruirAcier

# Stratégies « bas carbone » pour la construction d'un IGH

Katia PALHAIS<sup>1</sup>, Rafael DIAS SIMOES<sup>2</sup>, Ingrid BERTIN<sup>3</sup>

<sup>1</sup>architecte-ingénieure, setec tpi

<sup>2</sup>architecte spécialiste environnemental, setec tpi

<sup>3</sup>docteure en sciences ingénierie environnement, architecte HMONP, setec tpi

**RESUME** Le béton, matériau de construction le plus utilisé dans le monde, est responsable de 6 à 8% de l'empreinte carbone mondiale. Le clinker, principal constituant du ciment, représente une majeure partie de cet impact. Ainsi sa substitution partielle par d'autres constituants apparaît comme un moyen efficace pour réduire les émissions de GES du béton. Néanmoins, les bétons à faible taux de clinker, dits « bas carbone », ne sont pas toujours la meilleure solution pour répondre aux contraintes structurales, en particulier pour les fortes sollicitations. Cet article propose une analyse de variantes pour dimensionner la structure d'un immeuble de grande hauteur, au-delà de l'alternative des matériaux « bas carbone ». Selon l'élément constructif considéré, choisir un béton à haute performance, dont l'impact carbone est plus élevé qu'un béton courant, permet parfois d'avoir un impact global plus faible grâce à l'économie de matière réalisée. En tant qu'ingénieurs, nos leviers d'action sont donc multiples pour réduire les impacts de nos projets : prescription de matériaux moins émissifs, optimisation des sections, choix de conception au service de la préservation des ressources, réflexions sur de nouveaux procédés constructifs, etc... Il ne s'agit pas seulement de réduire les émissions de GES à l'échelle du béton, mais de trouver des solutions constructives « bas carbone ».

**Mots-clés** Béton, Ciment, Bas carbone, Economie circulaire

## I. INTRODUCTION

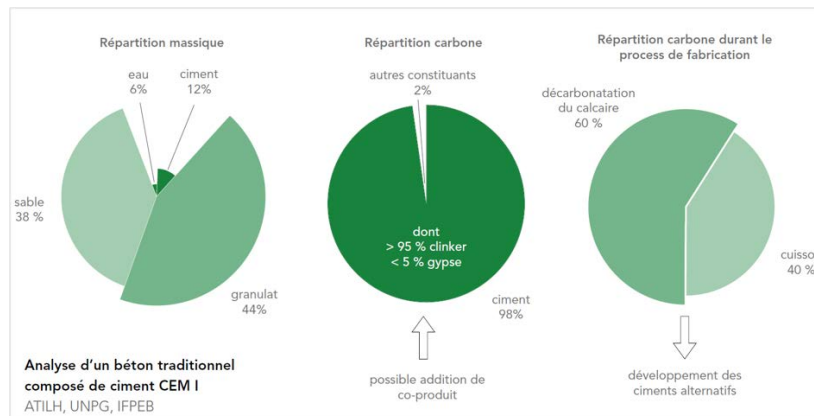
En France, le secteur du bâtiment (construction et exploitation) étant responsable d'environ un tiers des émissions de Gaz à Effet de Serre (GES) comptabilisés en kgCO<sub>2</sub>eq (Citepa, 2022), la réduction de ses impacts est un enjeu majeur pour répondre aux objectifs de la neutralité carbone en 2050.

Pour les Immeubles de Grande Hauteur (IGH) français, la structure étant généralement réalisée en béton armé, choisir un béton moins émissif apparaît comme une solution pertinente pour réduire l'empreinte carbone globale du bâtiment. Toutefois, ces bétons dits « bas carbone » n'ont pas les mêmes caractéristiques techniques que les bétons conventionnels, ce qui ne permet pas toujours d'atteindre les classes de résistance élevée couramment utilisées dans les IGH.

Cet article a pour objectif de mettre en exergue des stratégies « bas carbone » selon l'élément constructif considéré, en prenant en compte les dispositifs de conception et de mise en œuvre adaptés au matériau choisi. La première partie reviendra sur les enjeux environnementaux du béton ainsi que sur les leviers d'action pour réduire l'impact carbone dans les constructions. La seconde partie sera consacrée à l'analyse de variantes « bas carbone » pour un projet d'IGH.

## II. ENJEUX ENVIRONNEMENTAUX DU BETON DANS LA CONSTRUCTION

Alors que le ciment de Portland (CEM I) ne représente que 12% de la masse d'un béton traditionnel, il est pourtant responsable de 98% de ses émissions de GES (FIGURE 1). La réduction de l'impact carbone du béton doit se faire à travers le choix d'un liant moins émissif que le ciment traditionnel.



**FIGURE 1.** Comparaison des répartitions massique et carbone des constituants d'un béton traditionnel à base de CEM I © setec tpi

### A. Les bétons « bas carbone » dans le contexte normatif

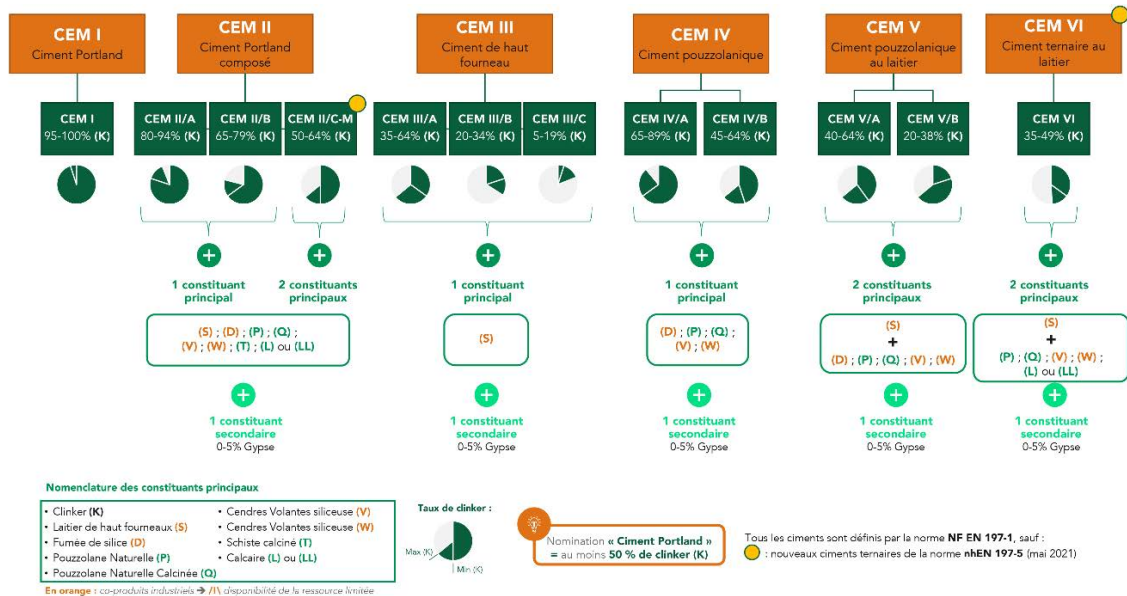
Actuellement, il n'existe pas de définition officielle ou normative pour définir un béton « bas carbone ». Néanmoins, il est d'usage de qualifier un béton de « bas carbone » lorsqu'il génère moins d'émissions de GES qu'un béton de référence, dont les propriétés physiques, les performances mécaniques et les qualités d'usage et de durabilité sont équivalentes. Concrètement, la comparaison de deux bétons doit se faire au moins sur la base des mêmes classes de résistance et d'exposition, et au mieux, en tenant compte des conditions d'usage et de mise en œuvre, lorsque celles-ci deviennent un critère majeur de la prescription du matériau. En effet, pour un béton formulé à partir d'un même liant, plus la classe de résistance est élevée, plus il y a de ciment, et par conséquent plus l'impact carbone du béton est élevé. Ainsi, un béton à base de CEM I classé C80/95 a un impact carbone, pour la même quantité de matière, plus important qu'un béton C50/60 CEM I. En revanche, comparer un béton C25/30 CEM I XC1 et un béton C25/30 CEM III/A XC1, permet d'affirmer que le second est un béton « bas carbone » vis-à-vis du premier.

Derrière le terme « béton bas carbone », est généralement sous-entendu un béton à base de laitier de haut-fourneau (HF). L'exemple des laitiers – qui n'est pas le seul co-produit industriel utilisé comme constituant dans la formulation des bétons – montre que le qualificatif « bas carbone » est un terme sensible aux frontières du système et à la méthodologie d'ACV<sup>1</sup> qu'on détermine. De plus, le qualificatif « bas carbone » étiqueté à certains bétons ou ciments interroge sa relation avec la notion d'innovation. Par exemple, certaines formulations qualifiées de « bas carbone » sont mises en œuvre depuis longtemps, et sont pourtant vendues comme une « innovation écologique ».

Dans le cadre réglementaire actuel, on pourrait classer les bétons dits « bas carbone » suivant trois catégories :

<sup>1</sup> Analyse du Cycle de Vie

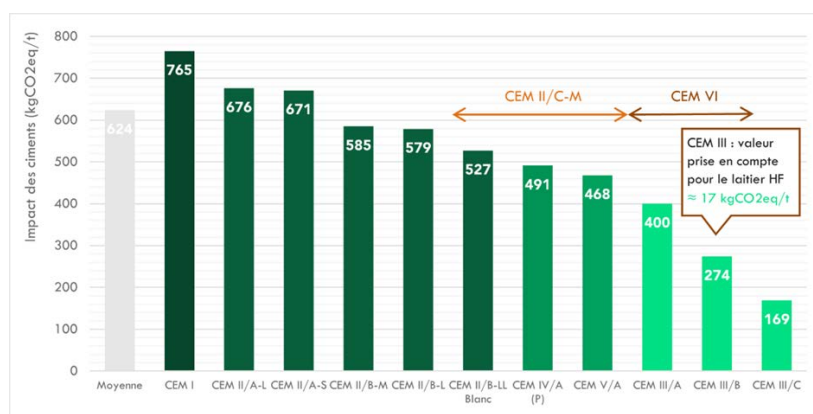
1. **Les bétons normalisés (FIGURE 2), respectant la norme béton NF EN 206/CN+A1 (déc. 2014)<sup>2</sup> et les normes ciments NF EN 197-1 (avril 2012) et nhEN 197-5 (mai 2021) :** les bétons formulés à partir de la notion de « liant équivalent » (remplacement d’une partie du ciment par des additions à impact carbone réduit) ; les nouveaux ciments ternaires (CEM II/C-M et CEM VI) de la norme nhEN 197-5, qui ont un impact carbone plus faible par rapport aux ciments classiques ; les bétons d’ingénierie, dont les modalités viennent d’évoluer dans la révision de la norme NF EN 206/CN+A2 (nov. 2022). Les impacts sur le changement climatique de certains ciments de la norme NF EN 197-1 et les estimations de ceux de la nhEN 197-5 sont présentés à la FIGURE 3.
2. **Les bétons justifiés par une approche performantielle.** L’objectif étant de démontrer la performance d’une formulation pour un usage et un environnement donné grâce à des essais en laboratoire, cette démarche permet d’avoir une connaissance précise des caractéristiques physiques et mécaniques du béton qui sera mis en œuvre : ceci rend possible une optimisation plus fine du dimensionnement afin de réduire la quantité de matière, et par conséquent l’impact carbone de la structure, ou bien d’utiliser des matériaux recyclés (comme les GBR – Granulats de Béton Recyclé).
3. **Les bétons à base de liants « alternatifs »** regroupent tous les autres bétons dont les liants (à base de clinker ou non) n’appartiennent pas aux deux catégories précédentes. Qu’ils soient régis par une autre norme ou encore au stade d’expérimentation, l’utilisation de ces liants pour formuler un béton « bas carbone » nécessite souvent une série d’essais pour être mis en œuvre. Toutefois, certains de ces liants, en particulier les LC3<sup>3</sup>, présentent un fort potentiel de réduction carbone, tout en proposant des performances mécaniques et/ou de durabilité proches de celles du ciment de Portland.



**FIGURE 2. Cartographie des ciments classiques de la norme NF EN 197-1 et des nouveaux ciments ternaires de la norme nhEN 197-5**

<sup>2</sup> Version de la norme en vigueur au moment de l’analyse du cas d’étude.

<sup>3</sup> *Limestone Calcined Clay Cement* : ciment ternaire constitué de clinker (K), de calcaire (L ou LL) et d’argile calcinée (Q).



**FIGURE 3. Comparaison de l'impact sur le changement climatique de différents ciments** (Source : SCFIC)

La valeur « Moyenne » correspond à la moyenne des produits classifiés actuellement sur le marché. // Depuis juin 2022, la valeur de 83 kgCO<sub>2</sub>eq/t a été actée pour l'allocation économique à attribuer au laitier de haut-fourneau, en plus des 17 kgCO<sub>2</sub>eq/t liés au broyage et au transport de ce matériau.

### B. La disponibilité des ressources

L'incitation à l'utilisation de co-produits industriels dans la formulation des bétons, pour diminuer l'impact carbone de ce matériau, pose également une problématique de ressources. Les tendances annoncées pour 2030 par la Société de l'Industrie Minérale (SIM, 2021) prévoit une diminution de la quantité disponible de ces co-produits industriels (laitiers HF, cendres volantes, fumée de silice). Ainsi, il n'est pas envisageable de remplacer tous les bétons conventionnels par ces bétons « bas carbone » à base de co-produits industriels, sachant que, par exemple, « la quantité [actuelle de laitiers] disponible à l'échelle française et européenne est de l'ordre de 20% de la production totale de ciment » (SIM, 2021). En revanche, les formulations à partir de calcaire, d'argile ou de roche pouzzolanique semblent être des solutions « bas carbone » viables à long terme, puisque la disponibilité des ressources est évaluée à la hausse pour 2030 par cette même étude, et qu'elles ne sont pas liées à une autre filière industrielle.

### C. Les conditions d'usage

Au-delà de la réduction des impacts de la structure, la substitution d'un matériau par un autre peut entraîner des conséquences sur les conditions d'usage. Le TABLEAU 1 propose une simplification de l'analyse – réalisée par la SIM (SIM, 2021) – des conditions d'usage de différents ciments :

- Les ciments de type CEM I ont de bonnes conditions d'usage pour la majorité des critères, notamment les conditions de mise en œuvre du béton frais et de la résistance mécanique au jeune âge (< 24h), sauf pour deux indicateurs de durabilité (sensibilité aux chlorures et réaction sulfatique interne) qui méritent des précautions spécifiques.
- Les ciments de type CEM II ont également des impacts favorables sur la plupart des conditions d'usage, exception faite de la sensibilité aux températures basses, le temps de maintien de la cure, ou encore la résistance au jeune âge.
- Les ciments de type CEM III nécessitent des mesures spécifiques de mise en œuvre pour répondre à l'impact négatif de certains critères : le report du coulage du béton pour la sensibilité aux températures basses et au gel/dégel ; un temps de décoffrage allongé dû à la résistance au jeune âge réduite et au prolongement du temps de cure.



**TABLEAU 1. Indications qualitatives sur les inconvénients de mise en œuvre selon le type de ciment**

		(CEM I)	(CEM II)	(CEM III)
✓ Impact favorable à très favorable ● Impact moyen ou nécessitant une vigilance ✗ Impact négatif, nécessite des précautions spécifiques		En BPE, classe de résistance max : C80	En BPE, classe de résistance max : C60	En BPE, classe de résistance max : C45
<b>BÉTON FRAIS</b>	Consistance Maintien de consistance	✓	✓	✓
	Sensibilité aux basses températures	✓	●	✗ → Impact planning
	Sensibilité aux températures élevées	✓	✓	✓
	Temps de maintien de la cure	✓	●	✗
<b>RÉSISTANCES MÉCANIQUES</b>	Jeune âge (<24h) Temps de décoffrage	✓	●	✗ → Impact planning
	Résistances à 28 jours	✓	✓	✓
<b>INDICATEURS DE DURABILITÉ</b>	Sensibilité aux chlorures	✗	●	✓
	Sensibilité à la carbonatation	✓	●	✗
	Sensibilité au gel/dégel et aux sels de déverglaçage	✓	✓	✗
	Réaction sulfatique interne	✗	✓	✓

A ce jour, le retour d’expériences sur les bétons proposés communément sur le marché du BPE<sup>4</sup> montre que les classes de résistance vont rarement au-delà du C80/95 pour les bétons à base de CEM I, du C60/75 pour ceux à base de CEM II, et du C45/55 pour ceux à base de CEM III. Pour des classes de résistance supérieure, il peut être nécessaire de justifier la formulation à une échéance plus longue (90 jours), et donc s’appuyer sur une approche performantielle (fascicule FD P18-480 – Oct. 2022), plus complexe à mettre en place qu’une simple prescription de bétons normalisés.

Par conséquent, la transcription de ces contraintes à notre cas d’étude fait déjà apparaître certaines problématiques : l’utilisation de bétons moins émissifs, comme le CEM III, implique un dimensionnement des éléments constructifs avec une classe de résistance réduite, une prise de résistance au jeune âge plus lente et donc un allongement du planning chantier.

*D. Les leviers d’action selon les acteurs et les phases de la construction*

Bien que la phase de fabrication du matériau représente environ 90% de son impact carbone sur le changement climatique de tout son cycle de vie (AQC, 2021), la réduction de l’impact d’une structure en béton doit mobiliser tous les acteurs de la chaîne. D’après l’étude publiée par l’équipe de G. Habert, il serait possible de réduire de l’ordre de 50% les émissions de GES, sans investissement lourd, si tous les maillons de la chaîne s’appliquaient à faire des efforts (Habert et al., 2020). Chacun des acteurs a un rôle à jouer pour réduire l’impact environnemental des projets sur l’ensemble du cycle de vie du béton (FIGURE 4) : réemploi, cure du béton avec du CO<sub>2</sub>, combustibles alternatifs, etc... Maîtres d’œuvre, les ingénieurs sont partie prenante de ce changement de paradigme à travers la conception des structures et la prescription des matériaux.

<sup>4</sup> Béton Prêt à l’Emploi

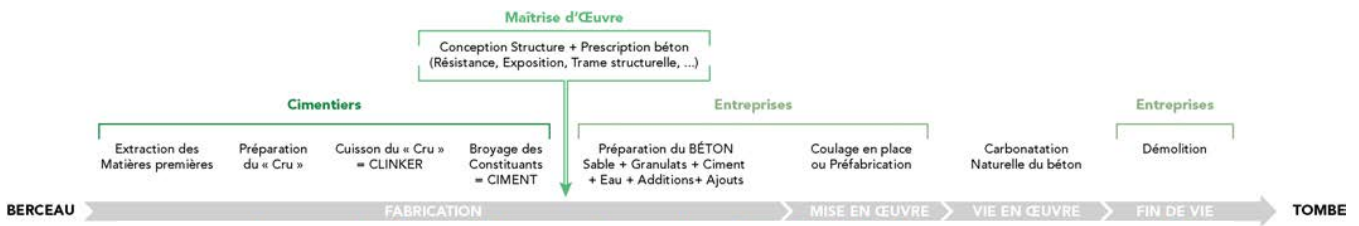


FIGURE 4. Frise des étapes du cycle de vie du béton et de la chaîne d'acteurs

### III. ETUDE DE VARIANTES "BAS CARBONE" D'UNE TOUR

Dans un projet d'IGH, les problématiques de conception et de construction se situent à la charnière entre ceux des bâtiments classiques et ceux des ouvrages de Génie Civil. Les quantités de matière mises en œuvre représentent un volume important et donc un impact carbone élevé. La FIGURE 5 présente la répartition par élément structural de l'impact carbone de la solution de référence, nommée « Base », pour la tour de notre cas d'étude. Le diagramme montre que les éléments de type « plaque » (dalles et voiles) représentent à eux seuls 62% de l'impact total de la structure, à cause des volumes de béton mis en œuvre. Réduire l'impact de ces éléments est donc un levier d'action majeur, tout en gardant à l'esprit que le système de diaphragme et le poids de la matière qui en découle contribuent au contreventement et à la raideur structurelle globale de la tour.

Cette étude propose une analyse de variantes (matériau et/ou dimensionnement) pour trois types d'éléments structurels : les poteaux, les voiles (du noyau de contreventement) et les planchers (dalles + poutres). Ces variantes sont comparées sous l'angle de de trois scénarios :

- **Scénario 1** - Béton conventionnel normalisé : CEM I + armatures HA à 69% d'acier recyclé
- **Scénario 2** - Béton « bas carbone » normalisé : CEM III et/ou CEM I + HA à 98% recyclé
- **Scénario 3** - Béton « innovant » non normalisé : liants alternatifs + HA à 98% recyclé

L'objectif est de dessiner les axes stratégiques de réduction d'impact carbone, par typologie d'élément, en prenant en compte les contraintes de conception et de mise en œuvre associées au matériau et au dimensionnement de la variante. Les impacts environnementaux ont été calculés avec l'outil CALIME (développé par setec tpi et setec als), auquel des FDES extraites du configurateur BETie ont été ajoutées pour les bétons étudiés.

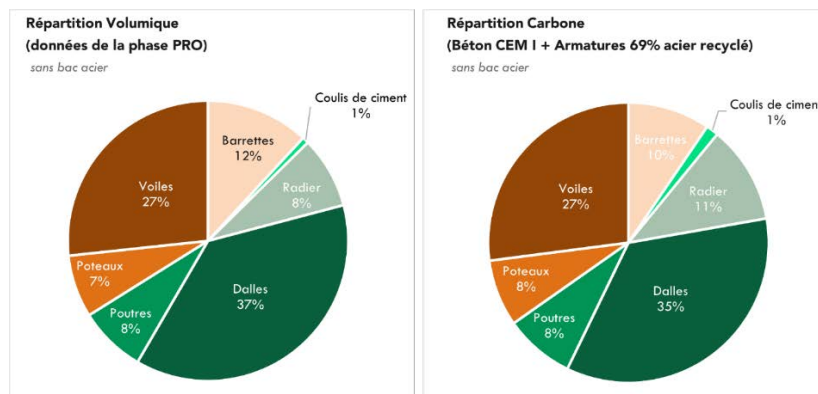


FIGURE 5. Comparaison des répartitions volumique et carbone des éléments structuraux de la tour

A. Les poteaux

Pour les poteaux, 10 variantes environnementales (nommées Var.x) ont été étudiées, à partir de 5 versions de prédimensionnements (nommées « Dim\_x »), liées à la classe de résistance choisie et à la vérification des contraintes de compression pour le cas de charge ELU le plus défavorable. Un ratio d'acier de 1,9% est pris en compte dans le calcul environnemental mais pas pour le dimensionnement (hypothèse conservatrice). Les résultats (FIGURE 6) sont présentés pour la même unité fonctionnelle : 1 m linéaire de poteau qui reprend le chargement en pied de batterie<sup>5</sup>. La comparaison des variantes permet de dégager les stratégies suivantes de réduction de l'impact carbone des poteaux :

- Augmenter la part d'acier recyclé pour les armatures HA (-18% d'impact).
- Privilégier une classe de résistance élevée avec une section réduite : prescrire un béton C80/95 CEM I plutôt qu'un béton C45/55 CEM III (« bas carbone ») réduirait l'impact carbone de 10 à 20%, mais le poinçonnement du radier avec l'utilisation du C80/95 en batterie infra peut entraîner une surconsommation d'acier de ferrailage.

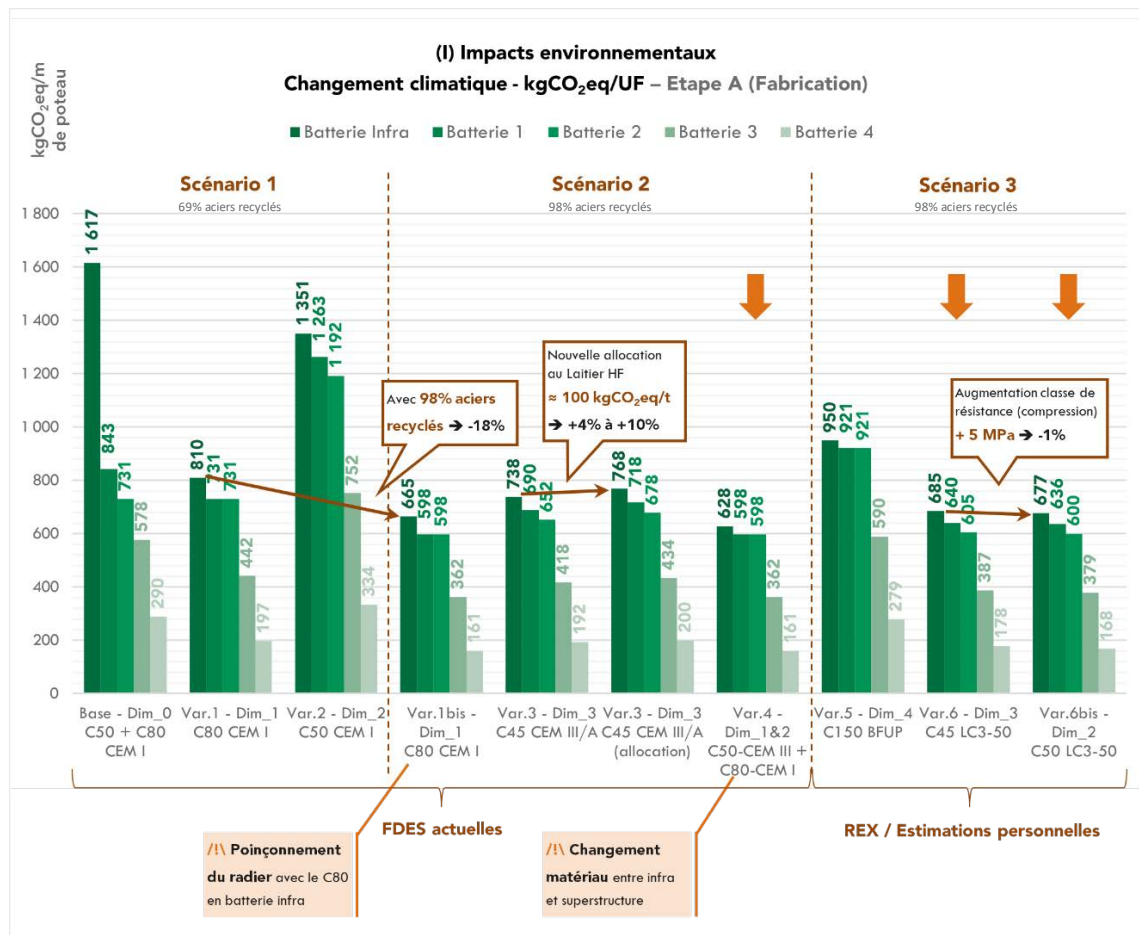


FIGURE 6. Histogramme de comparaison des variantes pour les poteaux

<sup>5</sup> À l'origine, le terme « batterie » est lié aux batteries d'ascenseurs nécessaires dans un IGH suivant sa hauteur. Par abus de langage, on parle de « batterie » pour regrouper un ensemble d'étages aux caractéristiques dimensionnelles similaires.

- Trouver une **solution hybride** comme la Var.4 (C50/60 CEM III en infra + C80/95 CEM I en superstructure) qui admet une **meilleure répartition des contraintes** à l'interface poteau-radier et présente l'impact carbone le plus faible parmi les solutions étudiées.
- **Suivre le développement des liants alternatifs** (en particulier les LC3) qui pourront être à l'avenir une solution performante mécaniquement et environnementalement.

B. Les voiles

L'étude des voiles suit la même logique que celle des poteaux, avec 11 variantes environnementales à partir de 5 versions dimensionnelles, calculées à l'étage inférieur de chaque batterie. Pour simplifier la mise en œuvre, on fait l'hypothèse que les voiles transversaux (et respectivement longitudinaux) d'une même batterie ont la même épaisseur. Le ratio d'acier est de 1,5%. En plus de la contrainte de compression, le cisaillement induit par les efforts de vent est vérifié pour chaque voile. La validation des critères de déplacement et d'accélération en tête de tour justifie l'inertie

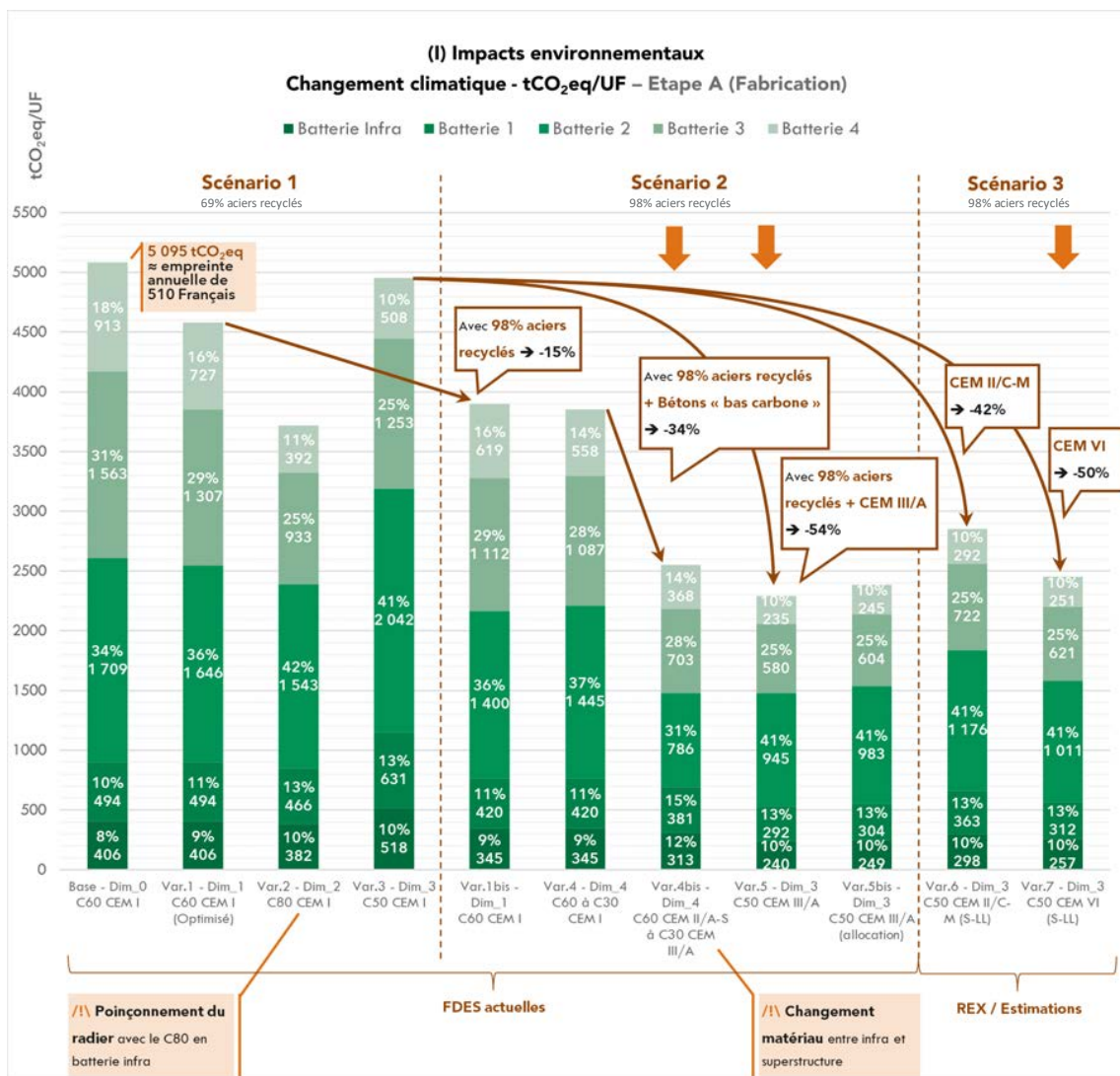


FIGURE 7. Histogramme de comparaison des variantes pour les voiles

globale du noyau. L'unité fonctionnelle qui permet de comparer les variantes est donc : un noyau de contreventement qui reprend les charges verticales et horizontales et qui respecte les critères normatifs de déplacements et d'accélération en tête de tour. Les résultats de la FIGURE 7 mettent en lumière les pistes de réduction carbone suivantes :

- **Augmenter la part d'acier recyclé** pour les armatures HA.
- **Augmenter le taux de travail des sections des voiles tout en conservant la raideur globale du noyau** : pour cela, il faut diminuer la classe de résistance pour les batteries supérieures tout en conservant les épaisseurs de murs prescrites usuellement. **En diminuant la classe de résistance**, on diminue l'impact carbone du béton (lié à un taux de ciment réduit), et on rend possible le **choix d'autres liants moins émissifs**, disponibles en BPE pour des classes de résistance plus faibles.
- **S'intéresser à des liants émergents** (notamment les ciments ternaires de la nouvelle norme nhEN 197-5 : **CEM II/C-M et CEM VI**) à base de constituants qui ne sont pas des co-produits industriels (dans une vision long terme).

### C. Les planchers

Pour les planchers (dalles + poutres), l'étude s'est restreinte à la comparaison de variantes environnementales, sans optimisation dimensionnelle. En effet, les planchers ayant été dimensionnés, dans le projet de référence en béton, avec une classe de résistance C45/55, une large gamme de liants alternatifs au CEM I est disponible en BPE. En changeant uniquement le matériau, les résultats de la FIGURE 8 montrent que :

- **Utiliser des ciments moins émissifs (en particulier les CEM III) réduit l'impact carbone des planchers de l'ordre de 50%** (par rapport à un CEM I), sans optimisation dimensionnelle. Pour cette solution, des précautions spécifiques devront être prises pour la mise en œuvre en cas de températures basses mais aussi pour le temps de cure. Contrairement aux éléments verticaux, le temps de prise rallongé (dû à la faible résistance des CEM III au jeune âge) serait moins contraignant pour les horizontaux, ce qui peut favoriser la prescription de béton à base de laitier de haut-fourneau.
- Les estimations pour les **variantes à base d'argiles ou de roches pouzzolaniques** présentent des résultats **concurrentiels aux CEM III en termes de performances mécaniques et environnementales** (à confirmer avec les futures FDES), avec *a priori* moins de contraintes de mise en œuvre et de disponibilité de la ressource.

## IV. CONCLUSION

Pour concevoir un IGH « bas carbone », il ne suffit pas de prescrire un béton "bas carbone". Trouver la solution la moins émissive s'étend au-delà de l'échelle du matériau. Les stratégies sont multiples et diffèrent selon l'élément structurel considéré : réduction de la trame des poteaux ; augmentation du nombre de batteries pour optimiser le dimensionnement ; améliorer la conception géométrique des planchers pour diminuer la quantité de matière (précontrainte, nervures, etc...). L'étude analytique de variantes environnementales doit être réalisée d'abord par type d'élément structurel, puis en prenant en compte la compatibilité des choix techniques au niveau des interfaces entre les

éléments. Ainsi, la réduction de l'impact carbone de nos constructions nécessite un dialogue entre tous les acteurs de la chaîne puisqu'elle questionne à la fois la conception, le dimensionnement, la mise en œuvre, et les comportements de prise de résistance qui varient par rapport à un béton conventionnel.

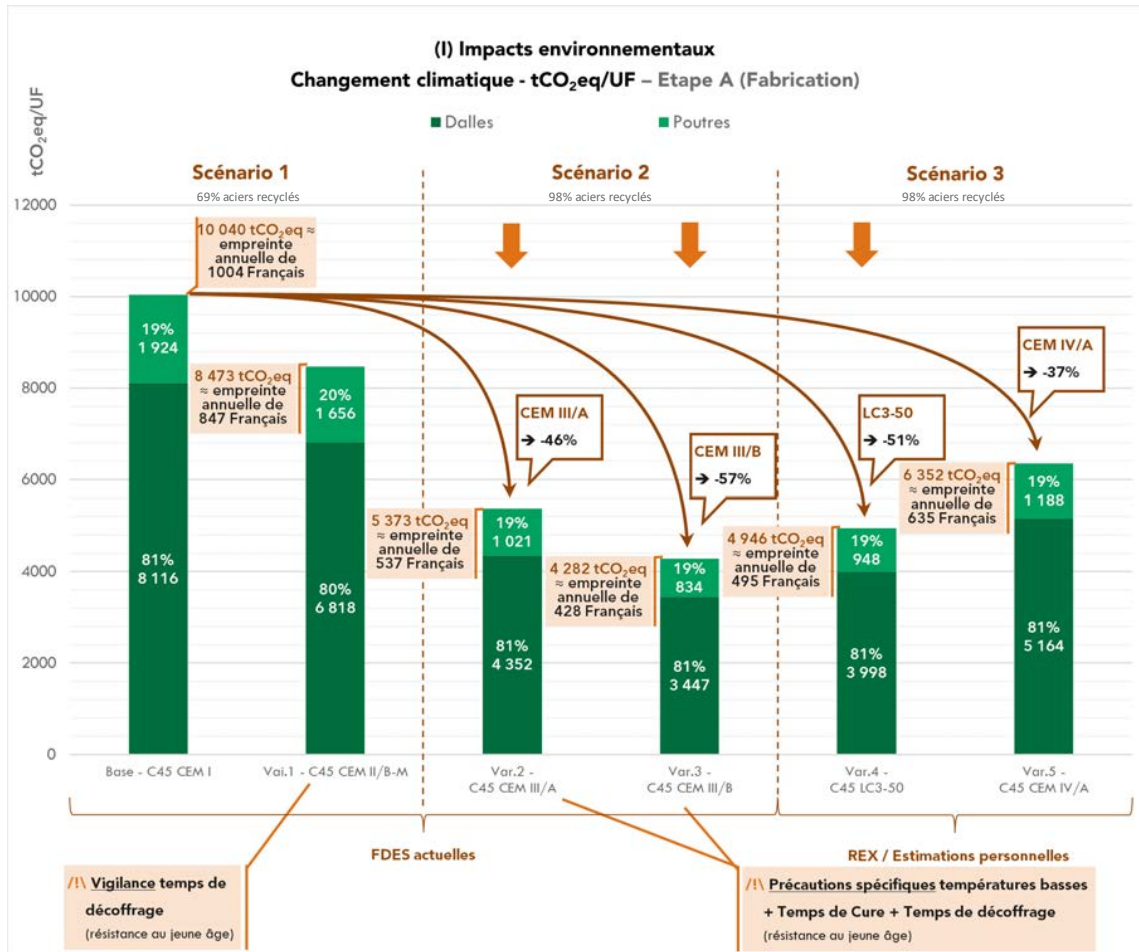


FIGURE 8. Histogramme de comparaison des variantes pour les planchers

REFERENCES

AQC, 2021. Béton bas carbone - Perspectives et recommandations.

Citepa, 2022. Inventaire des émissions de polluants atmosphériques et de gaz à effet de serre en France (Format Secten, No. n°2071sec).

Habert, G., Miller, S.A., John, V.M., Provis, J.L., Favier, A., Horvath, A., Scrivener, K.L., 2020. Environmental impacts and decarbonization strategies in the cement and concrete industries. *Nature Reviews Earth & Environment* 1, 559–573. <https://doi.org/10.1038/s43017-020-0093-3>

SIM, 2021. Empreinte carbone : liants hydrauliques & bétons. *Mines et Carrières : Revue de la société de l'industrie minière*, n°295, 19–48.

# Des réseaux de neurones pour la caractérisation automatique des granulats recyclés

Jérôme Lux<sup>1</sup>, Jean David Lau Hiu Hoong<sup>2</sup>, Pierre-Yves Mahieux<sup>1</sup>, Philippe Turcry<sup>1</sup>

<sup>1</sup> LaSIE Laboratoire des Sciences de l'Ingénieur pour l'Environnement, UMR CNRS 7356. Université de La Rochelle.

<sup>2</sup> AQC Agence Qualité Construction, 11bis Avenue Victor Hugo 75116 Paris

## RESUME

Les granulats recyclés proviennent du concassage de déchets inertes du BTP. Ce sont des matériaux complexes constitués de granulats de différentes natures (béton, pierres naturelles, bitume, briques, etc.). Afin d'accroître l'utilisation de ces matériaux aussi bien dans le secteur des TP que dans la fabrication de béton, il est nécessaire d'être en mesure de garantir la qualité des granulats. Nous proposons ici une nouvelle architecture de réseau de neurones permettant l'automatisation du processus de caractérisation des granulats recyclés. Le prototype développé permet de déterminer la composition massique ainsi que la granulométrie et éventuellement d'autres paramètres morphologiques à partir d'images 2D d'un flux de granulats. Les résultats obtenus montrent que cette approche peut remplacer avantageusement les essais de granulométrie et de tri manuel préconisés par les normes actuelles. Le réseau de neurones permet en effet d'estimer la masse de chaque type de granulats avec une erreur de l'ordre de 2%.

## Mots-clefs

Granulats recyclés, réseaux de neurones, analyse d'image, économie circulaire.

## I. INTRODUCTION

Les granulats recyclés (GR) sont des matériaux produits sur plateformes de recyclage à partir de déchets inertes issus des chantiers de construction et de démolition du BTP. Ces matériaux sont constitués de granulats de différentes natures (béton de démolition, granulats naturels, terre cuite, briques etc.), présents en proportions variables d'une campagne de concassage à l'autre, ce qui induit une certaine variabilité de leurs propriétés physiques, chimiques et mécaniques.

Le recyclage des déchets inertes du BTP est un moyen de diminuer l'extraction de granulats naturels. De plus, les granulats de béton recyclés, qui constituent généralement une phase majoritaire dans les GR, sont également susceptibles de minéraliser du CO<sub>2</sub>. Cette carbonatation a un double avantage ; elle améliore les caractéristiques du béton de GR (Hou, 2021; Zhan et al., 2014; N. Zhang et al., 2020) et permet de réduire le bilan carbone de la production des GR (Hou et al., 2022). La mise en œuvre de prototypes industriels pour accélérer la carbonatation a par ailleurs fait l'objet de travaux dans le cadre du projet national FASTCARB (Torrenti et al., 2022).

Actuellement, les GR sont surtout utilisés par le secteur des travaux routiers comme un matériau alternatif aux graves naturelles (couche de forme, assises de chaussée, remblais). Des résultats obtenus dans le cadre du projet ADEME RECYMENT (Mahieux et al., 2017) ont d'ailleurs montré que les performances mécaniques de graves constituées de GR issus d'une filière classique de recyclage sont au moins équivalentes voire même supérieures à celles de granulats naturels.

Il est également possible d'incorporer des GR dans le béton selon les préconisations de la norme NF EN 206+A2/CN. Les GR doivent dans ce cas répondre à certaines contraintes, notamment en termes de compositions, ce qui peut largement limiter leur taux de substitution. Le remplacement de tout ou partie des granulats naturels par des GR dans le béton s'accompagne généralement d'une diminution des performances mécaniques et des indicateurs de durabilité (Bravo et al., 2018, 2015; Medina et al., 2015; Omary et al., 2018, 2016; Salgues et al., 2016; Schmitt et al., 2016).

Ces études montrent le lien entre la composition des GR et leurs propriétés physico-chimiques. Il est donc important d'être en mesure de caractériser de manière précise et rapide la composition des GR afin de garantir leur qualité. Actuellement, la composition des GR est réalisée par un tri manuel sur un échantillon représentatif selon la norme NF EN-933-11. Cette opération fastidieuse n'est en pratique réalisée que ponctuellement, par exemple après chaque campagne de concassage, et ne permet pas un monitoring continu de la qualité des GR produits, ce qui peut être un frein à leur valorisation dans des produits nécessitant un contrôle rigoureux de leur composition, comme le béton.

Dans des travaux antérieurs (Lau Hiu Hoong et al., 2020), nous avons montré qu'il était possible de déterminer la nature des granulats recyclés à partir de photos en utilisant des réseaux de neurones convolutifs profonds. La méthode proposée permettait d'obtenir un taux moyen de bonnes classifications (justesse) supérieur à 97%, tout en proposant une classification beaucoup plus fine que celle proposée par la norme (16 classes contre 6 dans la NF EN 933-11). La composition massique était déterminée grâce à une approche géométrique basée sur des facteurs de forme supposés constant pour chaque classe.

Nous proposons dans cet article une nouvelle architecture de réseau de neurones permettant de déterminer, outre la classe, la masse et le masque binaire de chaque granulat à partir d'une simple photo 2D. Nous détaillons également les bases de données utilisées qui contiennent plus de 60000 photos de granulats labélisés avec les masses associées. Nous développons enfin un prototype qui démontre que le processus de caractérisation peut être entièrement automatisé dans des conditions industrielles réalistes, à partir d'un flux vidéo de granulats défilant sur un tapis convoyeur.

## II. Matériels et méthodes

### A. Architecture du réseau de neurones

Des travaux récents montrent que les réseaux de neurones peuvent prédire la masse d'objets individuels ou en amas à partir d'images 2D. Une première approche consiste à déterminer un certain nombre de caractéristiques géométriques par analyse d'image et de les utiliser comme données d'entrées de perceptron multi-couches (Abdel-Sattar et al., 2021; L. Zhang et al., 2020). Cette approche est cependant limitée puisqu'elle dépend d'un nombre restreint de caractéristiques



choisies arbitrairement. L'utilisation de réseau de neurones convolutif est une alternative beaucoup plus générale lorsque l'on dispose d'images du matériau à caractériser. Dans (M. Hamdan et al., 2019; Miura et al., 2020), un module de régression est ajouté à la sortie d'un réseau de classification afin de prédire la masse de matières végétales. Dans ces travaux, il n'y a cependant qu'un seul type de matériau et une masse globale par image peut donc être calculée sans segmentation préalable. Une approche plus sophistiquée est mise en œuvre dans (Standley et al., 2017), afin de déterminer la masse d'objets courants provenant de l'API Marketplace Web Service d'Amazon. L'architecture proposée est constituée deux modules connectés qui prédisent la masse volumique et le volume d'un objet respectivement.

La masse volumique apparente d'un objet est fortement corrélée à la nature de l'objet, qui peut être déterminée à partir d'une image par un réseau de neurone convolutif (Lau Hiu Hoong et al., 2020). Cependant, la masse volumique peut malgré tout varier dans une large mesure. On trouve par exemple différents types de granulats naturels dans les granulats de béton recyclés. La porosité de certaines pierres naturelles peut également être très variable (par exemple dans le cas des granulats calcaires). Nous faisons ici l'hypothèse que certaines caractéristiques texturales visibles sur une photo reflètent cette variabilité et qu'un réseau de neurones est donc capable de les apprendre.

Le volume d'un granulat dépend quant à lui de la forme du granulat, qui est fonction de sa nature et du concassage réalisé. Dans ce travail, nous ne disposons que d'une seule caméra et il est donc impossible d'accéder à des paramètres volumétriques. L'objectif est donc d'entraîner un réseau de neurones à estimer des caractéristiques volumétriques à partir d'informations 2D.

Pour développer une architecture adaptée, nous exprimons le volume comme le produit entre l'aire projetée du granulat  $A$  par une épaisseur équivalente  $T$ . La masse s'écrit alors comme suit :

$$m = \rho \times T \times A \quad \text{Eq. 1}$$

L'aire projetée est facilement mesurable puisqu'elle correspond aux pixels d'un granulat (appelé masque binaire). L'épaisseur équivalente ainsi que la masse volumique ne sont par contre pas directement accessibles indépendamment. Connaissant la masse réelle d'un grain et son aire, on ne connaît en effet que le produit  $\rho \times T$ . Cette formulation est cependant intéressante pour définir l'architecture du réseau.

Le réseau proposé appelé RACNET (*Recycled Aggregate Characterization NETWORK*) est construit autour de deux modules attachés à différents niveaux d'un réseau convolutif existant (FIGURE 1) et permet de déterminer la classe d'un granulat ainsi que sa masse. L'architecture est construite de telle manière à ce que la masse soit le produit de trois facteurs : un facteur noté  $\delta$  fortement corrélé à la classe, un facteur  $\tau$  qui est peu corrélé au réseau de classification et  $A^*$  qui est l'aire normalisée du granulat. Le facteur  $\delta$  est prédit par un module attaché directement à la sortie d'un réseau de classification existant. Le module combine les caractéristiques du réseau de classification pré-entraîné au moyen de couches denses afin de déterminer un facteur qui sera donc fortement corrélée à la classe. Un deuxième module (GEOMETRY) est attaché à la sortie du premier bloc du réseau de base. Le module GEOMETRY n'utilise donc que les caractéristiques de bas niveau du réseau de base. Ce module est constitué d'un premier bloc de *d'upsampling* permettant d'avoir une résolution spatiale importante. Un premier sous-module constitué d'une suite de blocs convolutifs connectés à des couches denses permet de prédire le facteur  $\tau$ . Ce facteur sera donc très peu lié au

réseau de classification (et donc à la nature du granulat), mais dépendra d'autres caractéristiques pertinentes calculées sur des images à forte résolution. Le deuxième sous-module permet de segmenter le granulat à l'aide d'un bloc convolutif suivi d'une projection vers une image de profondeur unitaire et une activation de type sigmoïde (les pixels du granulat seront représentés par des valeurs proches de 1 et ceux du fond par des valeurs proches de 0). L'aire normalisée est alors obtenue par moyenne cette image.

Le réseau de base peut être n'importe quel type de réseau de classification, comme par exemple ResNet, ResNeXt, RegNet ou EfficientNet (He et al., 2016; Radosavovic et al., 2020; Tan and Le, 2019; Xie et al., 2017). Dans ce travail, nous avons utilisé un réseau que nous avons développé, basé sur des blocs résiduels (SepResBlock) constitués de couches de convolutions séparables (Lau Hiu Hoong et al., 2020). Ce réseau montre en effet de meilleures performances que des réseaux de tailles similaires comme EfficientNetB3 or RegNetY1.6GF pour la tâche étudiée. L'implémentation proposée possède environ 13,7M de paramètres, ce qui en fait un réseau assez léger.

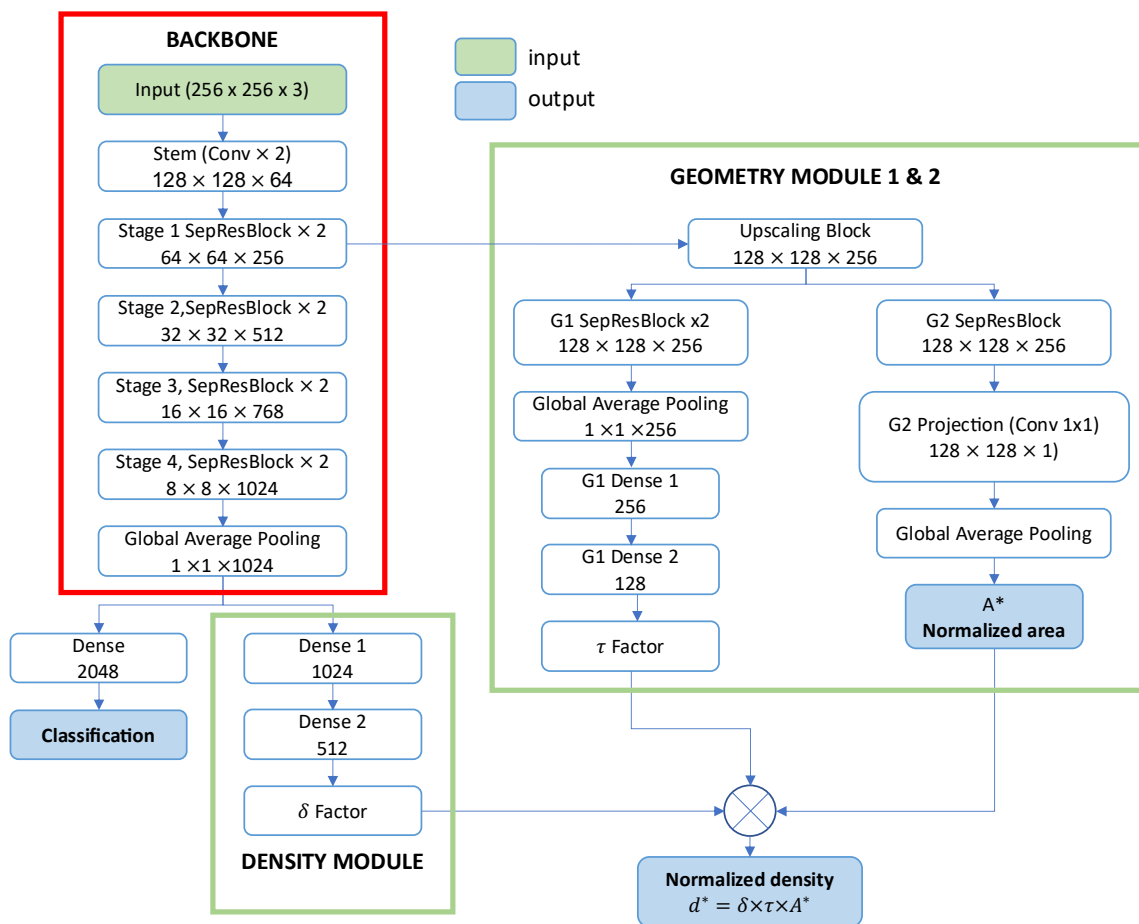


FIGURE 1 : Architecture du RACNET. Les boîtes bleues indiquent les sorties pour lesquelles les fonctions pertes sont calculées.

### B. Normalisation des valeurs cibles

Le réseau de neurones prend en entrée des images de dimension  $L_d \times L_d$  (en pixels). Dans ce travail  $L_d = 256$  pixels, des travaux antérieurs ayant en effet montré qu'une augmentation de la résolution au-delà de cette valeur n'entraînait pas d'amélioration sensible de la performance du réseau de classification (Hoong, 2021). Les prédictions du réseau sont indépendantes de la dimension réelle des images, puisque la résolution n'est pas un paramètre d'entrée. Les valeurs cibles pour l'apprentissage doivent donc ramené en pixels et être normalisée.

La valeur cible du sous-module GEOMETRY 2 sera l'aire en pixels  $A_d = A \times R^3$ , normalisée par la surface de l'image :

$$A^* = \frac{A_d}{L_d^2} \quad \text{Eq. 2}$$

Si on note  $V_d$  le volume discrétisé du granulat en voxels,  $R$  la résolution (pixels/cm) et  $\rho$  la masse volumique (g/cm<sup>3</sup>), alors la masse peut s'écrire :

$$m = \rho \times \frac{V_d}{R^3} \quad \text{Eq. 3}$$

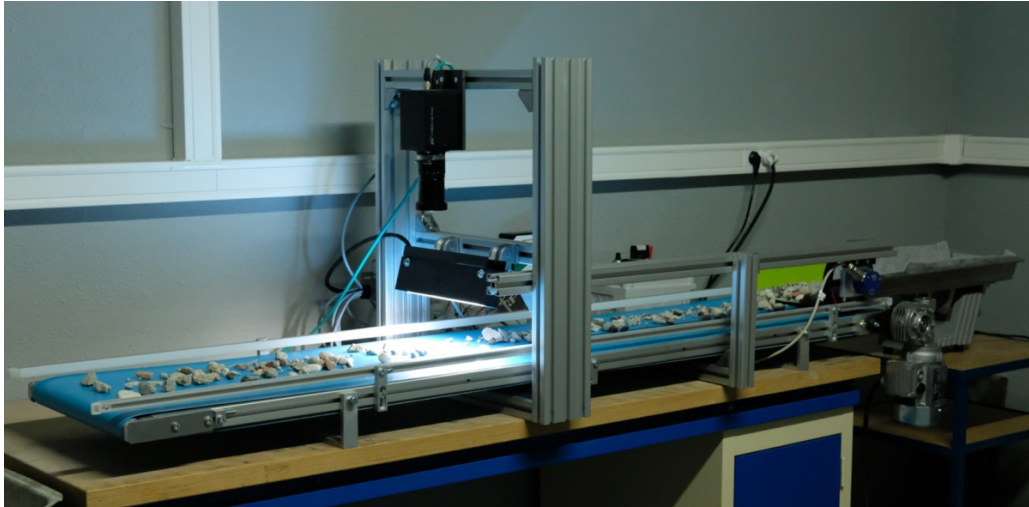
En multipliant la masse par la résolution, on obtient une valeur qui dépend de la taille en pixel et non de la taille réelle du grain. On normalise ensuite par le volume de l'image en voxel et on définit ainsi la valeur cible  $d^*$  :

$$d^* = \frac{m \times R^3}{L_d^3} = \delta \times \tau \times A^* \quad \text{Eq. 4}$$

$d^*$  a la dimension d'une masse volumique et sera donc appelée masse volumique normalisée.

### C. Base de données

Dans ce travail, deux bases de données ont été utilisées. La première base D1 contient environ 38000 images de granulats individuels de fraction 4/31,5, avec des résolutions de 10 ou 23 pixels/mm selon la taille des grains. Les images ont été acquises avec un appareil photo Fuji XT-20 sur un statif avec fond bleu (Lau Hiu Hoong et al., 2020). La seconde base de données D2 est constituée de granulats 4/40 photographiés sur un tapis convoyeur par une caméra linéaire de 8192 pixels (Figure 2). La résolution des images est de 28,7 pixels/mm. La base contient pour l'instant 540 images de dimension 8192×4096 pixels pour un total d'environ 20000 granulats labélisés.



**FIGURE 2** : dispositif d'acquisition des images de granulats recyclés. Un convoyeur vibrant (à droite) fait tomber les granulats sur un tapis convoyeur et les fait passer sous une caméra linéaire.

La norme NF EN 933-11 définit 6 classes de granulats : Ra (granulats bitumineux), Rc (béton), Rb (briques, céramique, carrelage, etc.), Ru (pierres naturelles), Rg (verre) et X (autres). La classification que nous proposons contient quant à elle 15 classes, ce qui permet de distinguer par exemple les différents types de pierres naturelles. Le TABLEAU 1 présente les correspondances entre les deux classifications, ainsi que le nombre de granulats dans chaque classe. Les classes contenant peu d'éléments (lignes grisées) ne seront pas utilisées pour l'apprentissage des réseaux.

**TABLEAU 1.** Nombre d'éléments dans chaque classe et correspondance entre classification de la norme et classification utilisée pour l'apprentissage des réseaux de neurones.

NF EN 933-11	Sous-classes	Description	Nombre d'éléments
Ra	Ra	Granulats bitumineux	5988
Rb	Rb01	Terre cuite	4546
	Rb02	Carreaux de céramique	2550
Rc	Rc	Granulats de béton	16909
Rg	Rg	Verre	53
Ru	Ru01	Pierres claires (e.g. calcaire)	9766
	Ru02	Pierres grises (e.g. basalte et d'autres de couleurs similaires)	6212
	Ru03	Pierres grenues claires (majorité de quartz et de feldspath)	1238
	Ru04	Pierres siliceuses colorées ou sombres et angulaires	3868
	Ru05	Pierres alluvionnaires claires	4422
	Ru06	Ardoise	1104
X	X01	Bois	1019
	X02	Plastique	487
	X03	Acier	306
	X04	Papier et carton	96

<b>TOTAL</b>	<b>58564</b>
--------------	--------------

Outre la classe et le masque de chaque granulat, la base de données contient également des informations sur la masse des granulats. Comme il est impossible de peser chaque granulat indépendamment, nous pesons la masse totale de petits lots de granulats (présents une image ou une série d'images). Ces granulats sont de même classe et proviennent d'un même lot. Il est donc possible de calculer un facteur de forme pour calculer la masse des granulats individuels en connaissant la masse totale de chaque lot (Lau Hiu Hoong et al., 2020). Cette méthode conserve la masse mesurée, en la distribuant à chaque grain selon sa géométrie. Environ 1800 granulats ont toutefois été pesés individuellement afin de valider cette approche. On montre que l'erreur moyenne absolue en pourcentage (ou MAPE, *mean average absolute error*) est inférieure à 25% pour environ 60% des granulats. De manière générale, les erreurs plus élevées ne concernent que les granulats les plus légers. Les masses ainsi estimées permettent de calculer les valeurs cibles  $d^*$  pour l'apprentissage du réseau.

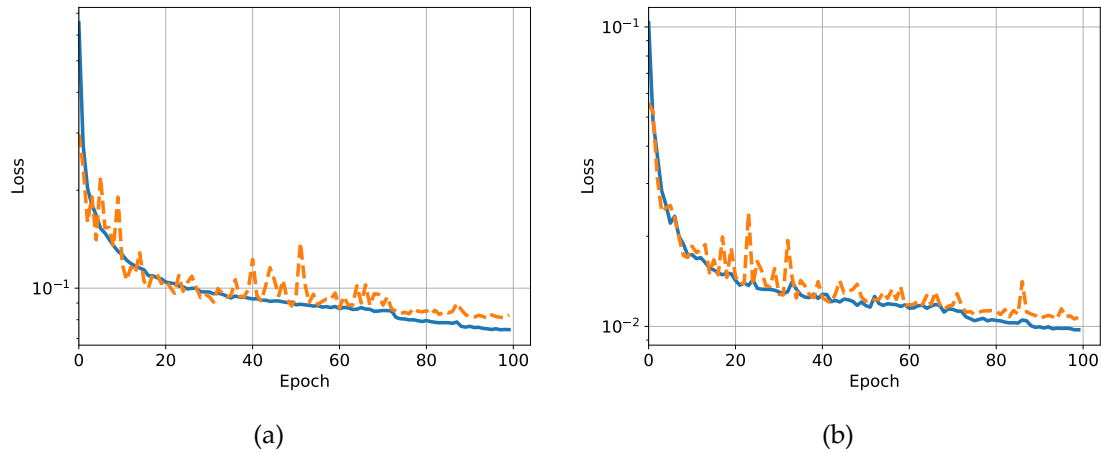
#### *D. Apprentissage*

Même avec des techniques d'augmentation d'images (Lau Hiu Hoong et al., 2020), les classes grisées dans le TABLEAU 1 n'ont pas assez d'éléments pour être utilisées pour l'apprentissage. Nous utilisons donc un ensemble d'entraînement constitué de 55926 granulats répartis de manière la plus homogène possible sur 11 classes. Un ensemble de validation contenant 5592 éléments est également utilisé pour suivre les performances du réseau sur des éléments qui ne sont utilisés pour l'apprentissage, ce qui permet de vérifier un éventuel sur-apprentissage.

Le réseau de classification est pré-entraîné et reste ensuite gelé durant l'entraînement des modules du RACNET. Ce réseau obtient un taux de bonne classification de plus de 95% pour l'ensemble des classes. Nous utilisons un optimiseur Adam avec un taux d'apprentissage initial de  $1.10^{-3}$  et une taille de lot de 32 images. Le taux d'apprentissage est divisé par deux lorsque la fonction perte ne diminue pas pendant 5 époques consécutives. L'apprentissage s'arrête lorsque la fonction perte ne diminue plus pendant 20 époques consécutives.

La fonction perte optimisée lors de l'apprentissage est la somme des erreurs moyenne absolues en pourcentage sur l'aire normalisée  $A^*$  et la masse volumique normalisée  $d^*$ .

Les courbes d'entraînement et de validation sont présentées sur la FIGURE 3. Les MAPE minimales sur l'ensemble de validation sont de l'ordre de 8% pour  $d^*$  et 1% pour  $A^*$ . On ne note pas de sur-apprentissage notable.



**FIGURE 3 :** Courbes présentant l'évolution de la fonction perte pour la cible  $d^*$  (a) et  $A^*$  (b). Les courbes bleues correspondent à l'ensemble d'entraînement, tandis que les résultats sur l'ensemble de validation apparaissent en orange.

## II. Résultats et discussion

### A. Performances sur l'ensemble test

L'ensemble test est constitué de 4970 granulats provenant des bases D1 et D2, mais qui n'ont pas été utilisés pour l'apprentissage du réseau. Ils représentent une masse d'environ 6,14kg. Le réseau de classification présente une justesse de plus de 95% sur l'ensemble des classes testées. Afin d'évaluer les performances de l'estimation de masse du RACNET, nous utilisons la MAPE calculée sur chaque classe, mais également l'erreur absolue en pourcentage calculée sur la masse totale de chaque classe (notée TM\_APE). L'estimation de la masse totale par classe est en effet la mesure prise en compte dans la norme EN 933-11. Le tableau synthétise ces résultats et présente également la masse réelle (GT) et prédite (PRED) de chaque classe.

Classe	$M_{GT}$ (g)	$M_{PRED}$ (g)	MAPE (%)	TM_APE (%)
Ra	383,1	393	5,68	2,56
Rb01	514,1	509	6,93	1,00
Rb02	891	885,7	8,64	0,60
Rc	933,4	901,4	7,87	3,43
Ru01	946,2	939,6	7,24	0,70
Ru02	417,4	412,5	6,30	1,17
Ru03	159,8	155,3	5,93	2,80
Ru04	527,1	533,1	8,50	1,13
Ru05	886	883,5	6,84	0,29
Ru06	56,7	57,5	6,05	1,36
X01	425,7	457,1	23,23	7,37
<b>Moyenne</b>			<b>8,47</b>	<b>2,04</b>

<b>Total</b>	<b>6141</b>	<b>6127</b>	<b>0,21</b>
--------------	-------------	-------------	-------------

Les résultats sont très encourageants et permettent d'envisager une application industrielle. Il est remarquable que l'erreur commise sur la masse totale ne soit que de 0,21%, soit 14g sur plus de 6kg de granulats. L'erreur sur la masse totale de chaque classe est inférieure à la MAPE car il y a un effet de compensation entre les masses sur- et sous- évaluées. Il n'en reste pas moins que l'ensemble des estimations montre une erreur inférieure à 5% sauf pour la classe X01 (bois). Cela est lié au plus faible nombre de granulats dans cette classe, mais aussi à leur plus grande diversité en termes de formes et de tailles.

### *B. Application industrielle*

Le modèle RACNET à l'inconvénient de traiter des images de granulats individuels. Le prototype que nous avons mise en œuvre fait l'acquisition continue d'images de granulats passant sur un tapis convoyeur à l'aide d'une caméra linéaire. Afin de traiter ce flux de données, nous utilisons un réseau léger de segmentation d'objets qui prédit le masque de chaque granulat sur une image de faible résolution. Les granulats sont ensuite extraits sur l'image haute résolution afin d'être finalement fournis au RACNET. Le réseau de segmentation utilisé est basé sur un resnet-a (Diakogiannis et al., 2020). La Figure 4 montre un exemple de granulats identifiés en sortie de réseau. Il est intéressant de souligner que l'image segmentée peut être utilisée afin de réaliser une caractérisation géométrique des granulats, puisque l'on dispose pour chacun de son masque binaire. Une analyse granulométrique peut ainsi être réalisée conjointement à la caractérisation de la nature des granulats. La technologie développée pourrait donc remplacer deux essais réalisés manuellement.



**FIGURE 4** : segmentation d'une image contenant de nombreux granulats. Chaque granulat est coloré pour mieux l'identifier. Les contours sont en noir.

Afin de valider l'approche complète, depuis la détection des granulats jusqu'à la prédiction de masse et de classe, nous utilisons un échantillon de 3kg de GR 0/20 provenant de la plateforme de

recyclage Valosphère à La Rochelle, appartenant à notre partenaire industriel Spie batignolles malet. Les granulats sont photographiés sans tri préalable sur le dispositif d'acquisition, puis ils sont triés manuellement selon la norme NF EN 93-11 et la masse de chaque classe est pesée.

2596 granulats ont été détectés par le réseau de segmentation sur les 77 photos obtenues. Les résultats du tri manuel (notés GT) ainsi que les prédictions du RACNET (notées PRED) sont présentés dans le Tableau 2 en termes de masse et de fraction massique. Les lignes en gras correspondent au classement de la norme.

Si on ne considère que le classement EN 933-11, l'écart entre notre méthode et le tri manuel est au maximum 1,5 point en termes de composition massique et l'erreur sur la masse totale n'est que de 2%. Ces résultats remarquables sont une indication que notre méthode pourrait avantageusement remplacer le tri manuel pour caractériser les GR. Si on analyse le détail des sous-classes, on note des erreurs plus élevées sur certaines classes contenant peu de granulats mal détectés (Ru03 par exemple), mais également des confusions entre le béton (Rc) certaines pierres naturelles comme le calcaire (Ru01). Ces confusions s'expliquent par le fait que les granulats de béton recyclés contiennent eux-mêmes des pierres naturelles avec une proportion parfois faible de mortier. L'augmentation du nombre d'images prises sur tapis pour les classes faiblement représentées pourraient permettre d'améliorer encore les prédictions.

**TABLEAU 2 : résultats d'un tri manuel et de la prédiction du RACNET pour les classes de la norme et les sous-classes définies dans ce travail.**

Classe	Sous-classe	$M_{GT}$ (g)	$M_{PRED}$ (g)	%GT	%PRED
Ra		9,7	6,3	0,3%	0,2%
Rb		357,4	317,5	12,0%	10,4%
	Rb01	299,9	230,5	10,1%	7,6%
	Rb02	57,5	87	1,9%	2,9%
Rc		1880,1	1913,1	63,0%	62,8%
Ru		730,0	792,8	24,5%	26%
	Ru01	601,0	694,2	20,1%	22,8%
	Ru02	60,3	82	2,0%	2,7%
	Ru03	13,8	2,6	0,5%	0,1%
	Ru04	10,2	1	0,3%	0,03%
	Ru05	44,8	13	1,5%	0,4%
X + Rg		6,6	16,6	0,2%	0,5%
TOTAL		2984	3046	100%	100%

## II. Conclusion

Dans cet article, nous avons présenté une nouvelle architecture de réseau de neurones appelée RACNET permettant la détermination de la masse et de la nature des granulats recyclés à partir d'images 2D. Nous avons construit une base de données contenant environ 60000 images de granulats labélisés ainsi que leurs masses. Nous avons montré que le réseau permettait de



déterminer la masse totale de chaque classe de granulat avec une erreur moyenne de 2% sur un ensemble test contenant environ 6kg de granulats.

Une comparaison avec un tri manuel réalisée dans des conditions d'utilisations réalistes a montré un très bon accord entre les deux approches, puisque l'écart maximum entre les fractions massiques des différentes classes de la norme EN 933-11 était de 1,5 point.

Le passage du prototype à un dispositif de laboratoire ou de terrain pourrait permettre un gain de temps substantiel, mais surtout un monitoring continu de la composition, de la granulométrie ainsi que de la qualité des granulats recyclés.

Il serait selon nous intéressant que cette avancée technologique s'accompagne d'une évolution de la norme, qui pourrait s'ouvrir à de nouvelles méthodes de classification voir à une prise en compte plus fine de la nature des granulats. Cela permettrait d'augmenter la part de déchets inertes valorisés sous formes de granulats recyclés tout en favorisant leur utilisation dans des produits à plus haute valeur ajoutée.

## REFERENCES

- Abdel-Sattar, M., Aboukarima, A.M., Alnahdi, B.M., 2021. Application of artificial neural network and support vector regression in predicting mass of ber fruits (*Ziziphus mauritiana* Lamk.) based on fruit axial dimensions. *PLOS ONE* 16, e0245228. <https://doi.org/10.1371/journal.pone.0245228>
- Bravo, M., de Brito, J., Evangelista, L., Pacheco, J., 2018. Durability and shrinkage of concrete with CDW as recycled aggregates: Benefits from superplasticizer's incorporation and influence of CDW composition. *Construction and Building Materials* 168, 818–830. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.02.176>
- Bravo, M., de Brito, J., Pontes, J., Evangelista, L., 2015. Mechanical performance of concrete made with aggregates from construction and demolition waste recycling plants. *Journal of Cleaner Production* 99, 59–74. <https://doi.org/10.1016/J.JCLEPRO.2015.03.012>
- Diakogiannis, F.I., Waldner, F., Caccetta, P., Wu, C., 2020. ResUNet-a: a deep learning framework for semantic segmentation of remotely sensed data. *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing* 162, 94–114. <https://doi.org/10.1016/j.isprsjprs.2020.01.013>
- He, K., Zhang, X., Ren, S., Sun, J., 2016. Identity Mappings in Deep Residual Networks, in: Leibe, B., Matas, J., Sebe, N., Welling, M. (Eds.), *Computer Vision – ECCV 2016*. Springer International Publishing, pp. 630–645.
- Hoong, J.D.L.H., 2021. Contribution à la valorisation de granulats recyclés : développement d'une méthode d'identification et de quantification automatisée basée sur le deep learning et évaluation de leur capacité de stockage de CO2 (phdthesis). Université de La Rochelle.
- Hou, Y., 2021. Contribution au développement de la valorisation des déchets inertes du BTP : Étude de la carbonatation des granulats recyclés compactés (Thèse de doctorat).
- Hou, Y., Mahieux, P.-Y., Turcry, P., Lux, J., Aït-Mokhtar, A., Nicolai, A., 2022. Plateforme de recyclage de déchets inertes du BTP : un puits de carbone « gris » ? *Academic Journal of Civil Engineering* 40, 96–99. <https://doi.org/10.26168/ajce.40.1.24>
- Lau Hiu Hoong, J.D., Lux, J., Mahieux, P.-Y., Turcry, P., Aït-Mokhtar, A., 2020. Determination of the composition of recycled aggregates using a deep learning-based image analysis. *Automation in Construction* 116, 103204. <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2020.103204>

- M. Hamdan, D. Rover, M. Darr, J. Just, 2019. Mass Estimation from Images using Deep Neural Network and Sparse Ground Truth, in: 2019 18th IEEE International Conference On Machine Learning And Applications (ICMLA). Presented at the 2019 18th IEEE International Conference On Machine Learning And Applications (ICMLA), pp. 1987–1992. <https://doi.org/10.1109/ICMLA.2019.00318>
- Mahieux, P.-Y., Turcry, P., Hamdoun, H., Amiri, O., Ferber, V., Chateau, L., 2017. Projet RECYMENT : Réactivité physico-chimique de graves recyclées utilisées en technique routière. *Academic Journal of Civil Engineering* 35, 256–259. <https://doi.org/10.26168/ajce.35.1.62>
- Medina, C., Zhu, W., Howind, T., Frías, M., Sánchez de Rojas, M.I., 2015. Effect of the constituents (asphalt, clay materials, floating particles and fines) of construction and demolition waste on the properties of recycled concretes. *Construction and Building Materials* 79, 22–33. <https://doi.org/10.1016/J.CONBUILDMAT.2014.12.070>
- Miura, Y., Sawamura, Y., Shinomiya, Y., Yoshida, S., 2020. Vegetable Mass Estimation based on Monocular Camera using Convolutional Neural Network, in: 2020 IEEE International Conference on Systems, Man, and Cybernetics (SMC). Presented at the 2020 IEEE International Conference on Systems, Man, and Cybernetics (SMC), IEEE, Toronto, ON, Canada, pp. 2106–2112. <https://doi.org/10.1109/SMC42975.2020.9282930>
- Omary, S., Ghorbel, E., Wardeh, G., 2016. Relationships between recycled concrete aggregates characteristics and recycled aggregates concretes properties. *Construction and Building Materials* 108, 163–174. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.01.042>
- Omary, S., Ghorbel, E., Wardeh, G., Nguyen, M.D., 2018. Mix Design and Recycled Aggregates Effects on the Concrete's Properties. *Int J Civ Eng* 16, 973–992. <https://doi.org/10.1007/s40999-017-0247-y>
- Radosavovic, I., Kosaraju, R.P., Girshick, R., He, K., Dollár, P., 2020. Designing Network Design Spaces. *arXiv:2003.13678 [cs]*.
- Salgues, M., Souche, J.-C., Devillers, P., Garcia-Diaz, E., 2016. Influence of initial saturation degree of recycled aggregates on fresh cement paste characteristics: consequences on recycled concrete properties. *European Journal of Environmental and Civil Engineering* 22, 1146–1160. <https://doi.org/10.1080/19648189.2016.1245630>
- Schmitt, L., Mai-Nhu, J., Djerbi Tegguer, A., Rougeau, P., Saillio, M., 2016. Durability of concrete structures incorporating recycled aggregates, in: *Fib Symposium, Fédération Internationale Du Béton (International Federation for Structural Concrete) 2016, Performance-Based Approaches for Concrete Structures*. Cape Town, South Africa.
- Standley, T., Sener, O., Chen, D., Savarese, S., 2017. image2mass: Estimating the Mass of an Object from Its Image, in: Levine, S., Vanhoucke, V., Goldberg, K. (Eds.), *Proceedings of the 1st Annual Conference on Robot Learning, Proceedings of Machine Learning Research*. PMLR, pp. 324–333.
- Tan, M., Le, Q., 2019. EfficientNet: Rethinking Model Scaling for Convolutional Neural Networks, in: *Proceedings of the 36th International Conference on Machine Learning*. Presented at the International Conference on Machine Learning, PMLR, pp. 6105–6114.
- Torrenti, J.M., Amiri, O., Barnes-Davin, L., Bougrain, F., Braymand, S., Cazacliu, B., Colin, J., Cudeville, A., Dangla, P., Djerbi, A., Doutreleau, M., Feraille, A., Gueguen, M., Guillot, X., Hou, Y., Izoret, L., Jacob, Y.-P., Jeong, J., Hiu Hoong, J.D.L., Mahieux, P.-Y., Mai-Nhu, J., Martinez, H., Meyer, V., Morin, V., Pernin, T., Potier, J.-M., Poulizac, L., Rougeau, P., Saadé, M., Schmitt, L., Sedran, T., Sereng, M., Soive, A., Dos Reys, G.S., Turcry, P., 2022. The FastCarb project: Taking advantage of the accelerated carbonation of recycled

- concrete aggregates. *Case Studies in Construction Materials* 17, e01349.  
<https://doi.org/10.1016/j.cscm.2022.e01349>
- Xie, S., Girshick, R., Dollár, P., Tu, Z., He, K., 2017. Aggregated Residual Transformations for Deep Neural Networks, in: 2017 IEEE Conference on Computer Vision and Pattern Recognition (CVPR). pp. 5987–5995. <https://doi.org/10.1109/cvpr.2017.634>
- Zhan, B., Poon, C.S., Liu, Q., Kou, S., Shi, C., 2014. Experimental study on CO2 curing for enhancement of recycled aggregate properties. *Construction and Building Materials, International Conference on Sustainable Construction Materials & Technologies* 67, 3–7.  
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.09.008>
- Zhang, L., Wang, J., Duan, Q., 2020. Estimation for fish mass using image analysis and neural network. *Computers and Electronics in Agriculture* 173, 105439.  
<https://doi.org/10.1016/j.compag.2020.105439>
- Zhang, N., Duan, H., Miller, T.R., Tam, V.W.Y., Liu, G., Zuo, J., 2020. Mitigation of carbon dioxide by accelerated sequestration in concrete debris. *Renewable and Sustainable Energy Reviews* 117, 109495. <https://doi.org/10.1016/j.rser.2019.109495>

# Etude de faisabilité de production de substitut de terre végétale à partir des terres excavées du Grand Paris Express

BENAISSA Jamila<sup>1</sup>, SADOK Abdelfeteh<sup>2</sup>, GAUDRON Thomas<sup>3</sup>

*Société du Grand Paris, Direction Stratégie, Environnement et Innovation*

## RESUME :

Les chantiers du Grand Paris Express vont générer, d'ici à 2030, 47 millions de tonnes de déblais, dont la Société du Grand Paris (SGP), maître d'ouvrage, a l'ambition de valoriser 70%, en ligne avec les ambitions de la Directive Cadre européenne Déchets de 2008. La SGP a des besoins importants de substrats fertiles, ressources en forte tension, pour ses propres projets d'aménagement paysager. Afin d'économiser les ressources en terres végétales ainsi que pour valoriser ces déblais, les sols construits apparaissent comme une solution prometteuse, qui contribue directement au développement de l'économie circulaire. La SGP mène dans le cadre d'une démarche de recherche et de développement, avec l'assistance du bureau d'étude BURGEAP, une étude de faisabilité pour la valorisation de certaines terres excavées du Grand Paris Express en terres fertiles. L'exploitation des fiches de caractérisation a montré le potentiel de plusieurs lithologies: Calcaire grossier, Calcaire de Saint Ouen et Sables de Beauchamp. L'analyse agronomique de ces matériaux s'est intéressée aux caractéristiques physiques, acido-basiques, matière organique (azote, carbone), bases échangeables et oligo-éléments. Elle a prouvé leur possible valorisation brute par épandage direct ou en mélange, a minima avec un compost pour corriger les taux de carbone et d'azote. D'autres compléments sont possibles selon l'usage sur le site receveur.

**Mots-clés :** terres excavées, terres fertiles, économie circulaire, Grand Paris Express, Société du Grand Paris.

## I. INTRODUCTION

La végétalisation d'espaces en zone urbaine assure une régularisation naturelle de la température et favorise la biodiversité. Cependant, les pratiques actuelles de végétalisation de l'espace urbain ont souvent recours à la terre végétale (volume estimé en 2008 par Planet et Cité à 3 millions de m<sup>3</sup> en France), issue de décapage des terres agricoles, ressources en forte tension. Ces ressources non renouvelables se raréfient et représentent des coûts économiques et environnementaux croissants en raison de l'éloignement des gisements. En parallèle, le secteur du bâtiment et des travaux publics est le plus gros consommateur des ressources et le premier producteur de déchets en France (ADEME). A eux seuls, les chantiers du Grand Paris Express vont générer, d'ici à 2030, 47 millions de tonnes de déblais, dont la SGP, maître d'ouvrage, a l'ambition de valoriser 70%, en ligne avec les ambitions de la Directive Cadre européenne Déchets de 2008. D'autre part, la SGP a des besoins importants de substrats fertiles pour ses propres projets d'aménagement paysager et espaces verts. Pour répondre aux enjeux économiques et environnementaux : la production des

terres fertiles à partir des terres excavées issues de chantiers de GPE apparaît donc comme une solution éco responsable permettant de favoriser au maximum la logique d'économie circulaire. Dans ce dernier cas, une fertilité importante est attendue, afin de garantir des niveaux de productivité acceptables pour permettre une bonne croissance et couverture de la végétation. La SGP a entrepris une caractérisation complète des matériaux, par strate géologique comportant des paramètres physicochimiques homogènes. Il s'agit donc d'analyser les éléments de caractérisation existants au regard du développement des usages de matériaux fertiles (directement ou avec amendement) et d'envisager les additions éventuellement nécessaires. L'objectif de cet article est de présenter cette analyse, évaluer le potentiel de valorisation des terres excavées en terres fertiles en vue du développement de la végétation.

## II. Données générales :

L'objectif de ce chapitre est de définir tous les éléments et termes nécessaires pour comprendre les enjeux de cette l'étude.

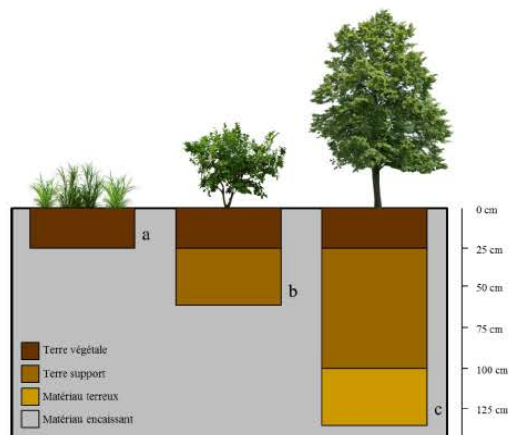
### 2.1 Les terres excavées :

Les terres excavées ou déblais en région île de France représentent 20 millions de tonnes par an (PRPGD IDF, 2019). Ils sont les matériaux issus des travaux nécessaires à la réalisation des ouvrages souterrains. Ils sont composés principalement de cailloux et de sables. Les déblais sont issus de deux types de chantiers. Près de la moitié des quantités produites annuellement proviennent des chantiers de voiries et réseaux divers (VRD) pour lesquels les terrassements sont peu profonds. Les sols rencontrés lors de ces chantiers sont majoritairement des remblais. La seconde moitié du gisement provient des chantiers du génie civil pour lesquels les terrassements atteignent des terrains plus profonds. En île de France, les sols rencontrés dans ces chantiers sont principalement des calcaires, des sables et des marnes. Les matériaux rencontrés lors des travaux de terrassement du GPE sont largement représentatifs de ces lithologies. En effet, plus de 60 % des terres excavées du GPE correspondent aux sables de Beauchamp, marnes et caillasses, calcaire grossier, calcaire de Saint Ouen et remblais. Les déblais peuvent être de consistance différente en fonction de leur mode d'extraction (pelle mécanique, fraise hydraulique, tunnelier) et de la lithologie traversée lors des creusements. Le processus de gestion des déblais est basé sur une caractérisation systématique de ces derniers pour identifier leur classe chimique avant d'être évacués vers les exutoires adaptés. Ces derniers se conforment aux arrêtés préfectoraux qui définissent la nature de leurs activités (aménagement, comblement de carrière, recyclage, stockage définitif), et la qualité des déblais qui peuvent admettre sur leur site (Schéma directeur de gestion et de valorisation des déblais de la SGP).

### 2.2 La terre utilisée en aménagements paysagers

La norme NF U44-551 (AFNOR, 2002) précise les caractéristiques agronomiques ainsi que l'origine du matériau pour définir une terre support et une terre végétale majoritairement utilisés en construction de sol par les professionnels de l'aménagement et de la gestion des espaces verts en France. La terre support est un matériau naturel terreux non amendé, caractérisé par une teneur en matière organique (MO) de 1 à 5 % et une fraction fine ( $\leq 2\text{mm}$ ) supérieure à 50 % en masse. Ce matériau peut provenir des horizons de surface des sols naturels ou agricoles, ayant généralement des propriétés agronomiques favorables au développement des végétaux, ou des horizons sous-jacents moins riches en MO et en éléments nutritifs. La terre végétale est un matériau naturel terreux pouvant être amendé en matière organique exogène caractérisé par une teneur en MO de 3 à 15 % et une fraction fine ( $\leq 2\text{mm}$ ) supérieure à 50% en masse. Il s'agit donc

directement de matériaux d'extraction des horizons de surface des sols naturels ou agricoles ou de terre support amendés ou non en MO (UNEP, 2012).



**Figure 1 : Représentation schématique de la terre végétale et terre support ( UNEP, 2012 )**

### 2.3 La construction des sols à partir des terres excavées :

La construction des sols à partir des terres excavées a été entreprise par le projet SITERRE, financé par l'ADEME (2010-2015), projet qui visait à mettre au point un procédé de construction de sols à partir des matériaux innovants en substitution à la terre végétale. Ce projet a démontré la faisabilité de construire des sols fertiles et durables à partir de certains déchets tels que les terres excavées. D'après la hiérarchisation des mélanges développées dans ce programme, le mélange (terres excavées + compost des déchets verts ) apparaît au premier rang. D'un point de vue réglementaire, il n'existe pas, à ce jour, d'encadrement ou de lecture réglementaire dédié spécifiquement à la construction de sol à partir des terres excavées. Cependant, ces matériaux, figurent déjà dans la liste des matériaux utilisables comme supports de culture de la norme NF U44-551. En effet, les dénominations « terre support » et « terre végétale » de cette norme intègrent les terres « issues d'horizons profonds », donc la terre excavée. Ces matériaux peuvent être utilisés seuls (pour certains) ou mélangés pour former un sol construit ( Damas, 2016).

### 2.4 Les modes de valorisation

Les terres excavées peuvent être valorisées seuls ou mélangés. Les modes de valorisation envisageables reposent sur plusieurs critères :

- Les matériaux éligibles ne doivent pas contenir certains éléments nuisibles à la fertilité qui pourraient altérer le fonctionnement des sols tels que les substances toxiques issues de pollutions naturelles (métaux lourds au-delà de certaines concentrations par exemple)
- Certains strates ou fractions de strates sont directement valorisables alors que d'autres ne le sont pas. Par exemple, **le calcaire** et la craie, sont valorisables directement pour amender les sols. Ils peuvent être utilisés en chaulage pour augmenter le pH . **Les sables**, également servent à alléger les sols argileux ou à en diminuer le pH. Les argiles ont peu d'usage direct. De façon peu fréquente, elles sont utilisées pour diminuer la perméabilité du sol et augmenter la réserve en eau.

- La texture ou équilibre Sable/Argile/Limon.
- L'acidité est très déterminante dans la sélection des espèces végétales pouvant se maintenir dans le sol.
- L'existence de la matière organique est un avantage en termes de fertilité. La matière organique est non seulement un réservoir de nutriments, mais aussi un composant important au niveau structurel, elle joue un rôle de colle des éléments minéraux pour former le complexe argilo humique, base essentielle de la fertilité.

## 2 Matériels et méthodes

Pour définir correctement la valorisation possible d'une terre excavée, il est donc nécessaire d'en connaître les caractéristiques afin d'envisager les additions éventuellement nécessaires. L'objectif de l'étude est de caractériser la fertilité des terres excavées des chantiers du GPE. La SGP conduit déjà une politique de caractérisation systématique de ses terres pour orienter les matériaux extraits adaptés et afin d'assurer une traçabilité actuelle et future des terres excavées. Par ailleurs, dans le cadre d'une politique générale d'amélioration de la valorisation des déblais, en particulier de la diversification des usages, la SGP a entrepris une étude de caractérisation sur certains lithologies (remblais, calcaire de Saint Ouen, calcaire grossier, sables de Beauchamp, marnes et caillasses). Les principaux résultats de caractérisation (physiques, chimiques et agronomiques) des terres excavées sont synthétisés dans les fiches de caractérisation. Il s'agit donc d'analyser les éléments de caractérisation existant par rapport à une volonté de développer les usages de matériaux fertiles (directement ou avec amendement) et d'envisager les éléments complémentaires éventuels. Cette analyse est conduite au regard du déroulement classique d'une analyse de sols à but agronomique.

### 3.1 Le choix des matériaux :

Trois matériaux ont été étudiés : calcaire de Saint Ouen, calcaire grossier et sable de Beauchamp.

- **Calcaire de Saint Ouen** est constitué d'une alternance de bancs calcaires et des marnes à passes argileuses, l'épaisseur moyenne de cette formation est de 10 cm.
- **Calcaire grossier** est constitué des roches calcaires fossilifères typiques de la région parisienne très indurées, utilisées en construction. L'épaisseur de cette formation varie entre 18 à 25 cm.
- **Sable de Beauchamp** est présenté par des sables quartzeux verts foncés, bleus ou gris, assez fins devenant plus argileux à la base. L'épaisseur moyenne de cette formation est de 6 à 7 m.



Figure 2 : Calcaire de Saint Ouen, calcaire grossier, sables de Beauchamp (Source: SGP)

### Les critères retenus pour le choix des matériaux étaient les suivants :

- Le choix des deux calcaires repose sur le fait qu'ils sont des éléments nutritifs qui fournissent aux végétaux le calcium nécessaire à la construction de leurs tissus. Le calcaire est également utilisé en chaulage pour augmenter le pH du sol. Les sables servent également à alléger des sols argileux ou à diminuer le pH ainsi que à augmenter la perméabilité du sol.
- Comme cité dans le premier chapitre, plus de 60 % des terres excavées du GPE sont constitués des sables de Beauchamp, calcaire grossier, calcaire de Saint Ouen.

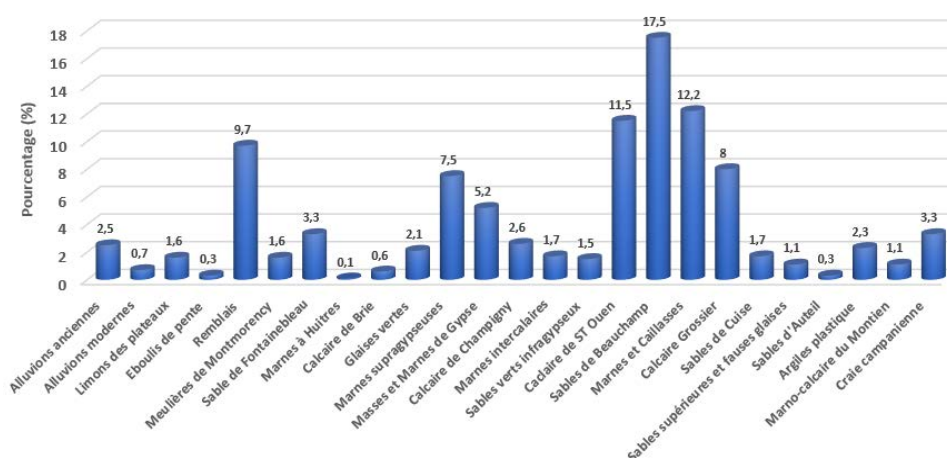


Figure 3 : Identification des formations géologiques du GPE (Source: SGP)

### 3.2 Analyse agronomique

Cette analyse est appliquée sur les trois matériaux retenus : calcaire de Saint-Ouen, calcaire grossier et sables de Beauchamp. Une analyse agronomique est un outil d'évaluation de la fertilité des sols. Elle permet d'évaluer les paramètres chimiques et physiques. Les fiches de caractérisation de la SGP disposent des résultats des caractéristiques nécessaires dans une analyse agronomique :

**Les paramètres chimiques** ont comporté des analyses de matière organique (carbone, azote, rapport C/N), les analyses acidobasiques (pH), les analyses des bases échangeables (CaO, MgO, K<sub>2</sub>O, NaO), phosphore assimilable (P205), analyse des oligo-éléments biodisponibles (Aluminium, Cobalt, Sélénium, Silicium, Titane), la capacité d'échange de cations (CEC), ainsi que les éléments traces métalliques (As, Cd, Cr, Cu, Hg, Ni, Pb, Zn).

- **La matière organique (MO)** est une source importante d'éléments nutritifs pour les plantes et la connaissance de sa teneur totale dans le sol renseigne sur sa potentialité fertilisante. L'absence de la matière organique rend la structure du sol instable (C. Mathieu et F. PIELTAIN, 1998). La MO (%) a été déterminée par une méthode calcination selon la norme XP P94-047.



- **Le carbone organique total** a été déterminée par la méthode de combustion sèche à 1800 °C à l'aide d'un analyseur élémentaire (Thermoquest) selon la norme NF ISO 10694. **L'azote total** (g/kg) a été déterminée par la méthode Kjeldhal.
- **Le pH** a été réalisée en suivant la norme NF ISO 10390.
- **Les bases échangeables (CaO, MgO, K<sub>2</sub>O, NaO)(mg/kg)** sont des paramètres fondamentaux de la fertilité des sols, ils interviennent en tant qu'éléments nutritifs, ils jouent un rôle essentiel également dans la neutralisation de l'acidité, le maintien de l'activité biologique générale, et la structuration du sol ( P. DUCHAUFOR). Ils ont été déterminés par la méthode d'extraction d'acétate d'ammonium en suivant la norme NF X31-108 à l'aide d'un spectromètre d'émission atomique.
- **Le phosphore assimilable (P205) (mg/kg)** a été déterminé selon la méthode Olsen, NF ISO 11263.
- **Les oligo-éléments (Al, Co, Fe, Se, Si, Ti)** sont éléments indispensables à la vie des plantes et des microorganismes du sol.
- **La capacité d'échange de cations (CEC)(méq/100g)** représente la quantité totale de cations (ions +) qu'un sol peut adsorber à des conditions de pH bien définis. Elle a été calculée par la méthode de saturation au NH<sup>+</sup> selon la norme X 31-130. Des CEC faibles inférieur au seuil de 10 mEq/100g, s'expliquent par les faibles teneurs en argiles et en matières organiques qui forment le complexe argilo-humique fixant les bases échangeables (calcium, potassium, magnésium).
- **Les éléments traces métalliques (As, Cd, Cr, Cu, Hg, Ni, Pb, Zn ) (mg/kg)** : les dosages ont été faits suivant la norme NF EN ISO 11885 (AFNOR,2009) après une mise en solution à l'eau régale selon la norme NF EN 13346 (AFNOR, 2000).

### Les paramètres physiques

- ❖ **Granulométrie** qui correspond à la répartition des minéraux par taille. L'ensemble des propriétés physiques et chimiques du sol est en liaison étroite avec la texture et la structure, qui apparaissent comme deux facteurs clés de la fertilité (DUCHAUFOR, 1995). Elle a été déterminée en suivant la norme NF X 31-107. Cette norme permet une détermination de la distribution granulométrique des particules de diamètre inférieur à 2mm. Cette détermination permet de classer les particules en cinq fractions : les argiles (0 à 2 µm), les limons fins (de 2 à 20 µm), les limons grossiers (de 20 à 50 µm), les sables fins (de 50 à 200 µm) et les sables grossiers (de 200 à 2000 µm) (Damas, 2016).
- ❖ **La réserve en eau facilement utilisable (RFU) représente** la quantité d'eau maximale retenue dans le sol qui peut être utilisée par les plantes. La RFU dépend de la profondeur et de la texture du sol (sableux, limoneux, argileux...), ainsi que de l'enracinement de la végétation.

### 3.3 Les propriétés physico-chimiques idéales d'un sol fertile

Les propriétés physico-chimiques idéales d'un sol fertile sont difficiles à établir dans l'absolu. Elles dépendent en premier lieu de l'usage (agricole, ornemental, ...) et du végétal pour lequel la fertilité est considéré (G. FOURVEL, 2019). Le tableau ci-dessous récapitule les valeurs seuils des principales propriétés physico chimiques du sol pour estimer sa fertilité.

**Tableau 1:** Valeurs seuils des principales propriétés physico chimiques du sol pour estimer sa fertilité  
(Source: ADEME SITERRE)

	Paramètres	Unités	Valeurs		Références
			Optimales	Défavorables	
Fertilité chimique	pH		6,5 à 7,5	< 5,5 ou > 8,5	Damas et Coulon (2016)
	Matière organique	g/kg	40 à 100	< 10 et > 100	Damas et Coulon (2016)
	Azote total	g/kg	10 à 20	< 2 et > 20	Damas et Coulon (2016)
	Rapport C/N		8 à 10	< 6 et > 15	Damas et Coulon (2016)
	Phosphore (Polson)	g/kg	>0.12	<0.04	Damas et Coulon (2016)
	Capacité d'échange cationique	Méq.100 /g	>40	<12	Damas et Coulon (2016)
	Concentration en CaCO <sub>3</sub>	g/kg	10 à 50	>500	Damas et Coulon (2016)
Fertilité physique	Masse volumique apparente	g cm <sup>-3</sup>	< 1.2	> 1.7	Damas et Coulon (2016)
	Réserve utile pour les plantes	mm.cm <sup>-1</sup>	>1.5	< 0.5	Damas et Coulon (2016)

## 4 Résultats

L'objectif principal de ce chapitre est de présenter les résultats d'analyse agronomique des trois matériaux, évaluer leurs fertilités chimiques et physiques en se référant aux valeurs seuils des principales propriétés physicochimiques réalisées par le programme SITERRE et la norme NF U44-55 relative au terre support. Cette évaluation s'appuie sur l'analyse et l'interprétation des résultats des principaux paramètres chimiques et physiques figurants dans les fiches de caractérisation de la SGP. Le deuxième objectif de ce chapitre est de présenter et proposer les additions éventuellement nécessaires.

### 4.1 Fertilité chimique

**Les concentrations en éléments traces métalliques (ETM)** sont généralement peu élevés dans les matériaux retenus. Le tableau ci-dessous présentent les résultats des éléments traces métalliques.

**Tableau 2:** Résultats des éléments traces métalliques (ETM) (Source : fiche de caractérisation SGP)

	Unité	Calcaire de Saint Ouen	Calcaire Grossier	Sables de Beauchamp	Référence - Arrêté du 08/01/1998
<b>Arsenic</b>	mg/kg	2,46	7,61	4,64	-
<b>Cadmium</b>	mg/kg	0,4	0,4	0,4	2
<b>Chrome</b>	mg/kg	5	10	7,06	150
<b>Cuivre</b>	mg/kg	5	5,46	5	100
<b>Mercure</b>	mg/kg	0,1	0,1	0,1	1
<b>Nickel</b>	mg/kg	3,83	10,7	4,67	50
<b>Plomb</b>	mg/kg	5	6,01	5	100
<b>Zinc</b>	mg/kg	8,23	15,9	6,62	300

D'après le tableau, les résultats des ETM sont inférieures aux teneurs limites fixées par l'arrêté du 8 janvier 1998 modifié le 15 septembre 2020, fixant les prescriptions techniques applicables aux épandages de boues sur les sols agricoles, pour les sols recevant les boues de station d'épuration, ainsi qu'au valeurs fixées pour les supports de culture par la norme NF U44-551, en ce qui concerne le cadmium, chrome cuivre, mercure, nickel plomb et zinc.

**Tableau 3 :** Résultats des paramètres chimiques (Source : fiche de caractérisation SGP)

Paramètres	Unité	Calcaire de Saint Ouen	Calcaire grossier	Sables de Beauchamp	Références
<b>Matière organique</b>	%	2,2	0,9	0,9	Damas et Coulon (2016)
<b>COT</b>	mg/kg	3110	1030	1580	-
<b>Azote total</b>	g/kg	0,5	0,5	0,5	Damas et Coulon (2016)
<b>Rapport C/N</b>		6,23	2,02	3,15	Damas et Coulon (2016)
<b>pH</b>		8,9	9,3	8,4	Damas et Coulon (2016)
<b>CaO</b>	mg/kg	8615	4006	3079	-
<b>MgO</b>	mg/kg	163	40	542	-
<b>K2O</b>	mg/kg	49	13	45	-
<b>NaO</b>	mg/kg	52	15	32	-
<b>P2O5</b>	mg/kg	0,5	0,5	0,5	Damas et Coulon (2016)
<b>CEC</b>	mEq/100g	44,7	20,4	20,1	Damas et Coulon (2016)
<b>Al</b>	mg/kg	2340	2870	1340	-
<b>Co</b>	mg/kg	1,86	6,27	1,46	-
<b>Fe</b>	mg/kg	2910	10700	4250	-
<b>Se</b>	mg/kg	1	1	1	-
<b>Si</b>	mg/kg	172	314	32,7	-

TI	mg/kg	26,9	52,8	22,7	-
----	-------	------	------	------	---

D'après le tableau (Tableau 3) ci-dessous, le taux de matière organique des matériaux varie de 0,9 à 2,2% ( de 9 à 22 g/kg). Damas et Coulon (2016) préconisent une teneur optimale en MO comprise entre 40 à 100 g/kg. Au-delà de 100 g/kg, la teneur en MO est considérée comme trop élevée. Les teneurs en matière organiques des trois matériaux sont donc très faibles pour un sol fertile. Ces matériaux sont caractérisés par des niveaux d'azote similaires (0,5 g/kg). Ces teneurs en azote sont considérés comme étant défavorables selon Damas et Coulon (<10 ou >100g/kg). Les valeurs du rapport C/N sont considérés défavorables ( <6 ou >15), optimaux (entre 8 et 10) par Damas et Coulon (2016). Ces rapports sont peu élevées et considérées comme défavorables pour les trois matériaux.

Le pH des trois matériaux est considéré défavorable selon Damas et Coulon (2016), (<5,5 ou 8,5). En général, le pH des sols urbains est basique (compris entre 7 et 8, parfois 9) du fait du lavage par les eaux de pluies des façades des édifices, riches en carbonates de la faible teneur en matière organique et du faible niveau d'éléments nutritifs. Les terres excavées issues du milieu urbain sont donc susceptibles de posséder cette caractéristique chimique (C. Cheverry, C. Gascuel ; Omniscience, 2009).

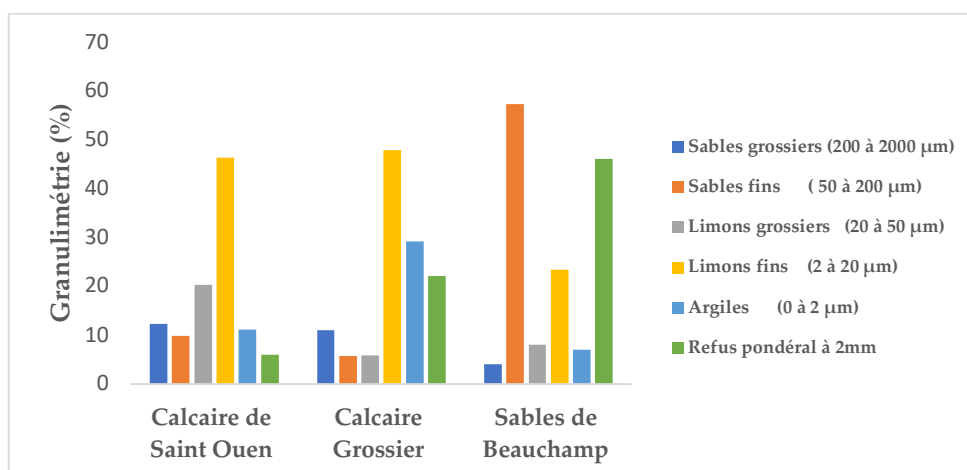
Les teneurs en phosphore sont similaires pour les trois matériaux (0,5 mg/kg). Ils sont défavorables pour un sol fertile selon Damas et Coulon (2016) (>0,12 g/kg). Les bases échangeables sont nécessaires afin d'évaluer la capacité des sols construits à fournir les éléments nutritifs nécessaires à la constitution des cellules végétales. Le calcium est largement dominant pour le calcaire de Saint Ouen, il représente 8,615 g/kg. Le magnésium (Mg) et le potassium (K) sont concurrents. Le rapport K<sub>2</sub>O/MgO optimal est de 2. Il est variable de 0,08 à 0,3. Il y a donc déficit en potassium pour les matériaux retenus. Le sodium a un rôle limité, il n'est pas un élément essentiel pour les plantes, même s'il est absorbé et sert d'activateur de certaines enzymes (Gobat et al. 2010).

Les oligo-éléments, sont essentiels pour le fonctionnement des processus chimiques. Dans notre cas, nous observons des teneurs importantes en aluminium (Al) et en fer (Fe), dans une moindre mesure en silicium (Si) pour les **trois matériaux**, traduisant la présence de minéraux argileux de type silicates d'aluminium. Pour le calcaire de Saint Ouen, la CEC représente 44,7 mEq/100g supérieur à 40 mEq/100g (Damas et Coulon), cela est dû à la teneur en calcium élevé. Par rapport au calcaire grossier et au sables de Beauchamp, les résultats sont plutôt interprétés comme peu défavorables (Damas et Coulon), cela s'explique aux teneurs de calcium relativement faible pour deux matériaux.

## 4.2 Fertilité physique

**Les résultats d'analyse de la granulométrie (Figure 4 )** montrent la dominance des limons fins pour les deux calcaires et des sables fins pour les sables de Beauchamp.

Calcaire de Saint Ouen : nous observons que le calcaire de Saint Ouen montre une part élevée de la fraction limoneuse. Le pourcentage de refus à 2 mm est très faible, il représente environ 6%, ce qui est inférieure au seuil de 50 % de fraction fine fixées par la norme NF U44-55 pour les terres végétales et terres support. Ce calcaire se présente donc sous sa forme marno-calcaire en grains moyens à fins.



**Figure 4: Granulométrie fine (%) (Source : fiche de caractérisation SGP)**

Calcaire grossier : comme pour le calcaire de Saint Ouen, la fraction limoneuse domine également pour le calcaire grossier. A noter une proportion plus élevée en argiles, présentant un pourcentage de 29%. La fraction sableuse, la plus grossière est très faible. Le pourcentage de refus à 2 mm représente 20 % environ, il est également inférieur à la norme de 50 % de fraction fine. Ce calcaire se présente donc sous sa forme plutôt compacte à grains moyens à fins.

Sables de Beauchamp : nous avons noté une fraction sableuse assez élevée allant jusqu'à 60%, le refus à 2 mm représente 46% environ, soit quasiment la moitié du produit brut, il est supérieur à 50% de fraction fine fixée par la norme NF U44-55. Ce sable se présente donc sous la forme d'un sable fin présentant des agrégats supérieurs à 2 mm.

D'après l'interprétation, les calcaires étudiées ne possèdent pas de structure pédologique. Ils ont théoriquement une fertilité physique peu adaptée au développement de plantes. Ce qui nécessite un traitement mécanique de type criblage et broyage avant utilisation.

**Tableau 4: Résultats de la RFU (Source: fiche de caractérisation SGP)**

Paramètre	Unité	Calcaire de Saint Ouen	Calcaire Grossier	Sables de Beauchamp	Références
RFU	mm	135	113	74	Damas et Coulon (2016)

Le tableau présente les valeurs de la RFU (réserve facilement utilisable). Ces réserves utiles sont classées comme peu favorables car inférieures à 1.5 mm cm-1 et supérieures à 0,5 mm cm-1. Cela s'explique par une faible teneur en sables, donc en éléments les plus grossiers et par une teneur en argiles significatives.

## 5 Discussion

Les résultats ont montré une carence en matière organique (MO, carbone et azote). Les teneurs en MO des trois matériaux sont très faibles pour un sol fertile selon Damas et Coulon (2016). La MO joue un rôle important dans la fertilité des sols. Elle apporte les nutriments majeurs et les oligo-éléments. Elle améliore globalement le contexte chimique des matériaux (pH) et active l'activité microbiologique. En pratique, il est très courant que les aménageurs construisent des sols végétalisés en amendant la terre végétale qu'ils utilisent avec des matériaux organiques, essentiellement du compost de déchets verts (Bacholle et al. 2006). Pour cela, un apport d'amendements organiques est recommandé pour les matériaux étudiées. La norme NF U 44-051 (AFNOR, 2006) définit les amendements organiques comme des matières composées principalement de combinaisons carbonées d'origines végétales (composts, tourbes de sphaigne, paillis, fragments organiques) ou animales et végétales en mélange (fumiers), destinées à l'entretien ou à la reconstitution du stock de MO du sol et à l'amélioration de ses propriétés physiques chimiques ou biologiques. Il s'agit de matières ayant un effet structural sur le sol, à moyen et à long terme. Les composts utilisés peuvent être des composts normalisés de déchets verts (NF U 44-051), ou des composts de déchets verts/bois et de boues de station d'épuration (NF U44-095). Dans les projets d'aménagements paysagers, les aménageurs construisent les sols végétalisés en amendant la terre végétale avec les matériaux organiques, essentiellement du compost de déchets verts (Bacholle et al. 2006). Un apport de 40 % de compost assure une bonne fertilité physique durable et sans phénomène d'anoxie (Grosbellet et al., 2011 ; Vidal-Beaudet et al., 2012 ; Cannavo et al., 2014).

Pour la texture des matériaux utilisés en construction de sols, la **norme NF U44-001** fixe une fraction fine ( $\leq 2\text{mm}$ ) supérieure à 50 % en masse, seuls les sables de Beauchamp ont été conformes à ce critère. Les deux calcaires doivent avoir un traitement mécanique, soit par criblage seul ou par criblage et broyage afin d'atteindre les valeurs de la norme. En fonction du taux d'argiles minéralogiques de la fraction limoneuse, il faudra ou non apporter un complément argileux permettant de démarrer le processus de constitution du complexe argilo humique, base des processus biologiques des sols. Les matériaux étudiés présentent des concentrations élevées en calcium et magnésium.

Ces matériaux peuvent être utilisés comme amendement minéraux basiques selon la norme NF U44-001 relative aux amendements minéraux basiques (AFNOR, 2009) qui définit les matériaux basiques comme « *matières fertilisantes contenant des carbonates, des oxydes, des hydroxydes et/ou des silicates, généralement associés à du calcium et/ou du magnésium, et destinées principalement à maintenir ou à élever le pH du sol et à en améliorer les propriétés* » et provenant du produit d'origine naturelle contenant comme composant essentiel du carbonate de calcium, voire de magnésium. Cette dénomination pourrait donc s'appliquer aux terres excavées qui rentrent dans la dénomination « *amendement calcaire simple* ». Au niveau des spécifications chimiques, pour respecter la norme les matériaux doivent contenir au minimum 35% (CaO + MgO) (sur produit brut), avoir une valeur neutralisante supérieure ou égale à 35% et avoir un pH inférieur à 10. La matière organique contenue dans ces produits ne doit pas dépasser 5% (NF EN 13039). Ces amendements peuvent être utilisés en épandage direct sur sol agricole.

## 6 Conclusion :

Dans un contexte de préservation des ressources naturelles (terres agricoles) et d'incitation au réemploi et au recyclage des déchets, cette étude montre le potentiel de valorisation des terres excavées en terres fertiles en deux modes : la valorisation en épandage direct sur sol agricole ou en mélange du compost. Les résultats de cette étude permettent d'utiliser des matériaux alternatifs considérés réglementairement comme des déchets comme matériaux de substitution à la terre végétale. Ces matériaux alternatifs vont permettre à la SGP de pérenniser l'approvisionnement des terres végétales, la valorisation des déblais non encore valorisés, ou actuellement placés en centre de stockage, limiter les distances de transport des matériaux et également réduire l'empreinte de carbone environnementale de cette dernière (DAMAS, 2016).

## 7 Références

Vidal-Beaudet, P.L., 2016. De la reconstitution à la construction de sols à partir de déchets. Dossier Le sol : un capital à protéger - Jardins de France 641 4.

Bâtiment et travaux publics, 2017. Optigede-Ademe. URL <https://www.optigede.ademe.fr/btp>

Schéma de Gestion et de Valorisation des Déblais, 2022, SGP. URL [pm\\_1\\_167\\_167797-tafe3t1gox.pdf](https://www.societedugrandparis.fr/pm_1_167_167797-tafe3t1gox.pdf) (societedugrandparis.fr).

AFNOR (2002) Supports de culture – dénomination, spécifications, marquage. NF U44-551.

UNEP (2012) Travaux des sols, supports de paysage, Caractérisation, amélioration, valorisation et reconstitution. UNEP, AITF, FFP, HORTIS. Règles professionnels n° P.C.1-RO, décembre 2012 57 p.

Damas O, Coulon A., 2016. Créer des sols fertiles: du déchet à la végétalisation urbaine.

Mathieu C, Pieltain F., 1998. Analyse chimique des sols.

Duchaufour P, Faivre P, Poulenard J, Gury M, 2020. Introduction à la science du sol.

Fourvel, G., n.d. Valorisation agronomique des sédiments fins de retenues hydroélectriques en construction d'Anthrosols fertiles.

Arrêté du 8 janvier 1998 fixant les prescriptions techniques applicables aux épandages de boues sur les sols agricoles pris en application du décret n° 97-1133 du 8 décembre 1997 relatif à l'épandage des boues issues du traitement des eaux usées - Légifrance, n.d. URL <https://www.legifrance.gouv.fr/loda/id/JORFTEXT000000570287>

C. Cheverry, C. Gascuel ; Omniscience, 2009. Sous les pavés, la terre, connaître et gérer les sols urbains .

AFNOR (2009) Amendements minéraux basiques – dénominations et spécifications. NF U44-001.





# Experimental and numerical study of an original demountable composite concrete steel beam made of concrete blocks

Chaimaa Jaafari<sup>1</sup>, Sébastien Durif<sup>1</sup>, Firas Houimli<sup>1</sup>, Abdelhamid Bouchair<sup>1</sup>

<sup>1</sup>INP Clermont Auvergne, CNRS, Institut Pascal, F-63000 Clermont-Ferrand, France.

**RESUME** This article aims to study the flexural behavior of demountable composite beams made of concrete panel blocks bolted together with steel HEA 160 beam sections as part of the Colabor project led by MECD. Such interesting technological solution emerged as an attempt to develop more sustainable constructions and to reduce the environmental footprint of existing constructions by promoting their reuse. An experimental campaign was conducted in parallel to the development of a numerical model on Abaqus to show the efficiency of the proposed solution and to study the impact of different concrete panels and bolt configurations (number and dimensions of panels, types of bolts, *etc.*) on the overall behavior of the composite structure. Since such bending behavior depends on the shear connectors used between concrete and steel, push-out tests were performed on bolts (shear connectors) connecting concrete panels and steel profiles to determine their constitutive law.

**Mots-clefs** Composite, concrete/steel, demountable beams, reuse, bolted connections.

## I. INTRODUCTION

Composite structures made of different materials were developed in order to take advantage of the interesting properties of the individual materials in a way to build an assembly that has better mechanical and/or thermal properties than the ones of the individual materials. Reinforced concrete is a good example of composite materials where steel is combined with concrete in a way to have a less expensive structure where the weakness of concrete in tension is overcome by steel.

In Civil Engineering, when building mixed structures, non-demountable solutions are often used. Indeed, in the case of a concrete slab combined with a steel profile, concrete is usually poured on top of the steel profile to form a composite structure using studs. Recently, numerous research studies were conducted to analyze the behavior of shear connections using welded or bolted connectors in order to compare the behavior of various demountable connectors with the well-known welded connectors [1][2][3]

This research project aims to study both experimentally and numerically an original demountable solution where concrete panel blocks are bolted together with steel HEA beam sections to form an assembly where the two materials are capable of working together. The advantage of such solution is that it is more sustainable since it can be reused (the different concrete panels as well as the steel beam section can be demounted and reused in other projects).

Connections used in such solution have an important role on the overall behavior of the assembly [4] [5]. In fact, they are the elements that transfer the loads between the different parts in a way to

ensure a composite behavior (similar deformations in both materials). To characterize the behavior of such connections, pushout tests were experimentally performed considering different concrete block thicknesses (6 cm or 10 cm) and different bolt configurations (M12, M16, *etc.*). Then, 3-points bending tests were performed on beams made of concrete panels bolted with HEA 160 steel beams. Again, the experimental campaign aims to characterize the behavior of such beams considering different scenarios (number of blocks, dimensions of bolts, *etc.*).

In this article we will present analytical, experimental, and numerical results obtained on one connection configuration (M16 bolts and concrete blocks having a thickness of 6 cm and a length of 100 cm) since for the other configurations, experiments are still ongoing.

In a first section, we will present the experimental and numerical results obtained when performing pushout tests with the connection configuration considered.

In a second section, we will present the experimental results obtained when performing a 3 points bending test on the composite beam under study (having the same connection configuration considered in the pushout test). Results obtained experimentally will be compared with analytical ones (assuming a perfect composite section behavior).

## II. Numerical and experimental results of the pushout tests

### A. Material properties

Concrete panels considered in this study have the mechanical properties that are given in Table 1. Concrete mechanical properties were identified experimentally by testing concrete cylindrical specimens made of the same concrete mix that was used to build the concrete blocks. The mechanical properties of the HEA 160 steel beam were determined by cutting small specimens from the web and the flange of the HEA 160 steel profile and then testing them (HEA 160 steel properties are given in Table 2). The M16 bolts were also tested to determine their yield stress and ultimate strength (characteristics given in Table 3).

**TABLE 1. Concrete material properties**

Compressive Strength (MPa)	Young Modulus (GPa)	Tensile Strength (MPa)
35	32.8	3.5

**TABLE 2. HEA 160 material properties**

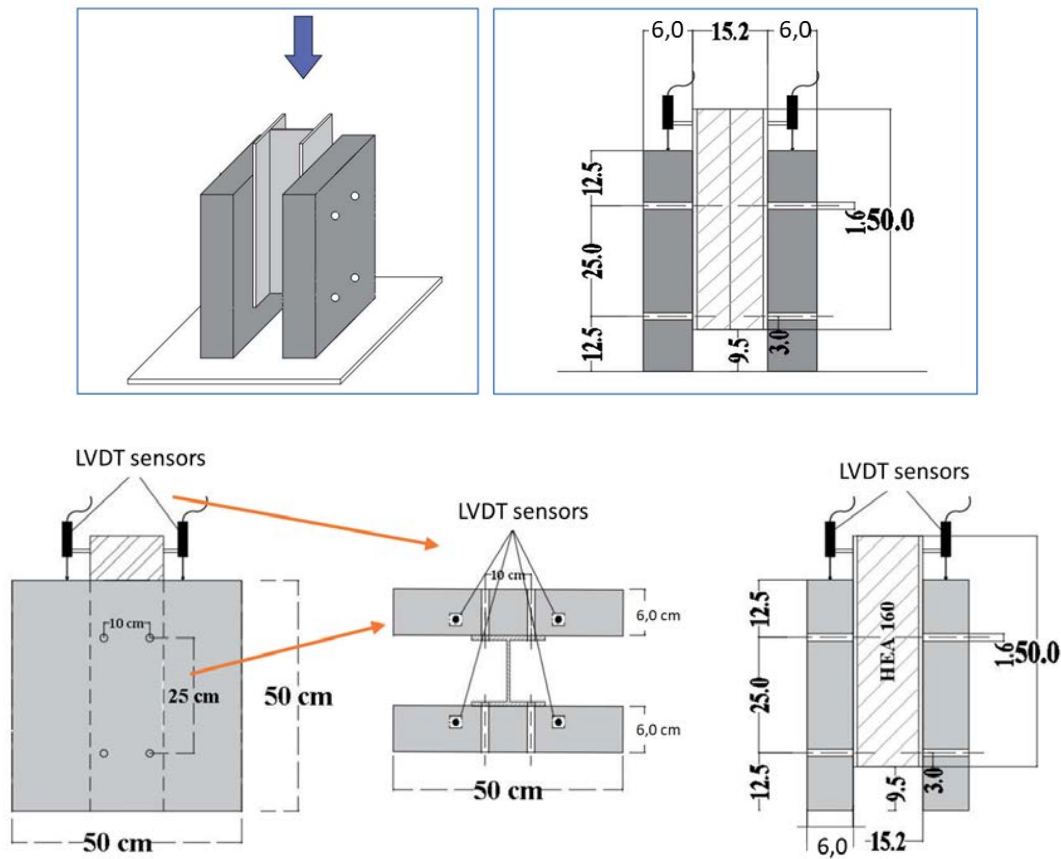
Young Modulus (GPa)	Yield Stress (MPa)
210	358

**TABLE 3. M16 bolts material properties**

Young Modulus (GPa)	Yield Stress (MPa)	Ultimate Stress (MPa)
205.9	922.6	982.4

*B. Experimental test set-up and results*

The set-up that was used to perform the pushout test is given in Figure 1. The geometry of the concrete blocks (50 cm by 50 cm with a thickness of 6 cm) and of the HEA 160 are specified (50 cm long) as well as the position of the LVDT sensors (4 in total) that were used to measure the relative displacement between the steel HEA 160 profile and the concrete blocks, during the pushout test. In total, 8 M16 bolts were used. The vertical cyclic loading imposed on the HEA 160 profile using a vertical jack was measured using a load sensor as shown in Figure 2.

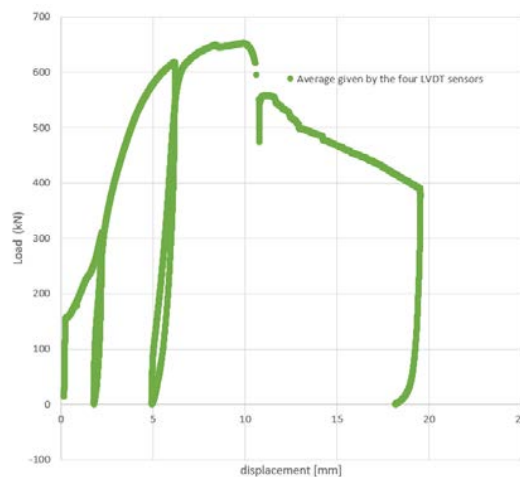


**FIGURE 1.** Experimental pushout-test set-up (positions of displacement sensors (LVDT) are indicated)

The experimental average curve obtained during the pushout static cyclic test performed is given in Figure 3 (average displacements measured by the four LVDT sensors were considered). The maximum force sustained during this pushout test was equal to 652 kN.



**FIGURE 2.** Experimental set-up of the pushout test performed to characterize connection behavior (the positions of the four LVDT sensors used as well as the vertical jack and the pancake load sensor used are shown)

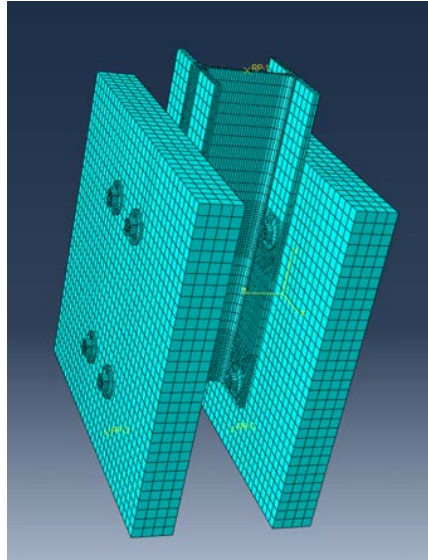


**FIGURE 3.** Experimental pushout test results (adopted configuration: M16 bolts and concrete blocks having a 6 cm thickness)

The observed failure mode corresponds to a shear failure of the bolts with the crushing of the concrete blocks.

### C. Numerical model and results

The pushout test with the considered configuration (M16 bolts and concrete blocks having a thickness of 6 cm) was modeled on the Abaqus finite element software. Concrete panels, steel HEA profile as well as steel bolts were modeled using C3D8R finite elements (meshing used in the model is shown in Figure 4). Displacements were fixed at the bottom of the concrete blocks. A hard contact normal interaction was considered between elements as well as a tangential contact with a coefficient of friction equal to 0.35.



**FIGURE 4.** Meshing used to model the pushout test on Abaqus

Concrete behavior was modeled using the damage plasticity model on Abaqus. Concrete, stress versus strain and damage evolutions were calculated on MATLAB using the Model Code model [6] and implemented on Abaqus. Traction and compression damage evolutions as well as stress versus strain evolution used as inputs of the concrete damage plasticity model of Abaqus are given in Figure 5. Bolts and HEA 160 profile were modeled using a linear perfectly plastic model.

2 push out models were considered: a first model with no pretention on the bolts and a second model with a 55 kN pretention on each bolt (which corresponds to the pretention that was experimentally imposed). Figure 6 presents the comparison of numerical results with experimental ones. As shown in Figure 7, concrete cracks were observed experimentally during the pushout test. Similarly, at the same location, an important traction damage was observed numerically suggesting the formation of cracks.

The numerical model accounting for pretention allowed obtaining a maximum load of 650 kN versus 652 kN obtained experimentally). However the numerical model is globally stiffer than the experiment. It is due to the fact that, experimentally, holes were taken wider than the bolts which allowed a certain amount of play in the holes. In addition, not all bolts were centered in the holes, some were already in contact with concrete at the beginning of the test which increased displacements measured experimentally in comparison to what was obtained numerically. Furthermore, bolts were modeled as having a linear perfectly plastic behavior. In the reality, they have a more ductile behavior with strain hardening that should be accounted for in the numerical model developed.

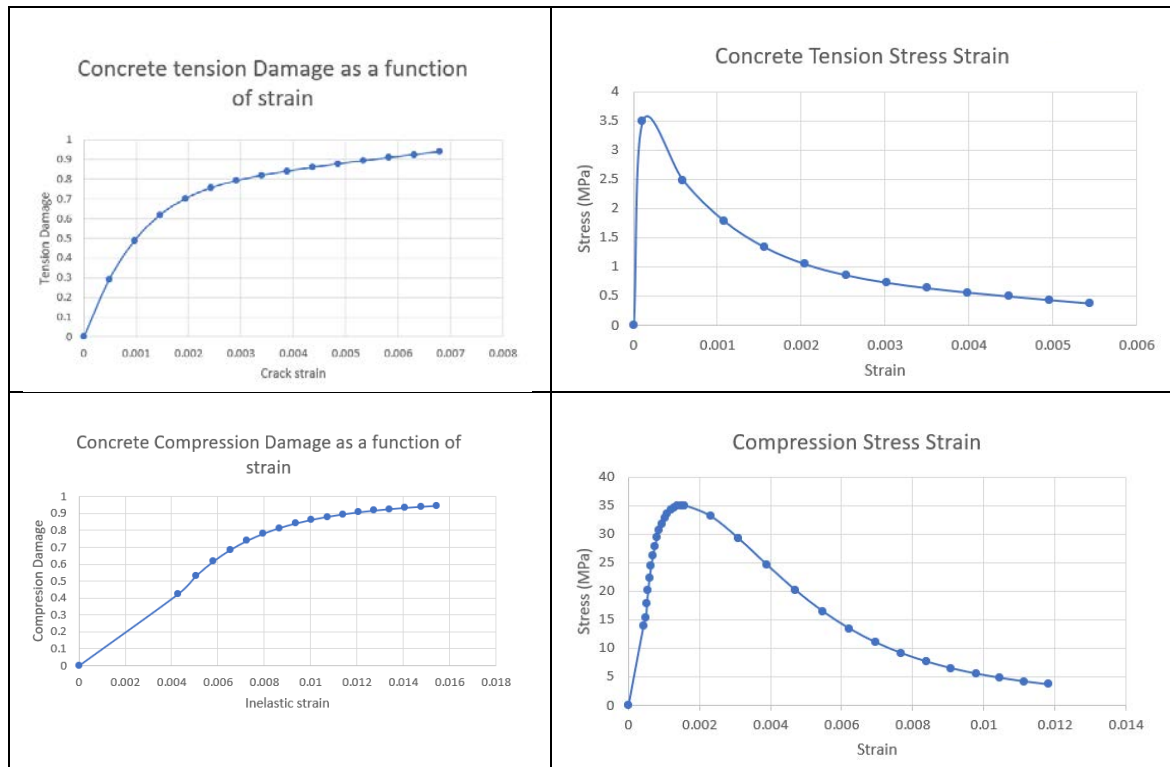


FIGURE 5. Concrete constitutive law in compression and traction

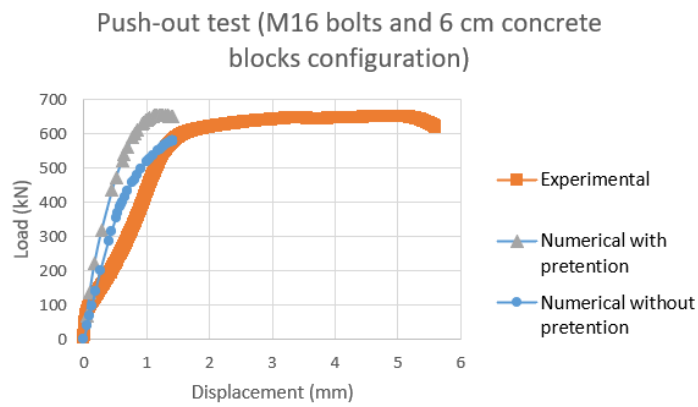
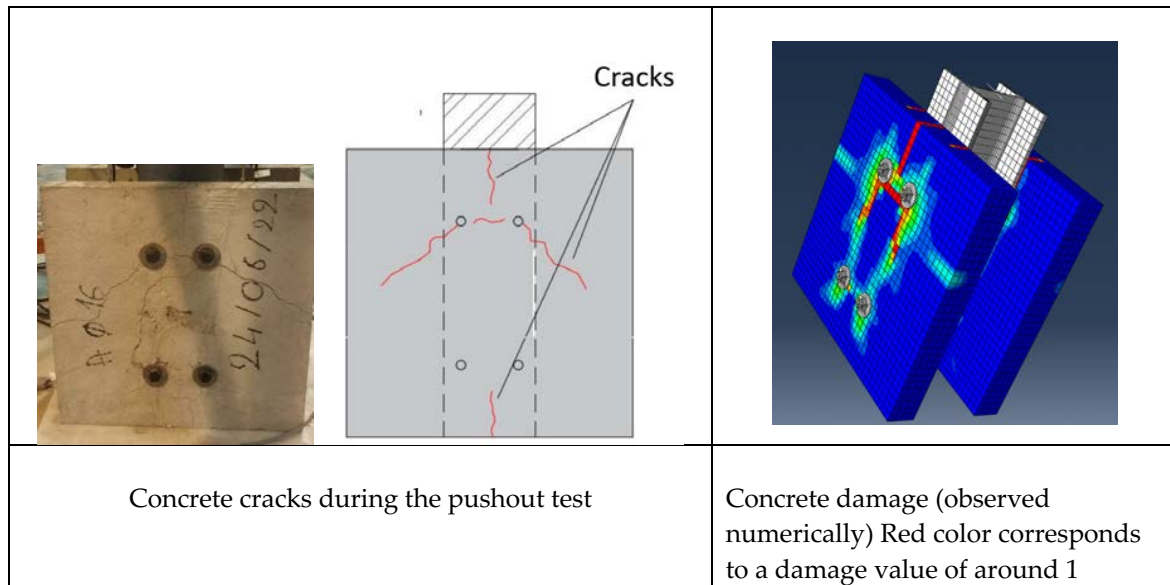


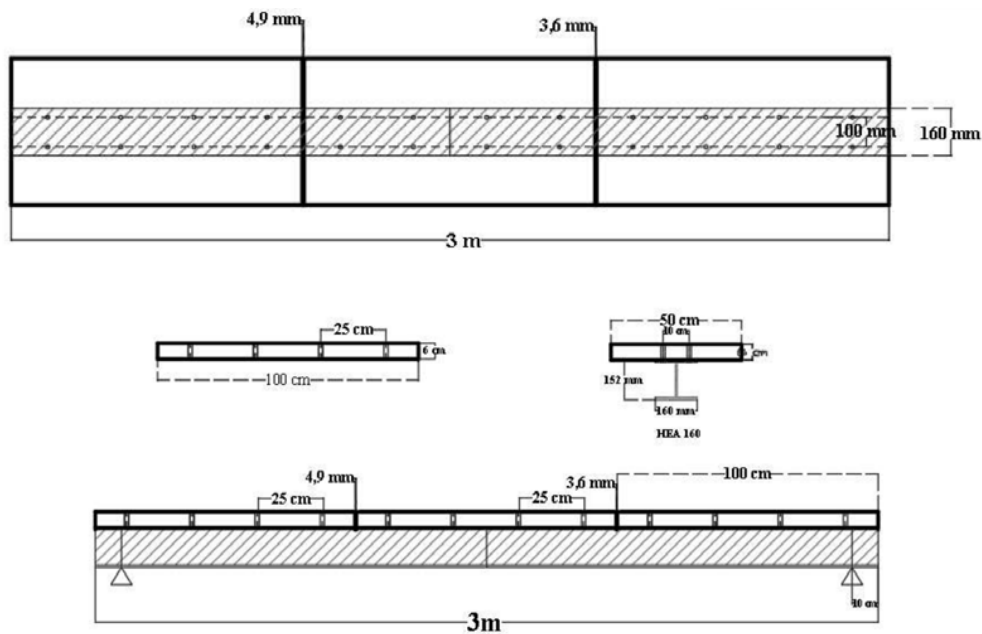
FIGURE 6. Comparison of numerical and experimental push out test results



**FIGURE 7.** Observation of concrete cracks during the pushout test (both experimentally and numerically)

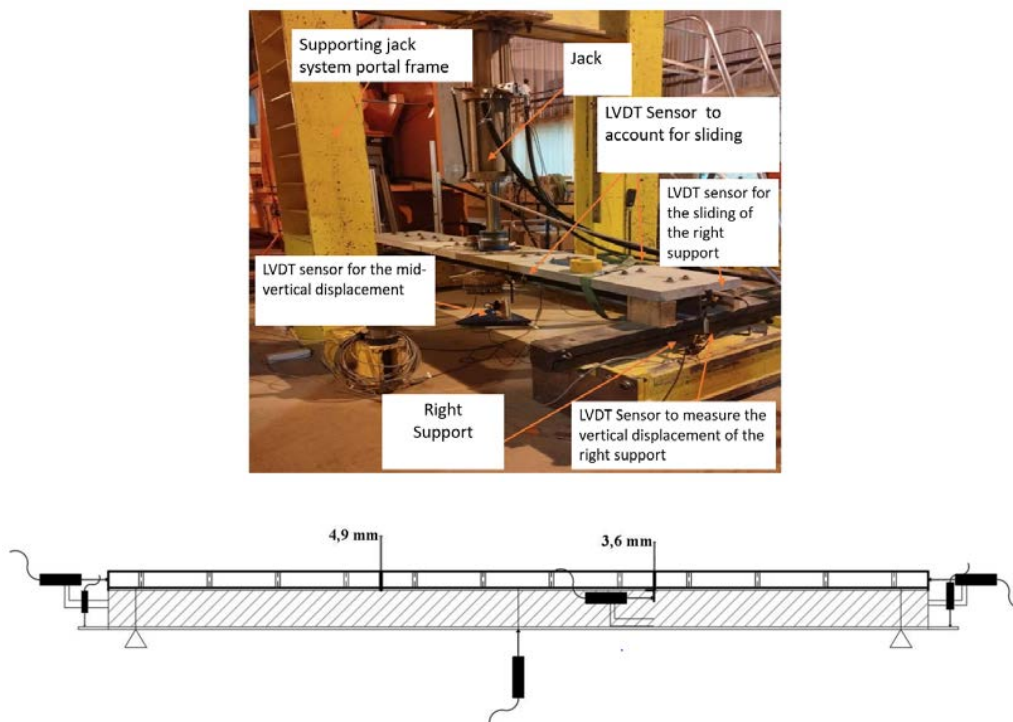
**II. Experimental and analytical results on a 3 points flexural test**

*A. Experimental set-up and results*

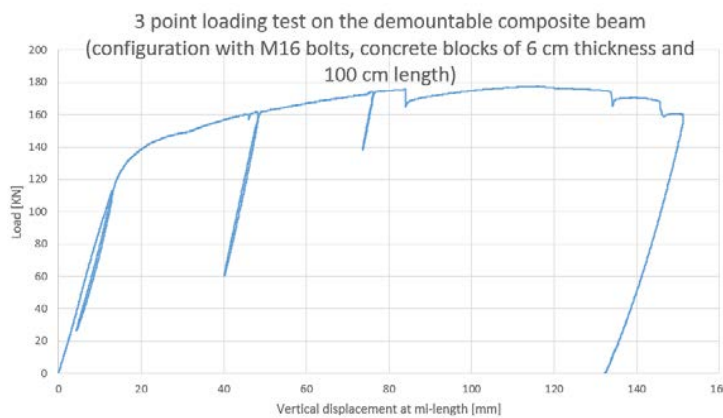


**FIGURE 8.** Demountable composite beam geometry

A beam made of three concrete blocks of dimensions 50 cm by 100 cm having a thickness of 6 cm and bolted to an HEA 160 steel beam having a length of 3 m, with M16 bolts was constructed. The dimensions of the concrete blocks, the steel beam and the spacing of the bolts are shown in Figure 8. This demountable beam was subjected to a 3-point flexural beam test to characterize its behavior. Concrete blocks, steel HEA 160 beam and steel M16 bolts are considered to have the mechanical properties notified respectively in Tables 1, 2 and 3. The test set up is shown in Figures 8 and 9 where the positions of LDVT and load sensors as well as the loading jack used are specified. Experimental results are shown in Figure 10. It can be seen that the maximum load sustained by the demountable beam is equal to 177 kN.



**FIGURE 9.** 3 points flexural test on the demountable beam set-up and positions of load sensors



**FIGURE 10.** 3 points flexural test results: Load versus vertical displacement at beam mid-length



### B. Analytical solution and discussion

It is important to make sure that the proposed demountable solution works in a composite way, therefore we will compare the maximum load obtained experimentally to the one that should be obtained if we consider a perfect composite action of the structure according to Eurocode 4. Calculations show that the plastic neutral axis of the system is located at the upper steel beam flange. Therefore, during the test, concrete is only subjected to compression. A plastic moment calculation, shows that the plastic moment that can be supported by the composite beam is equal to 120.59 kN.m. which corresponds to a load of 172.3 kN. A plastic moment analysis of the HEA 160 steel beam alone, shows that it can sustain 125.3 kN. The additional strength observed is equal to 46.97 kN and can be related to the composite action of the steel beam and the concrete underlying slab. Experimentally, we obtained a maximum load equal to 177 kN, which is comparable to the theoretical 172 kN load calculated by considering an elastic perfectly plastic behavior of the steel beam. The small difference that has been observed could be explained by the fact the real behavior of the steel beam is not linear perfectly plastic and that some strain hardening happens (which allows withstanding more load).

A numerical model is under development on Abaqus for the 3 point flexural test. The same material properties and contact interactions that were used to model the push out test will be used to model the flexure test. A pretension of the bolts equal to 55 kN will also be considered. The loading plate and supports will be modeled as steel elements having a linear behavior. The meshing of such model is shown in Figure 11.

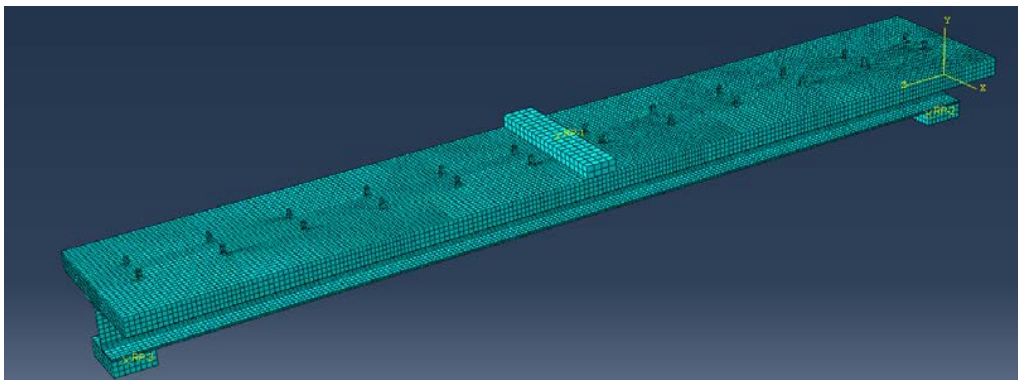


FIGURE 11. 3 point flexural test meshing

### Conclusions

In this paper, an original demountable concrete steel beam solution was presented. The behavior of the bolted connections used was studied through a push out test that was also modeled using Abaqus. The numerical model that was developed allows predicting well the maximum force attained during the pushout test. However, such model doesn't predict accurately the displacements of the system and is more stiff than the reality. The presented model should be improved in a way to account for the play that is possible in the reality within the holes where the bolts are put. It should also be improved by replacing the linear perfectly plastic law used for the bolts by a non linear law with damage. The 3 points flexural beam test that was performed on the

demountable beam showed that it attained a composite behavior under the ultimate limit state. Other configurations are under study: different thicknesses, lengths, number of concrete blocks, different bolt sizes, *etc.* The idea is to try to come up with the best solution that allows reaching the higher capacity and that has a composite behavior while allowing demountability of the system. It is also necessary to study the behavior of the adopted solution under the serviceability limit state to make sure that it allows reaching reasonable deflections and vibrations for the users.

### Acknowledgement

Authors would like to thank MECD for the financial support.

### REFERENCES

- [1] Sameera Wijesiri Pathirana, Brian Uy, Olivia Mirza, Xinqun Zhu, Bolted and welded connectors for the rehabilitation of composite beams, *Journal of Constructional Steel Research* 125 (2016) 61–73
- [2] A.S.H. Suwaed and T.L. Karavasilis, Novel Demountable Shear Connector for Accelerated Disassembly, Repair, or Replacement of Precast Steel-Concrete Composite Bridges. *J. Bridge Eng.*, 2017, 22(9).
- [3] Y.B. Luo, J.B. Yan, Developments of prefabricated steel-concrete composite beams with novel steel-yielding demountable bolt connectors. *Journal of Constructional Steel Research* 190 (2022).
- [4] Patel, V. I., B. Uy, S. W. Pathirana, S. Wood, M. Singh, and B. T. Trang. "Finite element analysis of demountable steel-concrete composite beams under static loading." *Advanced Steel Construction* 14, no. 3 (2018): 392-411.
- [5] He, Jun, Ahmed SH Suwaed, George Vasdravellis, and Sihao Wang. "Behaviour and design of the 'lockbolt' demountable shear connector for sustainable steel-concrete structures." *In Structures*, vol. 44, pp. 988-1010. Elsevier, 2022.
- [6] Comité Euro-International du Béton. CEB-FIP model code 1990: Design code. Thomas Telford Publishing, 1993.

# Dromotherm : une solution innovante pour récupérer la chaleur des routes et chauffer des bâtiments

Prince SEVI<sup>1</sup>, Benoit STUTZ<sup>1</sup>, David CLOET<sup>1</sup>, Arnaud DIDIER<sup>1</sup>, Frédéric BERNARDIN<sup>2</sup>, Alexandre CUER<sup>2</sup>, Pierre DUTHON<sup>2</sup>, David BICARD<sup>2</sup>, Jean-Luc BICARD<sup>2</sup>, Thomas ATTIA<sup>3</sup>, Jérôme DHERBERCOURT<sup>3</sup>, Évelyne TOUSSAINT<sup>4</sup>, Marc PALOMARES<sup>5</sup>

<sup>1</sup>Université Savoie Mont-Blanc, Laboratoire Procédé Energie Bâtiment (LOCIE), Le-Bourget-du-Lac, France

<sup>2</sup>Centre d'études et d'expertise sur les risques, l'environnement, la mobilité et l'aménagement (CEREMA), Clermont-Ferrand, France

<sup>3</sup>Eiffage Route, Direction Recherche & Innovation, Centre d'Etudes, de Recherche et de Formation (CERF), Corbas, France

<sup>4</sup>Université Clermont Auvergne, CNRS, Institut Pascal, Clermont-Ferrand, France

<sup>5</sup>Elydan, Saint-Etienne-de-Saint-Geoirs, France

## RESUME

La couleur généralement sombre des revêtements de chaussée associée à leur composition minérale en fait de parfaits capteurs de l'énergie solaire. La solution Dromotherm, développée par le Cerema, permet de récupérer la chaleur de la chaussée en faisant circuler de l'eau dans un enrobé drainant situé sous la couche de roulement. Cette chaleur peut être stockée et transformée en énergie utile pour le chauffage des bâtiments. Dans le cadre d'un projet associant universitaires et industriels, un démonstrateur, le premier pour cette solution sur une route circulée, a été réalisé sur le site de Savoie Technolac (73). Une pompe à chaleur permet d'utiliser l'énergie emmagasinée dans le stockage thermique pour chauffer un cabanon représentant un bâtiment résidentiel et lui fournir de l'eau chaude sanitaire. Une instrumentation complète de la chaussée, du stockage et du cabanon permet de suivre le fonctionnement du Dromotherm en temps réel. Les modèles numériques développés dans le cadre de ce projet servent à créer un outil de dimensionnement.

**Mots-clefs** Énergies renouvelables, capteur routier, chauffage, eau chaude sanitaire

## I. INTRODUCTION

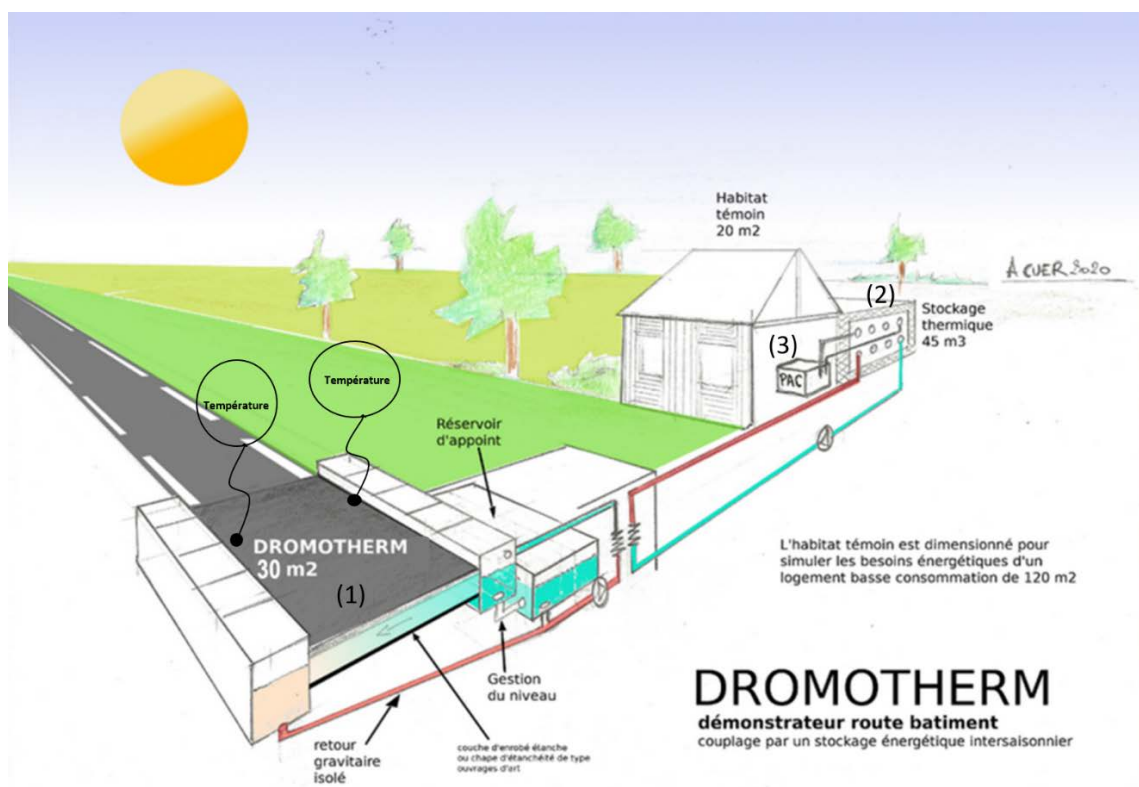
L'ensemble du réseau routier français comprend environ 1 103 000 km de voies diverses dont 700 000 km de routes communales et rues (Routes de France, 2022) qui reçoit plus de 4000 TWh d'énergie solaire par an (estimation réalisée sur une largeur moyenne des routes de 6 m, une irradiation moyenne de 1400 kWh/m<sup>2</sup>, et un ombrage moyen de 50%). Une partie de cette énergie

peut être exploitée au profit du secteur du bâtiment (résidentiel et tertiaire) pour couvrir ses besoins en chauffage et en eau chaude sanitaire (ECS) pour un total voisin de 465 TWh par an.

Cependant si la disponibilité de l'énergie solaire est forte en été, les besoins en chauffage sont essentiellement concentrés sur la période hivernale de novembre à mars. Le stockage inter saisonnier est donc nécessaire pour remédier à ce déphasage. Le concept proposé dans le cadre du projet Dromotherm vise à récupérer l'énergie thermique des routes lorsqu'elle est disponible en été, à la stocker dans le sol proche des bâtiments, puis à l'utiliser pour couvrir les besoins d'ECS et de chauffage de ces derniers.

## II. DESCRIPTION DU SYSTÈME

Pour valider le concept en condition réelle, un prototype a été construit et implanté sur le site de Savoie Technolac. Le système (Fig. 1) est constitué d'un échangeur thermique routier (1) implanté sur une avenue passante, d'un stockage thermique enterré (2) et d'un bâtiment en bois simulant les besoins énergétiques d'une maison de 120 m<sup>2</sup> habitée par 4 personnes (3).



**FIGURE 1.** Dromotherm, système de valorisation de l'énergie solaire des routes pour les besoins du bâtiment

L'énergie solaire captée par l'échangeur thermique routier de 30 m<sup>2</sup> permet de chauffer un fluide caloporteur (ici, de l'eau) circulant dans la chaussée. Elle est transférée dans un stockage de chaleur de 45 m<sup>3</sup> sur sable saturé en eau, enterré et isolé avant d'être utilisée pour les besoins du bâtiment via une pompe à chaleur. Un stockage sur sonde peut être envisagé pour des systèmes de grande taille si les conditions géothermiques le permettent (absence de nappe phréatiques, ...). L'échangeur thermique routier est constitué d'une couche d'enrobé drainant dans laquelle circule le fluide caloporteur récupérant la chaleur de la route, prise en sandwich entre deux couches d'enrobé constituant la couche de base et la couche de roulement. Deux caniveaux placés de part et d'autre de la route permettent d'alimenter et de collecter le fluide caloporteur.

### III.PROCÉDÉS DE CONSTRUCTION

#### 1. Construction du capteur routier

L'un des enjeux majeurs de la construction du démonstrateur est de maîtriser l'étanchéité autour de la couche d'enrobé drainante dans la chaussée récupératrice d'énergie. En-dessous de celle-ci, un enrobé spécialement formulé par Eiffage Route permet d'assurer l'étanchéité et d'éviter que l'eau servant à récupérer la chaleur ne s'échappe dans le sol support. La conductivité hydraulique de cet enrobé étanche à forte teneur en bitume et faible pourcentage de vide a été mesurée en laboratoire : elle est inférieure à 10<sup>-11</sup> m/s et est conforme aux préconisations du Cerema (Asfour et al., 2020). Des systèmes d'étanchéités supplémentaires sont mis en place au niveau des caniveaux et des points singuliers. L'enrobé étanche est appliqué en forme de cuvette pour éviter les pertes d'eau latérales (Fig. 2, gauche).



**FIGURE 2.** Réalisation de la chaussée récupératrice d'énergie du démonstrateur Dromotherm de Savoie Technolac (à gauche, cuvette d'enrobé étanche ; à droite, compactage de la couche d'enrobé drainant)

Au fond de cette « cuvette », une couche d'enrobé drainant de 10 cm d'épaisseur est compactée (Fig. 2, droite). Cet enrobé est formulé pour avoir une porosité importante mais également pour

résister au trafic qui passe sur la chaussée récupératrice d'énergie (sur l'avenue en question circulent une ligne de bus et un faible trafic poids lourd). La conductivité hydraulique de cette couche, mesurée in situ à l'aide d'un drainomètre, est de 2 cm/s, soit une valeur un peu plus élevée que les enrobés drainants utilisés habituellement en couche de surface. Une attention particulière est accordée à la régularité de la pente des couches (enrobés étanches et drainants) pour permettre un écoulement gravitaire de l'eau. Au-dessus de la couche drainante, l'application d'une couche de roulement en enrobé classique (Fig. 3) permet de se raccorder au profil de la chaussée existante.



**FIGURE 3.** Chaussée récupératrice d'énergie du démonstrateur Dromotherm de Savoie Technolac

## 2. Construction du stockage

Le démonstrateur Dromotherm de Savoie Technolac est le premier à combiner récupération, stockage et utilisation de la chaleur. Pour garantir que l'énergie récupérée par l'eau circulant au sein de la chaussée puisse être disponible au bon moment pour son utilisation dans les bâtiments, un système de stockage efficace est créé. Le haut niveau de la nappe (proximité avec le lac du Bourget) mais aussi l'espace disponible ont orienté le choix vers un stockage à faible profondeur dans une cuve étanche et isolée thermiquement. Cette cuve est remplie avec du sable saturé en eau qui emmagasine la chaleur. Pour éviter les pertes de chaleur au niveau des parois latérales, une mousse isolante est appliquée sur une structure métallique légère servant de coffrage pour la cuve (Fig. 4).



**FIGURE 4.** Stockage thermique du démonstrateur Dromotherm de Savoie Technolac (à gauche, coffrage métallique et mousse isolante ; à droite, une des spirales d'échange de chaleur avec le stockage)

Le remplissage du stockage est réalisé en plusieurs couches pour compacter correctement le sable mais aussi pour y placer des capteurs de température et les tubes en polyéthylène fournis par Elydan. Ces derniers, installés en spirale sur des couches alternées, permettent les échanges de chaleur avec le fluide caloporteur provenant de la chaussée d'une part et avec le fluide caloporteur qui alimente la pompe à chaleur d'autre part. Des bois utilisés comme guides (Fig. 4, droite) permettent une installation simple et précise des tubes, espacés régulièrement entre eux. Les canalisations acheminant l'eau depuis le capteur routier jusqu'au stockage sont isolées thermiquement pour éviter les pertes linéaires. Une isolation supplémentaire est installée sur le toit du stockage, qui se situe lui-même sous la dalle béton sur laquelle repose le bâtiment-témoin.

### 3. Instrumentation

Au début de l'été 2022, le Cerema a déployé son système THEMIS pour monitorer et piloter en temps réel le démonstrateur Dromotherm. Ce système assure le pilotage hydraulique du dispositif par le contrôle-commande des pompes hydrauliques. Les différentes variables d'intérêt pour la compréhension du système énergétique global et le développement de modélisations sont mesurées toutes les minutes par des capteurs de température et de débit et par des capteurs météorologiques. Le choix des capteurs et des variables à mesurer a été guidé par celui déjà opéré sur le précédent démonstrateur d'Égletons sur les routes récupératrices d'énergie (Asfour et al. 2020). Le suivi des conditions météorologiques comprend (Fig. 5, gauche) :

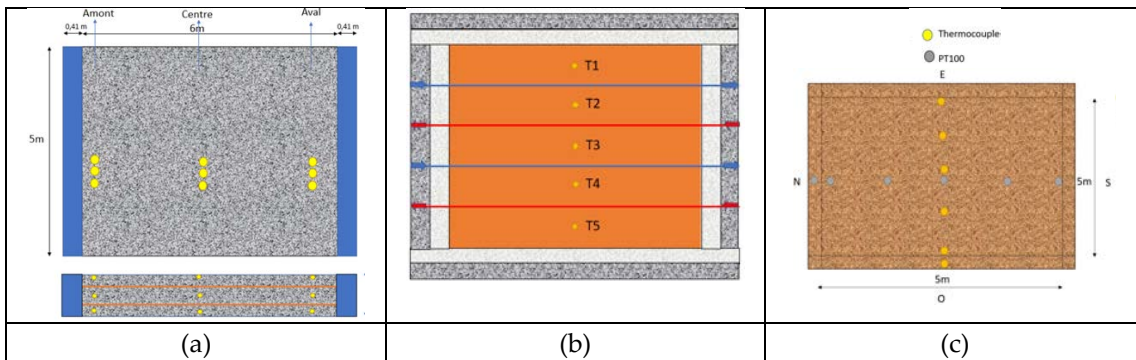
- un pyranomètre pour la mesure de la radiation solaire dans la bande 300 nm-2500 nm ;
- un pyrgeomètre pour la mesure de la radiation atmosphérique en infrarouge lointain ;
- un anémomètre pour la mesure de la vitesse du vent ;
- un pluviomètre à augets basculants pour la mesure des hauteurs de précipitations ;
- un capteur de température et d'humidité d'air.



**FIGURE 5.** Station météorologique (gauche), pose des thermocouples dans la chaussée (milieu) et pose des sondes de température dans le stockage au fur et à mesure du remplissage de sable (droite)

Les échangeurs thermiques installés entre les différents circuits (chaussée, stockage, bâtiment) sont équipés de sondes de température Pt1000 en entrée et en sortie, le débit de l’eau circulant dans chacun des circuits étant mesuré par un débitmètre à ailette. Les températures sont mesurées dans la chaussée par des thermocouples de type T (Fig. 5, milieu), ainsi que dans le stockage (Fig. 5, droite), auquel des sondes Pt100 ont été ajoutées pour assurer une redondance de mesure. La pose de Pt1000 dans la chaussée n’est pas possible en raison du compactage des couches de chaussées.

L’implantation des capteurs de température dans la chaussée et dans le stockage est schématisée sur la Figure 6. Dans la chaussée, la température est mesurée en trois points dans le sens de l’écoulement du fluide (de l’amont vers l’aval), avec 3 mesures au même point en cas d’écrasement à la suite du compactage (Fig. 6a). Chaque point de mesure est reproduit dans chacune des 3 couches de chaussée (Fig. 6a). Dans le stockage, chacune des 5 couches séparées par une spirale comporte une mesure de température en milieu de couche (Fig. 6b), au centre et sur les bords (Fig. 6c). Chacun des points de mesure est réalisé par un thermocouple et une sonde Pt100.

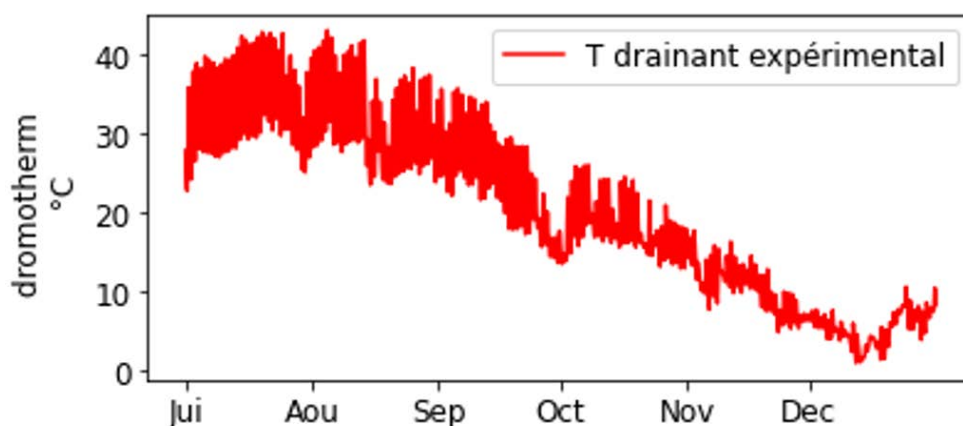


**FIGURE 6.** Implantation des sondes de température dans la chaussée : (a) vue en plan (haut) et coupe transversale (bas), implantation dans le stockage : coupe transversale dans le sens de l’altitude (b), vue en plan (c)



#### IV. SIMULATION ET EXPÉRIMENTATION

Des premières mesures de température ont été réalisées de juillet à décembre 2022 au sein de la couche drainante en l'absence de circulation de fluide dans la chaussée afin de calibrer les modèles. Les résultats sont présentés sur la Figure 7.

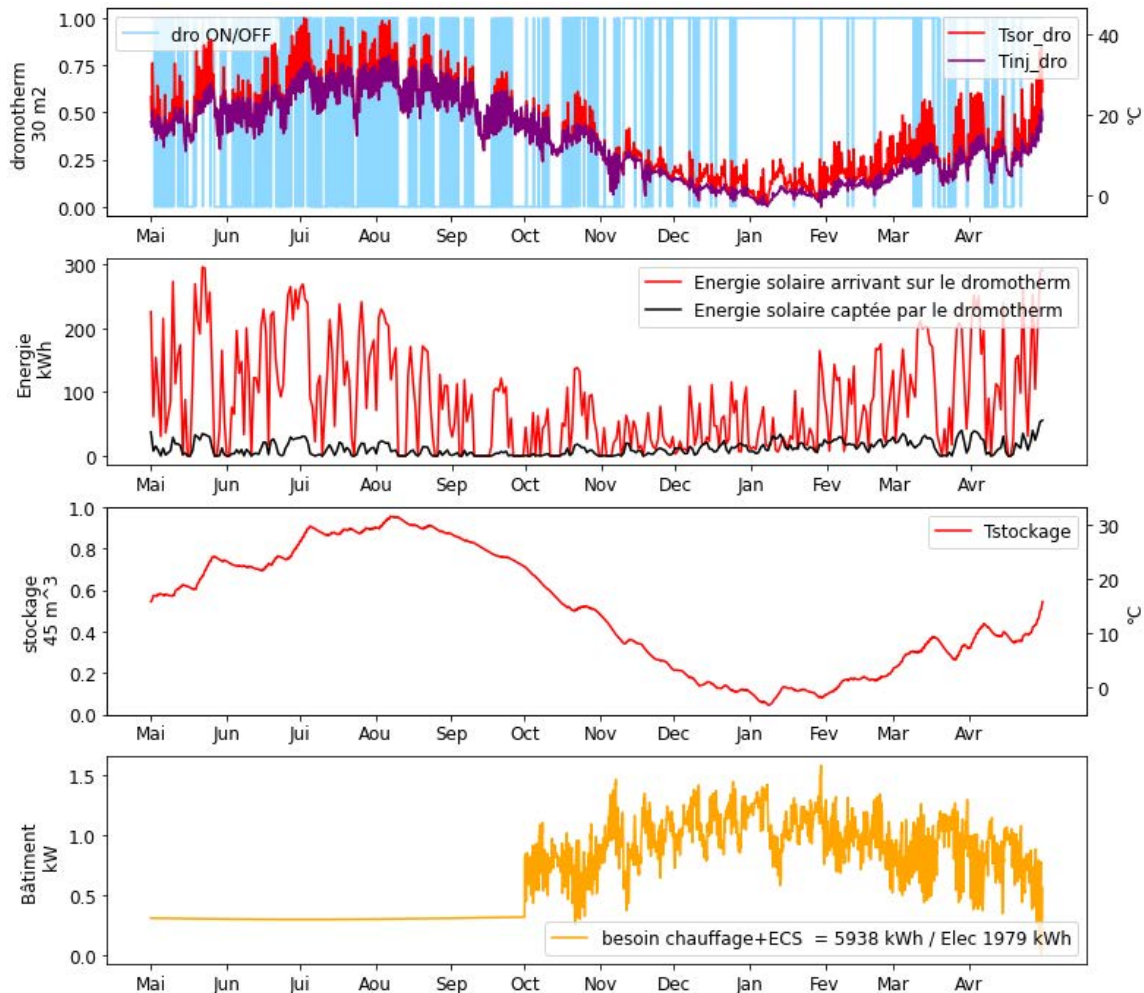


**FIGURE 2.** Évolution de la température de la couche drainante de juillet à décembre 2022.

La température de la couche drainante oscille entre 40 °C le jour et 30 °C la nuit en été lors des journées fortement ensoleillées. Les variations de température journalières sont beaucoup plus faibles en hiver compte tenu des apports solaires réduits sur la route à cette saison. La température de la chaussée est alors principalement gouvernée par les transferts convectifs avec l'air extérieur et conductifs avec le sol. Aucune température négative n'a été relevée sur la couche d'enrobé drainante sur la période d'auscultation. Ces relevés de températures montrent le potentiel thermique/énergétique des routes qui permet de pouvoir disposer d'une chaleur basse température d'une trentaine de degrés en été au niveau du stockage thermique. Un système de pompe à chaleur devra être mis en œuvre pour répondre aux besoins énergétiques de bâtiments nécessitant des niveaux de température plus élevés. Les performances énergétiques attendues de ces dernières seront alors bien supérieures aux performances des pompes à chaleur aérothermiques et géothermiques compte tenu du niveau de température de la source froide (ici le stockage).

Un modèle permettant de simuler le comportement thermique dynamique du système Dromotherm a été développé (Sévi. et al., 2022). Les résultats des simulations réalisées sur le prototype installé sur le site de Savoie Technolac sont présentés sur la Figure 8. En été, le rayonnement solaire reçu par la route équipée atteint 30 kW à la mi-journée (pour 30 m<sup>2</sup>). Cette énergie abondante couplée à des températures extérieures élevées (> 20°C) permet au fluide caloporteur circulant dans la chaussée et au stockage thermique massif d'atteindre respectivement des niveaux de température de 30 et 40 °C. La demande énergétique journalière en ECS a été fixée à 8,4 kWh (correspondant à une puissance moyenne de 350 W). Les besoins en chauffage sont estimés à l'aide d'un modèle Résistance - Capacité (RC) du bâtiment. La puissance de chauffe atteint 1150 W au cœur de l'hiver pour une consommation énergétique annuelle (Chauffage + ECS) de 6 000 kWh. La demande énergétique de l'habitat provoque la chute de température du stockage qui atteint des niveaux proches de 0 °C au cœur de l'hiver. La circulation de l'eau dans le Dromotherm

est mise en marche dès que les conditions permettent une recharge partielle du stockage. Elle est active tout au long de l'année. Le printemps est la période pendant laquelle la recharge du stockage est la plus active.



**FIGURE 3.** Simulation de la recharge annuelle du stockage et usage d'ECS + chauffage (en hiver)

La Figure 9 (diagramme de Sankey) présente le bilan énergétique issu de la simulation présentée Figure 8. Cette figure montre la répartition du flux solaire reçu à la surface du Dromotherm dans le système. On peut y voir que 13% de l'énergie totale reçue par la surface de la chaussée sur une année est transmise au fluide circulant dans le Dromotherm. La plus grande partie de l'énergie est perdue sous forme convective (échange avec l'air ambiant) et sous forme radiative (émissivité de la surface de chaussée). Finalement, seul 7% de l'énergie fournie au stockage thermique est perdue, témoignant l'efficacité de l'isolant.

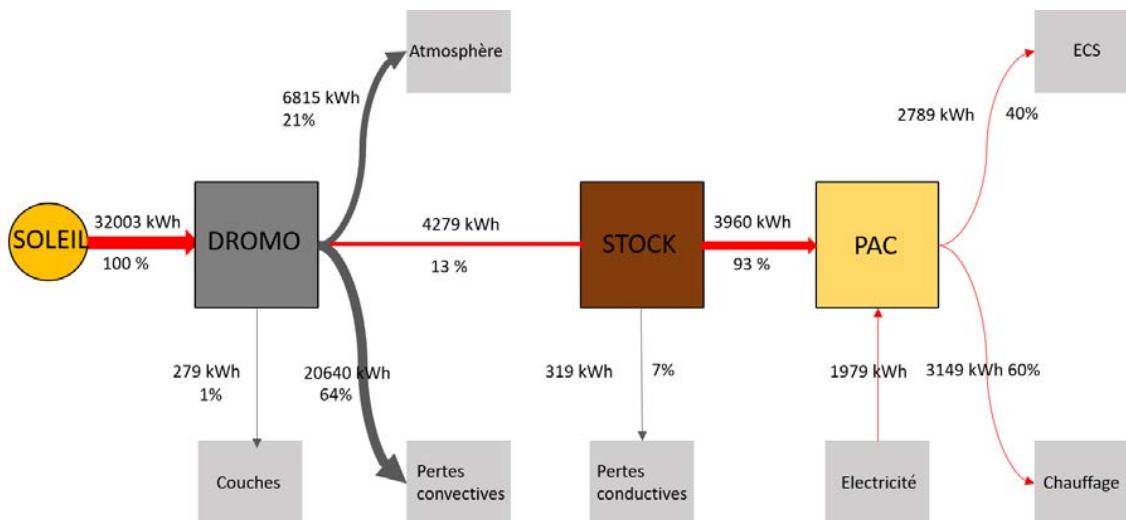


FIGURE 4. Bilan énergétique du système

## V. CONCLUSION

Sur le site de Savoie Technolac à proximité de Chambéry a été construit le premier démonstrateur de la solution Dromotherm comprenant un capteur routier d'énergie solaire, un stockage thermique et un bâtiment-témoin. La chaussée est composée de plusieurs couches d'enrobés dont une couche d'enrobé drainant dans laquelle circule l'eau captant la chaleur de la chaussée. Cette eau amène l'énergie dans le stockage thermique qui est une cuve remplie de sable saturé en eau, étanche et isolée thermiquement. Une pompe à chaleur permet de récupérer l'énergie dans le stockage thermique pour chauffer le bâtiment-témoin et l'alimenter en eau chaude sanitaire.

Le démonstrateur est complètement instrumenté avec : des capteurs de température dans la chaussée et dans le stockage thermique, des capteurs de débits et d'énergie sur toutes les entrées/sorties et une station météo à proximité de la chaussée pour assurer le suivi des conditions environnementales. Le système Themis du Cerema permet de suivre toutes les mesures à distance en temps réel mais aussi de contrôler automatiquement les pompes et autres éléments actifs du système.

Les premières mesures issues du démonstrateur révèlent le potentiel de récupération de chaleur. Une simulation numérique du fonctionnement du Dromotherm permet de montrer qu'en fonctionnement optimal, tout au long de l'année, le système récupère « gratuitement » (en soustrayant la consommation électrique de la pompe à chaleur) 12% de l'énergie solaire totale arrivant sur la chaussée en une année pour subvenir aux besoins du bâtiment témoin. Dans de futurs travaux, les résultats de simulation seront comparés avec les performances réelles qui seront observées sur le démonstrateur.

## REFERENCES

S. Asfour, F. Bernardin & E. Toussaint. (2020). Experimental validation of 2D hydrothermal modelling of porous pavement for heating and solar energy retrieving applications. *Road Materials and Pavement Design*, 21(3), 666-682. <https://doi.org/10.1080/14680629.2018.1525418>

P. Sevi, B. Stutz, F. Bernardin & A. Cuer. (2022). Étude d'un système de valorisation de l'énergie thermique des routes pour les besoins des bâtiments. *Actes du Congrès annuel de la SFT 2022*, 30. <https://doi.org/10.25855/SFT2022-075>.

Routes de France. (2022). L'état de la route, Rapport annuel 2022. <https://www.routesdefrance.com/etat-de-la-route-2022-6668/>

# Intégration des géostructures thermiques à l'échelle de la ville

Yvon Delerablée<sup>1</sup>, Sébastien Burlon<sup>1</sup>, Hussein Mroueh<sup>2</sup>

<sup>1</sup> SETEC Terrasol, Immeuble Central Seine, 42/52 quai de la Râpée, 75583 Paris Cedex 12, France

<sup>2</sup> University of Lille, IMT Lille Douai, Univ. Artois, Yncrea Hauts-de-France, ULR 4515 - LGCgE, Laboratoire de Génie Civil et géo-Environnement, F-59000 Lille, France

## RESUME

La pression climatique se faisant de plus en plus forte, notamment sur les villes avec les problématiques d'îlots de chaleur urbain, il est nécessaire d'utiliser des solutions énergétiques, propres et peu consommatrices, déployables à grande échelle. La géothermie très basse température, et plus particulièrement les géostructures thermiques, rentrent dans ce cadre. Il s'agit de coupler un ouvrage géotechnique enterré classique (e.g. pieux, paroi moulée, tunnel, etc.) à un échangeur thermique très basse température (e.g. sonde géothermique). Associé à une pompe à chaleur, il est ainsi possible de produire du chauffage et/ou de la climatisation pour les ouvrages équipés. Ce concept est applicable à tous types d'ouvrage et permet de subvenir à tout ou partie des besoins en énergie thermique de ceux-ci. Cette technologie permet également d'alimenter un réseau de chaleur urbain (e.g. boucle tempérée) dont l'objectif est de mutualiser l'alimentation et les besoins. De nombreux travaux académiques, techniques et réglementaires ont été effectués depuis plusieurs dizaines d'années en Europe et une quinzaine d'années en France. L'objectif de cet article est de montrer l'évolution des géostructures thermiques en France et à l'étranger avec notamment la création de réseaux scientifiques Européens tels que l'ACTION COST FOLIAGE en 2022.

**Mots-clefs** géotechnique, géostructures thermiques, géothermie basse température, pieux, parois moulées

## I. INTRODUCTION

Dans le cadre de l'augmentation croissante des besoins en énergie avec le temps, il est nécessaire de mobiliser toutes les ressources possibles, notamment décarbonées. A l'échelle de la ville, la géothermie très basse température permet de subvenir à tout ou partie des besoins en Eau Chaude Sanitaire ECS, chauffage et climatisation des bâtiments. Si différentes technologies permettent de mobiliser la ressource géothermique, *i.e.* le terrain sous les ouvrages, on s'intéresse ici particulièrement aux géostructures thermiques. Il s'agit d'intégrer des échangeurs thermiques très basse températures à différents ouvrages géotechniques tels que les pieux de fondation, les parois moulées, les radiers ou les tunnels (Brandl, 2006 ; CFMS et SYNTEC, 2017 ; Barla *et al.*, 2016). A terme, tous les types d'ouvrage sont susceptibles d'être équipés d'échangeurs géothermiques.

La particularité des géostructures thermiques repose sur le fait que leur fonction principale est structurelle. Cette fonction ne doit pas être modifiée par l'opportunité prise d'échanger de l'énergie avec le terrain environnant. Ainsi, de nombreuses études se sont attachées à étudier le comportement thermo-mécanique des terrains (Campanella et Mitchell, 1968 ; Laloui et Cekerevac, 2008) et, notamment, des pieux énergétiques (Bourne-Webb *et al*, 2009 ; Adam and Markiewicz, 2009). Ces études ont mené à la rédaction de différentes recommandations (SIA, 2005 ; GSHP association, 2012 ; CFMS et SYNTEC, 2017).

Il convient de noter que les variations de température dans le terrain et dans les structures enterrées sont fortement dépendantes du contexte hydrogéologique *in situ*, ainsi que des potentielles interactions thermo-hydrauliques à l'échelle de la ville mais également à l'échelle de l'ouvrage (Delerablee, 2019). Ainsi, la dimension des ouvrages, leur orientation par rapport à l'écoulement d'une nappe, la vitesse d'écoulement de celle-ci et leur espacement avec d'autres ouvrages en aval sont autant de paramètres à considérer pour analyser le potentiel énergétique d'une géostructure thermique. A noter que celui-ci doit systématiquement être corrélé aux besoins en énergie de l'ouvrage.

L'objectif de cet article est ainsi de présenter l'évolution des géostructures thermiques en France et à l'étranger en balayant les différentes étapes de validation depuis l'échelle de la structure jusqu'à celle de la ville. La diffusion du savoir et du retour d'expérience à l'échelle européenne et nationale vient clore cette synthèse.

## II. VALIDATION A L'ECHELLE DE LA STRUCTURE

### A. Présentation et vérification des enjeux thermo-mécaniques

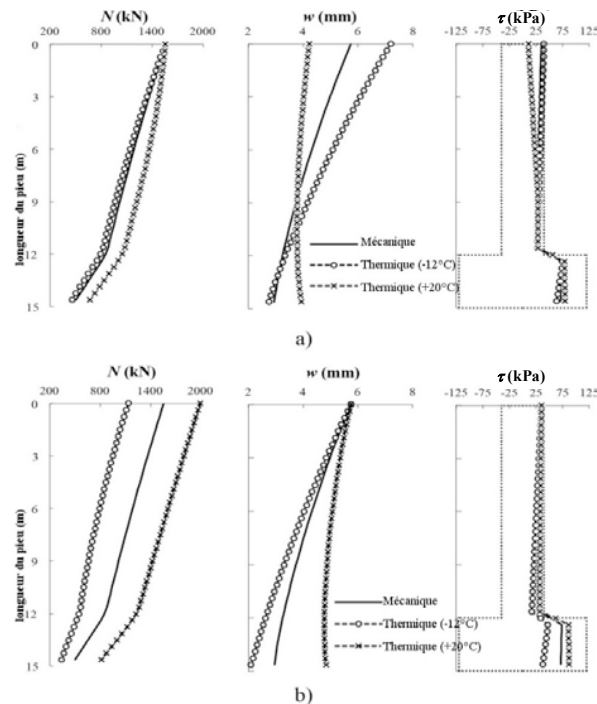
Les variations de température subies par les géostructures thermiques, mais également le terrain environnant sont susceptibles d'avoir différents effets (Delerablee *et al*, 2020) :

- le premier concerne les déplacements parasites de la structure. Les enjeux résident dans l'estimation d'une part de ces déplacements parasites et, d'autre part, des capacités d'adaptation des structures portées ;
- le deuxième concerne les efforts structuraux internes supplémentaires, tant dans la géostructure thermique elle-même que dans la structure portée le cas échéant. En effet, sous l'effet des cycles de réchauffement et de refroidissement, la géostructure thermique va se contracter ou se dilater de manière empêchée, du fait de la réaction du terrain environnant mais également de la raideur de la structure portée le cas échéant. Ces mouvements contraints vont générer des efforts structuraux additionnels ;
- le troisième enfin est lié à la mobilisation plus importante de la résistance du terrain, qui peut potentiellement diminuer du fait des cycles géothermiques.

Le fonctionnement des géostructures génère également des variations de température dans le terrain qui induisent une variation volumique de ces terrains qui va modifier l'interaction entre le terrain et la géostructure, et donc les efforts structuraux dans celle-ci. La question de l'évolution des propriétés mécaniques des terrains est également posée. Comme les températures imposées dans les géostructures thermiques varient entre +1 et +35°C, il peut être généralement considéré que le

comportement mécanique des terrains n'est pas impacté. A l'heure actuelle, ces évolutions sont jugées négligeables et ne sont pas prises en compte en pratique (SIA, 2005 ; CFMS et SYNTEC, 2017). De part la nature des sollicitations (*i.e.* variation d'effort interne), il est nécessaire de se baser sur des calculs d'interaction sol-structure ISS afin de modéliser le comportement d'une géostructure thermique. Dans le cas d'un pieu, l'utilisation d'une loi locale d'interaction modélisée par une fonction t-z de type Frank et Zhao (1982) permet de calculer l'effort normal dans le pieu, son déplacement axial ainsi que la mobilisation du frottement axial. D'autres méthodes, plus complexes, ont également été développées, afin de prendre, notamment, en compte le caractère cyclique de la sollicitation (Suryatriyastuti *et al.*, 2014 ; Suryatriyastuti *et al.*, 2015). La figure suivante présente les résultats de la modélisation d'un pieu de 15 m de long soumis à un refroidissement de  $-12^{\circ}\text{C}$  et un réchauffement de  $+20^{\circ}\text{C}$  par rapport à son état initial. Deux cas de chargement sont analysés :

- pieu bloqué en tête ;
- pieu libre en tête.



**Figure 1 : Réponse d'un pieu énergétique de 15 m de long sous une charge thermique supplémentaire – a) pour un pieu libre en tête et b) pour un pieu bloqué en tête**

Dans le cas où le pieu est libre en tête, la contraction du pieu liée au refroidissement génère un tassement supplémentaire en tête, accompagné d'une diminution des efforts normaux. Cette diminution peut, en théorie, aboutir à des efforts de traction dans le pieu. Quant à elle, la dilatation du pieu liée à son réchauffement provoque un soulèvement de la tête et une augmentation des efforts normaux du pieu. De plus, la contrainte sous la base du pieu augmente afin de s'opposer

aux mouvements axiaux. Cela implique une diminution du frottement axial. Des observations similaires sont possibles dans le cas où le pieu est bloqué en tête.

Le comportement thermo-mécanique des ouvrages et du terrain est donc bien connu et quantifiable. Il est ainsi possible de définir une stratégie de justification compatible avec les règles de calcul actuelles telles que l’Eurocode 7 (CFMS et SYNTEC, 2017).

Le schéma suivant est ensuite appliqué :

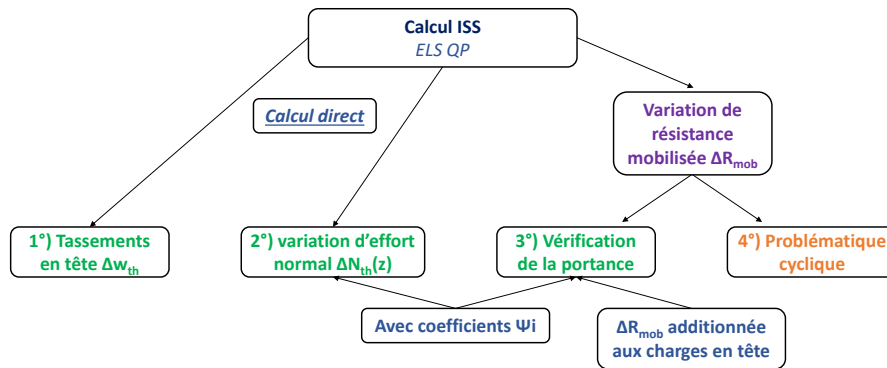


Figure 2 : Schéma de justification d’un pieu énergétique

B. Influence de la nappe

Concernant l’échelle de la structure, le deuxième aspect à analyser concerne l’influence de la présence d’eau et d’un éventuel écoulement de celle-ci (Delerablee, 2019). Pour comprendre ces éléments, il est nécessaire de revenir à la loi de conservation d’énergie dans le terrain, qui s’écrit de la façon suivante :

$$C_{g,eff} \times \frac{\partial T}{\partial t} + div(\vec{J}_{cond}) + div(\vec{J}_{adv}) - j_{int} = 0 \tag{1}$$

où  $C_{g,eff}$  est la capacité thermique volumique effective du terrain (J/m<sup>3</sup>.K),  $T$  la température (K),  $t$  le temps (s),  $\vec{J}_{cond}$  le flux de chaleur par conduction (W/m<sup>2</sup>),  $\vec{J}_{adv}$  le flux de chaleur par advection (W/m<sup>2</sup>) et  $j_{int}$  la production de chaleur interne (W/m<sup>3</sup>). Ce dernier terme est négligeable à faible profondeur et dans les sols. Si les besoins sont déséquilibrés, il existe un risque de dérive thermique pluriannuel lié à l’accumulation d’une anomalie thermique positive ou négative au cours du temps. L’analyse de la conservation d’énergie dans le terrain permet de quantifier ces éléments.

D’une part, la présence d’eau et donc de terrains saturés améliore significativement la conductivité thermique apparente qui augmente ainsi le flux de chaleur par conduction décrit par la loi de Fourier :

$$\vec{J}_{cond} = -\lambda_{g,eff} \times \vec{\nabla}T_{(x,y,z)} \tag{2}$$



où  $\vec{J}_{cond}$  est le flux de chaleur par conduction (W/m<sup>2</sup>),  $\nabla T_{(x,y,z)}$  le gradient de température (K/m) et  $\lambda_{g,eff}$  la conductivité thermique effective du terrain (W/m.K). La conductivité thermique peut être traduite par les relations semi-empiriques de Kersten (1949) pour les sols de type sable et argile-limon :

$$\lambda_{argile,limon} = 0,1442 \times (0,9 \times \log(w) - 0,2) \times 10^{0,6243 \times \rho_d} \tag{3}$$

$$\lambda_{sable} = 0,1442 \times (0,7 \times \log(w) + 0,4) \times 10^{0,6243 \times \rho_d} \tag{4}$$

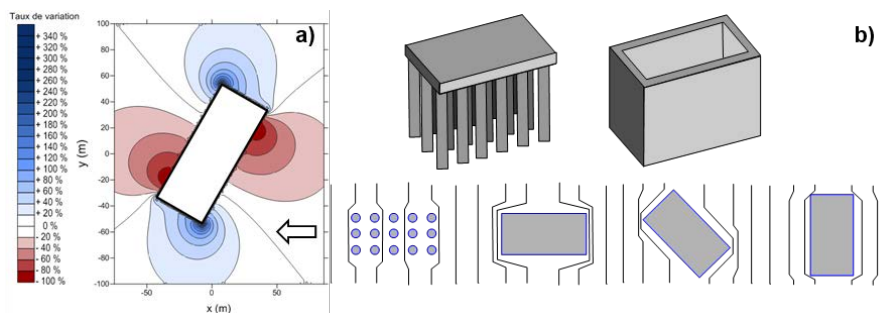
où  $\lambda_{argile,limon}$  et  $\lambda_{sable}$  sont respectivement les conductivités thermiques selon Kersten pour les sols fins et les sols grossiers (W/m.K),  $w$  la teneur en eau (-) et  $\rho_d$  la masse volumique sèche du sol (kg/m<sup>3</sup>).

D'autre part, si l'eau s'écoule, l'anomalie thermique générée par la géostructure thermique est dissipée localement de manière partielle ou totale en fonction de la vitesse d'écoulement. Dans ce cas, c'est la composante en advection qui rentre en jeu et que l'on peut décrire de la manière suivante :

$$\vec{J}_{adv} = \rho_w \times C_w \times \vec{v}_D \times T \tag{5}$$

où  $\vec{J}_{adv}$  est le flux advectif (W/m<sup>2</sup>),  $\rho_w$  la masse volumique de l'eau (kg/m<sup>3</sup>),  $C_w$  la chaleur spécifique de l'eau (J/kg.K),  $\vec{v}_D$  la vitesse de Darcy (m/s) et  $\nabla T_{(x,y,z)}$  le gradient de température (K/m). Ce phénomène a notamment été étudié par différents auteurs pour les pieux (Fromentin *et al.*, 1999), les tunnels (Barla *et al.*, 2016) et les parois moulées (Delerablee, 2019). Il conduit, globalement, à une amélioration du potentiel brut de l'échange thermique mais à une perte de la capacité de stockage intersaisonnier.

Un autre phénomène hydraulique est à prendre en compte en fonction du type de géostructures thermiques, il s'agit de l'effet barrage.



**Figure 3 : Effet barrage : a) modification du champ de vitesse de Darcy (Demongodin, 2015), b) influence du type de fondation et de son orientation (Reiffsteck, 2015)**

Cet effet barrage, notamment visible pour les grands ouvrages en parois moulées ou assimilées, est quantifiable en première approche par la formule suivante :

$$\Delta h \approx i \times \frac{L}{2} \tag{6}$$

où  $\Delta h$  est la valeur de l'effet barrage [m],  $i$  le gradient hydraulique [-] et  $L$  la largeur de l'ouvrage [m]. La variation de charge hydraulique liée à l'effet barrage (*i.e.* augmentation du niveau à l'amont et diminution à l'aval) implique une variation de la vitesse d'écoulement autour de l'ouvrage. Dans le cadre des géostructures thermiques, ce phénomène a une influence très forte sur les transferts thermiques à l'échelle de la structure.

### III. DEPLOIEMENT A L'ECHELLE DE LA VILLE

#### A. Interaction thermo-hydraulique

Dans le cas où un écoulement est présent, l'anomalie thermique générée par la géostructure thermique est dissipée localement. Néanmoins, cette énergie est conservée et diffusée de l'amont vers l'aval en générant un panache thermique pouvant atteindre plusieurs centaines de mètres de longueur. La figure suivante présente un exemple de simulation d'une sonde géothermique soumise à un écoulement suivant trois gradients hydrauliques et en fonction de cinq perméabilités différentes.

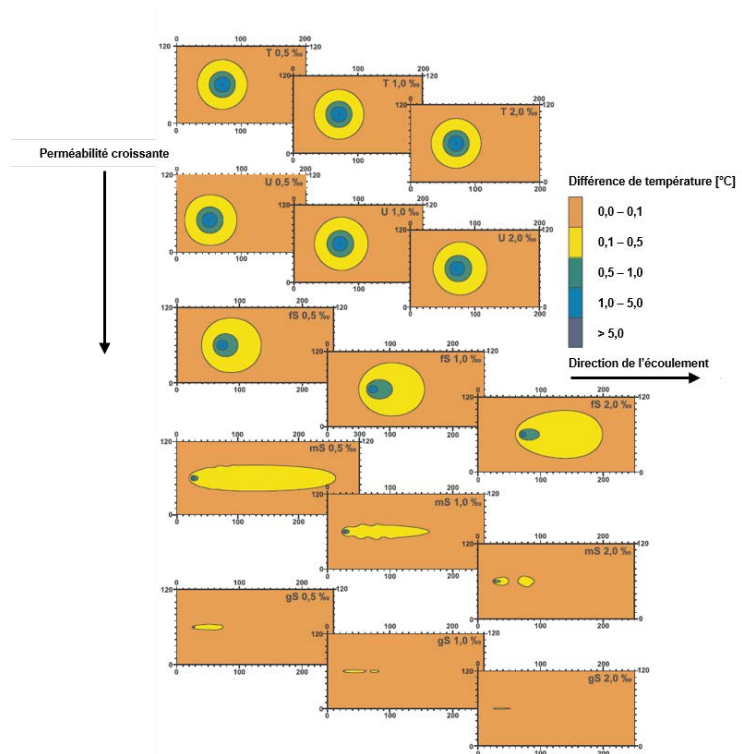


Figure 4 : Champs de température autour d'une sonde géothermique verticale à la fin de la 30<sup>ème</sup> saison de chauffe pour cinq perméabilités différentes et trois gradients hydrauliques 0,5 %, 1 % et 2 % (D'après Pannike, 2006)

Ainsi lorsque la vitesse d'écoulement est faible (*i.e.* perméabilité faible et/ou gradient hydraulique faible), l'advection est négligeable et les transferts thermiques se font uniquement par conduction. Aucun panache thermique ne se développe donc. De même, lorsque la vitesse d'écoulement est très élevée, la diffusion est telle qu'aucune anomalie thermique locale n'est générée. C'est dans les cas intermédiaires que l'on retrouve la formation d'un panache thermique.

Dans le cas où plusieurs ouvrages géothermiques sont alignés dans la direction de l'écoulement, des interactions peuvent apparaître. La figure suivante présente ce phénomène avec un exemple d'interaction négative puis positive.

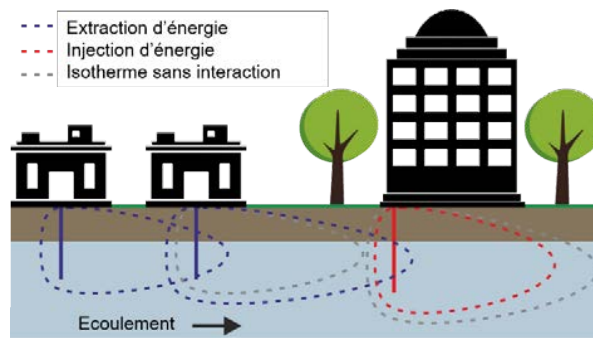


Figure 5 : Influence du panache thermique d'un ouvrage amont sur le champ de température d'un ouvrage aval en fonction du signe de l'anomalie thermique (D'après Pedchenko, 2018)

En fonction de la géométrie, de la vitesse d'écoulement et de la sollicitation thermique, il est possible de définir une distance critique en dessous de laquelle l'interaction hydraulique (*i.e.* effet barrage) peut générer une zone où l'écoulement est nul. Lorsque la distance est supérieure à cette distance critique, l'effet barrage n'a plus d'influence et l'interaction est purement thermique. Le graphique suivant présente le principe d'interaction thermo-hydraulique entre deux ouvrages.

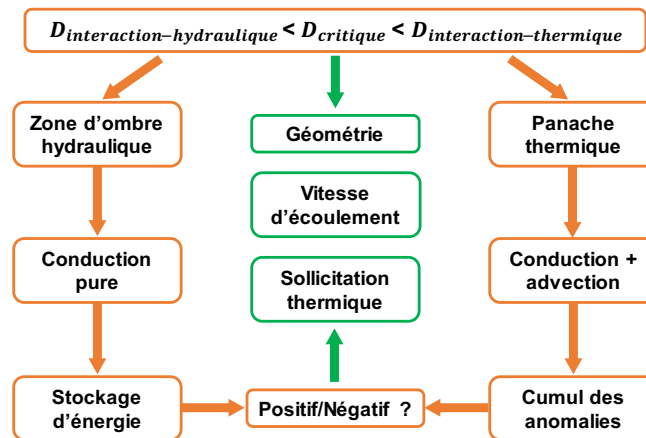


Figure 6 : Principe de l'interaction thermo-hydraulique entre deux ouvrages

### B. Boucle tempérée

Dans le cadre du déploiement des géostructures thermiques à l'échelle de la ville, il est essentiel d'en comprendre les usages. Par exemple, en complément de l'utilisation locale pour répondre aux besoins du bâtiment équipé, les géostructures thermiques peuvent également être utilisées pour alimenter une boucle tempérée. Cette dernière permet de mutualiser la ressource et les besoins de différents ouvrages sur un seul réseau d'eau. Ainsi, deux bâtiments aux besoins très différents peuvent se compenser l'un l'autre au sein de ce réseau.

C'est notamment le projet qui est étudié dans le cadre du réaménagement d'une gare et du quartier alentour. L'objectif est de coupler l'utilisation de géostructures thermiques sur la gare et de sondes géothermiques verticales (*e.g.* sous le parvis, les parkings, etc.) afin d'alimenter les nouveaux bâtiments de la gare mais également de raccorder les prochains ouvrages au fil de leur construction.

Pour réaliser ce projet, il est nécessaire de bien définir le contexte hydro-géologique de la zone mais également le phasage de travaux et de raccordement des différents ouvrages. En effet, l'addition des besoins dans le temps peut amener un déséquilibre pendant un certain temps dont l'effet sur la dérive thermique est à analyser. Globalement, dans le cadre de ce type de projet, toutes les thématiques abordées dans cet article sont à étudier de manière avancée.

## IV. DIFFUSION A L'ECHELLE EUROPEENNE

La complexité et la diversité des différents projets ainsi que la multiplicité des acteurs limitent fortement la descente d'information permettant de former un retour d'expérience exhaustif pour les différents types de géostructures thermiques. Il en ressort tout de même, qu'aucun sinistre dans le monde n'est à déplorer à cause de l'utilisation de géostructures thermiques.

Il est néanmoins essentiel de concaténer un maximum d'information et d'essayer de construire un socle commun. C'est l'expérience qui est tentée depuis maintenant plusieurs années en Europe avec la création successive de différents groupes de travail collaboratifs portés notamment par l'Union Européenne à travers les COST ACTION. De 2014 à 2019 a pris place le TU1405 - European network for shallow geothermal energy applications in buildings and infrastructures (GABI). Désormais, c'est le projet CA21156 - european network for FOstering Large-scale ImplementAtion of energy GEostructure (FOLIAGE) qui a pris le relais. En France, le projet ANR GECKO a aussi participé au développement de la technique.

L'objectif de ce dernier est de proposer des pistes de développement pour l'utilisation massive des géostructures thermiques à l'échelle d'un quartier ou d'une ville. Un des leviers identifiés repose sur leur intégration avec les autres sources d'énergie renouvelable. De même, il reste à lever un certain nombre de barrières non-techniques et institutionnelles.

En complément de ces groupes de recherche, il convient de noter que les géostructures thermiques vont être intégrées à la nouvelle version de l'Eurocode 7 sous la forme d'une annexe. Cette reconnaissance dans le cadre de la norme va permettre leur diffusion à grande échelle aux ingénieurs en charge des projets de géotechnique.

## V. CONCLUSIONS

Les géostructures thermiques sont des solutions viables pour subvenir à tout ou partie des besoins en chauffage et en refroidissement de différents types d'ouvrages. Leur utilisation nécessite d'étudier le comportement mécanique de la fondation ou de l'ouvrage de soutènement soumis à des variations de température. Ces nouvelles sollicitations thermo-mécaniques sont quantifiables et peuvent être prises en compte dans un calcul de justification de type Eurocode. Il convient également d'étudier dans le temps l'évolution du champ de température autour de l'ouvrage. Pour cela, il est nécessaire de prendre en compte les besoins en énergie de l'ouvrage, qui peuvent être équilibrés ou déséquilibrés, mais également le contexte hydro-géologique. Notamment, la présence d'une nappe en écoulement exerce une influence très forte sur la réponse de la géostructure thermique. Globalement, on recherchera les zones où l'écoulement est rapide afin de pouvoir dissiper efficacement l'anomalie thermique générée. Néanmoins, dans ce cas de figure, il convient d'analyser précisément les interactions potentielles entre les différents ouvrages.

## REFERENCES

- Brandl, H. (2006). Energy foundations and other thermo-active ground structures. *Géotechnique*, 56(2): 81 - 122.
- CFMS et SYNTEC. (2017). Recommandations pour la conception, le dimensionnement et la mise en oeuvre des géostructures thermiques. *Revue Française de Géotechnique*, 149, 120 p.
- Barla, M., Di Donna, A., & Perino, A. (2016). Application of energy tunnels to an urban environment. *Geothermics*, 61: 104 - 113.
- Campanella R.G. & Mitchell J.K. (1968) Influence of temperature variations on soil behavior. *Journal of soil mechanics and foundation division ASCE*, 94(3) : 709-734.
- Laloui L., & Cekerevac C. (2008). Numerical simulation of the non-isothermal mechanical behavior of soils. *Computers and Geotechnics*, 35: 729-745.
- Bourne-Webb, P.J., Amatya, B., Soga, K., Amis, T., Davidson, C., & Payne, P. (2009). Energy pile test at Lambeth College, London: geotechnical and thermodynamic aspects of pile response to heat cycles. *Géotechnique*, 59(3): 237 - 248.
- Adam D., & Markiewicz R. (2009). Energy from earth-coupled structures, foundations, tunnels and sewers. *Géotechnique*, 59(3): 229-236.
- GSHP association. (2012). Thermal Pile. Design, Installation & Materials Standards. Issue 1.0, Knowlhill, UK. 85 p.
- SIA. (2005). Utilisation de la chaleur du sol par des ouvrages de fondation et de soutènement en béton. Guide pour la conception, la réalisation et la maintenance. SIA D 0190, Zurich, Suisse. 104 p.
- Delerablee, Y. (2019). Intégration thermique et mécanique des géostructures thermiques : de l'échelle du bâtiment à l'échelle de la cité. *Thèse de géotechnique*. Marne-la-Vallée, Université Paris-Est-Marne-la-Vallée. 315 p.

Delerablée Y., Habert J., and Burlon S.. "Géostructures thermiques - Présentation du fonctionnement thermique et mécanique". *Techniques de l'Ingénieur C264*. 37p.

Habert, J., & Burlon, S. (2012). Eléments sur le comportement mécanique des fondations géothermiques. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur *JNGG2012*, Bordeaux, France, 617 - 624.

Frank, R. and Zhao, S.R. (1982). Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale de pieux forés dans des sols fins. *Bulletin de Liaison des Laboratoire des Ponts et Chaussées*, 119 : 17-24.

Suryatriyastuti, M.E., Burlon, S. and Mroueh, H. (2015). On the understanding of cyclic interaction mechanisms in an energy pile group. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 40(1), 3-24.

Suryatriyastuti, M.E., Mroueh, H. and Burlon, S. 2014. A load transfer approach for studying the cyclic behavior of thermo-active piles. *Computers and Geotechnics*, 55: 378-391.

Kersten, M.S. (1949). Thermal Properties of Soils. University of Minnesota, Institute of Technology. 28: 1 - 226.

Fromentin, A., Pahud, D., Laloui, L., & Moreni M. (1999). Pieux échangeurs : conception et règles de pré-dimensionnement. *Revue française de génie civil*, 3(6) : 387 - 421.

Demongodin, L. (2015). *Communication personnelle*.

Reiffsteck, P. (2015). *Communication personnelle*.

Pannike, S., Kölling, M., Panteleit, B., Reichling, J., Scheps, V., & Schulz, H. (2006). Auswirkung hydrogeologischer Kenngrößen auf die Kältefahren von Erdwärmesondenanlagen in Lockersedimenten. *Grundwasser*, 11(1): 6 – 18.

Pedchenko, O. (2018). *Communication personnelle*.

# Comportement thermomécanique des panneaux de façades bois/béton

Roufaïda ASSAL<sup>1</sup>, Andrea ARMONICO<sup>1</sup>, Laurent MICHEL<sup>1</sup>, Emmanuel FERRIER<sup>1</sup>.

<sup>1</sup> Université de Lyon, Université Lyon 1, LMC2-EA7427, F-69622 Villeurbanne, France

**RESUME** : La réalisation d'un panneau bois-béton par collage est un concept innovant car il va permettre à la fois de développer un système à faible impact environnemental mais aussi d'allier les qualités respectives des deux matériaux, là où ils sont les plus efficaces. Dans le cas des planchers, les conditions d'exposition sont connues et stables au cours de la vie de l'ouvrage. La question soulevée est qu'en est-il si durant leur durée de vie, les panneaux de façades sont exposés à des gradients de température importants entre l'intrados et l'extrados.

L'objectif de ce travail est donc d'étudier le comportement thermomécanique des panneaux de façade bois-béton collé. Dans un premier temps une étude expérimentale est exposée présentant des méthodes de mesure et d'évaluation de la rigidité d'un assemblage en utilisant la technique de la corrélation d'images et à travers des essais push out. Ensuite des résultats d'essais à plus grande échelle sont expérimentés et comparés à une modélisation analytique et par éléments finis pour vérifier le comportement thermomécanique de la structure.

**Mots-clefs**, Façades bois-béton collées, comportement thermomécanique, corrélation d'images, essai push out, modélisation.

## I. INTRODUCTION

Les techniques de collage par adhésif structurel sont de plus en plus utilisées dans le domaine de la construction pour remplacer les méthodes d'assemblage traditionnelles telles que les boulons, les vis et les clous. Les adhésifs offrent de nombreux avantages par rapport aux connecteurs mécaniques, tels que la suppression de zones de contrainte concentrées, une meilleure résistance aux sollicitations et une répartition plus homogène des forces. L'utilisation d'adhésifs permet également de réduire les contraintes dans les joints en augmentant la surface de contact entre les pièces, cela améliore la résistance globale de la structure et permet de réduire les risques de déformation et de fissuration. Cependant, il est important de noter que les adhésifs utilisés dans le génie civil sont soumis aux conditions climatiques et peuvent subir des altérations au fil du temps. Les propriétés mécaniques et physiques des adhésifs peuvent être affectées par l'humidité, la chaleur ou le froid, pouvant entraîner une perte d'adhérence ou une fragilisation de l'assemblage. Des recherches se sont concentrées sur l'analyse de la résistance et de la durabilité des collages, notamment en étudiant les effets des cycles de charges thermiques et hygrométriques sur les adhésifs et sur les joints collés.

Plusieurs études ont montré que le fluage des joints augmente avec la température et l'humidité, et que la résistance à la traction et le module diminuent avec leurs augmentations, entraînant des

ruptures principalement dans l'adhésif. Une étude (Nguyen, 2008) a montré que le vieillissement hygrothermique pendant 2 mois augmentait la force à la rupture des éprouvettes de 27,5%. D'autres études, comme celles de (Amidi & Wang, 2016) et (Lai, et al., 2010) ont montré l'influence marquée de la température sur les performances des assemblages collés. La fatigue de ce type de connexion a aussi été constaté en utilisant des conditions hygrométriques et thermiques selon les études de (Pham, 2007) et (Le Roy, et al., 2009). Il y a des travaux qui ont également été menés sur la durabilité des assemblages bois-béton sous chargements environnementaux, comme les travaux de (Loulou, et al., 2011) qui ont suggéré que les changements de la teneur en eau peuvent causer des dommages aux différents matériaux qui composent la structure.

Le but de cette étude est d'examiner le comportement thermomécanique des assemblages collés en utilisant des essais mécaniques de type push-out pour évaluer les propriétés d'adhérence. Pour cela, une technique de corrélation d'image est utilisée pour caractériser l'adhérence des joints collés, et les résultats ont été simulés à l'aide de modélisations par éléments finis à petite échelle. Ensuite, des modélisations analytiques et des simulations par éléments finis à grande échelle ont été effectuées pour étudier le comportement des façades bois-béton collées.

## II. MATERIAUX ET ESSAIS

Les spécimens sont fabriqués par l'entreprise CRUARD dans son leur intégralité et ensuite livrés au laboratoire pour les essais expérimentaux. Au total, seize éprouvettes sont testées en statique. Les spécimens sont composés d'une partie bois GL24h d'une section de 300 mm x 80 mm, collée à un élément de béton de classe C40 ayant une section transversale de 300 mm x 80 mm. L'adhésif utilisé est l'Eponal 371 (EP371), un adhésif époxyde thermodurcissable composé d'une résine époxyde et d'un durcisseur fourni par la société BOSTIK. Deux séries de spécimens ont été testées avec différents types de protocoles de fabrication. La série 1 présente un plan de collage incliné entre le bois et le béton. La série 2 présente un plan de collage non incliné. Pour ces deux séries, une mise en œuvre consiste à vibrer et à tremper la partie bois dans le béton, la seconde consiste à ajouter un pré-trempage et une vibration supplémentaire. La technique de collage est celle proposée dans les travaux de (Augeard, et al., 2018) (tableau1).

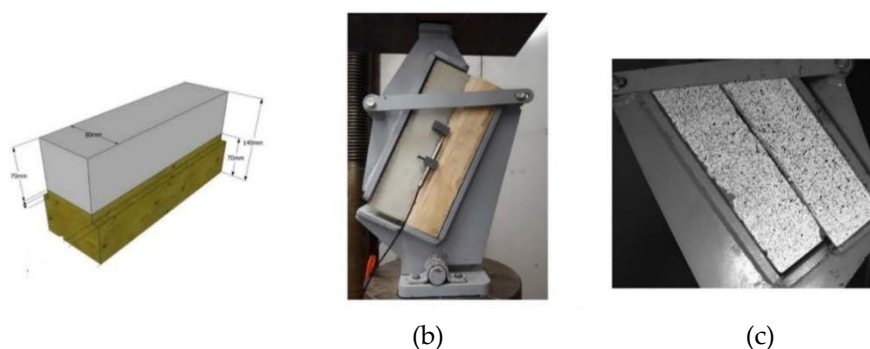
**TABLEAU 1. Protocoles de fabrication des éprouvettes testés**

Séries testés	Protocole de fabrication	Eprouvettes
Série 1	Vibration1, trempage, pente	4
	Vibration1, Pré trempage, trempage, vibration 2, pente	4
Série 2	Vibration1, trempage, sans pente	4
	Vibration1, trempage, Pré trempage, vibration 2, sans pente	4

Les essais ont été réalisés à l'aide d'une presse de compression d'une capacité de 1000 kN. La caractérisation de l'adhérence entre le bois et le béton est faite par un essai push-out identifié par la norme NF EN 408. Cet essai est un moyen de tester la qualité et la fiabilité de la jonction collée entre



le bois et le béton. Il consiste à appliquer une charge sur l'extrémité de l'éprouvette jusqu'à ce que la jonction collée cède, en mesurant les forces appliquées et les déformations subies par l'éprouvette pendant l'essai. Les résultats de cet essai sont utilisés pour évaluer la qualité de la jonction collée et pour déterminer si elle est appropriée pour son utilisation prévue dans une structure donnée. L'essai permet de définir la charge à rupture et le glissement entre les deux matériaux. Pour des raisons de représentativité au niveau de la largeur de poutre notamment, les dimensions des spécimens imposent un angle de  $25^\circ$  entre la génératrice de l'éprouvette et l'axe de l'effort. La rigidité d'un système d'assemblage est déterminée par son module de glissement, qui quantifie la résistance offerte contre le déplacement de la surface de contact entre le béton et le bois lorsqu'une charge est appliquée à la structure.



**FIGURE 1.** a : Dimensions du spécimen push-out, b : Principe de l'essai d'adhérence push-out, c : Mesure du déplacement et de la déformation par l'outil de corrélation d'image



**FIGURE 2.**

a : Série1 ( pente )

b : Série 2 ( sans pente)

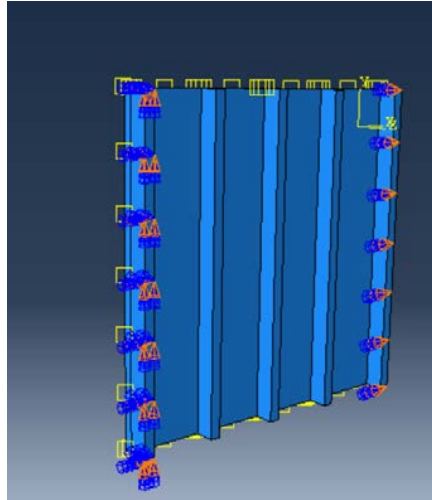
Parmi les méthodes de mesure optique, la corrélation d'images numériques (DIC) utilisée dans les travaux de (Armonico, 2022) permet de mesurer les champs de déformation à la surface d'un

échantillon. La rigidité d'une éprouvette collée en bois-béton est analysée en utilisant cette technique tout en mesurant la déformation de l'éprouvette sous charge. Le dispositif de mesure est présenté à la Figure. 1.c. Les échantillons ont été marqués avec une peinture un mouchetis noir. La surface est observée avec une caméra haute résolution (2048 x 2048 pixels), et les images sont enregistrées tout au long de l'essai. L'analyse des champs de déplacement et de déformation par le logiciel « GOM correlate » a fourni des informations, en particulier au niveau de l'interface bois-béton. Les valeurs de déformation locales sont caractérisées par une couleur spécifique et sont moyennées sur un domaine entourant le point considéré. Ces derniers vont permettre le calcul du coefficient de glissement de l'assemblage suivant deux méthodes de mesure pour un champs de déplacement et de déformation au niveau du joint de colle.

### III. MODELISATION ANALYTIQUE

Il existe différents modèles analytiques qui permettent de calculer le glissement et la contrainte de cisaillement dans un panneau de façade en bois-béton collé sous chargement thermique. Ces modèles sont généralement basés sur des hypothèses simplificatrices et des équations analytiques qui permettent de déterminer les déformations dues à la flexion thermique des panneaux et les contraintes dans les différentes parties de la structure. Cette déformation est causée par l'expansion et contraction du bois et du béton du panneau lorsqu'il est soumis à des variations de température. Ces modèles prennent en considération les propriétés matérielles du panneau et des variations de température auxquelles il est soumis. La méthode analytique développée dans cette section est basée sur le modèle et les hypothèses initialement mis en œuvre dans les travaux de (Granhölm, 1949). La méthode combine un tel modèle avec l'approche employée dans les travaux de (Holmberg & Plem, 1965) et étend l'application du modèle à des panneaux de différentes tailles de couche soumises à une flexion thermique avec des propriétés de béton et du bois. Les hypothèses associées aux analyses sont les suivantes :

- Les déplacements et les rotations sont limitées, le déplacement au milieu du panneau est supposé nul et les supports sont placés aux extrémités du panneau
- La température sur les parois est constante de sorte que le gradient thermique est supposé agir sur une seule couche., le chargement thermique est appliqué sur la face extérieure du béton tandis que le bois est exposé à la température ambiante du milieu
- La méthode ne prend pas en compte le retrait du béton
- On considère qu'il y a une adhérence parfaite entre les matériaux



**FIGURE 3. Condition aux limites du panneau**

Le panneau subira des déformations et des contraintes hors du plan, dont l'ampleur dépendra de la rigidité du milieu de connexion et des dimensions de l'élément. L'intérêt de ces travaux est de déterminer le glissement et la contrainte de cisaillement dus à ce chargement thermique (Figure. 3), qui peut être exprimé comme une combinaison du glissement de flexion (1), qui est associé à la courbure du panneau, et du glissement axial (2). La variable  $b$  est utilisée pour représenter la largeur du panneau, ( $\sigma_{Flexion}$ ) la contrainte de flexion, et la contrainte normale ( $\sigma_{axial}$ ). Notez que les indices 1 et 2 représentent la couche supérieure et inférieure, respectivement du panneau.

Cette méthode de calcul est déjà largement utilisée par de nombreux auteurs pour les structures de génie civil (Pozo-Lora & Maguire, 2020)

Le glissement dû à la flexion peut être exprimé par l'équation suivante :

$$\Phi_{flexural} = (r1 + r2) v'$$

Le glissement dû à la force axiale interne peut-être déduit de la valeur de la force axiale interne

$$\zeta_b = \frac{d}{dx} (A_1 \sigma_{axial1})$$

$$\zeta_b = E_c A_1 \frac{d}{dx} (A_1 \sigma_{axial1})$$

Où  $E_c$  est le module d'élasticité du béton et le  $E_b$  du bois,  $\zeta$  est la contrainte de cisaillement de la couche moyenne de la couche intermédiaire,  $A_1$  est la surface de la couche supérieure et  $\phi$  axial 1 est le glissement dû à la déformation axiale dans la couche supérieure. La contrainte de cisaillement est la rigidité par surface du panneau ( $K$ ) multipliée par le glissement du milieu de liaison  $\tau = K \times \phi$

Le glissement total dû à la déformation axiale peut être exprimé comme la somme de des glissements sur les deux parois

$$\Phi_{axial} = \Phi_{axial1} + \Phi_{axial2}$$

En prenant la somme des moments au centre de gravité de la section transversale

$$\Sigma M = M_{flexion} + M_{axial} + M_{thermique}$$

Où M1 est la somme des moments dans les deux parois due à la courbure du panneau. M2 est la somme des moments dans les deux parois calculées comme la force axiale interne multipliée par la distance au centre de gravité de la section transversale de la section transversale, et M<sub>(thermique)</sub> est le moment de flexion dû au changement de température

$$M_{flexion} = -E_c I_1 v'' - E_b I_1 v''$$

$$M_{axial} = A_1 \sigma_{axial1} r_1 + A_2 \sigma_{axial2} r_2$$

$$M_{thermique} = -A_1 c \Delta T E_c$$

La somme des moments prend la forme

$$\Sigma M = -E_c I_1 v'' - E_b I_2 v'' + E_c (A_1 r_1 \Phi'_{axial1}) + E_b (A_2 r_2 \Phi'_{axial2}) - A_1 c \Delta T E_c r_1$$

Où c : est le coefficient de dilatation thermique du béton

T est le différentiel de température dans le panneau sandwich (T2 - T1). I est le moment d'inertie, r est la distance entre l'axe des parois et le centre de gravité de la section transversale. Les indices 1 et 2 représentent respectivement les parois supérieure et inférieure.

Cette équation est l'équation fondamentale pour les problèmes de flexion ; Par conséquent, la paire d'équations différentielles qui régit le comportement du panneau sandwich est la suivante :

$$\Phi'' - \frac{Kb(t1 + t2)}{Ec t1t2} \Phi = (r1 + r2)v'''$$

$$v'' - \frac{a^2}{(r1 + r2)} \Phi' = \frac{a^2}{(r1 + r2)} c \Delta T$$

En utilisant les conditions aux limites  $\phi = 0$  lorsque  $x = 0$ , et  $v'' = 0$  lorsque  $x = L/2$ , et en introduisant le terme  $c^2 \frac{1}{4} K(t1 \cdot t2)/t1t2Ec$  la solution pour  $\phi$ , M1 et M2 donne :

$$\Phi = c \Delta T \frac{\beta}{\chi} \left( \frac{\sinh \frac{\chi x}{\beta}}{\cosh \frac{\chi L}{2\beta}} \right), \quad \zeta = K \Phi$$

Cette méthode de calcul est déjà largement utilisée par de nombreux auteurs pour les structures de génie civil (Pozo-Lora & Maguire, 2020).

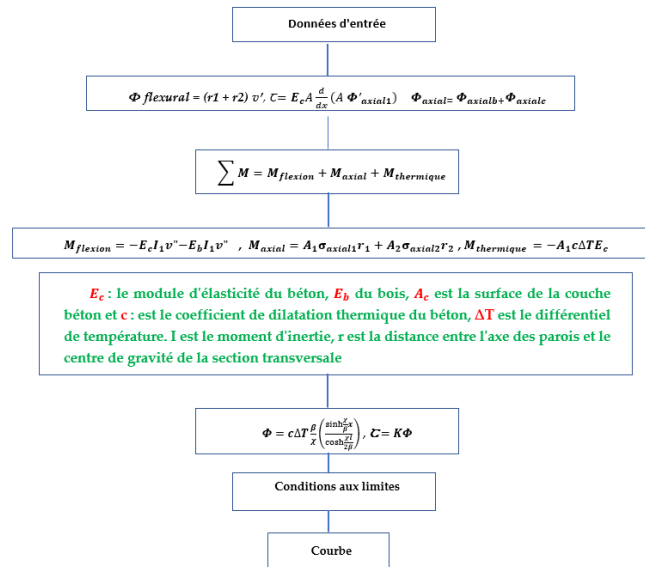


FIGURE 4. Organigramme pour la modélisation analytique

#### IV. MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS

##### A. Modélisation de l'essai push-out

Dans cette partie une modélisation par éléments finis de l'essai push-out a été faite dans le but de reproduire le plus fidèlement possible les observations expérimentales. Comme évoqué précédemment l'objectif de ce travail est la caractérisation de l'adhérence. Le modèle utilisé et le modèle de zone cohésive permettent de présenter les ruptures adhésives ou les décollements qui se produisent au niveau de l'interface entre deux matériaux. Ce modèle introduit des éléments cohésifs de très faible épaisseur avec une loi d'interaction entre les nœuds des deux matériaux initialement confondus. Pour ce faire, il est important de sélectionner les paramètres de simulation qui sont les plus adaptés aux observations. Le comportement mécanique de la colle est déterminé par des essais de traction réalisés à une vitesse de 1 mm/min. Les valeurs choisies sont la caractéristique mécanique à la traction de la fiche technique de l'adhésif Eponal 371 (EP371) (Tableau3). Le maillage est type C3D8R mieux adapté pour modéliser des géométries courbes ou des déformations importantes.

$$, Kn = \frac{E}{e} \quad Ks = Kt = \frac{E}{2e(1+\nu)}$$

Kn: la rigidité normale, Kt: la rigidité tangentielle et Ks: la rigidité de cisaillement.  $\sigma_{max}$  : résistance à la traction de la colle , E : épaisseur de la colle

**TABLEAU 2.** Paramètres mécaniques du béton et du bois

Propriétés mécaniques	Béton	Bois
E [MPa]	32116	11700
$\mu$	0.2	0.3

**TABLEAU 3.** Paramètre de l'adhésif Eponal 371

E [MPa]	Kn [MPa]	Kt [MPa]	Ks [MPa]	$\sigma_{max}$ [MPa]	E [mm]	Allongement
3500 $\pm$ 500	3500	1346	1346	32 $\pm$ 3	1	1.2 + 0,2 %

**TABLEAU 4.** Paramètres élastiques du GL24h (Guitard & El Amri, 1987)

E11	E22	E33	G12	G13	G23	$\mu_{12}$	$\mu_{13}$	$\mu_{23}$	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]
11700	915	571	772	713	76	0.382	0.430	0.487	415

### B. Modélisation thermomécanique du panneau

La modélisation thermomécanique consiste à prendre en compte les effets de la température sur le comportement mécanique d'une structure. Des analyses thermomécaniques de couplage ont été réalisées sur Abaqus. Les propriétés thermiques et mécaniques du bois et du béton, les conditions aux limites thermiques et mécaniques ont été implantées (Tableau 5). Le maillage du modèle est de type C3D8T (élément de volume hexaédrique à 8 nœuds et à 3 degrés de liberté) a été utilisé pour modéliser des structures en 3 dimensions pour le couplage thermomécanique. La conductivité thermique de la colle a aussi été prise en considération et le maillage a été raffiné au niveau du contact entre le bois et béton.

**TABLEAU 5.** Propriétés thermiques et mécaniques du bois et du béton

Propriétés	GL24h	Béton
$\alpha$	55*10 <sup>-6</sup>	12*10 <sup>-6</sup>
c [J/ Kg C°]	2400	945.3
$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	415	2350
$\lambda$ [W.m <sup>-1</sup> K <sup>-1</sup> ]	0.14	1.94

## V. OBSERVATIONS ET RESULTATS EXPERIMENTAUX

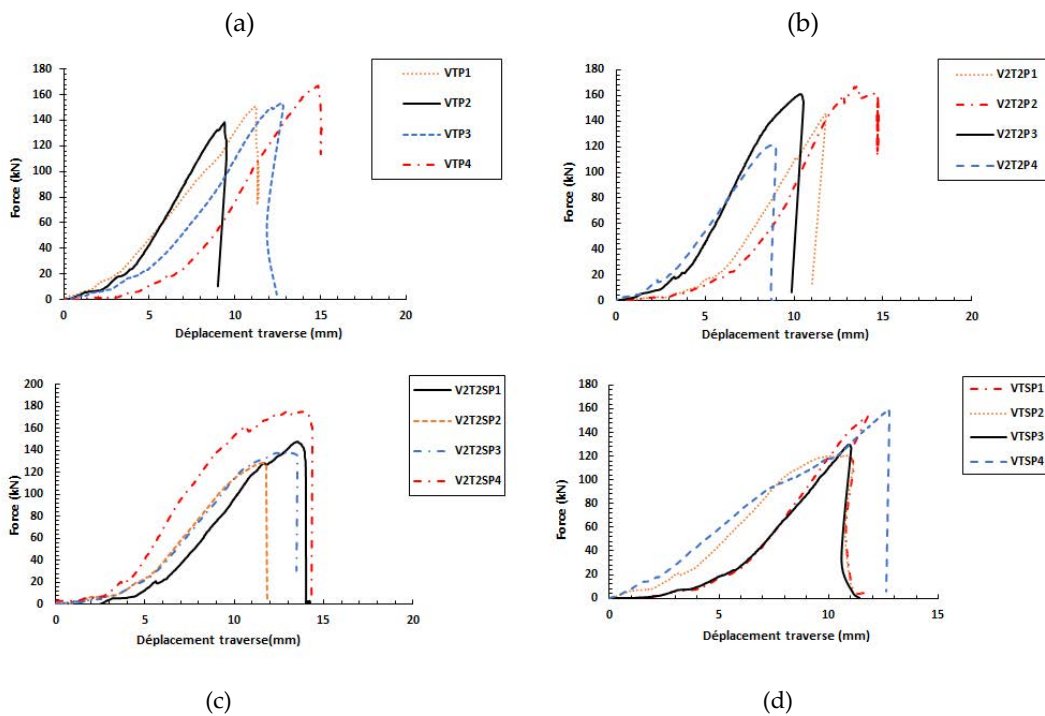
### C. Résultats des essais push-out

Le comportement statique des éprouvettes testées est linéaire jusqu'à la rupture, la résistance au cisaillement des assemblages collés est relativement importante à cause de leurs rigidité élevée, le tableau ci-dessous résume les valeurs moyennes des contraintes de cisaillement pour les deux série obtenues par l'essai push out

**TABLEAU 6. Valeurs moyennes des contraintes de cisaillement  $\tau$**

Séries	F Moyenne [kN]	Ecart type F	$\tau$ Moyenne [MPa]	Ecart type $\tau$
1	149.05	3.8	8.2	0.21
2	149.45	4.5	8.3	0.25

Il a été possible de déterminer la pente de la courbe charge glissement qui représente la raideur  $K_t$  [kN/mm] de l'assemblage bois-béton, les résultats ont montré une rigidité transversale de 3619 kN/mm



**FIGURE 5. Résultats des essais push out, a : Vibration1, trempage, pente, b : Vibration1, Pré trempage, trempage, vibration 2 pente, c : Vibration1, trempage, Pré trempage, vibration 2, sans pente, d : Vibration1, trempage, sans pente**

*D. Résultats de la corrélation d'image*

Dans cette étude, le coefficient de glissement transversal  $K_t$  a été estimé en utilisant la technique de corrélation d'image et deux méthodes différentes. La première méthode consiste à calculer le glissement relatif entre le bois et le béton en utilisant la relation  $K_t = \Delta F / \Delta \delta$  (Figure 4.a). La deuxième méthode consiste à suivre l'évolution de la déformation au niveau du joint collé en utilisant la pente de la courbe force-déformation (Figure 4.b).

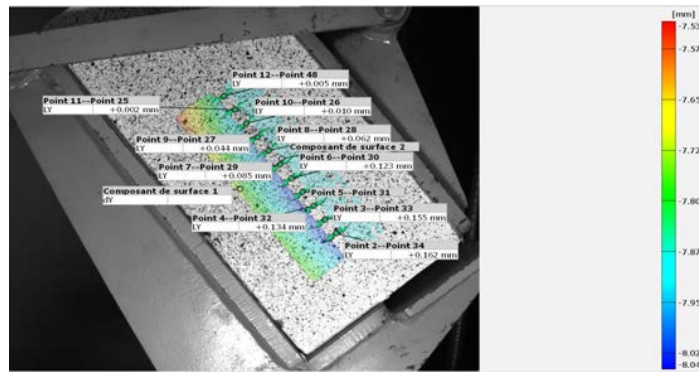


FIGURE 6. Mesure du glissement relatif

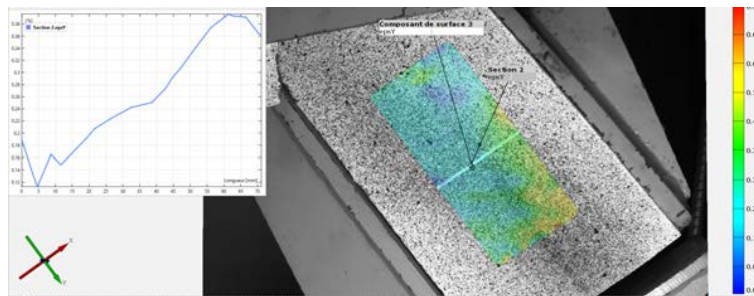


FIGURE 7. Calcul de la déformation au niveau du joint de colle

TABLEAU 8. Coefficient de rigidité transversal calculé par l'outil de la corrélation d'image

Méthodes	Rigidité $K_t$ [kN/mm]	Ecart entre les deux méthodes [%]
1	3611	47
2	2453	

Les résultats obtenus dans cette étude ont mis en évidence une rigidité accrue pour la première méthode de calcul du coefficient de glissement transversal  $K_t$  par rapport à la deuxième méthode. Cette caractéristique est particulièrement importante pour les applications nécessitant une résistance élevée à la déformation, comme les structures porteuses. En outre ces résultats ont bien montré que la première méthode est efficace pour une évaluation rigoureuse de l'assemblage et des propriétés d'adhérence pour des applications soumises à des sollicitations importantes.

*E. Résultats de la Modélisation de l'essai push-out*

Les résultats de la modélisation de l'essai push-out (Figure 5) donnent des résultats proches à ceux observés expérimentalement, cela signifie que le modèle de zone cohésive utilisé pour simuler



l'interface est valide et peut reproduire les phénomènes observés lors de l'essai expérimental. L'estimation de l'évolution de la contrainte de cisaillement a été faite en comparant les résultats obtenus par simulation et DIC (corrélation d'image). À partir de la modélisation (figure 5.a) la contrainte de cisaillement a été estimée à une valeur moyenne de 10.6 MPa par rapport à celle issue de la DIC ou elle a atteint 8.4 MPa. Il est important de noter que notre modèle n'a pas pris en compte tous les effets de bords qui pourraient se produire lors de l'essai et qui pourraient influencer les résultats obtenus par la modélisation.

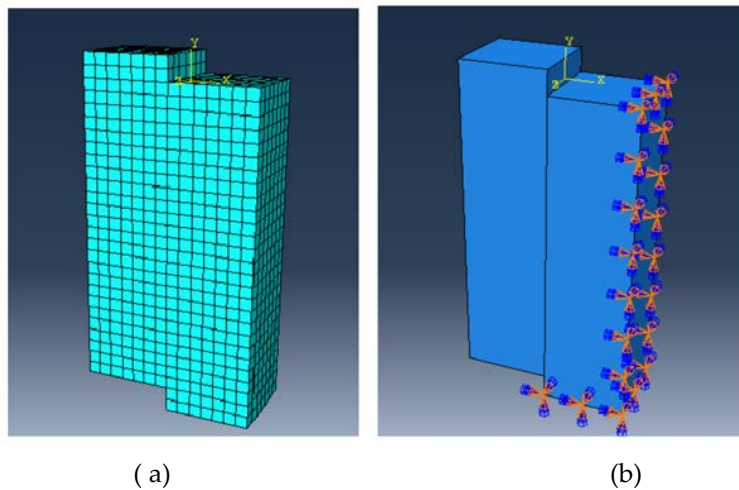


FIGURE 8. a: géométrie maillée , b: conditions aux limites

TABLEAU 9. Comparaison entre résultat expérimental et modélisation par éléments finis

Résultats	Contrainte de cisaillement $\tau$ [MPa]
Modélisation par éléments finis	10.6
Essai de cisaillement Push out	8.4

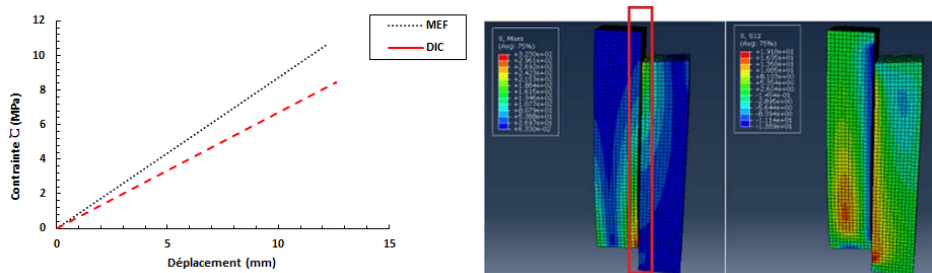


FIGURE 9. Modélisation de l'essai push out sur Abaqus

F. Résultats de la Modélisation thermomécanique des panneaux

La figure 6 présente l'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction de la longueur du panneau. Pour un gradient de température  $\Delta T=50K$ , le panneau subit une flexion thermique pour une contrainte de cisaillement estimée de 0.52 MPa. Il est possible de voir que lorsque la longueur du panneau augmente, la contrainte de cisaillement augmente également et la résistance du matériau à la flexion thermique diminue. Cela peut être expliqué par le fait que lorsque les températures à la surface d'un matériau sont différentes, une expansion ou un retrait des différentes parties du matériau se produit, et ce qui peut entraîner des forces de traction et de compression pouvant endommager le matériau ou altérer les performances de la structure.

La modélisation FEM d'un panneau a donné des valeurs de contraintes de cisaillement plus importantes que celles trouvées analytiquement. Cela peut être expliqué par le fait que les modèles analytiques simplifiés ne sont pas capables de reproduire avec précision les résultats expérimentaux, et qu'il est nécessaire de prendre en compte des effets tels que la viscoélasticité et la relaxation pour une meilleure description du comportement thermomécanique des assemblages collés. La figure 6.b montre que le panneau subit une flexion thermique.

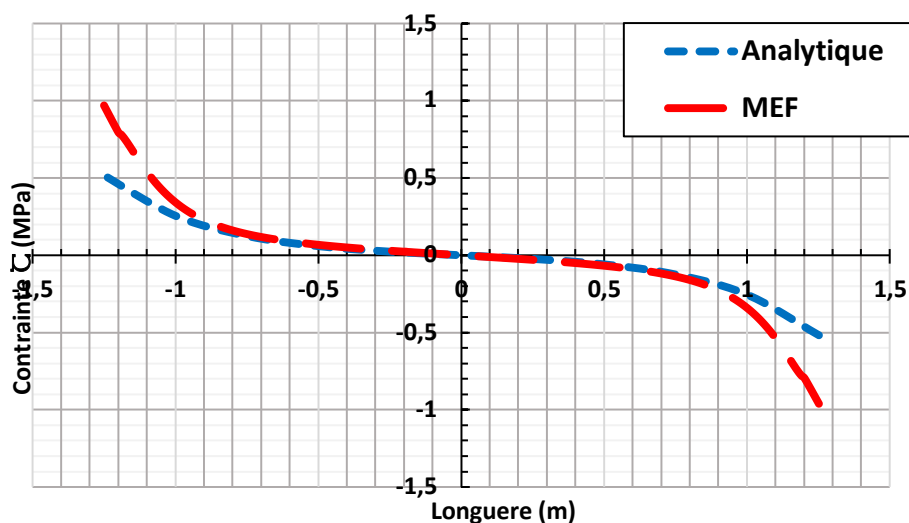
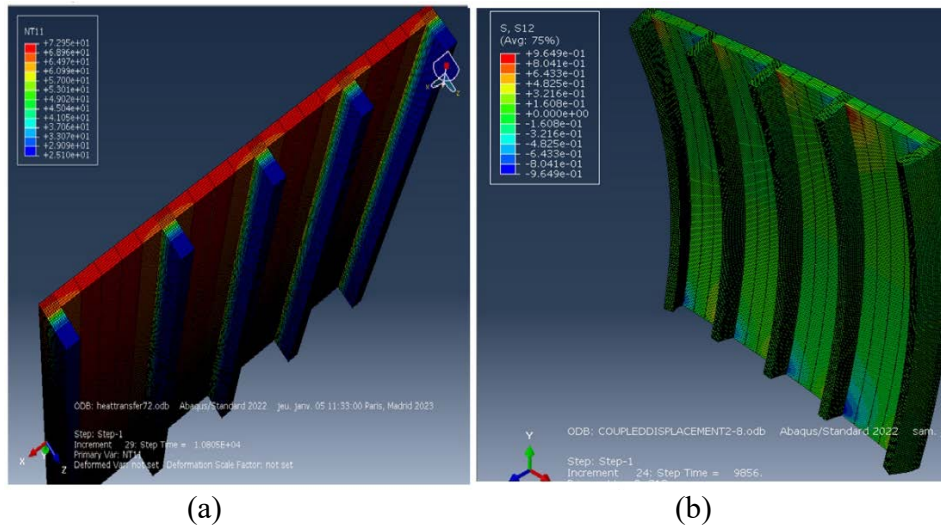


FIGURE 10. Evolution de la Contrainte de cisaillement analytique et par MEF pour un gradient de température de 50 °C,



**FIGURE 11 . a : Evolutions de la température à l'intérieur du panneau , b :contrainte de cisaillement  $\tau$ ,**

**TABLEAU 10 . Comparaison entre résultat expérimental et modélisation par éléments finis du panneau**

Résultats	Contrainte de cisaillement $\tau$ [MPa]
Modélisation par éléments finis	0.96
Modélisation analytique	0.52

**VI. CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES**

- Les assemblages collés en bois-béton ont une rigidité élevée et une résistance au cisaillement relativement importante. Cela signifie que ces assemblages sont capables de résister à des forces de cisaillement sans se déformer de manière significative. La rigidité élevée est donnée comme une raison pour cette résistance élevée au cisaillement, cela implique que les assemblages ont une forte capacité à maintenir leur forme et leur alignement sous des charges appliquées.
- La simulation de l'essai push out a produit les mêmes résultats que ceux observés lors de l'essai expérimental, ce qui indique que le modèle de zone cohésive utilisé pour reproduire l'interface est valide. On a comparé les résultats obtenus par simulation et corrélation d'image pour évaluer l'évolution de la contrainte de cisaillement, l'écart entre les deux sont estimé de 26%.
- La résistance des structures soumises à des variations de température dépend fortement du paramètre de contrainte de cisaillement, en outre l'effet de flexion thermique est un aspect crucial à considérer lors de la conception de structures exposées à des températures changeantes.
- Les calculs FEM du panneau ont indiqué des contraintes de cisaillement supérieures à celles déterminées par une analyse analytique, en comparant les deux modèles, les résultats

montrent une bonne corrélation avec un écart de 38% ce qui permet par la suite de valider le modèle , cet écart vient de la limitation du modèle analytique

- Une campagne d'essais thermomécaniques sur des panneaux de façades bois béton collé a été prévue afin de caractériser le comportement de l'assemblage à grande échelle.
- Utilisation de la technique de la corrélation d'image sur différentes configurations
- Étudier l'effet du vieillissement de l'assemblage sur les propriétés d'adhérence
- Comparaison des résultats expérimentaux avec la modélisation par éléments finis sur les panneaux a grande échelle

## REFERENCES

S. Amidi, & J .Wang. (2016). Subcritical debonding of FRP-to-concrete bonded interface under synergistic effect of load, moisture, and temperature. *Mechanics of Materials*, 92, 80–93.

Andrea. (2022). Comportement d'adhérence de poutres renforcées avec polymère renforcé de fibres (PRF) avec mesure par fibre optique distribuée. *Academic Journal of Civil Engineering*, 40.

E .Augeard , L .Michel, & E .Ferrier. (2018). Experimental and analytical study of the mechanical behavior of heterogeneous glulam–concrete beams and panels assembled by a specific treatment of wood. *Construction and Building Materials*, 191, 812–825.

H .Granholm . (1949). Om sammansatta balkar och pelare med särskild hänsyn till spikade träkonstruktioner: On composite beams and columns with particular regard to nailed timber structures. s.l.: *Gumpert*.

D.Guitard, & F.El Amri. ( 1987). Modèles prévisionnels de comportement élastique tridimensionnel pour les bois feuillus et les bois résineux. s.l., s.n., 335–358.

A.Holmberg & , E.Plem. (1965). Behaviour of load-bearing sandwich-type structures. s.l.:Byggforskningen.

W. L. Lai et al. (2010.) Characterization of the deterioration of externally bonded CFRP-concrete composites using quantitative infrared thermography. *Cement and Concrete Composites*, 32, 740–746.

R.Le Roy, H. S .Pham, & G. Foret. (2009). New wood composite bridges. *European journal of environmental and civil engineering*, Volume 13, p. 1125–1139.

L. Loulou., S.Caré, R.Le Roy, & M.Bornert. (2010). Damage of Wood-Concrete Composite subjected to variable hygrometric conditions. s.l., s.n., p. 28002.

L .Loulou, et al. (2011). Etude de la durabilité des assemblages collés bois-béton soumis à des chargements hydriques. s.l., s.n.

T.-H.-T.Nguyen. (2008). Modèle d'endommagement des assemblages collés : Identification et application à la description d'un essai de vieillissement accéléré, s.l.: s.n.

H. S.Pham. (2007). Optimisation et comportement en fatigue de la connexion bois-BFUP pour de nouveaux ponts mixtes, s.l.: s.n.

F.Pozo-Lora, & M.Maguire . (2020). Thermal bowing of concrete sandwich panels with flexible shear connectors. *Journal of Building Engineering*, 29, 101124.

# Transport des ions chlorure dans les bétons soumis au marnage : validation d'un modèle physico-chimique simplifié

Nicolas Reuge<sup>1</sup>, François Bignonnet<sup>1</sup>, Stéphanie Bonnet<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Nantes Université, Ecole Centrale Nantes, CNRS, GeM, UMR 6183 F-44600 Saint-Nazaire France

**RESUME** En environnement maritime, les structures en béton armé exposées au marnage sont sujettes à une pénétration rapide des ions chlorure et donc à une corrosion prématurée des armatures. Cette étude propose deux modèles de transport basés sur une approche physicochimique des phénomènes, un modèle détaillé et un modèle simplifié. Leurs hypothèses sont énoncées et ces modèles sont décrits : le modèle détaillé tient compte du transport des gaz (air et vapeur d'eau) tandis que le modèle simplifié l'ignore. Ces deux modèles sont comparés numériquement et il en ressort que le modèle simplifié se révèle suffisamment précis dans les conditions opératoires étudiées. A notre connaissance, un tel modèle simplifié n'a jamais été utilisé auparavant en tenant compte de conditions de marnage réalistes. Sur la base du modèle simplifié, les résultats issus des simulations sont comparés à des mesures effectuées in-situ sur un béton Portland ordinaire après 28 ans d'exposition au marnage. S'il s'avère que les simulations surestiment la concentration en ions chlorure dans la zone de convection, les résultats s'accordent dans la zone de diffusion. Enfin, l'effet de la perméabilité intrinsèque du béton et l'effet de la saturation partielle en eau sur la fixation des ions sont étudiés numériquement.

**Mots-clefs** structures en béton armé, transport des chlorures, marnage, modélisation

## I. INTRODUCTION

La corrosion dans les bétons armés induite par la présence des ions chlorure en environnements maritimes est un sujet de préoccupation majeure. C'est tout particulièrement le cas pour les structures (bâtiments, ponts et quais) soumis au marnage ou aux éclaboussures (Al-Rabiah et al., 1990). Les cycles d'immersion/émersion favorisent la pénétration des ions chlorure, leur fixation à la matrice cimentaire et leur propagation jusqu'aux armatures en acier (Achour et al., 2019). La corrosion de ces dernières favorise la fissuration et l'endommagement de toute la structure.

Ainsi, il est crucial de comprendre les mécanismes impliqués dans le transport des chlorures pour développer des modèles de prédiction de durée de vie fiables et également d'adapter la formulation des bétons. Deux types de modèles de transport peuvent être utilisés : les modèles ingénieurs basés sur la 2<sup>nd</sup>e loi de Fick, généralement associés à des approches probabilistes tel que réalisé dans le "fib model code" (Gelhen et al., 2015), et les modèles physicochimiques reposant sur une description exhaustive des phénomènes (Baroguel-Bouny et al., 2011, Achour et al., 2019).

Les modèles ingénieurs sont utiles de par leur rapidité et simplicité d'utilisation mais négligent des phénomènes hygriques et advectifs qui jouent un rôle dans la pénétration des ions Cl.

Dans une première partie, des considérations préliminaires, des relations constitutives et les équations de conservations seront explicitées. Sur cette base, deux modèles physicochimiques (détaillé/simplifié) seront comparés : en prenant en compte ou pas le transport des espèces gazeuses. Enfin, sur la base du modèle physicochimique simplifié, les résultats de simulation seront comparés à des mesures effectuées in-situ sur un béton ordinaire à base de ciment Portland soumis au marnage pendant 28 ans.

## II. MODELE DE TRANSPORT

### A. Considérations préliminaires et relations constitutives

Dans la porosité du matériau, on considère deux phases  $\alpha$  : la phase gazeuse ( $g$ ) et la phase liquide ( $l$ ). La phase gazeuse contient deux espèces : la vapeur d'eau ( $v$ ) et l'air ( $a$ ). La phase liquide est l'eau liquide ( $e$ ), laquelle contient des ions chlorure (Cl). La fraction volumique d'eau liquide contenue dans la porosité ouverte  $\varphi$  est appelée degré de saturation  $S_l$ . Dans la phase gazeuse, la quantité d'une espèce gazeuse  $i$  sera exprimée en pression partielle  $P_i$ .

Le transport des ions Cl a lieu dans l'eau liquide. Une partie de ces ions peut être adsorbée par physisorption et chimisorption dans le matériau, ces ions fixés sont considérés immobiles. La concentration des chlorures sera notée  $c_{Cl}$  (mol.m<sup>-3</sup> de solution) ou  $C_{Cl}$  (mol.m<sup>-3</sup> de matériau). Cl est considéré ici comme étant l'unique espèce ionique, ainsi, son interaction avec d'autres ions présents en solution est négligée. Des approches multi-espèces ioniques ont été développées antérieurement (Wang, 2012 ; Achour et al., 2019) mais l'importance de l'interaction des ions Cl avec les autres ions semble être mineure par rapport aux autres mécanismes de transport (Wang, 2012). De plus, les concentrations ioniques initiales dépendent significativement de la formulation du béton et ceci introduit des sources d'incertitudes supplémentaires.

Dans la profondeur du matériau poreux (coordonnée cartésienne  $x$ ), les vitesses des deux phases sont décrites par la loi de Darcy :

$$v_{\alpha} = -K k_{r,\alpha} \eta_{\alpha}^{-1} \partial/\partial x (P_{\alpha}) \quad (1)$$

où  $\eta_{\alpha}$  est la viscosité dynamique,  $K$  et  $k_{r,\alpha}$  sont respectivement les perméabilités intrinsèques et relatives. En théorie,  $K$  est indépendante de la phase considérée ( $l$  ou  $g$ ), on suppose que c'est effectivement le cas. La sorption de l'eau par le matériau dépend de l'humidité relative  $Hr$ , le degré de saturation étant communément relié à cette dernière par le modèle de Van Genuchten (VG) (Van Genuchten, 1980) :

$$S_l(Hr) = \left[ 1 + \left( -\rho_e R T M_e^{-1} a^{-1} \ln(Hr) \right)^{1/(1-m)} \right]^{-m} \quad (2)$$

où  $a$  (Pa) et  $m$  (-) sont les coefficients VG ajustables sur des mesures de sorption et  $\rho_e, M_e$  sont les masses volumique et molaire de l'eau.  $Hr$  est par définition égale à  $P_v/P_{v,sat}$ , où  $P_{v,sat}$  s'exprime en

fonction de la température  $T$  par la relation de Clausius-Clapeyron. La relation entre pression liquide et pression gazeuse s'exprime ainsi :

$$P_l = P_g - P_c(S_l), \text{ avec : } P_c(S_l) = a(S_l^{-1/m} - 1)^{1-m} \quad (3, 4)$$

où  $P_c$  est la pression capillaire qui est exprimée selon la loi Kelvin en fonction de  $S_l$  et des coefficients VG (Baroguel-Bouny et al., 2011). D'après (Van Genuchten, 1980), les perméabilités relatives peuvent être estimées par les formules suivantes :

$$k_{r,l} = S_l^{1/2} \left[ 1 - (1 - S_l^{1/m})^m \right]^2, \text{ et : } k_{r,g} = (1 - S_l)^p (1 - S_l^{1/m})^{2m} \quad (5, 6)$$

où  $p$  est un paramètre ajustable dont la valeur a été estimée à 3,5 d'après (Baroguel-Bouny et al., 2011). Le flux molaire de l'espèce gazeuse  $i$  ( $v$  ou  $a$ ) s'exprime ainsi :

$$J_{D,i} = -P_{atm} (RT)^{-1} f(\varphi, S_l) D_{v,a} \partial/\partial x (P_i/P_g) \quad (7)$$

où  $P_{atm}$  est la pression atmosphérique et  $D_{v,a}$  le coefficient de diffusion binaire air/vapeur. Les effets du réseau poreux et de l'état hygrique sont pris en compte via le facteur de résistance  $f$ , qui, selon (Millington et Shearer, 1970), peut être exprimé ainsi :

$$f(\varphi, S_l) = \varphi^{x_f} (1 - S_l)^{y_f} \quad (8)$$

où  $x_f$  et  $y_f$  sont des paramètres ajustables, respectivement estimés à 2,74 et 4,2 d'après (Thiery et al., 2004).

D'après (Baroguel-Bouny et al., 2011), le coefficient de diffusion effectif des ions Cl libres dans la phase liquide peut être estimé ainsi :

$$D_{eff}(S_l) = S_l^\lambda D_{eff,0} \quad (9)$$

où  $D_{eff,0}$  est la diffusivité des ions Cl dans le milieu poreux saturé en eau (ce qui peut être déterminé expérimentalement) est  $\lambda$  est un paramètre ajustable, dont la valeur a été estimée à 6 d'après (Baroguel-Bouny et al., 2011). Les concentrations des ions Cl, libres en solution  $c_{Cl,l}$  (mol.m<sup>-3</sup> de solution) ou adsorbés au niveau des parois porales  $C_{Cl,a}$  (mol.m<sup>-3</sup> de matériau), sont reliées par les isothermes de sorption décrites par un modèle de Freundlich modifié :

$$C_{Cl,a}(c_{Cl,l}) = \mu (S_l^\beta c_{Cl,l})^\gamma \quad (10)$$

où les coefficients  $\mu$  et  $\gamma$  peuvent être déterminés par ajustement sur l'expérience. La relation classique de Freundlich (i.e.  $\beta = 0$ ) s'applique lorsque le milieu est saturé en eau. A notre connaissance, l'effet de l'insaturation sur la fixation des ions Cl n'a jamais été étudié. On s'est proposé d'en tenir compte en pondérant  $c_{Cl,l}$  par  $S_l^\beta$ , où  $\beta$  est un paramètre ajustable ( $0 \leq \beta \leq 1$ ).



### B. Modèle détaillé

Les équations de conservation de la masse exprimées sous forme molaire conduisent à décrire le problème par le système suivant :

$$\begin{cases} \frac{\partial}{\partial t}(\varphi S_l a_0 + \varphi(1 - S_l) Hr) - \frac{\partial}{\partial x} \left[ a_0 K k_{r,l} \eta_l^{-1} \frac{\partial}{\partial x} (P_l) + Hr K k_{r,g} \eta_g^{-1} \frac{\partial}{\partial x} (P_g) \right. \\ \left. + P_{atm} f D_{v,a} \frac{\partial}{\partial x} (Hr P_g^{-1}) \right] = 0 \\ \frac{\partial}{\partial t}(\varphi(1 - S_l) P_a) - \frac{\partial}{\partial x} \left[ P_a K k_{r,g} \eta_g^{-1} \frac{\partial}{\partial x} (P_g) + P_{atm} f D_{v,a} \frac{\partial}{\partial x} (P_a P_g^{-1}) \right] = 0 \\ \frac{\partial}{\partial t}(\varphi S_l c_{Cl,l} + C_{Cl,a}) - \frac{\partial}{\partial x} \left[ D_{eff} \frac{\partial}{\partial x} (c_{Cl,l}) + c_{Cl,l} K k_{r,l} \eta_l^{-1} \frac{\partial}{\partial x} (P_l) \right] = 0 \end{cases} \quad (11, 12, 13)$$

$$\text{avec : } a_0 = RT \rho_e (M_e P_{v,sat})^{-1} \quad (14)$$

L'équation (11) décrit le transport de l'eau sous forme liquide/vapeur (inconnue :  $Hr$ ), l'équation (12), le transport de l'air (inconnue :  $P_a$ ) et l'équation (13), le transport des ions Cl (inconnue :  $c_{Cl,l}$ ). Les relations de fermetures sont données par les équations (2), (3) et (4).

### C. Modèle simplifié

On suppose ici que le transport des gaz peut être ignoré. La motivation d'une telle simplification est double : moins de paramètres matériau ont besoin d'être déterminés et les temps de calcul sont réduits significativement. Selon cette hypothèse, l'équation (13) reste inchangée, l'équation (12) est supprimée et l'équation (11) se réduit à :

$$\frac{\partial}{\partial t}(\varphi S_l) - \frac{\partial}{\partial x} \left[ K k_{r,l} \eta_l^{-1} \frac{\partial}{\partial t} (P_l) \right] = 0 \quad (15)$$

Son inconnue est désormais  $S_l$ . Dans la relation de fermeture (3),  $P_g$  est considéré égal à  $P_{atm}$ . Notons que le problème demeure dépendant aux coefficients de sorption VG via la relation (4). Les propriétés  $k_{r,g}$  et  $f$  disparaissent du problème et donc également les paramètres ajustables :  $p$ ,  $x_f$  et  $y_f$ . Des simplifications similaires ont déjà été étudiées pour la modélisation du séchage (Thierry et al., 2007) mais pas, à notre connaissance, couplées au transport d'ions Cl en conditions de marnage réalistes.

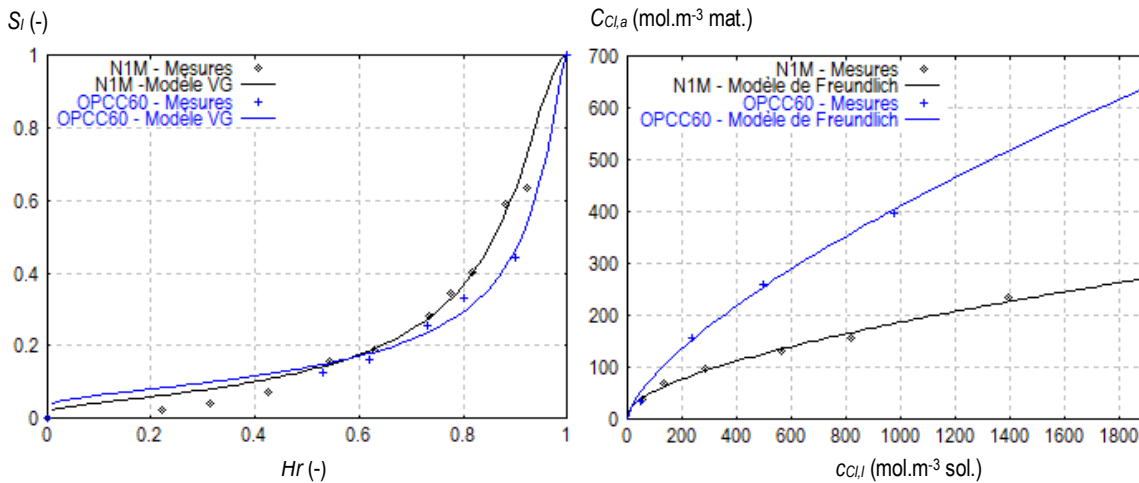
## II. COMPARAISONS DES MODELES EN SITUATION DE MARNAGE

### A. Propriétés des matériaux

Pour les simulations préliminaires, le choix de matériaux s'est porté sur le mortier M1N qui a fait l'objet de caractérisations poussées (Bonnet et Perrin, 1999) et un béton ordinaire à base de ciment Portland appelé OPCC60 caractérisé dans (Ben Fraj et al., 2012). Un béton très similaire a été étudié sur site (Othmen et al., 2018). Les propriétés de ces deux matériaux sont synthétisées dans le tableau 1 et représentées dans les figures 1a et 1b. A noter que pour M1N, la valeur de  $K$  de  $6.10^{-20} \text{ m}^2$  a été obtenue par analyse inverse (à partir de mesures d'imbibition/séchage) tandis que pour OPCC60, la valeur de  $3.10^{-20} \text{ m}^2$  est donnée à titre purement indicatif (Bamforth, 1987).

**TABLEAU 1.** Propriétés du mortier M1N (Bonnet et Perrin, 1999) et du béton OPCC60 (Ben Fraj et al., 2012)

	$\phi$ (-)	$a$ (Pa)	$m$ (-)	$\mu$	$\gamma$ (-)	$K$ (m <sup>2</sup> )	$D_{eff,0}$ (m <sup>2</sup> .s <sup>-1</sup> )
M1N	0,13	11.10 <sup>6</sup>	0,49	2,61	0,61	6.10 <sup>-20</sup>	2.10 <sup>-12</sup>
OPCC60	0,14	4,75.10 <sup>6</sup>	0,4	3,5	0,69	3.10 <sup>-20</sup>	0,7.10 <sup>-12</sup>



**FIGURE 1.** N1M & OPCC60 : (a) isothermes d’adsorption et de (b) fixation, mesures (Bonnet et Perrin, 1999, Ben Fraj et al., 2012) et modèles de propriétés

*B. Simulations de marnage*

Les deux modèles (détaillé/simplifié) ont été implémentés dans le logiciel FlexPDE®, solveur éléments finis basé sur une procédure itérative de type Newtown-Raphson modifié. Les maillages, raffinés de manière adaptative, n’ont pas dépassé 100 nœuds dans le cadre de cette étude. Le pas de temps était également adaptatif.

On a considéré une profondeur  $L$  de 10 cm pour les matériaux étudiés. En conditions d’immersion, leur face exposée a été considérée soumise à une humidité relative ambiante ( $RH$ ) de 99,9% (et non 100% pour éviter des instabilités numériques) et à une concentration en ions Cl libre égale à 598 mol.m<sup>-3</sup> ( $c_{Cl,mer}$ , eau de mer). En conditions d’émersion,  $RH$  a été considérée égale à 80% et la pression de l’air égale à  $P_{atm}$ . On a considéré des cycles d’immersion/émersion de 6h/6h (soit une période de 12h pour un cycle de marnage) avec des transitions adoucies (passage progressif de  $RH$  de 99,9% à 80% en 1 h et inversement). On a considéré des conditions de flux nuls pour la face non exposée.  $T$  a été fixée à 13°C et  $\beta$  à zéro. Initialement, à l’intérieur des matériaux,  $Hr$  a été fixée de manière à ce que  $S_{i_0}$  soit égal à 0,8 avec le modèle détaillé et  $S_{i_0}$  a directement été fixée à 0,8 avec le modèle simplifié et enfin,  $c_{Cl,i}$  a été fixée à zéro.

Les simulations de marnage ont été effectuées sur des temps respectifs de 12 ans et 36 ans pour M1N et OPCC60. La concentration totale en chlorures et la concentration normalisée  $C^*$  sont définis ainsi :

$$C^* = C_{Cl,tot} / (\varphi c_{Cl,mer}), \text{ avec : } C_{Cl,tot} = \varphi S_f c_{Cl,l} + C_{Cl,a} \quad (16,17)$$

$C^*$  peut être appelé "enrichissement", si la porosité est saturée en eau de mer et en l'absence de Cl adsorbé,  $C^*$  est égal à 1. Les résultats des simulations sont représentés sur les figures 2a et 2b pour N1M et OPCC60 respectivement : les profils de  $C^*$  sont représentés à différences échéances. A noter que chaque point de ces figures correspond à une valeur de  $C^*$  moyennée sur un cycle (12 h).

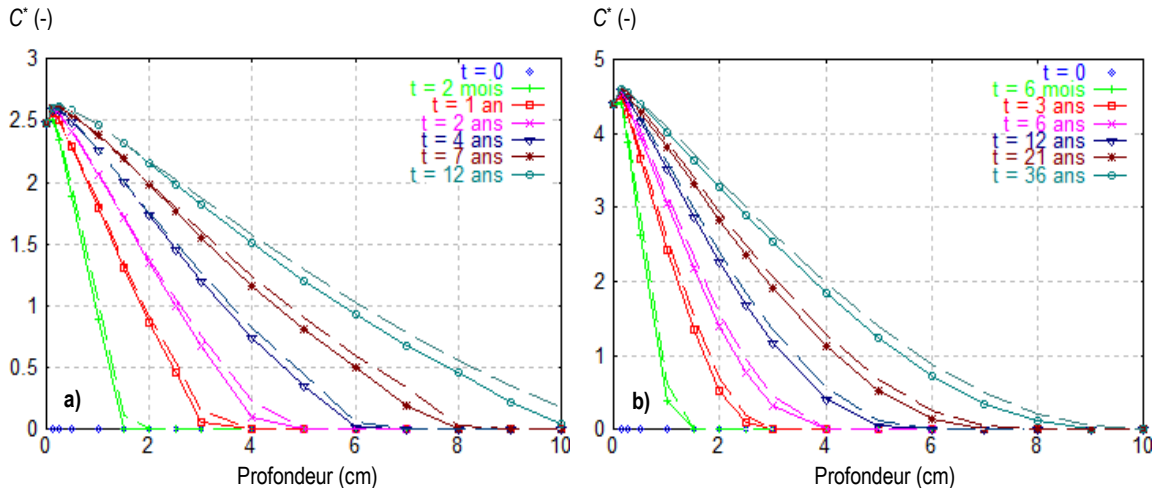


FIGURE 2. Profils de  $C^*$  obtenus par les simulations de marnage à l'aide du modèle détaillé (traits pleins) & simplifié (pointillés) pour : (a) N1M, (b) OPCC60

Comme dans la littérature (Achour, 2018), les profils de  $C^*$  obtenus mettent en évidence une zone dominée par le transport convectif avec accumulation de Cl adsorbés et apparition d'un pic à quelques mm de profondeur. Plus en profondeur, on observe une zone dominée par le transport diffusif où  $C^*$  diminue. La profondeur du pic et la profondeur de pénétration de Cl augmente avec le temps. En comparant les résultats des deux modèles, on constate que les différences sont très faibles, l'écart entre les valeurs de  $C^*$  des modèles détaillé/simplifié restant toujours inférieur à 0,2.

Jusqu'à maintenant, on a considéré que la perméabilité intrinsèque  $K$  est indépendante de la phase considérée (liquide ou gazeuse), ce qui est exact en l'absence d'interaction entre les fluides et le béton. Cependant, des études ont montré que ce n'est pas le cas, et ce pour plusieurs raisons : les interactions de l'eau liquide avec le liant (par adsorption/désorption), l'apparition d'un flux diffusif de Knudsen dans la phase gazeuse à faible pression, etc. Ainsi, la perméabilité intrinsèque par rapport au gaz  $K_g$  pourrait être de 100 (Loosveldt et al., 2002) à 1000 (Baroguel-Bouny et al., 2007) fois supérieure à la perméabilité intrinsèque par rapport à l'eau liquide  $K_l$ . Pour quantifier ceci, les simulations avec le modèle détaillés ont été refaites en considérant  $K_g$  égal à  $1000K_l$ . Les figures 3a (N1M) et 3b (OPCC60) permettent de comparer les évolutions temporelles de  $C^*$  à 2 cm et 5 cm de profondeur obtenues à l'aide du modèle détaillé avec  $K_g = K_l$  et  $K_g = 1000K_l$  et du modèle simplifié : il apparaît que les écarts ne sont pas significatifs. Par conséquent, l'effet du transport des gaz peut effectivement être négligé dans ces conditions opératoires.

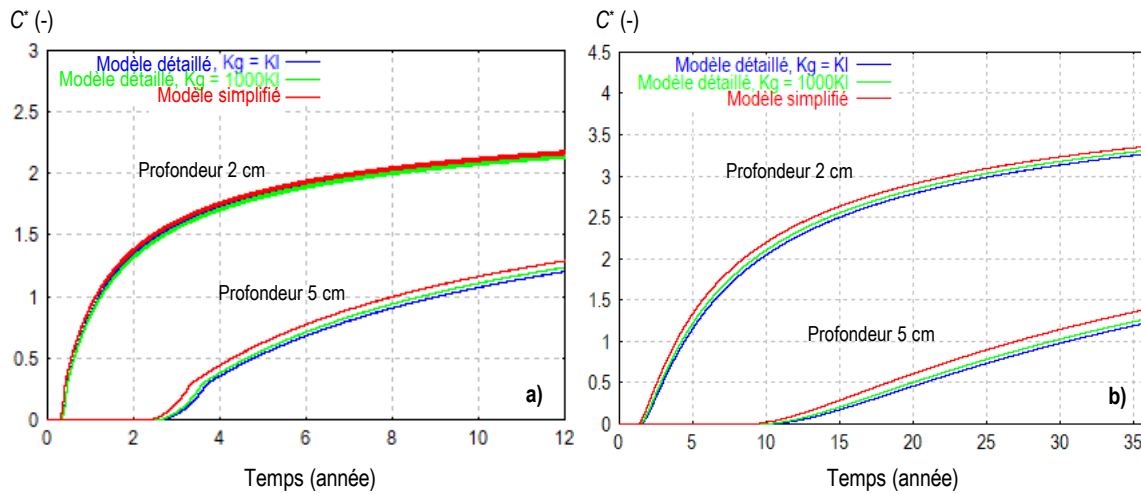


FIGURE 3. Evolutions temporelles de  $C^*$  aux profondeurs 2 cm et 5 cm obtenues par les simulations de marnage à l'aide des modèles : détaillé avec  $K_g = K_l$  &  $K_g = 1000K_l$  / simplifié pour : (a) N1M, (b) OPCC60

Par ailleurs, pour N1M, des simulations de marnage ont été effectuées en tenant compte de l'isotherme de désorption et n'ont finalement pas conduit à des différences significatives de  $C^*$  avec les simulations précédentes à 2 cm et 5 cm de profondeur.

### III. COMPARAISON PAR RAPPORT A DES MESURES IN-SITU

#### A. Mesures in-situ

Dans (Otmen et al., 2018), les auteurs ont extrait et analysé des échantillons d'un béton similaire à l'OPCC60 soumis à des conditions de marnage durant 28 ans. En moyennant les mesures de concentration totale de chlorures obtenus à partir de plusieurs échantillons, ils en ont déduit le profil représenté sur la figure 4a. A partir de ce profil, ils ont été en mesure de déterminer une valeur de  $D_{eff,0}$  de  $0,7 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$  (donnée dans le tableau 1) en utilisant un modèle basé sur la 2<sup>de</sup> loi de Fick et certaines hypothèses. Du fait que les auteurs ont mesuré une concentration non nulle dans le cœur des échantillons, en moyenne égale à 58 moles par  $\text{m}^3$  de matériau, ils ont choisi cette valeur comme concentration initiale totale en chlorure : cette méthode a permis l'ajustement d'un modèle de type 2<sup>de</sup> loi de Fick sur le profil moyenné.

#### B. Simulations

A ce stade, l'objectif n'est pas de comparer nos simulations avec celles utilisant la 2<sup>de</sup> loi de Fick car ces dernières sont par définition inaptées à prédire quoi que ce soit dans la zone de convection et en sont réduites à considérer des valeurs de profondeur de cette zone et de  $C_{Cl,tot}$  à cette profondeur plus ou moins probables, sur la base de fonctions de densité de probabilités telles que celles proposées par le fib model code (Gelhen et al., 2015). Ceci étant dit, il semble intéressant d'effectuer des simulations de marnage en utilisant les valeurs de  $D_{eff,0}$  et de  $C_{Cl,tot}$  initiale déterminées dans (Otmen et al., 2018) pour comparer les résultats aux données expérimentales.

La figure 4a permet de comparer le profil expérimental aux résultats des simulations (modèle simplifié) effectuées en considérant deux valeurs extrêmes de  $K$ ,  $10^{-21} \text{ m}^2$  et  $10^{-19} \text{ m}^2$ , et deux valeurs extrêmes de  $\beta$ , 0 et 1, après 28 ans d'exposition au marnage. Avec  $\beta = 0$  (c'est-à-dire pas d'effet de la saturation partielle sur la fixation des ions), les profils issus des simulations sont très proches quelle que soit la valeur de  $K$ , ce qui suggère que ce paramètre a une influence mineure dans ces conditions opératoires.

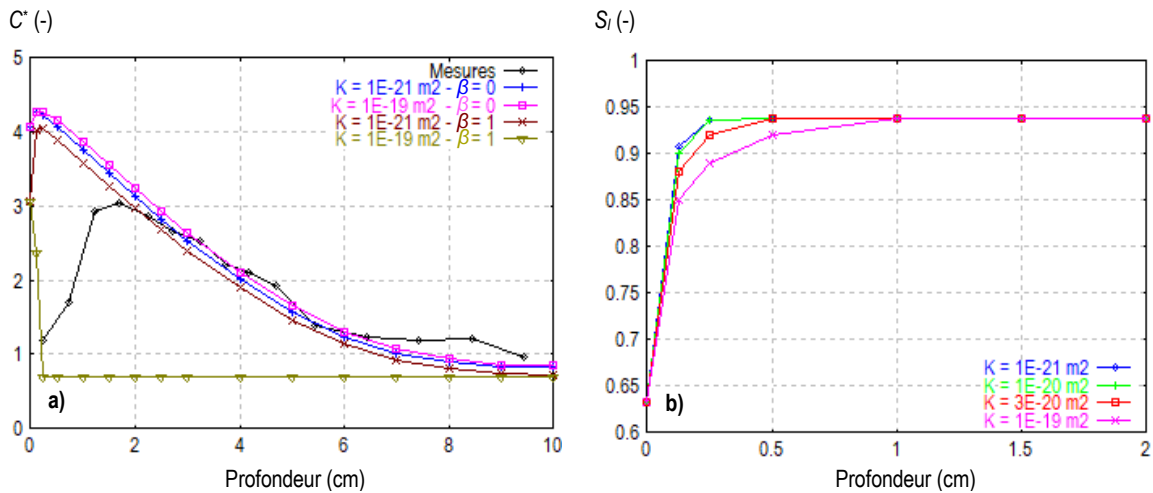


FIGURE 4. OPCC60, (a) profils de  $C^*$  obtenus après 28 ans d'exposition au marnage, simulations et mesures, (b) profils de  $S_i$  issus des simulations

Il apparait que ces profils correspondent particulièrement bien aux mesures à partir d'une profondeur d'environ 2 cm. Moins en profondeur, les concentrations en chlorures sont surestimés par les simulations. Ceci peut être expliqué qualitativement par "l'effet de peau" (Cai et al., 2020) qui consiste en une altération des propriétés du béton due à un endommagement mécanique, une lixiviation (De Weert et al., 2019) ou autres phénomènes physicochimiques (Achour et al., 2019) de la surface jusqu'à une certaine profondeur et également à un effet de lessivage des pluies qui tendent à entraîner les chlorures vers l'extérieur. Quoiqu'il en soit, les résultats précédemment obtenus par (Achour, 2018) ont mis en évidence exactement le même type de différences entre simulations et mesures en conditions de marnage.

Avec,  $\beta = 1$ , le profil obtenu avec  $K = 10^{-21} \text{ m}^2$  est très proche des profils précédents tandis qu'avec  $K = 10^{-19} \text{ m}^2$ , le transport des chlorures est quasiment stoppé : cet effet ne correspond bien évidemment pas à de quelconques observations expérimentales. On peut en déduire que la valeur de  $\beta$  serait en réalité plus proche de 0 que de 1 (mais pas nécessairement nulle).

La figure 4b montre les profils de  $S_i$  calculés pour différentes valeurs de  $K$ . Ainsi, on peut en déduire que la profondeur de la zone de convection peut varier d'environ 2 mm (pour  $K = 10^{-21} \text{ m}^2$ ) jusqu'à environ 1 cm (pour  $K = 10^{-19} \text{ m}^2$ ). Il est intéressant de signaler que, contrairement à ce qui est communément admis dans la littérature (mais sans justification), les pics de concentration en Cl ne correspondent pas à la limite entre zones de convection et de diffusion, ils sont situés en amont d'après les simulations.

#### IV. CONCLUSION

Dans le but de prédire la pénétration des ions Cl dans un béton soumis au marnage, deux modèles (détaillé/simplifié) basés sur une approche physicochimique ont été proposées. Le modèle simplifié, ignorant le transport de la phase gazeuse, s'est révélé suffisamment précis. L'utilisation de ce modèle simplifiée apporte un double bénéfice : elle permet d'ignorer certaines propriétés ou paramètres difficiles à déterminer et de réduire significativement les temps de calcul. Ceci sera particulièrement intéressant dans le cadre d'une future étude de sensibilité.

Sur la base du modèle simplifié, les résultats de simulations ont été comparés à des mesures effectuées in-situ sur un béton Portland ordinaire ayant été soumis au marnage pendant 28 ans. S'il s'avère que les simulations surestiment la concentration en ions chlorure dans la zone de convection, les résultats s'accordent dans la zone de diffusion. L'effet de la perméabilité intrinsèque du béton a été étudié numériquement, ce paramètre s'avère peu sensible dans les conditions opératoires considérées. Enfin, l'effet de la saturation partielle en eau sur la fixation des ions Cl a également été étudié numériquement via un modèle de Freundlich modifié, il ne semble pas devoir être trop important pour rester en accord avec l'expérience.

#### REMERCIEMENTS

La région Pays de la Loire est sincèrement remerciée pour avoir financé cette étude qui a été menée dans le cadre du projet DEMCOM (ANR-20-CE22-0008-03), lequel est subventionné par l'Agence Nationale de la Recherche, ainsi que dans le cadre du programme WEAMEC soutenu par la Région, le FEDER, la CARENE et Nantes Métropole.

#### REFERENCES

Achour, M. (2018). Modélisation du couplage carbonatation – chlorures et étude multiéchelle de l'influence des granulats sur la diffusivité dans les bétons. Thèse de doctorat. Ecole Centrale de Nantes.

Achour, M., Amiri, O., Bignonnet, F. & Roziere, E. (2019). Influence of carbonation on ionic transport in unsaturated concrete: evolution of porosity and prediction of service life. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 23:5, 593-608. <https://doi.org/10.1080/19648189.2018.1455609>

Al-Rabiah, A.R., Rasheeduzzafar, & Baggott, R. (1990). Durability Requirements for Reinforced Concrete Construction in Aggressive Marine Environments. *Marine Structures*, 3, 285-300. [https://doi.org/10.1016/0951-8339\(90\)90013-H](https://doi.org/10.1016/0951-8339(90)90013-H)

Bamforth, P.B. (1987). The relationship between permeability coefficients for concrete obtained using liquid and gas. *Magazine of Concrete Research*, 39, 3-11. <https://doi.org/10.1680/mac.1987.39.138>

Baroghel-Bouny, V., Thiery, M., & Wang, X. (2011). Modelling of isothermal coupled moisture-ion transport in cementitious materials. *Cement and Concrete Research*, 41, 828-841. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2011.04.001>

Ben Fraj, A., Bonnet, S., & Khelidj, A. (2012) New approach for coupled chloride/moisture transport in non-saturated concrete with and without slag. *Construction and Building Materials*, 35, 761-771. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.04.106>.

Bonnet, S., & Perrin B. (1999). Influence de la présence des ions chlorures sur les propriétés à l'équilibre de différents mortiers. *Materials and Structures*, 32, 492-499.

Cai, R., Hu, Y., Yu, M., Liao, W., Yang, L., Kumar, A., et al. (2020) Skin effect of chloride ingress in marine concrete: A review on the convection zone. *Construction and Building Materials*, 262, In press. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.120566>

De Weert, K., Lothenbach, B., Geiker, M.R. (2019) Comparing chloride ingress from seawater and NaCl solution in Portland cement mortar. *Cement and Concrete Research*, 115, 80-89. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2018.09.014>

Gelhen, C., Bartholomew, M., Edvardsen, C., Ferreira, M., Von Greve-Dierfeld, S., Gulikers, J. et al. (2015). Fib 76 bulletin. Technical report. Fédération internationale du béton (fib). ISSN 1562-3610. ISBN 978-2-88394-116-8.

Loosveldt, H., Lafhaj, Z., & Skoczylas, F. (2002) Experimental study of gas and liquid permeability of a mortar. *Cement and Concrete Research*, 32, 1357-1363. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(02\)00793-7](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(02)00793-7)

Millington, R.J., & Shearer R.C. (1970) Diffusion in aggregated porous media. *Soil Science*, 3, 372-378. <https://doi.org/10.1097/00010694-197103060-00007>

Othmen, I., Bonnet, S., & Schoefs, F. (2018). Statistical investigation of different analysis methods for chloride profiles within a real structure in a marine environment. *Ocean Engineering*, 157, 96-107. <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2018.03.040>

Thiery, M., Dangla P., Villain, G., Platret, G., Massieu, E., Druon, M., et al. (2004). Modélisation de la carbonatation atmosphérique des matériaux cimentaires. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 252-253, 153-187.

Thiery, M., Baroghel-Bouny, V., Bourneton, N., Villain, G. & Stéfani, C. (2007). Modélisation du séchage des bétons, *Revue Européenne de Génie Civil*, 11:5, 541-577. <https://doi.org/10.1080/17747120.2007.9692945>

Van Genuchten, M.Th. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America Journal*, 4:892-898. <https://doi.org/10.2136/sssaj1980.03615995004400050002x>

Wang, X. (2012). Modélisation du transport multi-espèces dans les matériaux cimentaires saturés ou non saturés et éventuellement carbonatés. Thèse de doctorat. IFSTTAR, Univ. Paris-Est.

# Effets des échauffements tardifs sur les propriétés d'un béton sensible à la RSI

Marius Nanfack<sup>1</sup>, Hector Gomart<sup>1</sup>, Adrien Bouvet<sup>1</sup>, Albert Noumowe<sup>1</sup>, Pierre Seguin<sup>2</sup>

<sup>1</sup> L2MGC, CY Cergy Paris Université, 5 Mail Gay Lussac, 95000 Neuville-sur-Oise, France

<sup>2</sup> EDF, Direction Industrielle, Département TEGG, Aix-en-Provence, France

## RESUME

Ce travail porte sur l'étude de la Réaction Sulfatique Interne (RSI) d'un béton chauffé tardivement (après 28 jours de maturation) à une température élevée de 175 °C en conditions séchantes. L'objectif est d'étudier l'impact des durées d'exposition sur les propriétés mécaniques et physiques d'un béton sensible à la RSI. Un traitement thermique a été appliqué pendant 2 jours et 14 jours et les résultats ont été comparés à ceux du béton de référence n'ayant pas subi de chauffe. Le risque de développement de la RSI a été évalué en effectuant le suivi temporel des indicateurs suivants : suivi de masse et de déformation, résistivité électrique, module d'élasticité dynamique et vitesse ultrasonore. Des essais complémentaires ont été effectués : résistance à la compression, module d'élasticité statique, porosité et perméabilité, ainsi que des observations au MEB afin d'identifier l'évolution des différentes morphologies d'ettringite. Les résultats montrent tout d'abord que seuls les bétons ayant subi un traitement thermique présentent un gonflement lié à la RSI. L'amplitude et la cinétique d'expansion sont d'autant plus importantes que la durée de chauffe a été prolongée.

**Mots-clés** Béton, réaction sulfatique interne, échauffement tardif, températures élevées, ettringite.

## I. INTRODUCTION

De nos jours, des ouvrages en béton sont sujets à de nombreuses dégradations. Ceci est une conséquence de la manifestation de certaines pathologies à l'instar de la réaction sulfatique interne (RSI). Celle-ci survient à la suite d'un échauffement tardif ou au jeune âge du béton, avec une température critique supérieure à 65 °C [Scrivener et al., 1999], entraînant l'instabilité de l'ettringite formée au cours de l'hydratation du ciment. La RSI se manifeste par la formation et la croissance de cristaux d'ettringite différée. Cette cristallisation engendre des gonflements à l'origine de fissures sur le long terme, dégradant ainsi les propriétés physiques et mécaniques du béton. Plusieurs études [Brunetaud et al., 2007] [Kchakech et al., 2015] montrent en effet que le développement de la RSI présente un optimum pour un couple de température et de durée d'exposition appelé « *pessimum* ». La présente étude porte sur des bétons soumis à différentes durées d'exposition à une température élevée (~175 °C), dans le cas d'échauffements tardifs. Ces conditions peuvent survenir dans des cas de fonctionnement normal (enceintes de confinement à proximité des traversées de vapeur) ou lors d'accidents (incendies). Les cas d'études résultant d'un échauffement tardif restent encore rares. Néanmoins, [Lion et al., 2022] montrent que pour



un échauffement tardif à 130 °C en conditions séchantes, les expansions du béton varient fortement en fonction de la nature du liant utilisé. De plus, un échauffement tardif en conditions humides à 85 °C engendre des expansions plus importantes que celles d'un échauffement à 130 °C en conditions séchantes. Les travaux de [Divet et al., 2018] montrent que pour un échauffement tardif à 80 °C, le traitement de courte durée (3 jours) entraîne plus de désordre que celui de 10 jours. Dans la présente étude, deux traitements thermiques à 175 °C ont été appliqués pendant 2 jours et 14 jours. Les résultats obtenus ont été comparés à ceux du béton de référence n'ayant pas subi de chauffe. La campagne expérimentale ainsi menée, visait d'une part, à observer les cinétiques et les amplitudes de l'expansion, et d'autre part, à évaluer la variation des propriétés mécaniques et physiques du béton au cours du temps. Le suivi temporel des paramètres est présenté sur 250 jours mais l'étude reste en cours jusqu'à la stabilisation des expansions. Des observations au MEB ont également été effectuées pour confirmer la présence ou non d'ettringite différée dans la matrice cimentaire.

## II. MATERIAUX ET METHODES

### A. Matériaux

L'étude a été réalisée sur un béton de classe de résistance C40/45 et de classe de consistance S2 (béton plastique), confectionné avec un ciment Calcia de la cimenterie Airvault CEM I 52.5 N CE CP2 NF, susceptible de développer la RSI. En effet sa composition chimique (cf. Tableau 1), notamment les teneurs en aluminés ( $Al_2O_3$ ) et en alcalins actifs ( $Na_2O_{eq}$ ), contribue à la recristallisation de l'ettringite [Pavoine et al., 2012]. Le rapport molaire  $SO_3/Al_2O_3$  égal à 0,94, est supérieur au seuil de 0,67 proposé par [Heinz et Ludwig, 1987] comme un indicateur de risque de développement de la RSI. Les granulats utilisés sont des sables et des gravillons (composés de quartz et de silice), roulés lavés, extraits de carrières Palvadeau (85). Ces granulats ont été sélectionnés pour deux raisons. La première, ils sont siliceux, favorisant ainsi le développement de la RSI, comme l'ont montré [Malbois et al., 2017]. La seconde, ils sont non réactifs aux alcalis [NF P18-594], afin d'éviter un gonflement parasite lié à l'alcali réaction. Après formulation, les éprouvettes ont été conservées dans l'eau à  $T = 20 \pm 2$  °C, conformément à la norme [NF EN 12390-2] pendant 28 jours. Le Tableau 2 présente la composition du béton. Il est à noter que l'ensemble des éprouvettes a été confectionné lors d'une unique gâchée, afin de limiter les biais de mesures.

**Tableau 1. Composition massique chimique du ciment (%)**

SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	TiO <sub>2</sub>	CaO	MgO	SO <sub>3</sub>	Na <sub>2</sub> O	K <sub>2</sub> O	Na <sub>2</sub> O <sub>eq</sub>
20,7	4,6	3,3	0,3	64,4	1,3	3,4	0,07	1,33	0,95

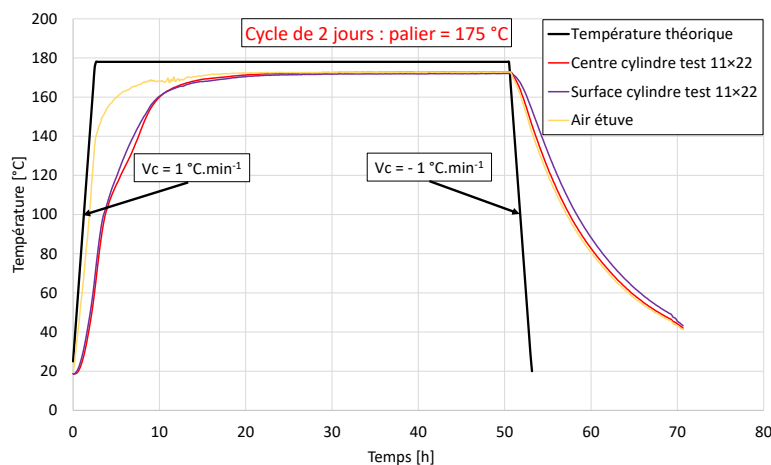
**Tableau 2. Quantités des matériaux.**

Ciment (CEM I 52,5)	Eau ajoutée	E/C	Adjuvant (superplastifiant)	Masse totale de sable	Masse totale de gravillons
350 kg.m <sup>-3</sup>	185 kg.m <sup>-3</sup>	0,5	0,15 % du ciment	741 kg.m <sup>-3</sup>	1075 kg.m <sup>-3</sup>

### B. Traitement thermique

Au terme de la maturation, deux traitements thermiques à 175 °C et en conditions séchantes (*i.e.* étuvage des éprouvettes à sec) ont été appliqués sur les éprouvettes, l'un pendant 2 jours, noté BT2, et l'autre pendant 14 jours, noté BT14. Des éprouvettes non chauffées servent de béton de référence, noté BT0. Les échantillons ont été chauffés en conditions séchantes dans une étuve à convection forcée, en suivant les recommandations de [RILEM, 2004]. Ainsi les variations de température sont limitées à 1 °C/min, en chauffe et en refroidissement. Ceci permet d'éviter un gradient supérieur à 10 °C/cm à l'intérieur des éprouvettes.

Les cycles de chauffe, ainsi que les valeurs du gradient thermique, ont été contrôlés grâce à une éprouvette 11×22 cm instrumentée, au centre et en surface. La Figure 1 présente ainsi l'évolution des températures mesurées lors du traitement thermique de 2 jours. Les éprouvettes atteignent une température supérieure à 65 °C (valeur seuil de déclenchement de la RSI) au bout de 3 h et sont maintenues à une température de 175 °C pendant 38 h, ce qui est suffisant pour dissoudre l'ettringite primaire. Le gradient le plus élevé (1,2 °C/cm) au sein de l'éprouvette instrumentée est rencontré au bout de 3 h environ, ce qui est bien inférieur aux recommandations [RILEM, 2004].



**Figure 1.** Traitement thermique de 2 jours. La courbe continue noire correspond au cycle théorique.

Les allures observées sont similaires lors du traitement à 14 jours. Dans ce cas, les éprouvettes sont soumises à une température supérieure à 65 °C dès 3 h et sont maintenues à une température de 175 °C pendant 13,5 jours. Le gradient maximum est cette fois-ci de l'ordre de 1,1 °C/cm au bout de 3 h de chauffe. Après la phase de chauffe, les éprouvettes sont réimmergées et conservées dans un bac d'eau à  $20 \pm 2$  °C.

### C. Essais

Des mesures de résistance à la compression et du module d'élasticité statique ont été réalisées après les traitements thermiques. Pour chaque configuration (BT0, BT2 et BT14), 3 éprouvettes cylindriques 11×22 cm ont été utilisées afin de retenir la valeur moyenne. La caractérisation mécanique a été complétée par des mesures du module dynamique et de la vitesse de propagation des ondes ultra-sonores. Concernant les propriétés physiques des bétons, la perméabilité au gaz (essai Cembureau) et la porosité à l'eau ont été mesurées. Enfin, afin

d'évaluer l'évolution de l'endommagement du béton au cours du temps, les indicateurs suivants ont fait l'objet d'un suivi temporel :

- Suivi de masse et de déformation selon la norme [NF P18-427]. Pour chaque configuration, 3 éprouvettes prismatiques 7×7×28 cm ont été confectionnées afin de retenir les valeurs moyennes.
- Suivi des propriétés mécaniques : module d'élasticité dynamique transversal mesuré sur une 11×22 et une 7×14 cm et vitesse de propagation des ondes ultra-sonores sur trois éprouvettes 6×12 cm.
- Suivi de la résistivité électrique, mesurée grâce à des spectres d'impédance sur des éprouvettes 6×12 cm.

### III. RÉSULTATS ET DISCUSSION

#### A. Influence du traitement thermique

Les essais de caractérisation mécanique et physique effectués à la suite du traitement thermique sont présentés dans le Tableau 3. Ces résultats doivent permettre d'évaluer les effets directs des cycles de chauffe à 175 °C sur le béton pour les deux durées.

**Tableau 3. Caractéristiques des bétons en fonction des traitements thermiques.**

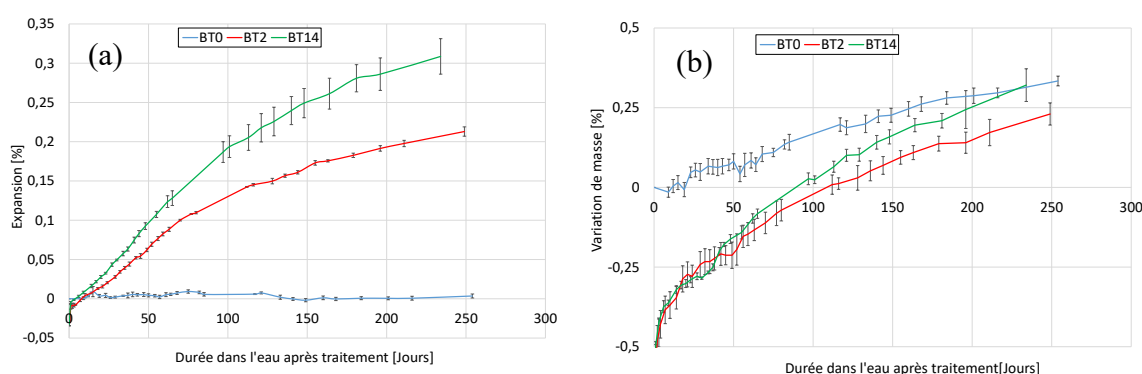
	BT0	BT2	BT14
Résistance en compression [MPa]	45,0 ± 3,0	46,2 ± 2,4	42,6 ± 3,7
Module d'élasticité statique [GPa]	41,6 ± 1,2	33,3 ± 0,5	32,0 ± 0,6
Module d'élasticité dynamique [GPa]	46,5 ± 0,1	31,5 ± 2,1	31,3 ± 2,4
Vitesse ultrasonore [km.s <sup>-1</sup> ]	4,84 ± 0,08	4,36 ± 0,08	4,26 ± 0,10
Porosité à l'eau [%]	12,1 ± 0,4	13,9 ± 0,1	14,6 ± 0,1
Perméabilité au gaz (N <sub>2</sub> ) ×10 <sup>-16</sup> [m <sup>2</sup> ]	1,2 ± (0,7×10 <sup>-2</sup> )	1,3 ± (1,6×10 <sup>-2</sup> )	1,7 ± (1,1×10 <sup>-2</sup> )
Perte de masse [%]	--	5,62 ± 0,30	5,63 ± 0,10

Les résultats des essais mécaniques et physiques montrent tous une dégradation des caractéristiques du béton après traitement thermique. Le module d'élasticité statique passe de 41,6 GPa à 33,3 GPa et 32,0 GPa pour BT2 et BT14 respectivement. Le module dynamique et la vitesse ultrasonore suivent le même comportement. Il est également constaté une augmentation de la porosité (de +14,9 % pour BT2 et de +20,7 % pour BT14) et de la perméabilité (+8,3 % pour BT2 et +41,7 % pour BT14) signe d'une altération de la microstructure.

Les essais de compression n'ayant pas été réalisés au même âge du béton (BT0 à 28 jours, BT2 à 34 jours et BT14 à 50 jours), la résistance moyenne à la compression de BT0 a été extrapolée à partir de l'Eurocode 2 (cf. eq. 3.2 du paragraphe 3.1.2 [NF EN 1992-1-1]) et donne 45,8 MPa à 34 jours et 47,3 MPa à 50 jours. Ainsi la résistance à la compression reste stable à la suite du cycle thermique de 2 jours, le phénomène de détérioration lié au traitement thermique étant compensé en partie par l'hydratation de la matrice cimentaire. Ce comportement a déjà été observé par d'autres auteurs [Matsuzawa et al., 2016] et [Kakae et al., 2017]. Pour BT14, une diminution de 4,7 MPa est constatée, montrant cette fois-ci un impact plus marqué de la durée de chauffe sur la résistance à la compression.

### B. Expansions des bétons

La Figure 2 présente l'évolution de l'expansion et de la masse des bétons en fonction du temps. Les pourcentages sont calculés à partir des valeurs initiales avant traitement thermique.



**Figure 2. (a) Évolutions des expansions et (b) des masses au cours du temps**

Sur la Figure 2 (a), les expansions observées sur les bétons chauffés pendant 2 jours (BT2) et 14 jours (BT14) présentent une augmentation significative ce qui confirme le développement de la RSI dans le béton. [Leklou et al., 2008] ont défini une valeur seuil d'expansion de 0,04 %, à partir de laquelle le béton est considéré comme sujet à une RSI. Les bétons étudiés atteignent ce seuil au bout de 35 jours pour le BT2 et au bout de 27 jours pour le BT14. Cependant, le béton de référence BT0, ne dépassant pas 0,01 %, reste donc largement en dessous de cette valeur durant tout le suivi, et ne développe donc pas de RSI. La température de 175 °C pour les 2 cycles de chauffe provoque bien l'instabilité de l'ettringite.

Plusieurs constats sont faits ici : (i) le BT14 atteint le seuil de RSI avant le BT2, (ii) l'amplitude d'expansion est plus élevée pour BT14 que pour BT2 et (iii) la cinétique d'expansion est plus importante pour BT14. Ainsi la microstructure de BT14 subit des modifications plus importantes que celles de BT2, probablement liée à une densification plus importante de la matrice suite à la formation des ettringites différées dans les zones microporeuses du béton [Leklou et al., 2008], notamment dans les pores capillaires et dans les auréoles de transition. Par ailleurs, ces résultats viennent confirmer les tendances observées par [Lion et al., 2022]. Les auteurs ont étudié un béton de même composition (cf. Tableau 2) et l'ont soumis à une cure thermique à 85 °C (conditions humides) et une à 130 °C (conditions séchantes) pendant différentes durées. Quelques soient les durées, les résultats montrent d'une part que l'expansion maximale atteinte décroît

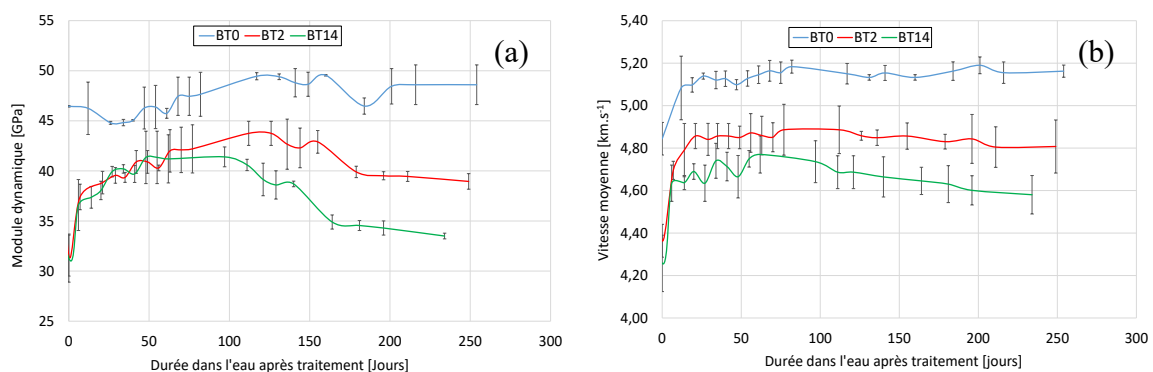
lorsque la température du traitement thermique augmente (à titre de comparaison dans la présente étude, l'expansion maximale atteint 0,3 % à 200 jours, contre 0,52 % à 130 °C et 1,5 % à 85 °C) ; d'autre part, il est à noter que la cinétique ralentit avec l'augmentation de la température. Enfin, à cette température, les durées de chauffe étudiées ici ne permettent pas d'observer un effet *pessimum*, tels qu'il a pu être montré dans plusieurs études [Brunetaud et al., 2007] [Kchakech, 2015].

La Figure 2 (b) montre l'évolution de la masse au cours du temps, corrélée au phénomène de RSI. Il est à noter que les masses de références des 3 bétons ont été prises à 28 jours à l'état saturé avant traitement thermique, ce qui explique les valeurs négatives des variations de masse de BT2 et BT14. Après étuvage ( $t = 0$ ) les pertes de masses sont de l'ordre de 5,4 % et 5,6 % respectivement (non représentées sur le schéma). À partir de  $t = 0$ , le béton de référence BT0 présente une augmentation de sa masse pratiquement linéaire au cours des 250 premiers jours pour atteindre 0,33 %, liée à l'hydratation du ciment. Au contraire, les bétons BT2 et BT14 présentent une cinétique non linéaire, liée d'une part à la saturation des éprouvettes lors de leur immersion après les cycles de chauffe et d'autre part à l'hydratation de la matrice cimentaire. De plus, l'extrapolation des courbes montre que les masses de BT2 et BT14 vont être supérieures à celle de BT0, signe d'un troisième phénomène lié à la densification de la matrice par reformation de l'ettringite.

La conclusion à tirer de cette partie est qu'après un échauffement tardif à 175 °C en conditions séchantes, et immersion, le développement des expansions est effectif sur les bétons BT2 et BT14. Les amplitudes de ces expansions sont plus élevées sur le BT14. Le béton témoin BT0 ne développe pas d'expansion conséquente.

### C. Suivi non destructif des propriétés mécaniques

Le suivi mécanique non destructif s'est fait au travers de 2 paramètres : le module d'élasticité dynamique et la vitesse ultrasonore. Leur évolution en fonction du temps est présentée à la Figure 3.



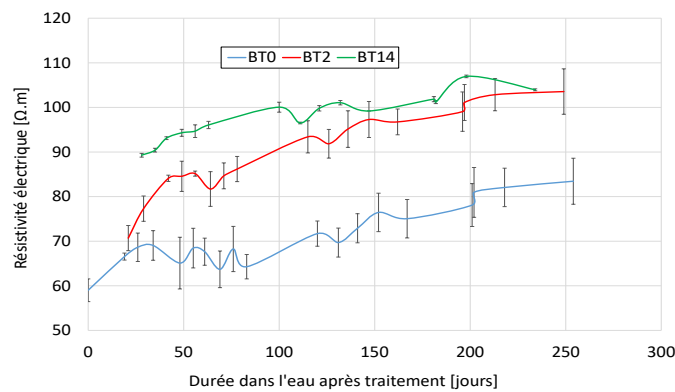
**Figure 3. Évolution (a) du module dynamique et (b) de la vitesse ultrasonore.**

Tout d'abord on constate que BT0 présente une légère augmentation du module dynamique et passe de 46,5 GPa à 48,0 GPa au bout de 250 jours, ce qui s'explique par l'hydratation de la matrice cimentaire. Pour BT2 et BT14, on observe tout d'abord pour la première mesure, à la

sortie de l'étuve, une diminution de l'ordre de 30 % du module dynamique liée au séchage au cours du traitement thermique (cf. perte de masse dans le Tableau 3). Ensuite, les propriétés augmentent avec la reprise d'eau des bétons après immersion des éprouvettes, couplée à l'hydratation du ciment, pour atteindre un plateau à 47,0 GPa à 120 jours pour BT2 et 41,0 GPa à 50 jours pour BT14. Dans les deux cas étudiés ici, les valeurs des plateaux restent inférieures à celle de BT0 (de l'ordre de 5 GPa), le traitement thermique ayant provoqué une rupture irréversible de certaines liaisons chimiques, entraînant une perte de rigidité de la matrice. Après ce maximum, le phénomène de RSI prend le dessus et engendre une décroissance du module dynamique liée à la microfissuration, propre à chaque durée de chauffe. Le même comportement est observé pour les vitesses ultrasonores, confortant ainsi les résultats précédents.

#### D. Suivi de la résistivité électrique

Un suivi a été réalisé sur la résistivité électrique des bétons. La Figure 4 présente l'évolution de cette grandeur. Celle-ci augmente au cours du temps pour les trois bétons BT0, BT2 et BT14. Pour BT0, cette augmentation s'explique là encore par la densification de la matrice cimentaire. Pour BT2 et BT14, on observe le même comportement. Deux raisons peuvent expliquer cette augmentation. D'une part, la formation des cristaux d'ettringite, qui occupent ensuite les micropores de la matrice, densifie le matériau et donc réduit la conductivité électrique. D'autre part, l'eau absorbée par le béton contribue à la précipitation des cristaux d'ettringites et donc les différents ions responsables de la conduction du courant électrique sont consommés. Il est également observé que la cinétique du BT14 est supérieure à celle du BT2. Cela renvoie à la cinétique de gonflement observée aux paragraphes précédents.

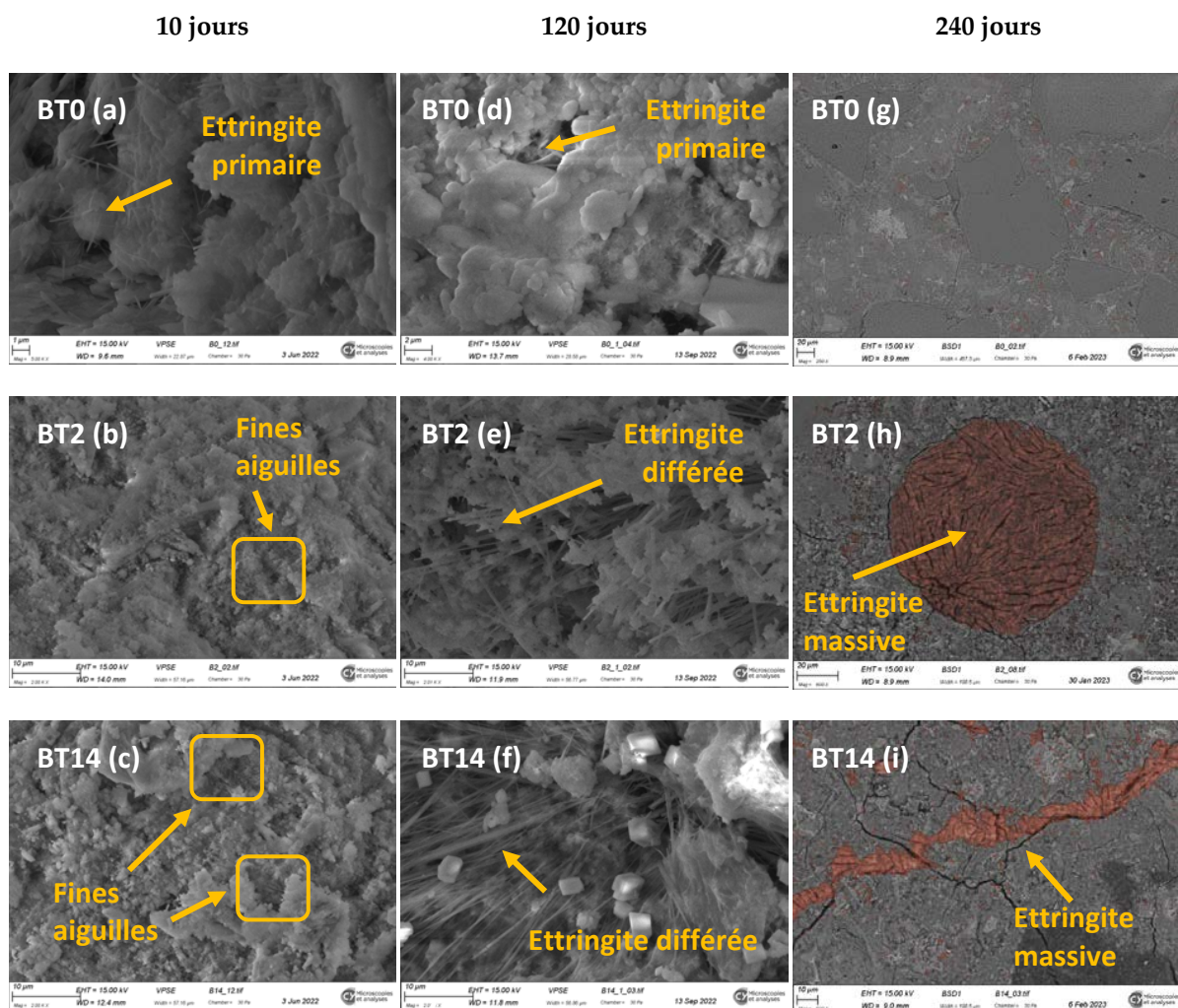


**Figure 4. Évolution de la résistivité électrique.**

#### E. Observations au microscope électronique à balayage

Des analyses MEB ont été effectuées à trois échéances : après traitement thermique (10 jours), à 120 jours et à 240 jours. La Figure 5 présente les images obtenues pour chaque béton (BT0, BT2 et BT14) aux trois dates. Il est à noter que les échantillons observés à 240 jours ont été polis, afin d'effectuer une étude EDX. À cette échéance les images sont ainsi complétées par une cartographie qui présente le soufre (S), l'un des constituants de l'ettringite. Pour la première échéance, le béton BT0 n'ayant pas subi de traitement thermique présente des aiguilles d'ettringite primaire. En revanche, pour les bétons chauffés BT2 et BT14, il paraît difficile de les discerner clairement, exceptées quelques zones où seules quelques fines aiguilles subsistent, cf.

zones encadrées Figure 5 (b) et (c). Ces observations montrent ainsi que l’ettringite s’est dissoute sous l’effet du traitement thermique. Lors de la deuxième échéance, BT0 présente la même morphologie de sa microstructure. En revanche, BT2 et BT14 montrent une quantité importante d’aiguilles liées à la formation d’ettringite différée, participant ainsi à la densification de la matrice. Il est à noter que la quantité d’ettringite est plus importante pour BT14 que pour BT2. À 240 jours, les échantillons de BT2 et BT14 présentent cette fois de l’ettringite massive dans les pores, cf. Figure 5 (h) et au niveau de l’auréole de transition pâte granulats et dans les microfissures Figure 5 (i). La pression exercée par les cristaux d’ettringite est ainsi responsable du gonflement [Leklou et al., 2008]. Il est à noter que des microfissures sont clairement identifiables pour BT14. L’ensemble de ces observations corrobore ainsi les résultats obtenus pour le suivi d’expansion ainsi que les différents indicateurs macroscopiques.



**Figure 5 :** Images MEB des bétons BT0, BT2 et BT14 à 10, 120 et 240 jours. À 240 jours, une analyse spectroscopie EDX (zones orangées) a été superposée aux images et présente l’élément soufre (S).

#### IV. CONCLUSION

Cette étude a permis de répondre à la question, peu étudiée dans la littérature, de l'influence d'un échauffement tardif à une température élevée (175 °C) sur un béton sensible à la RSI maturé 28 jours, pour deux durées de chauffe (2 jours et 14 jours) en conditions séchantes. Les différentes variations induites tant sur l'aspect mécanique que physique ont été présentées. Les résultats obtenus ont montré d'une part l'impact du traitement thermique sur les bétons, et d'autre part la dégradation dans le temps des bétons chauffés et immergés à la suite du développement de la RSI. Il en ressort plusieurs conclusions :

- Le béton BT0 n'ayant pas subi de traitement thermique ne présente pas de réaction sulfatique interne. L'évolution des indicateurs mesurés pour ce béton témoigne exclusivement du phénomène d'hydratation du ciment.
- À 175 °C, le phénomène d'expansion lié à la RSI est d'autant plus important et plus rapide que la durée de chauffe est longue. Il reste cependant inférieur au cas d'un même béton soumis à un échauffement tardif à 130 °C [Lion et al., 2022].
- L'étude du béton soumis à 2 durées de chauffe (2 jours et 14 jours), n'a pas permis de distinguer d'effet *pessimum*. Par extrapolation des travaux de [Brunetaud et al., 2007], ce phénomène devrait intervenir pour un traitement thermique plus court. Il serait ainsi intéressant de compléter cette campagne expérimentale par différentes durées de cures thermiques, afin d'identifier cet optimum.
- L'ensemble des indicateurs mesurés, qu'ils soient mécaniques (module d'élasticité dynamique, vitesse ultrasonore) ou physiques (variation de masse et de déformation et résistivité), montrent tous un comportement distinct qui permet de discriminer clairement BT0, BT2 et BT14.
- Dans un premier temps, la densification de la matrice, liée à la cristallisation de l'ettringite, améliore les performances mécaniques du béton, comme en témoigne l'évolution du module dynamique et de la vitesse ultrasonore. À partir du 100<sup>e</sup> jour environ, la décroissance de ces indicateurs montre que la RSI engendre un début de microfissurations. Ces microfissures sont identifiables au MEB à partir de 240 jours, en particulier pour BT14.
- Les observations au MEB à trois échéances (10, 120 et 240 jours) montrent que le traitement thermique a dissout l'ettringite primaire et que des aiguilles d'ettringite se sont formées au bout de 120 jours. À 240 jours, les cristaux d'ettringite, sous forme massive, remplissent les pores et les auréoles de transition, générant ainsi une pression cristalline qui favorise le gonflement [Leklou et al., 2008]. Ces observations permettent de confirmer les résultats macroscopiques d'expansion et de dégradation des performances mécaniques.

#### V. REFERENCES



X. Brunetaud, R. Linder, L. Divet, D. Duragrin, & D. Damidot (2007). Effect of curing conditions and concrete mix design on the expansion generated by delayed ettringite formation. *Materials and Structures*, 40, 567–578.

D. Heinz, & U. Ludwig (1987). Mechanism of Secondary Ettringite Formation in Mortars and Concretes Subjected to Heat Treatment. *Materials Science, Engineering*, 100, 2059-2072.

N. Kakae, K. Miyamoto, & T. Momma (2017). Physical and Thermal Properties of Concrete Subjected to High Temperature. *Journal of Advanced Concrete Technology*, 15, 190-212.

B. Kchakech (2015). Etude de l'influence de l'échauffement subi par un béton sur le risque d'expansions associées à la Réaction Sulfatique Interne. *Thèse de doctorat, Université Paris-Est*.

B. Kchakech, R.-P. Martin, O. Metalssi, & F. Toutlemonde (2015). Experimental study of the influence of the temperature and duration of heat treatments at early age on the risk of concrete expansion associated with Delayed Ettringite Formation. *10th International Conference on Mechanics and Physics of Creep, Shrinkage, and Durability of Concrete and Concrete Structures*.

N. Leklou, J.-E. Aubert, & G. Escadeillas (2008). Microscopic Observations of Samples Affected by Delayed Ettringite Formation [DEF]. *Materials and Structures*, 42, 1369–1378.

M. Lion, J. Philippot, & H. Hérin (2022). Etude du comportement de bétons exposés à des échauffements tardifs. *NoMaD 2022, Mines d'Alès*.

M. Malbois, L. Divet, S. Lavaud, & M. Torrenti (2017). Influence de la nature pétrographique des granulats et de cycles de séchage sur le développement de la réaction sulfatique interne dans le béton. *23ème Congrès Français de Mécanique, Lille*.

K. Matsuzawa, Y. Kitsutaka, M. Abe, H. Kasami, T. Tayama, & H. Nishi (2016). Effects of Exposure Term on the Strength and Elasticity of Concrete Subjected to Elevated Temperature up to 175°C. *Key Engineering Materials*, 711, 519-524.

NF P18-594 (2015). Granulats - Méthodes d'essai de réactivité aux alcalis.

NF P18-427 (1996). Détermination des variations dimensionnelles entre deux faces opposées d'éprouvettes de béton durci.

NF EN 12390-2 (2019). Essais pour béton durci : confection et conservation des éprouvettes pour essais de résistance.

NF EN 1992-1-1 (2005). Calcul des structures en béton, partie 1-1 : Règles générales et règles pour bâtiments.

A. Pavoine, X. Brunetaud, & L. Divet (2012). The Impact of Cement Parameters on Delayed Ettringite Formation. *Cement and Concrete Composites*, 34, 521-528.

RILEM TC 129-MHT (2004). Test methods for mechanical properties of concrete at high Temperatures. *Materials and Structures*, 37, 139-144.

K. Scrivener, D. Damidot, & C. Famy (1999). Possible mechanisms of expansion of concrete exposed to elevated temperatures during curing (also known as DEF) and implications for avoidance of field problems. *Cement Concrete and Aggregates*, 21, 93-101.

# Étude des mécanismes de l'attaque sulfatique externe dans les matériaux cimentaires bas carbone

François El Inaty<sup>1</sup>, Bugra Aydin<sup>1</sup>, Maryam Houhou<sup>1</sup>, Mario Marchetti<sup>1</sup>, Marc Quiertant<sup>2</sup>, Othman Omikrine-Metalssi<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Univ Gustave Eiffel, Cerema, UMR MCD, F- 77454 Marne-la-Vallée, France

<sup>2</sup> Univ Gustave Eiffel, EMGCU, F- 77454 Marne-la-Vallée, France

**RESUME** En contact avec un milieu extérieur sulfaté, les structures en béton, dès leur jeune âge, réagissent avec les ions sulfate, ce qui affecte leur durabilité. Ce phénomène est appelé « Attaque Sulfatique Externe » (ASE). Cette dernière dégrade principalement la pâte de ciment par des mécanismes physico-chimiques complexes et couplés, conduisant à une défaillance mécanique. Celle-ci est souvent associée à une expansion causée par la formation d'ettringite et/ou de gypse produisant une fissuration des parois externes. Cette étude examine les mécanismes de l'ASE sur des échantillons de pâte de ciment de différentes formulations (ciment pur, binaire et ternaire). L'objectif est d'évaluer l'effet de certains additifs (cendres volantes et laitier) sur les réactions chimiques déclenchées par les ions de sulfate et l'évolution de la porosité des échantillons testés. Les techniques de caractérisation utilisées sont l'analyse thermogravimétrique et le test de porosité accessible à l'eau. Les résultats obtenus par le couplage de ces méthodes ont confirmé le mécanisme chimique qui débute par une formation abondante d'ettringite dans les couches superficielles. Il apparaît de plus que le laitier de haut fourneau retarde significativement l'endommagement des matériaux. En outre, l'incorporation de deux additifs dans la même formulation induit des effets bénéfiques notables sur la durabilité des échantillons.

**Mots-clefs** Attaque sulfatique externe, Durabilité, Matériaux cimentaires bas carbone, Ettringite, Porosité.

## I. INTRODUCTION

On distingue généralement deux types d'attaques sulfatiques (Zhao et al., 2020). La première est connue sous le nom d'Attaque Sulfatique Interne (ASI ou RSI pour Réaction Sulfatique Interne) où le sulfate provient des matières premières (Ouyang et al., 1988; Zhao et al., 2018). La seconde est l'Attaque Sulfatique Externe (ASE), et la source de sulfate, dans ce cas, est l'environnement extérieur (eaux souterraines, sol, eau de mer...) (Geng et al., 2015; Wongprachum et al., 2018).

L'ASE est une combinaison de deux processus qui se produisent simultanément (Ikumi et al., 2019; Ragoug, 2016; Yu et al., 2018). Le premier processus est physique et correspond à la pénétration des ions sulfate dans la matrice cimentaire. Il résulte de paramètres de transfert tels que le coefficient de diffusion. Le second processus est chimique et varie en fonction de la composition chimique du matériau cimentaire. Les ions sulfate transférés dans la matrice cimentaire du béton réagissent avec les produits hydratés pour former de l'ettringite, du gypse et de la thaumasite (Santhanam et al., 2002; Skaropoulou et al., 2013). La formation d'ettringite est

souvent liée à l'expansion qui provoque la fissuration du béton (Gu et al., 2022; Rahman and Bassuoni, 2014). En ce qui concerne le gypse, certains chercheurs pensent qu'il induit aussi une expansion (Yang et al., 1996) mais d'autres ont observé le contraire (Bonen and Cohen, 1992).

Les codes de construction prévoient des spécifications (résistance minimale, type de ciment, rapport eau/liant, etc.) en fonction de l'intensité de l'exposition aux sulfates (concentration de sulfate  $SO_4^{2-}$ ) (Kanaan et al., 2022). Néanmoins, les normes ne traitent pas de manière adéquate toutes les variables de l'ASE, y compris les méthodes d'essai, la taille des échantillons, les outils de mesure et les dégradations sur le terrain (Clifton et al., 1999; Jabbour et al., 2022). La norme ASTM C150 a imposé la limitation de la teneur en aluminates tricalciques ( $C_3A$ ) dans le ciment et a introduit l'utilisation de ciment de type II et V afin de limiter les effets de l'ASE (ASTM C150/C150M-22, 2022; Elahi et al., 2021). Cependant, le  $C_3A$  n'est pas le seul facteur impliqué dans l'ASE. Plusieurs études ont démontré que le portlandite (C-H) et le rapport eau/liant affectent la durabilité des matériaux cimentaires lorsqu'ils sont attaqués par des sulfates (Barcelo et al., 2014; Higgins and Crammond, 2003; Khatri et al., 1997). L'utilisation de Matériaux Cimentaires Supplémentaires (MCS) potentiellement diminue la quantité de C-H en raison de leur réaction pouzzolanique en plus de réduire la teneur en  $C_3A$  (Elahi et al., 2021). Des études ont montré que le laitier, le métakaolin, la fumée de silice et les cendres volantes, lorsqu'ils remplacent partiellement le ciment, atténuent l'effet des ASE (Al-Akhras, 2006; Al-Dulaijan et al., 2003; Baghabra Al-Amoudi, 2002; Lee et al., 2005; Ramyar and İnan, 2007; Shi et al., 2019). L'augmentation de la résistance à l'ASE dépend ainsi fortement des compositions chimiques, du pourcentage de substitution du ciment, de la réactivité, de la minéralogie, et autres. Cependant, lorsqu'il s'agit de sélectionner le bon type et le dosage approprié d'ajouts cimentaires afin d'améliorer la résistance à l'ASE, le choix reste confus. En outre, les taux de substitution du ciment qui ont montré des effets positifs sont considérés comme faibles.

L'objectif de cette étude est de parvenir à une meilleure description des mécanismes de l'ASE sur des échantillons de pâte de ciment fabriqués avec du ciment mélangé à certains MCS. Des pâtes de ciment pur, binaires et ternaires ont été utilisées pour évaluer la performance des mélanges d'ajouts cimentaires contre l'ASE. Les échantillons ont été mis en contact avec une solution de sulfate de sodium ( $Na_2SO_4$ ) ayant une concentration de 15g/l et sans régulation du pH. Cette forte concentration est utilisée pour accélérer le processus d'ASE. L'expansion et les changements microstructuraux ont été surveillés tout au long de l'expérience. Les techniques de caractérisation qui ont été utilisées sont l'analyse thermogravimétrique et le test de porosité d'accessible à l'eau en complément des observations d'expansion et de la perte de masse.

## II. MATÉRIAUX ET MÉTHODES

### A. Matériaux

Le ciment utilisé est un CEM I 52,5 N CE CP2 NF fabriqué par EQIOM. Sur la base des informations fournies par le fabricant, le tableau 1 présente sa composition. De plus, en utilisant la méthode Bogue (Bogue, 1929), la composition du ciment est calculée et représentée dans le tableau 2.

Des cendres volantes et un laitier de haut fourneau sont également utilisés dans cette étude. Leur composition chimique est présentée dans le tableau 1. Le CEM I a la plus faible teneur en  $Al_2O_3$  et  $SiO_2$  mais la plus grande quantité de  $CaO$  par rapport aux autres matériaux. Il en est de même pour le laitier de haut fourneau comparé aux cendres volantes.

**TABLEAU 1.** Composition chimique des matériaux utilisés

Composants	CEM I	Cendres volantes	Laitier
	Pourcentage massique	Pourcentage massique	Pourcentage massique
$SiO_2$	20,38	70,83	35,71
$Al_2O_3$	4,30	24,36	10,65
$Fe_2O_3$	3,80	2,24	0,45
$TiO_2$	0,24	1,48	0,73
$MnO$	0,08	0,05	0,23
$CaO$	62,79	0,06	43,32
$MgO$	1,25	0,23	3,97
$SO_3$	3,46	-	3,06
$K_2O$	0,73	0,64	0,45
$Na_2O$	0,35	0,1	0,16
$P_2O_5$	-	0,05	0,02
$S^{2-}$	Traces	-	-
$Cl^-$	0,05	-	-
LOI (loss of ignition)	2,54	-	-
Chaux libre	1,39	-	-

**TABLEAU 2.** Composition du ciment par la méthode Bogue

Composants	Contenu (%)
$C_3S$	57,05
$C_2S$	14,99
$C_3A$	7,91
$C_4AF$	8,9

### B. Formulations

Pour cette étude, quatre mélanges ont été adoptés. La pâte de ciment pure (P1) et les pâtes de ciment binaire (S1 et S2) et ternaire (S3) composées de différents adjuvants et de ciment (voir le tableau 3), ont été attaqués par le sulfate. Un seul rapport eau-liants (e/l) de 0,55 a été utilisé. Les formulations sont fondées sur les résultats d'une étude antérieure (Jabbour, 2019) réalisée au laboratoire.

**TABLEAU 3.** Conception de mélanges

	CEMI	Cendres volantes	Laitier
P1 (Référence)	100%	-	-
S1	55%	45%	-
S2	55%	-	45%
T1	55%	15%	30%

### C. Échantillonnage, exposition et contrôle

Pour cette expérience, des éprouvettes prismatiques de 40x40x160 mm<sup>3</sup> ont été réalisées selon la norme NF EN 196-1 (NF 196-1, 2006). Le démoulage a eu lieu 24 heures après, à température ambiante. Puis, les échantillons ont été entièrement immergés dans une solution de sulfate (15g/l) préparée en dissolvant, à chaud, du sel de sulfate de sodium anhydre de 99% de pureté dans de l'eau distillée. Pour l'exposition, le rapport entre le volume du solide et celui de la solution a été fixé à 1,67. La solution a été renouvelée tous les 30 jours pour simuler une source infinie de sulfate.

Les mesures d'expansion ont été effectuées toutes les deux semaines pendant 70 semaines. Pour ce faire, des plots métalliques ont été placés aux extrémités des éprouvettes lors de la fabrication (respectant la norme française NF P 15-433 (AFNOR, 1994)). De plus, la masse des échantillons a été mesurée toutes les deux semaines à l'aide d'une balance dont la précision est de 0,01g.

### D. Analyse thermogravimétrique

L'analyse thermogravimétrique (ATG) est une méthode permettant d'identifier la composition chimique des matériaux. L'appareil utilisé est le NETZSCH STA 449 F1. Les mesures ont été effectuées dans une atmosphère inerte d'azote avec une température comprise entre 25 et 1250°C et une vitesse de chauffe de 10°C par minute. La dérivée de la courbe d'analyse thermogravimétrique (DTG) permet d'identifier les variations de masse importantes, que ce soit des pertes ou des gains. L'ATG a été réalisée sur des échantillons de poudres extraits à différentes profondeurs (1, 2, 5, et 15mm) des échantillons soumis à deux mois d'exposition à l'ASE.

### D. Porosité à l'eau

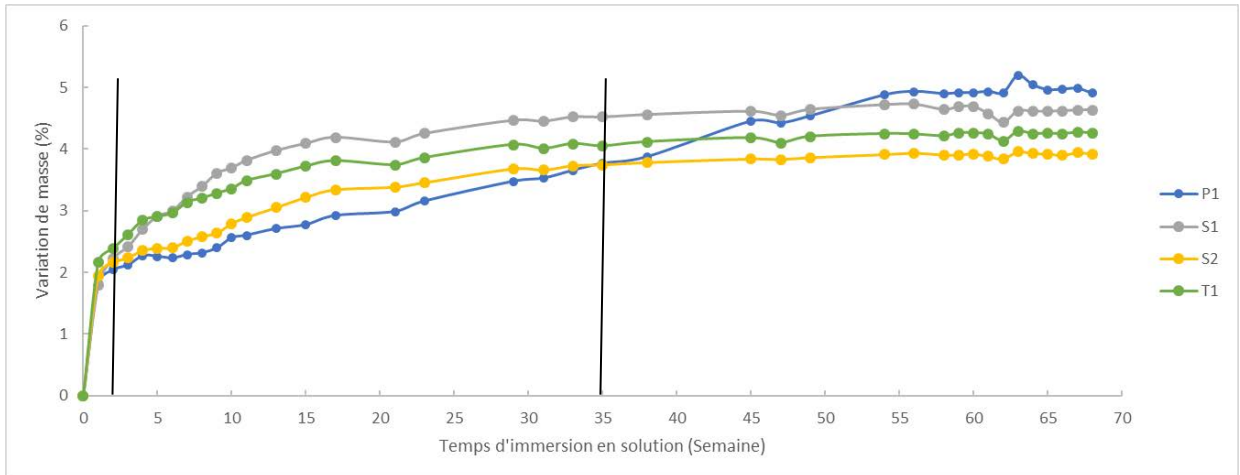
Le test de porosité à l'eau a été effectué conformément à la norme NF P18-459 (AFNOR, 2010) sur les quatre mélanges 24h après le démoulage et après un mois de contact avec la solution de sulfate. La masse des échantillons i) saturés en eau mesurée dans l'air ii) saturés en eau mesurée dans l'eau et iii) des échantillons séchés (échantillons saturés en eau séchés dans un four à 105 °C jusqu'à ce que leurs masses se stabilisent) ont été obtenues à l'aide d'une balance ayant une précision de 0,01g afin de calculer le pourcentage de porosité (El Inaty et al., 2022).

## III. RÉSULTATS ET DISCUSSION

### A. Variation de masse et inspection visuelle

L'évolution de la masse des échantillons dégradés, prélevés toutes les deux semaines pendant 70 semaines, est présentée dans la fig. 1. Il apparaît que tous les échantillons ont pris de la masse au cours des 70 semaines. Cependant, les taux de gain de masse ont changé au fil du temps. Au cours des trois premières semaines, tous les échantillons ont gagné près de 2% de masse, en raison de l'absorption d'eau (matériau poreux) et de la formation de produits d'hydratation (Haufe and

Vollpracht, 2019). Cependant, ce gain de masse peut également être lié à la formation d'ettringite et de gypse (Santhanam et al., 2003). Après la troisième semaine, la masse des échantillons à base d'ajouts cimentaires a continué son évolution jusqu'à la semaine 35 puis est devenue presque stable, bien que les échantillons aient montré des dégradations comme le montre la Fig. 2.



**FIGURE 1.** Variation de la masse des échantillons dégradés (en pourcentage) en fonction du temps

Le mélange de référence (P1) a gagné le moins de masse au début mais a fini par en gagner le plus (4,9%). Sa masse s'est stabilisée vers la semaine 55. En ce qui concerne S1, S2 et T1, aucune irrégularité importante n'a été observée. S1 a pris le plus de masse, suivi de T1 puis de S2 avec des gains de masse respectifs de 4,6%, 4,2% et 3,9%. Comme illustré sur la fig. 2, le mélange de référence présente de très nombreuses fissures, ainsi que des changements de couleur par rapport aux autres mélanges.

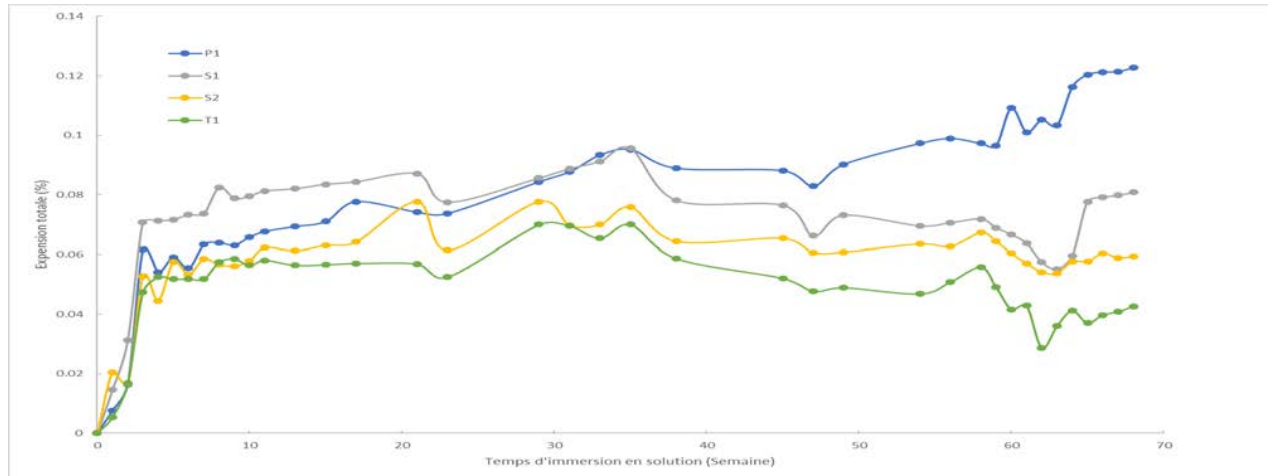


**FIGURE 2.** Dégradation visuelle des quatre mélanges après 70 semaines d'immersion

### B. Réponse d'expansion totale

L'expansion a également été mesurée périodiquement pendant 70 semaines. Les résultats sont illustrés à la fig. 3. Sur cette figure, une forte augmentation linéaire est observée pendant les trois premières semaines. Cette augmentation est probablement due à la formation d'ettringite (Jabbour, 2019; Rahman and Bassuoni, 2014; Santhanam et al., 2003; Yu et al., 2018) et paraît cohérente avec le gain de masse (Fig. 2). Une phase de latence a ensuite été observée, suivie d'une augmentation pour P1 et d'une diminution pour les autres mélanges.

Le mélange de référence (P1), composé uniquement de CEM I, a connu la plus forte expansion avec un pourcentage de 0,123% à la semaine 70. Ceci peut être attribué à l'absence de tout effet pouzzolanique des cendres volantes et du laitier (Brown et al., 2004; Torii and Kawamura, 1994).



**FIGURE 3. Expansion des pâtes de ciment lors de l'ASE**

Concernant les pâtes binaires, S1 (contenant des cendres volantes) s'est davantage dilaté que S2. Cela peut être lié à la faible teneur en aluminium du laitier (Tableau 1) qui contribue à réduire la formation d'ettringite (Whittaker et al., 2016). L'utilisation de laitier et de cendres volantes dans le mélange ternaire a entraîné un faible pourcentage d'expansion (0,042% à la fin de la 70e semaine).

*C. Analyse thermogravimétrique*

L'ATG a été réalisée sur les quatre mélanges après 60 jours d'immersion dans la solution de sulfate. Selon des recherches antérieures (Gao et al., 2022; Nochaiya et al., 2015), le premier pic, entre 30°C et 200°C, indique la décomposition de l'ettringite, du C-S-H et de l'eau libre. De plus, la présence de monosulfoaluminates (AFm) est indiquée par un pic à 190°C. Le processus de dihydroxylation de la portlandite (Ca(OH)<sub>2</sub>) provoque le troisième pic entre 450°C et 550°C, tandis que la décarbonatation de la calcite (CaCO<sub>3</sub>) donne lieu au pic entre 650°C et 820°C.

Les taux de consommation de la portlandite doivent être examinés lors de l'étude de l'ASE. Pour les quatre mélanges différents, la quantité de portlandite à différentes profondeurs obtenues par ATG est présentée dans le tableau 4. L'attaque, jusqu'à ce stade, n'a pas atteint le cœur des échantillons (à 20 mm). Il est difficile de calculer la quantité d'ettringite car son pic représente aussi la quantité d'eau libre et de C-S-H.

**TABLEAU 4. Masse de Ca(OH)<sub>2</sub> déterminée par l'ATG à 1 et 2 mm de profondeur**

	P1	S1	S2	T1
1 mm	2,54%	0,95%	1,12%	1,17%
2 mm	3,28%	1,56%	1,32%	1,43%
Différence	0,74%	0,61%	0,2%	0,26%

La portlandite et l'AFm, en présence d'ions sulfate, participent à la formation d'ettringite (Santhanam et al., 2002; Skaropoulou et al., 2013). On peut voir dans le tableau 4 que la portlandite à 2mm est beaucoup moins consommée qu'en surface. Cela montre que l'attaque continue de progresser vers le cœur des échantillons.

En comparant les mélanges, on peut observer que P1 a perdu une grande quantité de portlandite. De plus, S2 n'a pas perdu autant de portlandite que le mélange de référence ainsi que S1. Les avantages de l'ajout de laitier sont également apparus lors de l'essai de T1 (perte de seulement 0,26% de portlandite). Comme mentionné précédemment, ceci est probablement dû aux avantages des faibles concentrations d'aluminium dans S2 et T1 (Whittaker et al., 2016).

Il convient de mentionner que l'AFm a disparu à 1 mm de profondeur dans P1, S1 et T1, mais a commencé à réapparaître à 2 mm de profondeur. Cela peut probablement confirmer que l'AFm, composé instable, est affecté par l'ASE et peut être une source d'aluminate nécessaire à la formation de l'Aft. Cependant, ce résultat ne s'applique pas à S2 (probablement en raison de sa composition chimique).

#### D. Porosité à l'eau

Le pourcentage de porosité à l'eau est représenté dans le tableau 5. Ce test a été effectué sur les quatre mélanges 24h après démoulage ( $T_0$ ) et un mois après avoir été immergé dans une solution de sulfate ( $T_1$ ).

**TABLEAU 5.** Pourcentage de porosité à l'eau des échantillons à  $T_0$  et  $T_1$

Mélange	Porosité $T_0$ (%) ( $\pm$ )	Porosité $T_1$ (%) ( $\pm$ )
P1	50,90 $\pm$ 0.07	48,08 $\pm$ 0.29
S1	51,44 $\pm$ 0.27	50,09 $\pm$ 0.37
S2	52,11 $\pm$ 0.21	51,26 $\pm$ 7.6
T1	51,68 $\pm$ 0.62	50,31 $\pm$ 0.3

Le profil d'évolution de l'expansion, présenté en Fig. 3, montre que les échantillons sont encore dans la phase d'expansion hydraulique. Cela signifie que les échantillons subissent la formation de produits d'hydratation en plus de l'ettringite et du gypse (Haufe and Vollpracht, 2019; Santhanam et al., 2003). Cela s'exprime par la diminution de la porosité après un mois d'attaque.

En comparant la porosité des quatre mélanges, il a été observé que P1 a expérimenté la plus grande diminution de porosité (2,82%). Cela peut être dû à une formation importante d'ettringite et de gypse. Cependant, la porosité du mélange S2, contenant du laitier, n'a diminué que de 0,85%.

#### E. Discussion

Au cours de cette étude, les expériences ont prouvé que les ajouts cimentaires sélectionnés ont amélioré la durée de vie des matériaux, en particulier lorsque le laitier de haut fourneau est utilisé seul ou avec un autre ajout cimentaire. Au cours des trois premières semaines, la masse des échantillons a augmenté de 2%, puis s'est stabilisée avec une légère augmentation. Ces résultats sont cohérents avec les taux d'expansion. En termes de gain de masse et d'expansion, P1, qui ne contient que du CEM 1, a le comportement le moins favorable.



L'analyse chimique a révélé que l'attaque, jusqu'à ce stade, n'a pas atteint le cœur des échantillons et elle est toujours en cours. Ces analyses ont prouvé que l'ajout de laitier a amélioré la capacité des échantillons à résister à l'ASE. Cela pourrait être lié à la faible teneur en aluminium du laitier (Whittaker et al., 2016). Il convient de mentionner que l'attaque a entraîné une déstabilisation de l'AFm à la surface de P1, S1 et T1 qui est une source d'aluminate nécessaire à la formation de l'AFt.

La porosité des échantillons a diminué après un mois d'attaque. Ceci est dû à la formation de produits d'hydratation ainsi que d'ettringite et de gypse. Ceci est également exprimé par les taux d'expansion élevés et le gain de masse pendant les premières semaines d'exposition. Le mélange qui ne contient que du ciment a expérimenté la plus forte diminution de la porosité.

#### IV. CONCLUSION

Cette étude a pour objectif de décrire les mécanismes de l'ASE sur des échantillons de pâte de ciment fabriqués à partir de ciment mélangé à certains MCS. La performance des mélanges d'ajouts cimentaires contre l'ASE a été évaluée en utilisant du ciment pur, ainsi que des pâtes binaires et ternaires. Pour ce faire, les échantillons ont été attaqués par une solution de sulfate de sodium ayant une concentration de 15g/l. Les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- Le mélange qui ne contient que du CEM I a la plus faible capacité de résistance à l'ASE. Cela montre que l'utilisation de laitier de haut fourneau et de cendres volantes a amélioré la durabilité des échantillons face à une telle attaque.
- La présence de laitier de haut fourneau a donné de meilleurs résultats que le mélange avec des cendres volantes pour améliorer la durabilité des échantillons en ce qui concerne l'ASE. Ceci est également applicable à la pâte ternaire.
- Au cours des trois premières semaines, les taux de masse et d'expansion ont augmenté de manière drastique, de 2% pour la masse et d'environ 0,12% pour l'expansion.
- La portlandite a été beaucoup consommée au niveau de la surface des échantillons et surtout lorsqu'il s'agit du mélange contenant uniquement le CEM I.
- L'attaque a conduit à une déstabilisation de l'AFm qui se trouve à la surface de P1, S1 et T1 et qui est une source d'aluminate nécessaire à la formation de l'AFt.
- L'ASE, jusqu'à ce stade, est superficielle et nécessite plus de temps pour atteindre le cœur des échantillons.

#### REFERENCES

- AFNOR, 2010. Essai Pour Béton Durci—Essai de Porosité et de Masse Volumique—NF 18-459.
- AFNOR, 1994. NF P, Test methods for cements-determination of shrinkage and swelling. 15-433.
- Al-Akhras, N.M., 2006. Durability of metakaolin concrete to sulfate attack. *Cement and Concrete Research* 36, 1727-1734. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2006.03.026>
- Al-Dulaijan, S.U., Maslehuddin, M., Al-Zahrani, M.M., Sharif, A.M., Shameem, M., Ibrahim, M., 2003. Sulfate resistance of plain and blended cements exposed to varying concentrations of sodium sulfate. *Cement and Concrete Composites, Concrete Durability* 25, 429-437. [https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(02\)00083-5](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(02)00083-5)

- ASTM C150/C150M-22, 2022. Standard Specification for Portland Cement.
- Baghabra Al-Amoudi, O.S., 2002. Attack on plain and blended cements exposed to aggressive sulfate environments. *Cement and Concrete Composites* 24, 305–316. [https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(01\)00082-8](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(01)00082-8)
- Barcelo, L., Gartner, E., Barbarulo, R., Hossack, A., Ahani, R., Thomas, M., Hooton, D., Brouard, E., Delagrave, A., Blair, B., 2014. A modified ASTM C1012 procedure for qualifying blended cements containing limestone and SCMs for use in sulfate-rich environments. *Cement and Concrete Research* 63, 75–88. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2014.05.007>
- Bogue, R.H., 1929. Calculation of the Compounds in Portland Cement. *Ind. Eng. Chem. Anal. Ed.* 1, 192–197. <https://doi.org/10.1021/ac50068a006>
- Bonen, D., Cohen, M.D., 1992. Magnesium sulfate attack on portland cement paste-I. Microstructural analysis. *Cement and Concrete Research* 22, 169–180. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(92\)90147-N](https://doi.org/10.1016/0008-8846(92)90147-N)
- Brown, P., Hooton, R.D., Clark, B., 2004. Microstructural changes in concretes with sulfate exposure. *Cement and Concrete Composites, Scanning electron microscopy of cements and concretes* 26, 993–999. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2004.02.033>
- Clifton, J.R., Frohnsdorff, G.J., Ferraris, C.C., 1999. Standards for Evaluating the Susceptibility of Cement-Based Materials to External Sulfate Attack. NIST.
- El Inaty, F., Baz, B., Aouad, G., 2022. Long-term durability assessment of 3D printed concrete. *Journal of Adhesion Science and Technology* 0, 1–16. <https://doi.org/10.1080/01694243.2022.2102717>
- Elahi, M.M.A., Shearer, C.R., Naser Rashid Reza, A., Saha, A.K., Khan, M.N.N., Hossain, M.M., Sarker, P.K., 2021. Improving the sulfate attack resistance of concrete by using supplementary cementitious materials (SCMs): A review. *Construction and Building Materials* 281, 122628. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.122628>
- Gao, Y., Cui, X., Lu, N., Hou, S., He, Z., Liang, C., 2022. Effect of recycled powders on the mechanical properties and durability of fully recycled fiber-reinforced mortar. *Journal of Building Engineering* 45, 103574. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.103574>
- Geng, J., Easterbrook, D., Li, L., Mo, L., 2015. The stability of bound chlorides in cement paste with sulfate attack. *Cement and Concrete Research* 68, 211–222. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2014.11.010>
- Gu, Y., Dangla, P., Martin, R.-P., Omikrine Metalssi, O., Fen-Chong, T., 2022. Modeling the sulfate attack induced expansion of cementitious materials based on interface-controlled crystal growth mechanisms. *Cement and Concrete Research* 152, 106676. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2021.106676>
- Haufe, J., Vollpracht, A., 2019. Tensile strength of concrete exposed to sulfate attack. *Cement and Concrete Research* 116, 81–88. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2018.11.005>
- Higgins, D.D., Crammond, N.J., 2003. Resistance of concrete containing ggbs to the thaumasite form of sulfate attack. *Cement and Concrete Composites, Thaumasite in Cementitious Materials* 25, 921–929. [https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(03\)00149-5](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(03)00149-5)
- Ikumi, T., Segura, I., Cavalaro, S.H.P., 2019. Effects of biaxial confinement in mortars exposed to external sulfate attack. *Cement and Concrete Composites* 95, 111–127. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2018.10.017>
- Jabbour, M., 2019. Multi-scales study for the external sulfatic attack in reinforced concrete structures (PhD thesis). Université Paris-Est.
- Jabbour, M., Metalssi, O.O., Quiertant, M., Baroghel-Bouny, V., 2022. A Critical Review of Existing Test-Methods for External Sulfate Attack. *Materials* 15, 7554. <https://doi.org/10.3390/ma15217554>
- Kanaan, D., Soliman, A.M., Suleiman, A.R., 2022. Zero-Cement Concrete Resistance to External Sulfate Attack: A Critical Review and Future Needs. *Sustainability* 14, 2078. <https://doi.org/10.3390/su14042078>
- Khatri, R.P., Sirivivatnanon, V., Yang, J.L., 1997. Role of permeability in sulphate attack. *Cement and Concrete Research* 27, 1179–1189. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(97\)00119-1](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(97)00119-1)
- Lee, S.T., Moon, H.Y., Swamy, R.N., 2005. Sulfate attack and role of silica fume in resisting strength loss. *Cement and Concrete Composites* 27, 65–76. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2003.11.003>
- NF 196-1, 2006. Méthodes d'essais des ciments.

- Nochaiya, T., Sekine, Y., Choopun, S., Chaipanich, A., 2015. Microstructure, characterizations, functionality and compressive strength of cement-based materials using zinc oxide nanoparticles as an additive. *Journal of Alloys and Compounds* 630, 1–10.  
<https://doi.org/10.1016/j.jallcom.2014.11.043>
- Ouyang, C., Nanni, A., Chang, W.F., 1988. Internal and external sources of sulfate ions in portland cement mortar: two types of chemical attack. *Cement and Concrete Research* 18, 699–709.  
[https://doi.org/10.1016/0008-8846\(88\)90092-0](https://doi.org/10.1016/0008-8846(88)90092-0)
- Ragoug, R., 2016. External sulfate attack-Impact of diffrents parameters : age, binder, presence of chloride (PhD thesis). Université Paris-Est.
- Rahman, M.M., Bassuoni, M.T., 2014. Thaumaside sulfate attack on concrete: Mechanisms, influential factors and mitigation. *Construction and Building Materials* 73, 652–662.  
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.09.034>
- Ramyar, K., İnan, G., 2007. Sodium sulfate attack on plain and blended cements. *Building and Environment* 42, 1368–1372. <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2005.11.015>
- Santhanam, M., Cohen, M.D., Olek, J., 2003. Effects of gypsum formation on the performance of cement mortars during external sulfate attack. *Cement and Concrete Research* 33, 325–332.  
[https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(02\)00955-9](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(02)00955-9)
- Santhanam, M., Cohen, M.D., Olek, J., 2002. Mechanism of sulfate attack: A fresh look: Part 1: Summary of experimental results. *Cement and Concrete Research* 32, 915–921.  
[https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(02\)00724-X](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(02)00724-X)
- Shi, Z., Ferreira, S., Lothenbach, B., Geiker, M.R., Kunther, W., Kaufmann, J., Herfort, D., Skibsted, J., 2019. Sulfate resistance of calcined clay – Limestone – Portland cements. *Cement and Concrete Research* 116, 238–251. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2018.11.003>
- Skaropoulou, A., Sotiriadis, K., Kakali, G., Tsvivilis, S., 2013. Use of mineral admixtures to improve the resistance of limestone cement concrete against thaumasite form of sulfate attack. *Cement and Concrete Composites* 37, 267–275. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2013.01.007>
- Torii, K., Kawamura, M., 1994. Effects of fly ash and silica fume on the resistance of mortar to sulfuric acid and sulfate attack. *Cement and Concrete Research* 24, 361–370. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(94\)90063-9](https://doi.org/10.1016/0008-8846(94)90063-9)
- Whittaker, M., Zajac, M., Ben Haha, M., Black, L., 2016. The impact of alumina availability on sulfate resistance of slag composite cements. *Construction and Building Materials* 119, 356–369.  
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.05.015>
- Wongprachum, W., Sappakittipakorn, M., Sukontasukkul, P., Chindaprasirt, P., Banthia, N., 2018. Resistance to sulfate attack and underwater abrasion of fiber reinforced cement mortar. *Construction and Building Materials* 189, 686–694.  
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.09.043>
- Yang, S., Zhongzi, X., Mingshu, T., 1996. The process of sulfate attack on cement mortars. *Advanced Cement Based Materials* 4, 1–5. [https://doi.org/10.1016/S1065-7355\(96\)90057-7](https://doi.org/10.1016/S1065-7355(96)90057-7)
- Yu, X., Chen, D., Feng, J., Zhang, Y., Liao, Y., 2018. Behavior of mortar exposed to different exposure conditions of sulfate attack. *Ocean Engineering* 157, 1–12.  
<https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2018.03.017>
- Zhao, G., Li, J., Shao, W., 2018. Effect of mixed chlorides on the degradation and sulfate diffusion of cast-in-situ concrete due to sulfate attack. *Construction and Building Materials* 181, 49–58.  
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.05.251>
- Zhao, G., Li, J., Shi, M., Fan, H., Cui, J., Xie, F., 2020. Degradation mechanisms of cast-in-situ concrete subjected to internal-external combined sulfate attack. *Construction and Building Materials* 248, 118683. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.118683>

# Contribution du Projet National PerfDuB au développement durable

Gilles ESCADEILLAS<sup>1</sup>, François CUSSIGH<sup>2</sup>, Didier BRAZILLIER<sup>3</sup>

<sup>1</sup> LMDC, UPS/INSA, Université de Toulouse, Directeur scientifique du projet

<sup>2</sup> Vinci Construction, Directeur du projet

<sup>3</sup> Ingénieur en chef des Travaux publics de l'État (en retraite), Président du projet

**RESUME** Le béton, produit de construction manufacturé le plus consommé au monde, réputé pour sa facilité d'utilisation et sa durabilité, est très décrié pour son impact environnemental. Pour diminuer cet impact, le développement de bétons plus respectueux de l'environnement et toujours adaptés aux conditions d'exposition des ouvrages constitue un objectif sociétal majeur. Pour qualifier ces bétons, il est possible depuis le début des années 2000 d'appliquer une approche dite « performantielle » qui consiste à appréhender leur durabilité en considérant, en plus de certaines données liées à la formulation, certaines propriétés du matériau dont on sait qu'elles présentent un intérêt pour prévoir l'évolution de celui-ci lorsqu'il est exposé à des conditions environnementales données. Cependant, cette approche performantielle ne faisait pas l'objet de règles normatives détaillées que ce soit au niveau français comme au niveau européen. L'objectif du Projet National PerfDuB (Approche Performantielle de la Durabilité des ouvrages en Béton), lancé en 2015, était de définir une méthodologie reconnue pour la mise en œuvre de l'approche performantielle et faisant consensus parmi tous les acteurs (fournisseurs de constituants, producteurs de béton, prescripteurs et utilisateurs). Cet article a pour objectif de présenter la démarche scientifique du Projet National PerfDuB et quelques résultats montrant sa contribution aux enjeux de développement durable.

**Mots-clefs** Béton - Approche performantielle – Développement durable

## I. INTRODUCTION

Le béton, produit de construction manufacturé le plus consommé au monde, est réputé pour sa facilité d'utilisation et aussi, dans la grande majorité des cas, pour sa durabilité. Il est cependant de plus en plus décrié pour son impact environnemental et plus particulièrement au niveau du bilan carbone fortement impacté par l'utilisation du clinker présent en grande proportion dans les ciments Portland. Pour diminuer cet impact, le développement de bétons plus respectueux de l'environnement constitue un objectif majeur. Cependant, ce développement doit être bien encadré normativement pour se faire sans remettre en cause les exigences de durabilité des différents maîtres d'ouvrages tout en adaptant au mieux les formulations aux conditions d'exposition des ouvrages. En particulier, toutes les propriétés usuelles du béton doivent être conservées (comportement à l'état frais, comportements mécaniques à l'état durci, ...).

Pour qualifier ces bétons, il est possible depuis le début des années 2000 d'appliquer une approche dite « performantielle ». Cette méthode consiste à appréhender leur durabilité en considérant, en plus de certaines données liées à la formulation, certaines propriétés du matériau

qui présentent un intérêt pour prévoir l'évolution de celui-ci lorsqu'il est exposé à des conditions environnementales données. Cette approche est innovante car elle conduit à passer d'une logique « d'obligation de moyens », comme proposé historiquement par la plupart des réglementations prescriptives sur les bétons (type de ciment, dosage en ciment minimum, rapport eau/ciment maximum, ...) à une logique « d'obligation de résultats » en termes de durabilité selon les classes d'exposition (XC, XS, XD, XA). Cependant, cette approche performantielle ne faisait pas l'objet de règles normatives détaillées que ce soit au niveau français ou au niveau européen.

En effet, depuis le début des années 2000, le prescripteur peut utiliser le concept de performance équivalente du béton pour définir un béton dans une partie d'ouvrage donnée (article 5.2.5.3 de la norme EN 206), ou la méthode de conception performantielle (article 5.3.3 de la norme EN 206 pour des ouvrages de durée de vie de 50 ans ou article 8.1.1.4 du fascicule 65 pour des ouvrages de durée de vie de 100 ans). Il peut aussi s'appuyer sur les recommandations professionnelles provisoires FNTP/FFB/CERIB/FIB de mars 2009 et sur le guide du LCPC « Maîtrise de la durabilité des ouvrages d'art en béton – Application de l'approche performantielle » de mars 2010 [1-2]. Par contre, ces documents restent un peu trop « informatifs » et ne facilitent pas l'appropriation et le déploiement de l'approche à l'ensemble des acteurs de la construction, en dehors de quelques grandes entreprises pour de grands ouvrages d'art (pont sur le Tage au Portugal, pont Rion-Antirion en Grèce, viaduc de la Nouvelle Route du Littoral à la Réunion...). Il est donc indispensable de lever les freins au développement de l'approche performantielle en proposant à la fois des essais de qualification et des seuils d'acceptabilité pertinents et fiables en s'appuyant sur des résultats issus d'une démarche scientifique rigoureuse, et aussi une méthodologie d'application acceptée par l'ensemble des acteurs de la construction.

L'objectif du Projet National PerfDuB (Approche Performantielle de la Durabilité des ouvrages en Béton), lancé en 2015, était donc de définir une méthodologie reconnue pour la mise en œuvre de l'approche performantielle en méthode absolue ou en méthode comparative et faisant consensus parmi tous les acteurs (fournisseurs de constituants, producteurs de béton, prescripteurs et utilisateurs), applicable aux ouvrages de génie civil, à certains bâtiments complexes ou certains produits préfabriqués. Ce projet géré par l'IREX, doté d'un budget de près de 4 M€ et regroupant une cinquantaine de partenaires volontaires, devait aussi établir des essais de caractérisation fiables, pouvant être potentiellement normalisés.

Cet article a pour objectif de présenter la démarche scientifique du Projet National PerfDuB et quelques résultats montrant sa contribution aux enjeux de développement durable.

## II. DEMARCHE SCIENTIFIQUE

Une démarche scientifique spécifique a été établie pour atteindre plusieurs objectifs généraux :

- Définir des essais accélérés et des indicateurs de durabilité fiables et robustes.
- Définir les seuils admissibles pour les différentes classes d'exposition, durées d'utilisation des projets et valeurs d'enrobages.
- Proposer un cadre contractuel permettant le déploiement de l'approche performantielle.

### *A. Essais accélérés et indicateurs de durabilité*

L'objectif spécifique était de pouvoir fournir aux futurs utilisateurs (laboratoires d'essais) des modes opératoires éprouvés, normalisables, permettant de qualifier rapidement les bétons dans le cadre d'une démarche performantielle. Une attention particulière devait être apportée pour remonter si possible à un indicateur de durabilité avec un seuil de performance admissible permettant d'appliquer la méthode absolue, sans nécessité de béton de référence. Dans le cas contraire, le béton de référence devait être défini pour pouvoir appliquer la méthode comparative.

#### *a. Essais déjà éprouvés*

Il existait plusieurs essais au démarrage du projet, notamment sur la porosité, la carbonatation, la pénétration des ions chlorure, issus en particulier de travaux communs précédents [3], mais leur normalisation n'était pas finalisée. Il convenait de les éprouver, sur différentes familles de bétons, en évaluant en particulier leur fiabilité et leur reproductibilité, et de les faire évoluer si nécessaire.

La démarche pour ces essais a été la suivante :

- Tester les modes opératoires existants (V1) sur 5 bétons différents, par 5 laboratoires spécialistes des essais de durabilité testés, afin d'évaluer leur pertinence, leur fiabilité et leur reproductibilité, et proposer des modifications de protocoles s'il y a lieu (V2).
- Qualifier les 42 bétons confectionnés dans le cadre du projet avec les nouveaux protocoles V2. Ajuster les modes opératoires s'il y a lieu (V3).
- Réaliser une campagne d'essais inter-laboratoires sur 3 bétons avec les modes opératoires V3 pour déterminer les données de fidélité (selon NF ISO 5725).
- Rédiger le mode opératoire final pour le proposer à la normalisation.

#### *b. Essais non développés*

Pour d'autres types d'agressions plus spécifiques, chimiques notamment, il n'y avait pas encore d'essais faisant consensus au démarrage du projet. Il convenait donc pour les agressions visées (attaque sulfatique externe, attaque acide, attaque biologique) de tester les essais développés par certains partenaires ou présents au niveau européen pour évaluer leur pertinence et leur fiabilité.

La démarche pour ces essais a été la suivante :

- Développer des essais accélérés pour les différentes agressions. Evaluer ces essais sur quelques bétons du Projet National et modifier les modes opératoires si besoin.
- Réaliser une campagne d'essais inter-laboratoires avec les modes opératoires finalisés pour déterminer les données de fidélité (selon NF ISO 5725).
- Rédiger les modes opératoires finaux et proposer des indicateurs de durabilité avec des seuils (méthode absolue) ou les bétons de référence (méthode comparative).

### *B. Seuils admissibles*

Pour définir ces seuils, il convenait d'identifier les paramètres les plus à même d'influencer la durabilité des bétons, que ce soit des paramètres de composition (type de ciment, type d'additions, rapport eau efficace / liant équivalent, ...), de mise œuvre ou de cure.

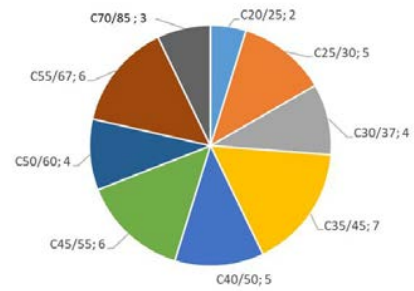
Pour cela, la méthode a consisté à associer les résultats de la base de données obtenue à partir des 42 bétons confectionnés dans le cadre du PN, les retours d'expérience de plusieurs ouvrages ou

parties d’ouvrages d’âges et d’expositions différents et de la modélisation du vieillissement des structures en béton armé réalisée dans le cadre de l’ANR MODEVIE [4]. Les seuils obtenus ont ensuite été comparés à ceux actuellement proposés par la France dans le cadre européen du développement du concept des ERC (Exposure Resistance Class).

*a. Base de données*

42 bétons de différentes classes de résistance ont été confectionnés (figure 1) et caractérisés aux états frais et durcis.

Ces bétons diffèrent par leur teneur en clinker (variant de 30 à 95%), le type d’additions (incluant ainsi des bétons à faible impact carbone), leur teneur en eau et la porosité des granulats utilisés. Ces bétons peuvent être conformes aux normes prescriptives actuelles ou déroger volontairement aux exigences prescriptives vis-à-vis de leur teneur en liant équivalent, du rapport eau/liant équivalent ou du type de granulats. Des suivis spatial et temporel d’indicateurs de durabilité ont aussi été effectués sur un grand chantier et sur une centrale BPE.



**FIGURE 1. Répartition des classes de résistance à la compression des 42 bétons**

Le Tableau 1 présente les essais de durabilité effectués sur l’ensemble des 42 bétons (sachant que d’autres essais de durabilité ont été effectués sur une partie seulement des 42 bétons).

**TABLEAU 1. Essais de durabilité effectués pour les 42 bétons du PN PerfDuB**

Propriétés	Cure humide *	Cure sèche **	Échéance d’essais (jours)
Perméabilité aux gaz CEMBUREAU	X		28, 90
Porosité accessible à l’eau	X		28, 90
Absorption d’eau par capillarité	X	X	28, 90
Absorption d’eau par immersion	X		28, 90
Diffusion de l’oxygène	X		28, 90
Migration des ions chlorure	X		28, 90
Résistivité électrique	X		28, 90
Carbonatation naturelle	X	X	90
Carbonatation accélérée selon XP P18-458 à 50% de CO <sub>2</sub>	X	X	90
Carbonatation accélérée selon prNF EN 12390-12 à 3% de CO <sub>2</sub> (avec préconditionnement PerfDuB)	X	X	90

\* : Cure humide : conservation dans l’eau ou dans une pièce avec une humidité relative ≥ 95 %

\*\* : Cure sèche : cure humide jusqu’à 35 % de  $f_{ck,28}$  puis conservation à 20 °C et HR de laboratoire

*b. Retours d’expériences*

19 structures ont été sélectionnées et évaluées (ponts, quais, monuments historiques, barrage, corps d’épreuves BHP 2000). Elles sont affectées potentiellement par la corrosion due à la carbonatation ou à la pénétration des chlorures ou soumises au gel-dégel avec ou sans sels de déverglaçage (classes XC, XS et XF/XD). Les structures ont été classées en 3 catégories : celles

âgées de moins de 20 ans, celles entre 20 et 50 ans et celles de plus de 50 ans. La priorité a été donnée aux structures ayant soit fait l'objet d'une approche performantielle, soit ayant déjà fait l'objet d'un diagnostic depuis moins de 5 ans.

La démarche pour ces investigations a été la suivante :

- Sélection des ouvrages avec recherche d'informations.
- Investigations sur site avec carottage si nécessaire. Analyses en laboratoires.
- Réalisation de la base de données avec mesures des indicateurs de durabilité et des témoins de durée de vie selon le Tableau 2.

**TABLEAU 2. Indicateurs de durabilité et témoins de durée de vie déterminés sur les 19 structures**

Indicateurs de durabilité	Témoins de durée de vie
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Porosité accessible à l'eau</li> <li>• Perméabilité au gaz</li> <li>• Coefficient de diffusion des chlorures (migration)</li> <li>• Résistivité électrique</li> <li>• Absorption d'eau par capillarité</li> <li>• Carbonatation accélérée</li> <li>• Et si possible : teneur en <math>\text{Ca(OH)}_2</math></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Profondeur de carbonatation</li> <li>• Profils de chlorures (libres et totaux)</li> <li>• Profils de sulfates (selon le type de structure)</li> <li>• Epaisseur d'enrobage</li> <li>• Potentiels d'électrode (RILEM TC 154-EMC)</li> <li>• Résistivité électrique (RILEM TC 154-EMC)</li> <li>• Etat de la structure et de la corrosion des armatures (analyse éventuelle de l'interface acier / béton)</li> </ul>

#### *c. Modélisation*

L'objectif global de la modélisation était de définir des seuils admissibles pour chaque classe d'exposition et pour différentes durées d'utilisation du projet et valeurs d'enrobages.

La démarche scientifique pour définir les critères de performance pertinents, développée dans l'ANR MODEVIE, est basée sur la conjonction des approches de modélisation à partir de modèles existants et éprouvés, de caractérisation des bétons considérés durables par les règles de composition de la norme et des retours d'expérience basés sur le diagnostic sur ouvrages anciens comme présenté en b. Elle s'appuie sur un modèle « ingénieur » global capable de fournir une évaluation fiable de la durée d'utilisation des structures en béton armé soumises au risque de corrosion (classes XS-XD et XC).

#### *C. Cadre contractuel*

Il était attendu plus particulièrement une définition des modalités de contrôle aux différentes étapes que sont les épreuves d'étude, de convenance, et le contrôle de production pour fixer les responsabilités et les engagements des différents acteurs de l'acte de construire.

### **III. QUELQUES RESULTATS**

#### *A. Amélioration des modes opératoires*

Chaque mode opératoire est généralement associé à un indicateur de durabilité. Ainsi, pendant la phase d'initiation de la corrosion, ce sont les propriétés du béton d'enrobage qui sont à caractériser. Pour un environnement XC (carbonatation), ce sont les essais de carbonatation



accélérée, de porosité accessible à l'eau ou de perméabilité aux gaz qui sont utilisés ; pour les environnements XS et XD (chlorures), l'essai utilisé est la mesure du coefficient de migration des ions chlorure. L'essai de résistivité s'avère lui particulièrement intéressant dans la phase de propagation de la corrosion, et en particulier pour les bétons avec certaines additions minérales.

Lors de essais de qualification des modes opératoires, les essais de porosité accessible à l'eau, de perméabilité aux gaz, de migration des ions chlorure et de résistivité ont montré une bonne répétabilité et une bonne reproductibilité. Leurs modes opératoires ont été très peu modifiés. Par contre, l'essai de carbonatation accéléré XP P18-458 a montré une faible reproductibilité et surtout une faible sensibilité liée à un préconditionnement et une géométrie d'éprouvette inadaptes qui ne facilitent pas le séchage des bétons nécessaire à la carbonatation. Les modifications proposées dans le cadre du PN PerfDuB (séchage préalable de 14 jours à 45 ± 5 °C à la place d'un préconditionnement à 20 °C et 65% HR) permettent de bien différencier des bétons jusque-là peu différenciables comme le montre la Figure 2.

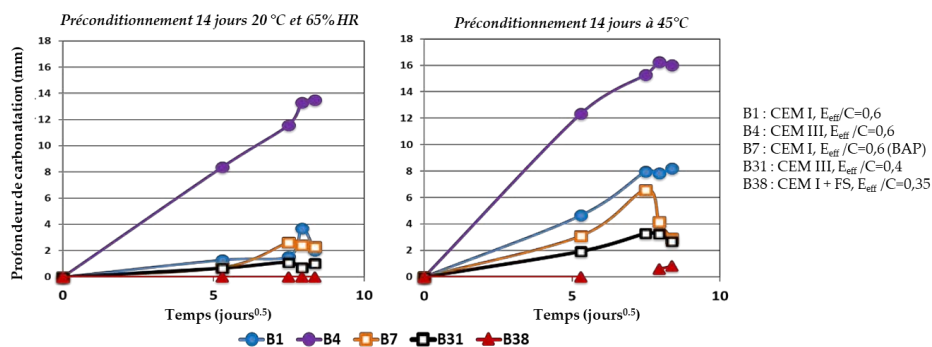


FIGURE 2. Profondeur de carbonatation selon le préconditionnement : à gauche avec un préconditionnement de 14 jours à 20°C, à droite avec un préconditionnement de 14 jours à 45 °C

B. Corrélation entre essais accélérés et essais naturels

Les essais accélérés ne sont pertinents que si une corrélation forte existe entre leurs résultats et ceux obtenus naturellement. Les résultats obtenus dans le PN PerfDub permettent de rassurer les utilisateurs de ces essais accélérés sur leur capacité à reproduire ce qui se passe naturellement.

La figure 3 présente la corrélation entre vitesses de carbonatation naturelle (en mm/an<sup>0.5</sup>) et accélérée (en mm/jour<sup>0.5</sup>) pour différents bétons du PN. Le rapport entre les deux grandeurs (3) est proche de celui obtenu à partir de la 1<sup>ère</sup> loi de Fick :

$$V_{nat} / V_{acc} = 365^{0.5} * (C_{nat} / C_{acc})^{0.5} = 2,5$$

où  $V_{nat}$  est la vitesse de carbonatation naturelle [mm/an<sup>0.5</sup>],  $V_{acc}$  la vitesse de carbonatation accélérée [mm/jour<sup>0.5</sup>],  $C_{nat}$  la concentration en CO<sub>2</sub> en conditions atmosphérique à l'intérieur d'un bâtiment (~ 0,05%) et  $C_{acc}$  la concentration dans l'enceinte de l'essai accéléré (3 %).

La figure 4 présente la corrélation entre la diffusion accélérée sous champ électrique ( $D_{rcm}$ ) et la diffusion naturelle ( $D_{app}$ ). Bien que testé uniquement sur 5 bétons, on observe une bonne corrélation entre les coefficients de migration et de diffusion, ce qui confirme les résultats de la littérature et valide l'utilisation d'essais de migration, bien plus rapides, pour déterminer la performance des bétons pour les classes d'exposition XS et XD.

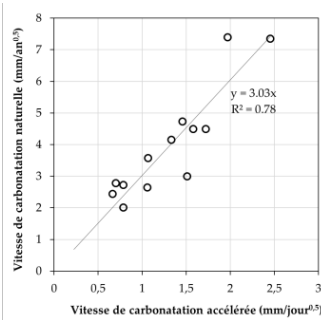


FIGURE 3. Vitesse de carbonatation naturelle vs vitesse de carbonatation accélérée

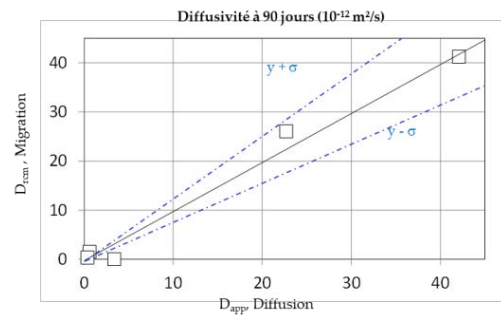


FIGURE 4. Diffusion accélérée sous champ électrique ( $D_{rcm}$ ) vs diffusion naturelle ( $D_{app}$ )

C. Subsidiarité de certains essais

Il est toujours intéressant de proposer des essais alternatifs qui permettent d’obtenir plus rapidement, et toujours aussi sûrement, une qualification du béton en termes de durabilité. Pour la carbonatation, il est proposé d’utiliser l’essai de porosité à l’eau, qui présente une certaine relation avec la vitesse de carbonatation, répétable et reproductible, et pratiqué par plus de laboratoires. Dans le projet PerfDuB, il a été décidé d’utiliser l’indicateur « porosité accessible à l’eau/fraction volumique de pâte » qui permet une meilleure prise en compte des bétons à forts volumes de pâte [5]. La Figure 5 présente la vitesse de carbonatation accélérée en fonction de cet indicateur « porosité accessible à l’eau/fraction volumique de pâte ». Sur cette figure, le choix des valeurs seuils est représenté par les rectangles colorés.

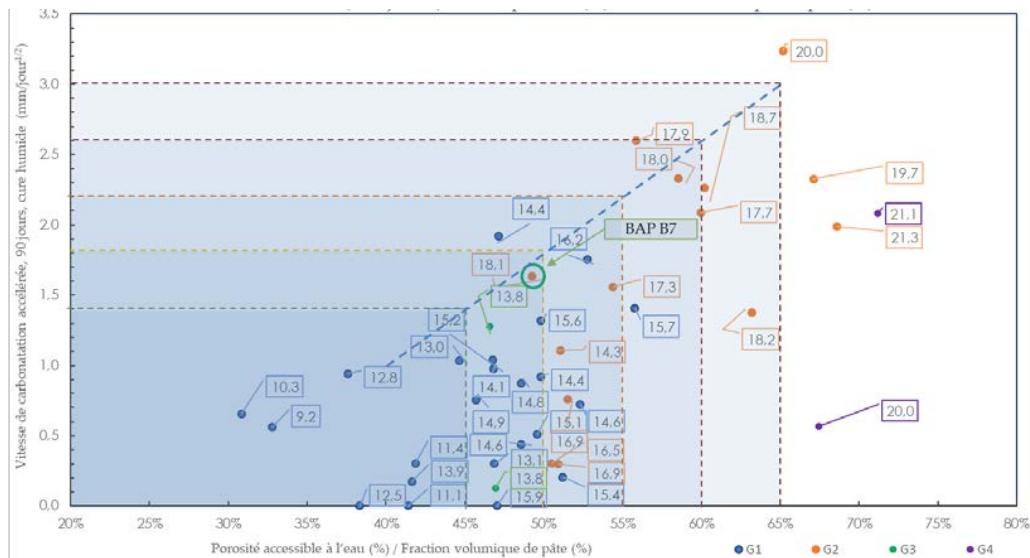


FIGURE 5. Vitesse de carbonatation accélérée vs ratio « porosité accessible à l’eau/fraction volumique de pâte » (étiquettes : valeur caractéristique de la porosité accessible à l’eau (%) ; Gi : granulats des bétons avec G1 alluvionnaire semi-concassé (absorption d’eau 1%), G2 alluvionnaire roulé (absorption d’eau 2,7%), G3 calcaire concassé dur (absorption d’eau 0,6 %, G4, calcaire concassé (absorption d’eau 4 %))

La pente de la ligne pointillée est définie de telle manière que l'utilisation de ce critère alternatif ne permet pas de valider des bétons dont la vitesse de carbonatation accélérée serait supérieure

aux valeurs seuils représentées par les lignes pointillées horizontales. On peut souligner l'importante approche sécuritaire retenue dans la définition de ces seuils de manière à garantir l'option de substitution par rapport à l'autre. À titre d'exemple, en retenant un critère « porosité accessible à l'eau/fraction volumique de pâte » inférieur à 55 %, on s'assure que les bétons validés correspondants ne présentent pas une vitesse de carbonatation supérieure à 2,2 mm/jour<sup>1/2</sup>.

#### *D. Justification des seuils admissibles*

L'objectif du PN PerfDuB était de proposer des valeurs des seuils de performance définis pour assurer le respect d'une durée d'utilisation de projet satisfaisante (50 ans ou 100 ans) pour les classes d'exposition liées à la problématique de corrosion des armatures (XC, XS et XD).

La durée d'utilisation de projet ( $t_{\text{final}}$ ) est définie en calculant la somme de la période d'initiation ( $t_{\text{ini}}$ ) et de la période de propagation de la corrosion ( $t_{\text{prop}}$ ) avec :  $t_{\text{final}} = t_{\text{ini}} + t_{\text{prop}}$ . Il a semblé indispensable de prendre en compte l'étape de propagation de la corrosion, qui correspond au temps nécessaire à la production d'une quantité de produits de corrosion supposée conduire à l'apparition de la première fissure, que ce soit lors de la conception de l'ouvrage ou lors de l'évaluation d'une structure existante. Lors de la conception d'un nouvel ouvrage, la prise en compte de la phase de propagation doit permettre d'optimiser l'épaisseur d'enrobage, la conception à partir du seul temps d'initiation étant excessivement sécuritaire notamment pour la carbonatation. Ce choix conduit à diminuer le volume de béton à utiliser et donc à diminuer l'impact environnemental de la construction.

Ces seuils de performance reposent sur la prise en compte :

- Des données issues de la littérature sur les différents mécanismes liés à la diffusion du CO<sub>2</sub> ou des chlorures et à la corrosion des armatures.
- Des résultats expérimentaux obtenus sur les 42 bétons du Projet National PerfDuB.
- Des observations effectuées sur des ouvrages anciens exposés à différentes conditions environnementales.
- De la variabilité des paramètres d'entrée.
- De la comparaison des durées d'utilisation calculées par le modèle aux durées visées dans les normes (50 ou 100 ans) pour différents couples béton/enrobage définis dans la norme NF EN 206/CN et l'Eurocode 2 en fonction des classes d'exposition.

Ces propositions de seuils ont été aussi comparées à celles issues des modélisations réalisées par la France dans le cadre de la préparation de la révision de l'Eurocode 2 par le groupe européen TC250/WG1/TG10 entre 2018 et 2020 selon l'approche européenne des classes ERC.

Les seuils retenus ont été choisis parmi des séries prédéfinies couvrant la gamme de performance recherchée et intégrant un écart entre les valeurs successives au sein d'un même série compris entre 2 et 3 fois l'écart type de reproductibilité de l'essai déterminé lors de la campagne finale d'essais croisés du PN. Ces séries sont les suivantes :

- Vitesse caractéristique de carbonatation accélérée [en mm/jour<sup>0,5</sup>] mesurée à 90 jours :  
1 – 1,4 – 1,8 – 2,2 – 2,6 – 3 – 3,5 – 4
- Coefficient de migration des chlorures [en 10<sup>-12</sup> m<sup>2</sup>/s] mesuré à 90 jours :

1 – 1,5 – 2 – 3 – 5 – 9 – 16 – 22 – 28

Le Tableau 3 présente cette démarche pour les classes d'exposition XC3 et XC4 et les seuils obtenus pour des enrobages conformes à l'Eurocode NF EN 1992-1-1 pour la classe structurale S6 (durée d'utilisation de projet de 100 ans). Pour ces classes XC, la durée de la phase d'initiation dépend principalement de la cinétique de carbonatation alors que la durée de la phase de propagation dépend de la résistivité. Une modulation selon 3 classes de résistivité correspondant aux plages de performances observées sur les 42 bétons du PN PerfDuB a été introduite.

TABLEAU 3. Seuils de performance (valeurs caractéristiques à 90%) – Classes XC - DUP 100 ans

Classe d'exposition	Classes de résistivité à 90j ( $\Omega.m$ )	Limite de vitesse de carbonatation accélérée (mm/jour <sup>0,5</sup> )			
		Base de données PerfDuB	Modèle PerfDuB MODEVIE	ERC	Synthèse PERFDUB
XC3	< 100	1,6	1,6	1,8	1,8
	100 à 175		1,7		
	> 175		1,8		
XC4	< 100	1,7	1,7	1,8	1,8
	100 à 175		1,9	2,2	
	> 175		2,4		2,2

Pour ces classes XC3 et XC4, on peut voir que les différentes approches donnent des valeurs voisines pour la durée d'utilisation de projet de 100 ans.

Si on trace la variation de la perméabilité aux gaz  $k_{sec}$  en fonction de la porosité accessible à l'eau pour les bétons du PN PerfDuB conformes ou non conformes aux classes XC3 et XC4 (figure 6), on peut voir que plusieurs bétons actuellement non conformes peuvent être validés par l'approche performantielle. Il est intéressant de noter que ces bétons se caractérisent en particulier par des teneurs en additions minérales élevées et donc des faibles teneurs en clinker, ce qui va dans le sens de validation de bétons à faibles impacts environnementaux.

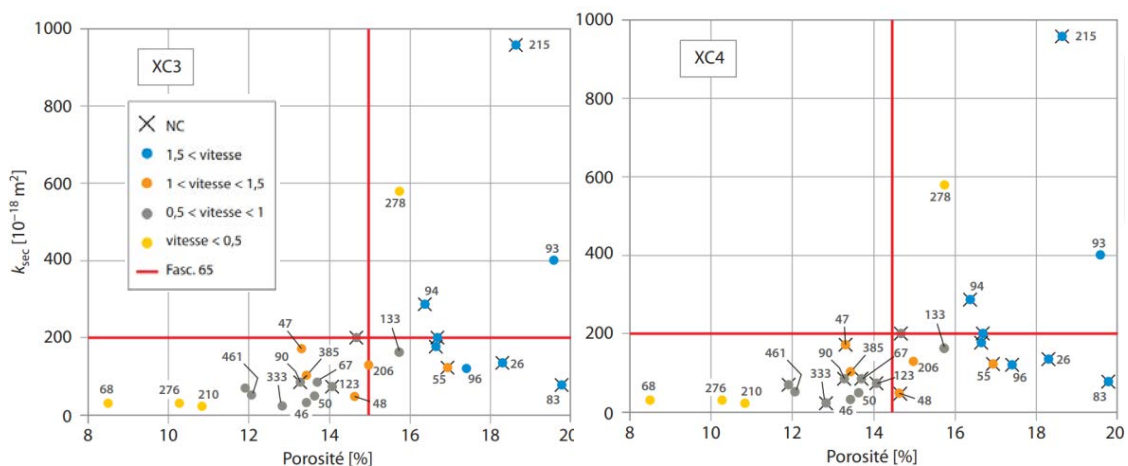


FIGURE 6. Perméabilité aux gaz ( $k_{sec}$  en  $10^{-18} m^2$ ) vs porosité accessible à l'eau (%) pour 4 plages de vitesse de carbonatation accélérée pour les classes XC3 (gauche) et XC4 (droite) (croix : bétons non conformes (NC) au fascicule 65 ; lignes rouges : valeurs limites de porosité et de  $k_{sec}$  spécifiées dans le fascicule 65 ; étiquettes : valeurs des résistivités électriques en  $\Omega.m$  à 90 jours).

#### IV CONCLUSIONS

L'objectif du Projet National PerfDuB était de faciliter l'utilisation de l'approche performantielle en proposant des valeurs seuils pour les propriétés de durabilité et une méthodologie de mise en œuvre de ce type d'approche. L'originalité du travail effectué dans le cadre du projet a été de coupler trois types de données : celles venant des 42 bétons confectionnés spécifiquement durant le projet, celles issues des retours d'expériences sur des ouvrages anciens et celles issues de la modélisation développée dans le cadre de l'ANR MODEVIE.

A l'issue du projet, plusieurs essais de caractérisation ont été finalisés, dont la plupart ont été proposés à la normalisation, et les valeurs seuils ont été proposées pour les propriétés de durabilité. Ces valeurs seuils ont servi de base à l'élaboration du fascicule de documentation FD P18-480 [6], norme française relative à l'approche performantielle dans le domaine de la NF EN 206/CN.

Ainsi, à l'issue de ce Projet National, un nouveau contexte normatif permettant la qualification et la mise en œuvre de bétons à faibles impacts environnementaux à partir d'une approche performantielle absolue ou comparative est désormais possible. Il a été également conçu, grâce à une approche systématiquement sécuritaire, pour apporter une garantie de durabilité équivalente ou supérieure à celle obtenue par l'approche prescriptive usuelle.

#### REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient l'ensemble des partenaires du Projet National PerfDuB pour le travail réalisé tout au long du projet.

#### REFERENCES

- [1] Méthodologie d'application du concept de performance équivalente des bétons : Recommandations professionnelles provisoires, Emmanuel Rozière, François Cussigh, Fédération Nationale des Travaux Publics, 2009.
- [2] Maîtrise de la durabilité des ouvrages d'art en béton. Application de l'approche performantielle, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 2010.
- [3] GranDuBé : Grandeurs associées à la durabilité des bétons, Hugues Hornain, Ginette Arliguie, Presses des Ponts, ISBN285978425X, 9782859784256, 2007.
- [4] MODEVIE PROJECT : Proposal of new service-life model, Myriam Carcassès, Chantal Chalhoub, Anass El Farissi, Philippe Turcry, Jonathan Mai-Nhu, Abdelghafour Ait-Alaiwa, Lionel Linger et François Cussigh, Conference: fib2020 Symposium, Shanghai (China), 2021.
- [5] Rozière Emmanuel, Etude de la durabilité des bétons par une approche performantielle, thèse de doctorat en Génie Civil, École Centrale de Nantes, 2007.
- [6] FD P18-480, Béton - Justification de la durabilité des ouvrages en béton par méthode performantielle, octobre 2022.

# Numerical simulations of concrete specimens with the gradient-enhanced Eikonal non-local damage model

**ABSTRACT** Accurately predicting the response of structures subjected to complex loadings is a challenging task in civil engineering. In particular, studying cracking nucleation and propagation is essential to assess structural performances. Quasi-brittle materials, such as concrete, are generally modeled using strain-softening constitutive models. According to Continuum Damage Mechanics, material degradation is represented at a macroscopic level by a scalar or tensorial damage variable. However, the strong localization of the mechanical fields leads to mesh-dependent finite element numerical simulations. To recover the objectivity of the results, damage models need to be regularized. Numerous techniques have been proposed (e.g., non-local models, phase-field formulations, micromorphic medium, etc.), acting as localization limiters. This work concentrates on one class of regularization methods: the so-called non-local damage models of gradient type. This paper applies the eikonal gradient-enhanced model to the simulation of experimental tests in a few concrete specimens. Results are provided in terms of the structural response and of the damage maps.

**Keywords** Damage, non-local, quasi-brittle, gradient-enhanced, eikonal formulation

## I. INTRODUCTION

In a finite element context, regularization methods should be applied if one seeks to model the behavior of quasi-brittle materials (e.g., concrete). Several localization limiters exist in the literature (e.g., Pijaudier-Cabot & Bažant (1987), Peerlings et al. (1996), Bourdin et al. (2000), Nedjar (1995), Moës et al. (2011), Moës & Chevaugeon (2021)) sharing the introduction in the formulation of an internal length scale. The classic integral non-local approach (Pijaudier-Cabot & Bažant 1987) can regularize the response by averaging a local field in a zone defined by an internal (or characteristic) length. An equivalent (and more computationally efficient) approach is to compute the non-local field driving damage evolution by solving an additional Helmholtz-type differential equation (Peerlings et al. 1996). In both cases, mesh objectivity is restored in terms of structural response. Still, some drawbacks (e.g., damage diffusion across highly damaged regions and boundary effects) make it challenging to predict realistic crack paths.

The nonphysical damage bands initiation and evolution for these models in some specific situations has already been studied in several works (Simone et al. 2004, Krayani et al. 2009, Geers et al. 1998). Such an issue is related to the primary assumption of considering constant and isotropic non-local interactions throughout the damage process. Non-local models considering evolving interactions (e.g., (Geers et al. 1998, Pijaudier-Cabot & Dufour 2010, Giry et al. 2011, Nguyen 2011, Desmorat et al. 2015, Vandoren & Simone 2018)) may be capable of reproducing more realistic results.

This paper focuses on two different gradient-enhanced non-local models: the classic implicit gradient (Peerlings et al. 1996) and the gradient version of the Eikonal approach (Desmorat et al. 2015). Firstly, the boundary value problem for both models is recalled, highlighting their theoretical differences. Then, two numerical examples are used to compare the performances of the approaches in terms of structural response and damage maps.

## II. BEHAVIOR

The basic assumption of non-locality is that the principle of local action issued from continuum mechanics is no longer valid. In certain materials, the microstructure strongly influences the macroscopic behavior. Consequently, constitutive relations should consider what happens in the entire body. In Continuum Damage Mechanics (CDM), non-locality can be seen as the macroscopic result of the different interactions between microcracks. For integral type models (Pijaudier-Cabot & Bažant 1987), a common choice is to apply a weighted average to the variable controlling damage evolution (see, e.g., Jirásek (1998)), e.g., an equivalent strain measure. Conversely, in gradient formulation, the non-local field is computed by solving a Helmholtz equation (Peerlings 1999).

In this work, an isotropic damage model with a single scalar damage variable  $D$  is considered. The constitutive relation reads:

$$\boldsymbol{\sigma} = (1 - D)\mathbb{E} : \boldsymbol{\varepsilon} \quad (1)$$

where  $\boldsymbol{\sigma}$  is the Cauchy's second-order stress tensor,  $\mathbb{E}$  is the fourth-order Hooke's tensor and  $\boldsymbol{\varepsilon}$  is the small strains second-order tensor.

Damage ranges from the state of undamaged material ( $D = 0$ ) to fully damaged ( $D = 1$ ) according to the following equation:

$$D = 1 - \frac{\kappa_0}{\kappa} \left( 1 - \alpha + \alpha e^{-B(\kappa - \kappa_0)} \right) \quad (2)$$

where:

$$\kappa = \max_t(\kappa_0, \bar{e}) \quad (3)$$

is a damage-driving history variable,  $\bar{e}$  is the non-local equivalent strain,  $\kappa_0$  is the damage threshold and  $B$  the damage brittleness. The parameter  $\alpha$  is used to account for residual stresses in the behavior law.

In this work, the local equivalent strain is defined by the modified Von Mises model (de Vree et al. 1995) and reads:

$$e = \frac{k-1}{2k(1-2\nu)} I_1 + \frac{1}{2k} \sqrt{\frac{(k-1)^2}{(1-2\nu)^2} I_1^2 + \frac{12k}{(1+\nu)^2} J_2'} \quad (4)$$

where  $\nu$  is the Poisson's ratio, and  $k$  is a parameter corresponding to the ratio of the material strength in compression and in tension. The invariants of the strain tensor are defined as:

$$I_1 = \text{Tr}(\boldsymbol{\varepsilon}) \quad (5)$$

$$J_2' = \frac{1}{6} (3\text{Tr}(\boldsymbol{\varepsilon} \cdot \boldsymbol{\varepsilon}) - \text{Tr}^2(\boldsymbol{\varepsilon})) \quad (6)$$

## III. GRADIENT-ENHANCED NON-LOCAL DAMAGE MODELS

In the case of the classic non-local integral model, a convolution product between the local equivalent strain field and a weighting function is used to compute the non-local equivalent strain. An equivalent gradient non-local approach can be obtained from the classic integral one (Peerlings et al. 1996). The main difference is that the equilibrium differential equation is coupled with a diffusion one, controlling the non-local equivalent strain field. Other models exist where the damage variable is considered to respect a diffusion equation (see, e.g., (Nedjar 1995, Bourdin et al. 2000, Miehe et al. 2010)).

### A. GNL damage model

For the classic implicit gradient model, the Helmholtz differential equation to be solved to compute  $\bar{e}$  and its boundary condition read:

$$\bar{e} - c\nabla^2\bar{e} = e \quad \text{on } \Omega \quad (7)$$

$$\nabla\bar{e} \cdot \mathbf{n} = 0 \quad \text{on } \partial\Omega \quad (8)$$

where  $\Omega$  is the considered body,  $\partial\Omega$  denotes its boundary,  $\mathbf{n}$  is the outward normal vector to  $\partial\Omega$ , and  $c$  is the gradient parameter homogeneous to the square of a length.

### B. ENLG damage model

Similarly, the gradient version of the ENL model can be obtained from its integral counterpart in the space curved by damage (Desmorat et al. 2015). In a general anisotropic CDM context, evolving non-local interactions are considered by introducing a Riemannian metric  $\mathbf{g} = (\mathbf{I} - \mathbf{D})^{-1}$ , with  $\mathbf{I}$  denoting the second-order identity tensor and  $\mathbf{D}$  the second-order anisotropic damage tensor. The modified Helmholtz problem to be solved then reads:

$$\bar{e} - c \frac{1}{\sqrt{\det \mathbf{g}}} \nabla \cdot \left( \sqrt{\det \mathbf{g}} \mathbf{g}^{-1} \cdot \nabla \bar{e} \right) = e \quad \text{on } \Omega \quad (9)$$

$$\mathbf{g}^{-1} \cdot \nabla \bar{e} \cdot \mathbf{n} = 0 \quad \text{on } \partial\Omega \quad (10)$$

A full two-dimensional (2D) isotropic simplification of this model can be obtained by considering the metric  $\mathbf{g} = \mathbf{I}' / (1 - D)$ , with  $\mathbf{I}'$  denoting the 2D identity tensor. Thus, one has  $\det \mathbf{g} = 1 / (1 - D)^2$  and  $\mathbf{g}^{-1} = (1 - D)\mathbf{I}'$ , and the previous differential problem becomes:

$$\bar{e} - c(1 - D)\nabla^2\bar{e} = e \quad \text{on } \Omega \quad (11)$$

$$(1 - D)\nabla\bar{e} \cdot \mathbf{n} = 0 \quad \text{on } \partial\Omega \quad (12)$$

One should notice that when  $D \rightarrow 1$ , the non-local equivalent strain equals its local counterpart, which is the desired behavior of vanishing non-local interactions upon localization. The first numerical implementations of the integral and gradient versions of this model can be found in (Rastiello et al. 2018, Thierry et al. 2020, Thierry 2021, Marconi 2022, Ribeiro Nogueira et al. 2022).

## IV. NUMERICAL FORMULATION

### A. Boundary value problem (variational form)

Let us introduce the following functional spaces:

$$\mathcal{U}(\mathbf{u}^d) = \{ \mathbf{w} \mid \mathbf{w} \in H^1(\Omega) , \mathbf{w} = \mathbf{u}^d \text{ on } \partial\Omega_u \} \quad (13)$$

$$\mathcal{U}(\mathbf{0}) = \{ \mathbf{w} \mid \mathbf{w} \in H^1(\Omega) , \mathbf{w} = \mathbf{0} \text{ on } \partial\Omega_u \} \quad (14)$$

$$\mathcal{V} = \{ w \mid w \in H^1(\Omega) \} \quad (15)$$

where  $\mathbf{u}^d$  is the imposed displacement on  $\partial\Omega_u$ .

Neglecting body forces, and under quasi-static conditions, the fully 2D variational damage mechanics problem to be solved consists in finding at each time  $t$ , the admissible displacement field  $\mathbf{u} \in \mathcal{U}(\mathbf{u}^d)$  and the



admissible non-local equivalent strain field  $\bar{e} \in \mathcal{V}$  satisfying:

$$\int_{\Omega} (1 - D)\varepsilon(\mathbf{u}) : \mathbb{E} : \varepsilon(\mathbf{v}) dV = \int_{\partial\Omega_t} \mathbf{t}^d \cdot \mathbf{v} dS \quad \forall \mathbf{v} \in \mathcal{U}(\mathbf{0}) \quad (16)$$

$$\int_{\Omega} \frac{1}{1 - D} \bar{e} \eta dV + \int_{\Omega} c \nabla \bar{e} \cdot \nabla \eta dV = \int_{\Omega} \frac{1}{1 - D} e \eta dV \quad \forall \eta \in \mathcal{V} \quad (17)$$

where  $\varepsilon(\mathbf{u})$  (respectively,  $\varepsilon(\mathbf{v})$ ) is the small strain tensor applied to  $\mathbf{u}$  (respectively,  $\mathbf{v}$ ),  $\mathbf{v}$  is a virtual displacement field,  $\eta$  is a virtual equivalent strain field, and  $\mathbf{t}^d$  is the imposed traction vector on  $\partial\Omega_t$ .

### B. Finite element formulation

The computational domain  $\Omega$  is discretized through a finite element mesh  $\Omega^h$  containing triangular elements. The unknown displacement and non-local equivalent strain fields on each finite element are approximated by linear interpolation of their nodal values (denoted by the piecewise polynomials  $\mathbb{P}_1$ ). Drawing from (Badri et al. 2021, Badri & Rastiello 2023), a staggered Picard iteration algorithm is employed to handle non-linearity and the displacement control is used. At iteration  $k + 1$ , one first computes the  $[\mathbb{P}_1, \mathbb{P}_1]$  discretized vector-valued displacement field  $\mathbf{u}^{h,k+1} \in \mathcal{U}^h(\mathbf{u}^d)$  such that:

$$\int_{\Omega^h} (1 - D^{h,k})\varepsilon(\mathbf{u}^{h,k+1}) : \mathbb{E} : \varepsilon(\mathbf{v}^h) dV = \int_{\partial\Omega_t^h} \mathbf{t}^d \cdot \mathbf{v}^h dS \quad \forall \mathbf{v}^h \in \mathcal{U}^h(\mathbf{0}) \quad (18)$$

and then computes the  $\mathbb{P}_1$  discretized nonlocal equivalent strain field  $\bar{e}^{h,k+1}$  solving:

$$\int_{\Omega^h} \frac{1}{1 - D^{h,k}} \bar{e}^{h,k+1} \eta^h dV + \int_{\Omega^h} c \nabla \bar{e}^{h,k+1} \cdot \nabla \eta^h dV = \int_{\Omega^h} \frac{1}{1 - D^{h,k}} e(\varepsilon(\mathbf{u}^{h,k+1})) \eta^h dV \quad \forall \eta \in \mathcal{V}^h \quad (19)$$

Here,  $(\mathcal{U}^h(\mathbf{u}^d), \mathcal{U}^h(\mathbf{0}), \mathcal{V}^h)$  are the discretized counterparts of  $(\mathcal{U}(\mathbf{u}^d), \mathcal{U}(\mathbf{0}), \mathcal{V})$ ,  $D^{h,k}$  is the  $\mathbb{P}_0$  (constant inside an element) discretized damage field at iteration  $k$ , and  $e(\varepsilon(\mathbf{u}^{h,k+1}))$  is the  $\mathbb{P}_0$  local strain field computed from the symetrized gradient of  $\mathbf{u}^{h,k+1}$ . At each iteration, the field  $\bar{e}^{h,k+1}$  is used to update the  $\mathbb{P}_0$  history variable field  $\kappa^h$  and compute damage. The solution is repeated till convergence at each pseudo-time step.

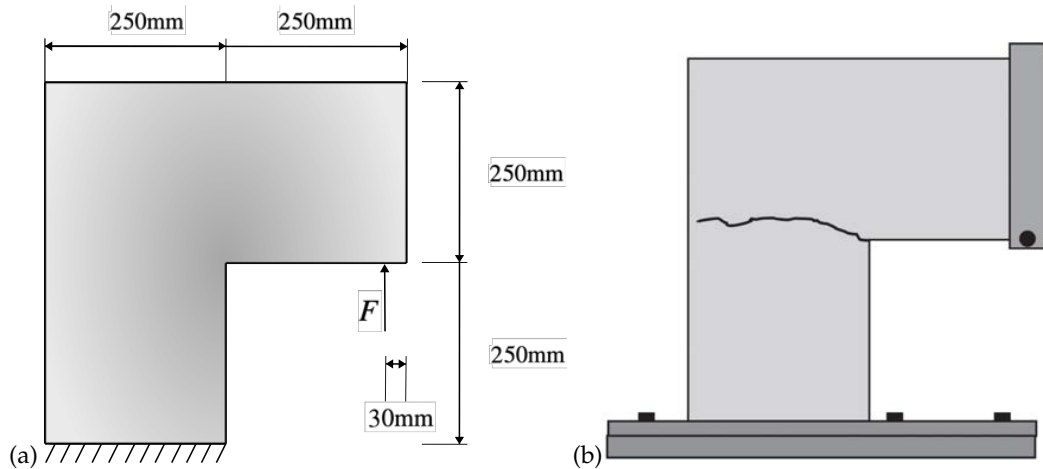
## V. NUMERICAL RESULTS

Two simple test cases are illustrated in the following to show the main differences between the GNL and ENLG damage formulations regarding damage evolution and mesh sensitivity of the overall structural response. In particular, attention is focused on damage propagation on a L-shape panel (Winkler et al. 2001, 2004) and a double notched specimen under tension (Shi et al. 2000).

Almost the same model parameters (i.e.,  $B$ ,  $c$ ,  $\alpha$ , etc.) are used for both simulations so that one can compare the models under the same conditions. The structural response and the cracking behavior are influenced by this choice. For instance, increasing  $B$  leads to more brittle responses, and decreasing  $c$  can affect how fast the crack propagates. The recalibration of these parameters is essential when one seeks to represent entirely consistent experimental results, considering the real boundary conditions applied. This is beyond the scope of this work and is left for future work.

### A. L-shape test

The first example considered is the L-shape concrete panel test presented in (Winkler et al. 2001, 2004). Geometry and boundary conditions are depicted in figure 1a. The material parameters used for the simulation are the following: Young's modulus  $E = 25.85$  GPa, Poisson's ratio  $\nu = 0.18$ , damage threshold



**FIGURE 1. L-shape test: (a) Geometry (thickness = 100mm), boundary and loading conditions; (b) Experimental crack-path.**

$\kappa_0 = 1.2 \times 10^{-4}$ , strength ratio  $k = 10$ , damage evolution parameter  $B = 300$ , gradient parameter  $c = 4 \text{ mm}^2$  and parameter  $\alpha = 0.99$ . Two different finite element meshes with 14992 and 23301 Constant Strain Triangle (CST) elements were used for this problem.

The structural response (force vs. displacement curve) is given in figure 2. It is shown that the ENLG model provides a more brittle response when compared to the GNL one. This is, in fact, expected for such models considering evolving non-local interactions. Mesh convergence is obtained, but due to minor oscillations in the non-local equivalent strain field (and consequently in damage), the ENLG response may show slightly different curves upon mesh refinement. This behavior is typical of gradient damage models with evolving non-local interactions (Vandoren & Simone 2018) and should be further studied.

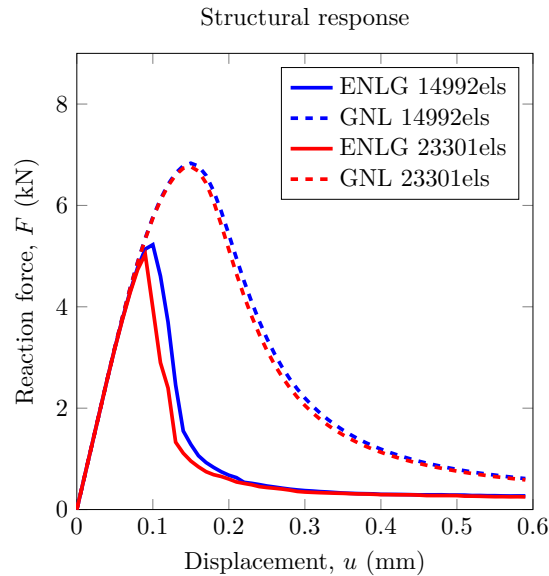
Figure 3 shows the damage profile obtained for the GNL and ENLG models. An excellent agreement between the "pseudo-crack" path described by the ENLG model and the experimental one (see 1b) is obtained. One can see that the GNL model gives a larger damage band when compared to ENLG. Furthermore, the damage is not concentrated in a line (representative of the expected damage-to-fracture transition) due to the damage spreading. The ENLG model gives, in this case, a more realistic damaging behavior.

### B. Shi-test

The second example studied is the concrete notched specimen described in (Shi et al. 2000), the so-called Shi-test. Material parameters are exactly the same as before, except for Young's modulus and Poisson's ratio, which are here:  $E = 24 \text{ GPa}$  and  $\nu = 0.2$ . Geometry and boundary conditions are depicted in figure 4. Two meshes containing 7006 and 19384 CST elements were used for the simulations.

Figure 5 shows the structural response obtained for both ENLG and GNL models. Once again, the ENLG provides a more brittle response when compared to the GNL model. This behavior is intrinsically related to the damage profiles obtained for both models (figure 6b). An "pseudo-crack" (highly damaged zone) appears earlier for the ENLG model and propagates faster than the GNL model. Thus, the structural post-pic behavior rapidly reaches low values for the ENLG model.

Moreover, the ENLG model gives a damage profile that resembles two different "pseudo-crack" propagating from the notches, whereas it remains challenging to identify a "pseudo-crack" path for the GNL



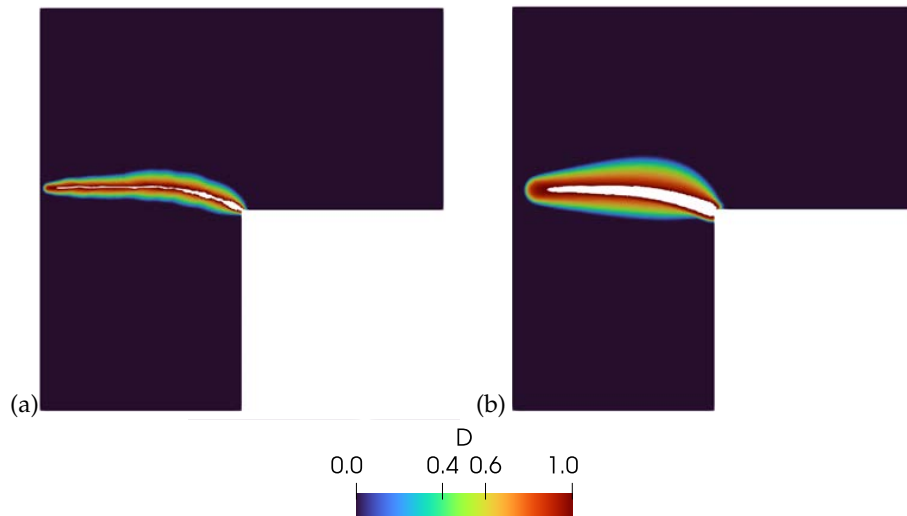
**FIGURE 2.** L-shape test: mesh convergence and comparison among ENLG (solid lines) and GNL (dashed lines) models.

model. The same result considering element deletion post-processing is given in figure 6. While the two "pseudo-crack" can be clearly identified for the ENLG model, the GNL one shows two larger zones which cannot be really related to a cracking behavior (figure 6b). A similar result can be obtained when the applied displacement is around 0.02 mm (figure 6a). At this stage of the simulation, the ENLG is almost at the end of its quasi-brittle post-pic behavior, so damage is localized and the two different "pseudo-crack" can be already observed. At the same time, the GNL model has just started its post-pic phase, so no effective damage is localized and the cracking zone cannot be identified. Furthermore, damage is mostly localized in one line of elements for the ENLG model. This cracking zone becomes slightly bigger throughout the rest of the analysis.

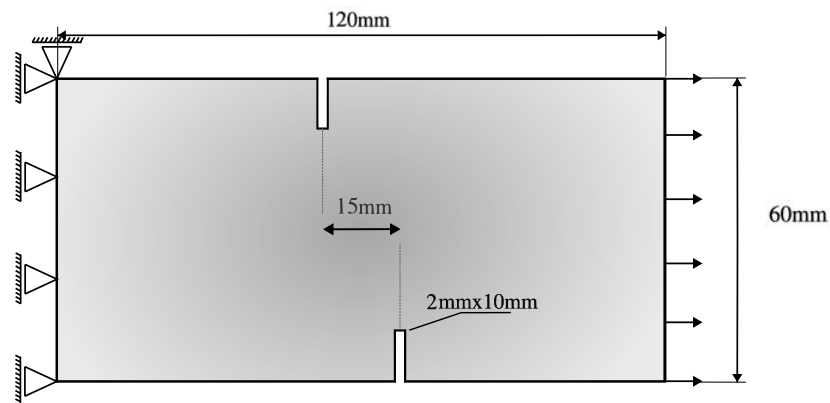
## VI. CONCLUSION

A brief overview of the GNL and ENLG damage models has been presented. Numerical examples of well-known concrete benchmarks were used to highlight the performances of both approaches in modeling damaging in concrete specimens. It is shown, **as expected**, that the classic implicit gradient approach can regularize the response but leads to unrealistic "pseudo-crack" paths due to damage spreading, for instance. Conversely, the ENLG model provided more physical results in terms of damaging behavior and localizes damage in narrow zones. Despite the small oscillations observed in the structural response, convergence was clearly obtained for the problems studied. However, if one aims to represent better the experimental findings, a proper calibration of the model parameters is necessary.

Extension to anisotropic damage is straightforward by using the damage-dependent Riemannian metric coupled with a convenient behavior law. It should be noticed, however, that close to failure, a transition to an explicit description of the fracture is required. The CDM framework cannot reproduce the real jump in the displacement field nor give more information about crack opening, for instance. In this situation,



**FIGURE 3.** L-shape test: comparison of damage profiles for ENLG (a) and GNL (b) considering element deletion when  $D > 0.995$  for the sake of post-processing.

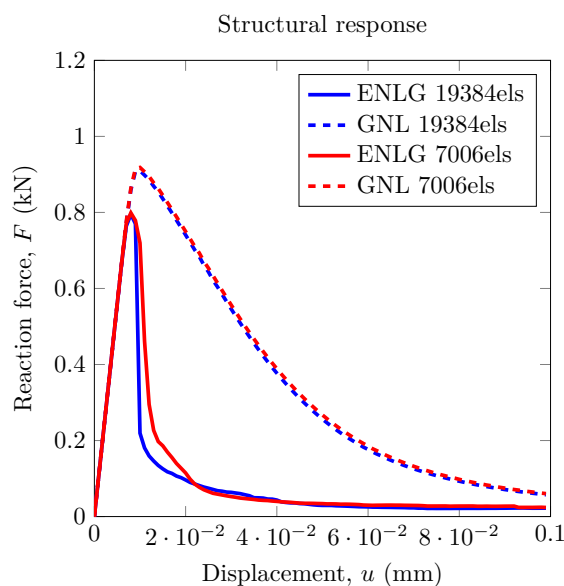


**FIGURE 4.** Shi-test: Geometry (thickness = 10mm), boundary and loading conditions.

the ENLG model may provide essential information about localization, such as the zones (and directions) where a discontinuity should be introduced (see for instance Simone et al. (2003)). This could allow using some explicit approaches (e.g., in the Embedded Finite Element Method, E-FEM) without additional tracking algorithms.

## References

- Badri, M. A. & Rastiello, G. (2023), Hpc finite element solvers for phase-field models for fracture in solids, *in* P. Rossi & J.-L. Tailhan, eds, 'Numerical Modeling Strategies for Sustainable Concrete Structures', Springer International Publishing, Cham, pp. 22–32.
- Badri, M. A., Rastiello, G. & Foerster, E. (2021), 'Preconditioning strategies for vectorial finite element linear



**FIGURE 5.** Shi-test: mesh convergence and comparison among ENLG (solid lines) and GNL (dashed lines) models.

systems arising from phase-field models for fracture mechanics', *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* **373**, 113472.

Bourdin, B., Francfort, G. & Marigo, J.-J. (2000), 'Numerical experiments in revisited brittle fracture', *Journal of the Mechanics and Physics of Solids* **48**(4), 797–826.

de Vree, J. H. P., Brekelmans, W. A. M. & van Gils, M. A. J. (1995), 'Comparison of nonlocal approaches in continuum damage mechanics', *Computers & Structures* **55**(4), 581–588.

Desmorat, R., Gatuingt, F. & Jirásek, M. (2015), 'Nonlocal models with damage-dependent interactions motivated by internal time', *Engineering Fracture Mechanics* **142**, 255–275.

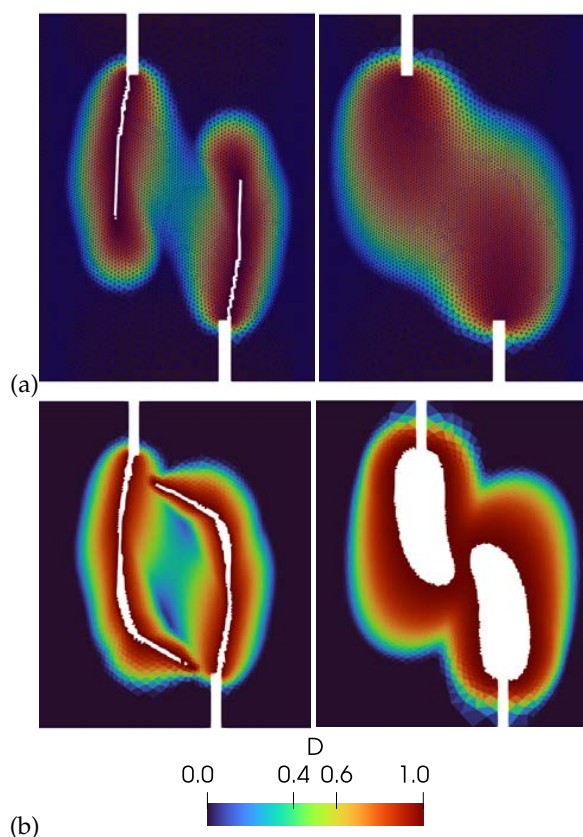
Geers, M., de Borst, R., Brekelmans, W. & Peerlings, R. (1998), 'Strain-based transient-gradient damage model for failure analyses', *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* **160**(1-2), 133–153.

Giry, C., Dufour, F. & Mazars, J. (2011), 'Stress-based nonlocal damage model', *International Journal of Solids and Structures* **48**(25-26), 3431–3443.

Jirásek, M. (1998), 'Nonlocal models for damage and fracture: Comparison of approaches', *International Journal of Solids and Structures* **35**(31-32), 4133–4145.

Krayani, A., Pijaudier-Cabot, G. & Dufour, F. (2009), 'Boundary effect on weight function in nonlocal damage model', *Engineering Fracture Mechanics* **76**(14), 2217–2231.

Marconi, F. (2022), Damage-fracture transition by an Eikonal-based gradient-type formulation for damage (-plastic) model, PhD thesis, Université Paris-Saclay, ENS Paris-Saclay.



**FIGURE 6.** Shi-test: comparison of damage profiles for ENLG (left) and GNL (right) considering element deletion when  $D > 0.992$  for the sake of post-processing. (a) Displacement of around 0.2 mm; (b) end of the simulation.

Miehe, C., Welschinger, F. & Hofacker, M. (2010), 'Thermodynamically consistent phase-field models of fracture: Variational principles and multi-field FE implementations', *International Journal for Numerical Methods in Engineering* **83**(10), 1273–1311.

Moës, N. & Chevaugeon, N. (2021), 'Lipschitz regularization for softening material models: the Lip-field approach', *Comptes Rendus. Mécanique* **349**(2), 415–434.

Moës, N., Stolz, C., Bernard, P.-E. & Chevaugeon, N. (2011), 'A level set based model for damage growth: The thick level set approach', *International Journal for Numerical Methods in Engineering* **86**(3), 358–380.

Nedjar, B. (1995), *Mécanique de l'endommagement. Théorie du premier gradient et application au béton*, PhD thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Nguyen, G. D. (2011), 'A damage model with evolving nonlocal interactions', *International Journal of Solids and Structures* **48**(10), 1544–1559.

Peerlings, R., de Borst, R., Brekelmans, W. & de Vree, J. (1996), 'Gradient-enhanced damage model for quasi-brittle materials.', *International Journal for Numerical Methods in Engineering* **39**, 391–403.

- Peerlings, R. H. J. (1999), Enhanced damage modelling for fracture and fatigue, PhD thesis, Technische Universiteit Eindhoven.
- Pijaudier-Cabot, G. & Dufour, F. (2010), 'Non local damage model: Boundary and evolving boundary effects', *European Journal of Environmental and Civil Engineering* **14**(6-7), 729–749.
- Pijaudier-Cabot, G. & Bažant, Z. P. (1987), 'Nonlocal damage theory', *Journal of Engineering Mechanics* **113**(10), 1512–1533.
- Rastiello, G., Giry, C., Gatuingt, F. & Desmorat, R. (2018), 'From diffuse damage to strain localization from an Eikonal Non-Local (ENL) Continuum Damage model with evolving internal length', *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* **331**, 650–674.
- Ribeiro Nogueira, B., Giry, C., Rastiello, G. & Gatuingt, F. (2022), 'One-dimensional study of boundary effects and damage diffusion for regularized damage models', *Comptes Rendus. Mécanique* **350**(G3), 507–546.
- Shi, C., van Dam, A. G., van Mier, J. G. & Sluys, B. (2000), Crack Interaction in Concrete, in F. H. Wittmann, ed., 'Materials for Buildings and Structures', Wiley-VCH Verlag GmbH & Co. KGaA, Weinheim, FRG, pp. 125–131.
- Simone, A., Askes, H. & Sluys, L. J. (2004), 'Incorrect initiation and propagation of failure in non-local and gradient-enhanced media', *International Journal of Solids and Structures* **41**(2), 351–363.
- Simone, A., Wells, G. N. & Sluys, L. J. (2003), 'From continuous to discontinuous failure in a gradient-enhanced continuum damage model', *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* **192**(41-42), 4581–4607.
- Thierry, F. (2021), Modélisation de la localisation des déformations dans les milieux adoucissants par une approche eikonale, PhD thesis, Université Paris-Saclay, ENS Paris-Saclay.
- Thierry, F., Rastiello, G., Giry, C. & Gatuingt, F. (2020), 'One-dimensional Eikonal Non-Local (ENL) damage models: Influence of the integration rule for computing interaction distances and indirect loading control on damage localization', *Mechanics Research Communications* **110**.
- Vandoren, B. & Simone, A. (2018), 'Modeling and simulation of quasi-brittle failure with continuous anisotropic stress-based gradient-enhanced damage models', *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* **332**, 644–685.
- Winkler, B., Hofstetter, G. & Lehar, H. (2004), 'Application of a constitutive model for concrete to the analysis of a precast segmental tunnel lining', *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* **28**(7-8), 797–819.
- Winkler, B., Hofstetter, G. & Niederwanger, G. (2001), 'Experimental verification of a constitutive model for concrete cracking', **215**, 12.

# Quantification de la propagation de fissure à partir de la corrélation d'images volumiques pour un essai d'enfoncement de coin *in situ* sur mortier

Samy DRAY<sup>1,2</sup>, Amelie FAU<sup>1</sup>, Thomas WICK<sup>2,1</sup>, François HILD<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Université Paris-Saclay, CentraleSupélec, ENS Paris-Saclay, CNRS, LMPS - Laboratoire de Mécanique Paris-Saclay, Gif-sur-Yvette, France

<sup>2</sup> Leibniz University Hanover, Institute of Applied Mathematics, Hanover, Germany

**RESUME** La propagation de fissures dans le béton par chargement mécanique, vieillissement, séchage ou encore sous hautes températures occupe une place centrale dans les recherches en génie civil. Cette étude est basée sur l'analyse d'une propagation stable de fissure via un essai *in situ* d'enfoncement de coin sur mortier. On peut ainsi imager le matériau pour différents états de propagation en réalisant des acquisitions tomographiques aux rayons X. Par corrélation d'images volumiques régularisée appliquée sur chaque volume reconstruit, on peut mesurer les champs de déplacements internes de l'éprouvette durant toute la fissuration. La fissure principale a pu ainsi être quantifiée par les champs de déplacement et les résidus de corrélation.

**Mots-clés** Corrélation d'images volumiques, Essai d'enfoncement de coin, Fissuration, Tomographie aux rayons X.

## I. INTRODUCTION

### A. Contexte

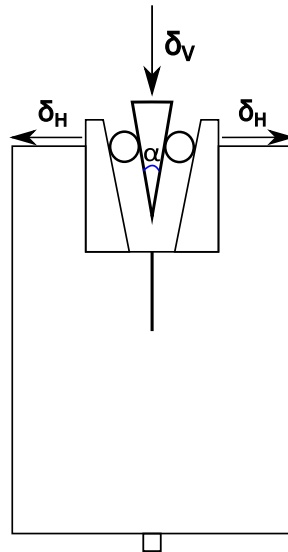
La tenue du béton ainsi que son étanchéité jouent un rôle majeur dans l'étude de la durabilité des structures du génie civil. La fissuration des matériaux cimentaires est un des effets majeurs qui pourraient engendrer des désastres humains et écologiques. Il est donc important d'être capable de prévoir précisément la fissuration avec des modèles de plus en plus précis. L'objectif de cette étude est de suivre l'évolution de la fissuration au sein d'un mortier par l'utilisation de la corrélation d'images volumiques appliquée à des scans tomographiques acquis lors d'un essai *in situ* d'enfoncement de coin.

### B. Essai d'enfoncement de coin

Il existe de nombreuses méthodes pour étudier la fissuration du béton. Par exemple, les essais de flexion 3 points ou 4 points sont couramment utilisés en génie civil. Cependant, ils induisent généralement des phases de propagation instable des fissures. Brühwiler et Wittmann (1990) ont proposé un essai permettant d'obtenir une propagation stable, même pour des matériaux fragiles, appelé essai d'enfoncement de coin (EEC ou *Wedge Splitting Test*). Ce type d'essai, schématisé en [FIGURE 1](#), consiste à générer une fissuration stable au sein du matériau en



contrôlant directement son ouverture (déplacements horizontaux  $\delta_H$ ). Les déplacements horizontaux sont générés par le déplacement vertical appliqué  $\delta_V$  sur le coin ayant un angle  $\alpha$ .



**FIGURE 1. Schéma d'un essai d'enfoncement de coin**

Le principal intérêt de cet essai est lié à la propagation stable de la fissure principale, ce qui permet de réaliser des observations tomographiques au cours du chargement. La corrélation d'images 2D a déjà été appliquée sur des EEC sur des bétons réfractaires (Vargas et al. 2016, 2018, 2019) et sur des essais cycliques avec un béton hautes performances (Suchorzewski et al., 2020). Bakour et al. (2022) ont combiné corrélation d'images et émission acoustique pour un EEC sur béton. La corrélation d'images volumiques a permis à Vargas et al. (2023) d'identifier les paramètres d'un modèle de zone cohésive. Cependant, ce genre d'analyse reste encore très rare.

Un autre avantage des EEC est qu'ils sont théoriquement applicables à n'importe quelle forme et taille d'éprouvette (Brühwiler et Wittmann, 1990). On peut alors analyser des éprouvettes parallélépipédiques de tailles métrique (Bakour et al., 2022) ou décimétrique (Vargas et al., 2016). Dans le cas présent, on a choisi une forme cylindrique pour améliorer la qualité des scans tomographiques. Des acquisitions tomographiques ont été réalisées par Skarżyński et Suchorzewski (2018) avant et après un EEC. Un inconvénient avec une éprouvette cylindrique est le risque de déviation de fissure comme décrit par Brühwiler et Wittmann (1990) et étudié par Neuner et al. (2022). Il a ainsi été décidé de modifier la forme de la pré-entaille en chevron pour favoriser la propagation sans déviation majeure.

### C. Corrélation d'images volumiques

La corrélation d'images consiste à appairer deux images (ou volumes) acquis(e)s en cours d'essai. Pour l'exploitation des scans tomographiques, la corrélation d'images volumiques (CIV) sera mise en œuvre (Roux et al., 2008). On note  $f$  le volume de référence et  $g$  le volume dans un état déformé de l'éprouvette au cours d'un essai in situ (Sutton, 2013),  $\underline{x}$  le vecteur qui définit la position de chaque voxel.  $f(\underline{x})$  et  $g(\underline{x})$  sont alors les niveaux de gris (valeurs comprises entre 0 et 255 dans le cas présent) du voxel à la position  $\underline{x}$ , respectivement pour les volumes de référence et

déformé. Ce qui différencie les états de référence et déformé est le champ de déplacement  $\underline{u}$  qui résulte du chargement appliqué. La loi de conservation de niveaux de gris, principe sous-jacent de la corrélation d'images (Hild et Roux, 2012, Sutton 2013), s'écrit

$$\forall \underline{x} \in ROI, \quad f(\underline{x}) \approx g(\underline{x} + \underline{u}(\underline{x})) \quad (1)$$

Cette égalité est cependant une approximation car il y aura toujours des bruits et perturbations dues à l'acquisition. La relation précédente devient

$$\forall \underline{x} \in ROI, \quad f(\underline{x}) = g(\underline{x} + \underline{u}(\underline{x})) + \eta(\underline{x}) \quad (2)$$

où  $\eta(\underline{x})$  correspond au bruit d'acquisition. Le champ de déplacement  $\underline{u}$  est à déterminer à partir de cette équation. Pour cela, il s'agit de minimiser le résidu global  $T_{CIV}$

$$\forall \underline{u} \in V_u, \quad T_{CIV}(\underline{u}) = \sum_{\underline{x} \in ROI} (f(\underline{x}) - g(\underline{x} + \underline{u}(\underline{x})))^2 \quad (3)$$

avec  $V_u$  l'espace des champs de déplacements tests, et  $ROI$  le domaine définissant la région d'intérêt. Le champ de déplacement  $\underline{u}_{sol}$  est la solution du problème de minimisation

$$\underline{u}_{sol} = \arg \left( \min_{\underline{u} \in V_u} (T_{CIV}(\underline{u})) \right) \quad (4)$$

Il existe plusieurs façons de paramétriser ce problème. Celle qui nous intéresse est appelée méthode globale utilisant un maillage éléments finis (Roux et al., 2008). On considère alors un maillage contenant  $N/3$  nœuds qui englobe la région d'intérêt. Le champ de déplacement est approximé par des fonctions de forme  $\Psi_i(\underline{x})$  et les déplacements nodaux  $u_i$  avec  $i \in [1, N]$  deviennent les inconnues à déterminer

$$\forall \underline{x} \in ROI, \quad \underline{u}(\underline{x}) = \sum_{i=1}^N \Psi_i(\underline{x}) u_i \quad (5)$$

Afin de favoriser la convergence des résultats, on applique une régularisation mécanique (Mendoza et al., 2019) dans le schéma de minimisation. Il en résulte des résidus mécaniques issus des équations d'équilibre du système. On introduit alors une longueur de régularisation  $\ell$  exprimée en voxels pour la corrélation d'images volumiques (CIV), qui sert à donner un poids plus ou moins important au terme de pénalisation.

## II. Essai d'enfoncement de coin

### A. Réalisation de l'essai

L'essai d'enfoncement de coin a été réalisé sur une éprouvette de mortier cylindrique ayant un diamètre de 70 mm et une hauteur de 100 mm. Le matériau choisi est composé d'un ciment CEM II/A-LL 42.5 R et d'un sable venant de la Carrière du Boulonnais (Malbois, 2019). Afin d'obtenir un matériau ayant un bon contraste d'absorption des rayons X, tout en étant relativement homogène, une granulométrie du sable comprise entre 0,08 mm et 1,6 mm a été choisie. Le rapport E/C était de 0,5. Les éprouvettes fabriquées ont été placées en cure dans de l'eau ionisée à température ambiante pendant 28 jours. Afin de favoriser une propagation plane de la fissure, un chevron a été usiné le long du chemin anticipé de propagation. L'EEC a été

réalisé dans un tomographe à rayons X (FIGURE 2). L'éprouvette a été enveloppée d'un film cellophane pour éviter la fissuration induite par le séchage.

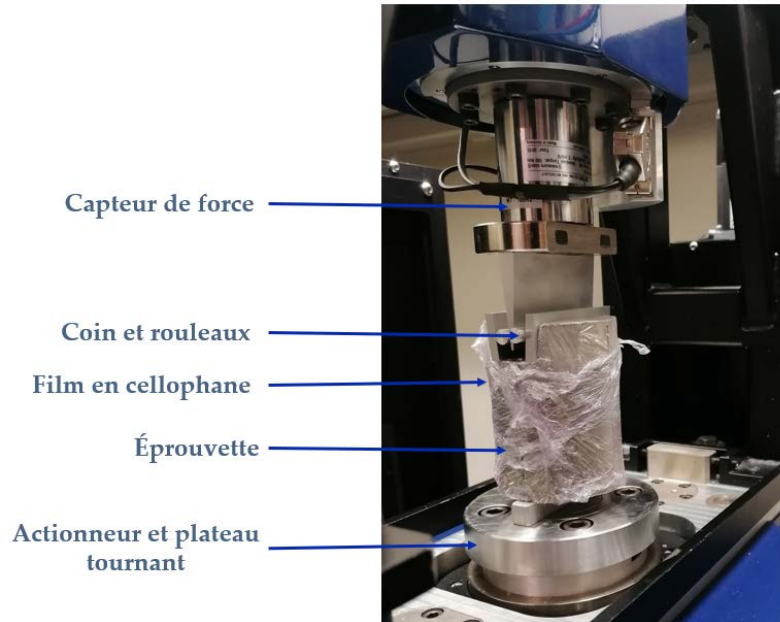
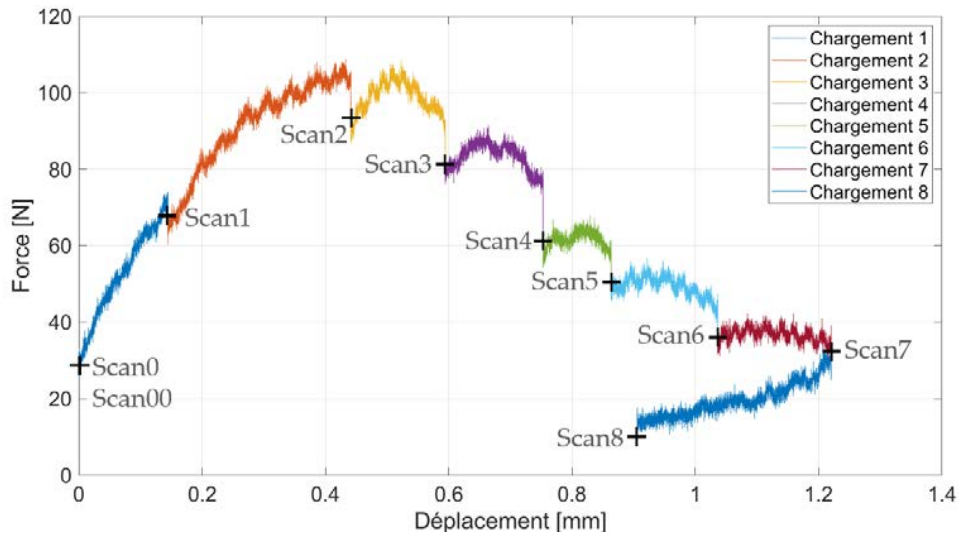


FIGURE 2 : Montage de l'essai *in situ* d'enfoncement de coin

Une précharge de 30 N a été appliquée et deux scans ont été acquis (scans 0 et 00) pour pouvoir quantifier les incertitudes de mesure. Puis un déplacement vertical a été imposé au coin à une vitesse de 3  $\mu\text{m/s}$ . Le chargement a été stoppé à plusieurs instants pour réaliser des scans tomographiques (FIGURE 3). Un premier scan a été réalisé sans fissuration (scan 1). On a ensuite observé un pic d'effort autour de 100 N (scan 2). Vint ensuite la partie adoucissante induite par la propagation de fissure (scans 2 à 7). Enfin, une décharge a été appliquée pour pouvoir observer l'effet de refermeture de fissure (scan 8). On a observé une relaxation de l'effort appliqué lors du maintien du déplacement de la traverse de la machine. C'est pourquoi chaque scan a été lancé après 5 minutes de pause. Cela permet de limiter les mouvements parasites de l'éprouvette durant l'acquisition tomographique. On remarque aussi sur la FIGURE 3 que le niveau des efforts est resté très faible. A partir de cette courbe, on peut estimer une énergie de fissuration de 20  $\text{J/m}^2$ , ce qui confirme l'hypothèse que le matériau a une résistance plus proche de la pâte de ciment que d'un mortier car composé d'un sable fin. Les images reconstruites ont un volume utile de l'ordre de  $500 \times 500 \times 700$  voxels, où la taille physique d'un voxel est de 150  $\mu\text{m}$ .



**FIGURE 3 :** Evolution de l'effort mesuré en fonction du déplacement imposé au cours de l'essai *in situ* d'enfoncement de coin

### B. Quantification des incertitudes

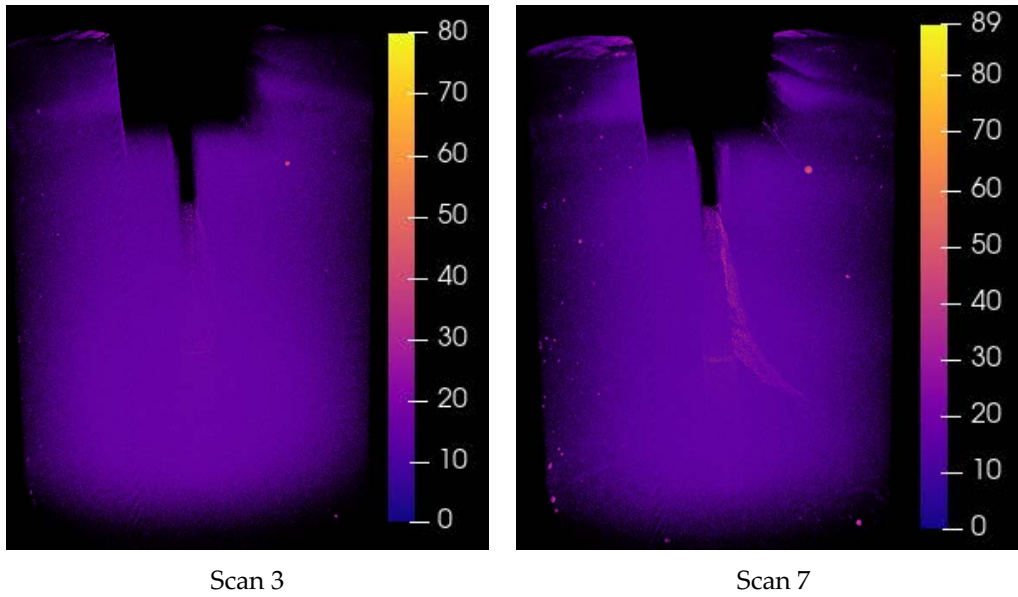
Les incertitudes de mesure sont déterminées en effectuant une CIV entre les scans 0 et 00. On obtient une incertitude type sur les déplacements de 0,07 voxel dans la direction d'ouverture de fissure  $x$ , de 0,03 voxel dans la direction verticale  $z$  et de 0,05 voxel dans la direction  $y$  (soit des incertitudes en déplacement de l'ordre de  $10 \mu\text{m}$ ).

### C. Résultats de CIV

En utilisant le scan 0 comme référence (FIGURE 3), on applique la CIV pour analyser les états de chargement (scans 1 à 8) avec une longueur de régularisation de 30 voxels pour une taille moyenne d'élément de 20 voxels. On peut en particulier analyser les résidus de corrélation  $\rho$  définis par

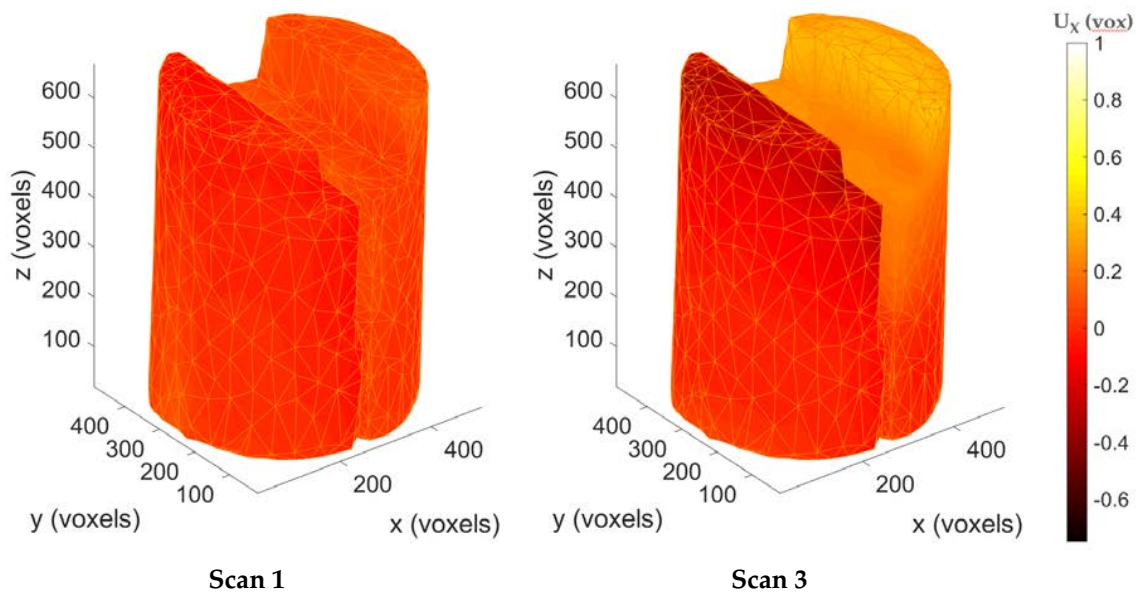
$$\forall \underline{x} \in ROI, \rho(\underline{x}) = |f(\underline{x}) - g(\underline{x} + \underline{u}_{sol}(\underline{x}))| \quad (6)$$

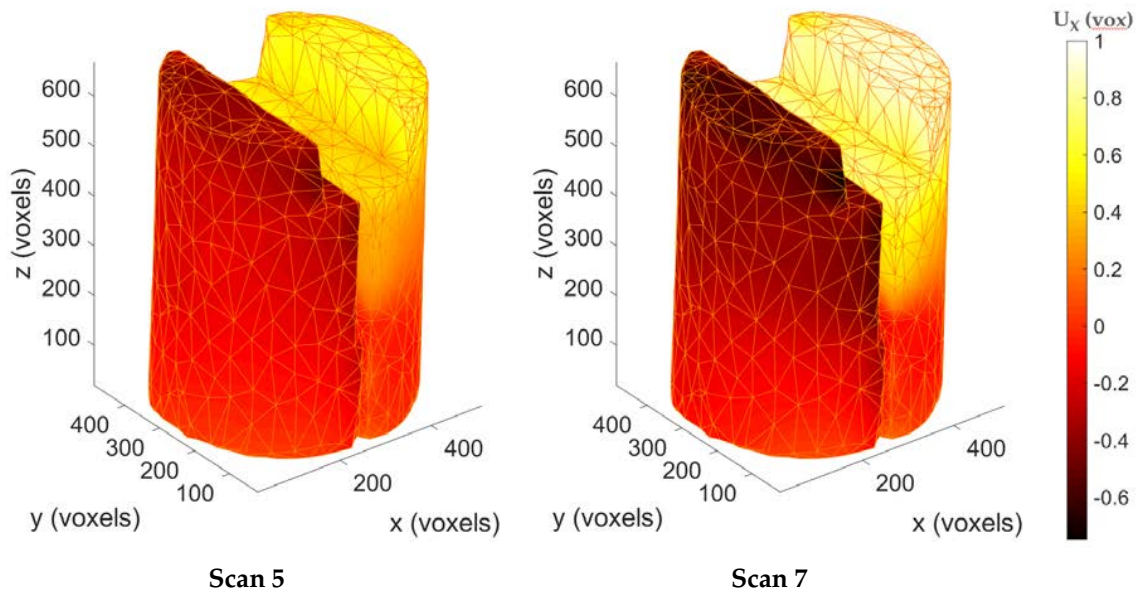
Cette valeur de résidu permet de visualiser la surface fissurée, le champ de déplacement étant discontinu contrairement à l'hypothèse faite *a priori* sur le champ de déplacement mesuré. Ce champ de résidu est montré sur la FIGURE 4 pour le scan 3, qui correspond à l'amorçage de la fissure, et pour le scan 7 où la fissure a le plus propagé. Ainsi, on observe la forme de la surface fissurée pour le scan 7 avec une légère déviation qui apparaît proche du front dans la partie de l'éprouvette où il n'y a plus de chevron.



**FIGURE 4 :** Résidus de corrélation (en niveau de gris) résultant du calcul de CIV pour les scans 3 et 7

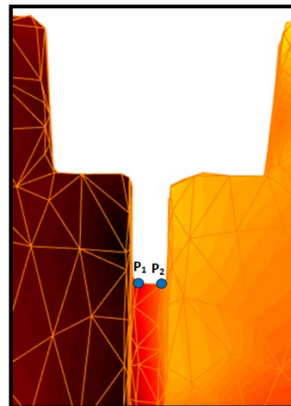
Les champs de déplacement dans la direction  $x$ , c'est-à-dire pour l'ouverture de la fissure en mode I, peuvent être observés en **FIGURE 5** pour les scans 1, 3, 5 et 7. On observe un fort gradient en déplacement entre les deux parties de l'éprouvette. Ces déplacements ont cependant une amplitude très faible (de l'ordre de  $\pm 1$  voxel, c'est-à-dire  $\pm 150 \mu\text{m}$ ), ce qui montre la fragilité du matériau étudié. Malgré cela, l'EEC a pu être réalisé sans encombre avec une propagation de fissure stable. Les incertitudes de mesure étant de l'ordre de  $10\mu\text{m}$ , les quantifications obtenues par CIV sont significatives.





**FIGURE 5 : Champs de déplacement dans la direction x (exprimé en voxel) obtenus par CIV pour les scans 1, 3, 5 et 7**

A partir de ces résultats, on peut estimer l'ouverture de fissure au niveau de la zone d'amorçage. On extrait les sauts de déplacements au niveau de la pointe du chevron (points  $P_1$  et  $P_2$ , FIGURE 6) afin d'obtenir l'ouverture de fissure en modes I, II et III.



**FIGURE 6 : Points d'extraction des déplacements pour la mesure des sauts de déplacement**

Le TABLEAU 1 montre ces ouvertures de fissures pour tous les scans analysés. On observe une claire augmentation de la composante en mode I tout le long du chargement jusqu'à un effet de refermeture partielle à la décharge (de  $71 \mu\text{m}$  à  $53 \mu\text{m}$ ). On remarque également une ouverture en mode II (allant jusqu'à  $39 \mu\text{m}$ ) de l'ordre de la moitié de celle en mode I. Ces niveaux sont non négligeables si on les compare aux incertitudes de mesure ( $14 \mu\text{m}$ ). En revanche, on ne note pas d'effet similaire pour le mode III dont les sauts de déplacement restent inférieurs aux incertitudes de mesure. De par la faiblesse des efforts appliqués, des effets de frottement entre les pièces du montage (FIGURE 2) et de petits désalignements ont pu générer cette mixité modale.

Ouverture de fissure	Scan 1	Scan 2	Scan 3	Scan 4	Scan 5	Scan 6	Scan 7	Scan 8
<b>Mode I</b>	0,02 vx 3 $\mu\text{m}$	0,11 vx 17 $\mu\text{m}$	0,17 vx 26 $\mu\text{m}$	0,24 vx 37 $\mu\text{m}$	0,30 vx 46 $\mu\text{m}$	0,40 vx 62 $\mu\text{m}$	0,46 vx 71 $\mu\text{m}$	0,34 vx 53 $\mu\text{m}$
<b>Mode II</b>	0.01 vx 2. $\mu\text{m}$	0.03 vx 5 $\mu\text{m}$	0.12 vx 18 $\mu\text{m}$	0.16 vx 23 $\mu\text{m}$	0.19 vx 28 $\mu\text{m}$	0.23 vx 35 $\mu\text{m}$	0.26 vx 39 $\mu\text{m}$	0.19 vx 29 $\mu\text{m}$
<b>Mode III</b>	0.01 vx 0.7 $\mu\text{m}$	0.01 vx 1.5 $\mu\text{m}$	0.047 vx 7 $\mu\text{m}$	0.02 vx 3 $\mu\text{m}$	0.03 vx 5 $\mu\text{m}$	0.07 vx 10 $\mu\text{m}$	0.04 vx 6 $\mu\text{m}$	-0.04 vx -5 $\mu\text{m}$

**TABLEAU 1 : Ouverture de fissure en modes I, II et III en fonction du pas de chargement**

### III. Conclusion

La formulation de mortier choisie offre de bonnes propriétés de contraste pour la tomographie aux rayons X mais conduit à un matériau très fragile. Une fissuration fine a cependant pu être quantifiée grâce à un essai *in situ* d'enfoncement de coin. La corrélation d'images volumiques avec régularisation mécanique a permis de mesurer les champs de déplacement 3D qui ont des amplitudes maximales d'un voxel (150  $\mu\text{m}$ ) avec une incertitude inférieure au dixième de voxel (10  $\mu\text{m}$ ). Les résidus de corrélation permettent de localiser la fissure principale. Celle-ci a une ouverture en mode I, qui est prédominant, de quelques dizaines de micromètres. On a également pu observer que les éventuels mésalignements et le frottement entre pièces du montage ont engendré une ouverture en mode II. Par contre, l'ouverture en mode III est restée inférieure aux incertitudes de mesure.

### REMERCIEMENTS

Ce travail a été soutenu par l'Agence Nationale de la Recherche (ANR) dans le cadre du programme « Investissements d'Avenir » à travers le projet « ADI 2021 » financé par l'IDEX Paris-Saclay, ANR-11- IDEX-0003-02 et « MATMECA » (ANR-10-EQPX-37). Le soutien financier de l'Université franco-allemande à travers le Collège doctoral franco-allemand "Approches numériques et expérimentales avancées" (CDFA-DFDK 19-04) est également à noter. Enfin, ces travaux ont bénéficié de discussions scientifiques au sein de l'*International Research Training Group* sur les Techniques de Mécaniques Numérique en Grandes Dimension (IRTG 2657) financé par la Fondation Allemande pour la Recherche (DFG, subvention 433082294).

### REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- A. Bakour, M. B. Ftima, A. Chérueil (2022), Combination of acoustic emission and digital image correlation monitoring for wedge splitting tests on large concrete specimens. *Construction and Building Materials* 322: 126496
- E. Brühwiler and F. H. Wittmann (1990), The wedge splitting test, a new method of performing stable fracture mechanics tests. *Engineering fracture mechanics* 35.1-3: 117-125

- F. Hild and S. Roux (2012), Digital Image Correlation dans *Optical Methods for Solid Mechanics. A full-field approach*: 183-228
- A. Mendoza, J. Neggers, F. Hild, S. Roux (2019), Complete Mechanical Regularization Applied to Digital Image and Volume Correlation. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 355: 27-43
- S. Roux, F. Hild, P. Viot, D. Bernard (2008) Three-dimensional image correlation from X-ray computed tomography of solid foam. *Composites Part A: Applied science and manufacturing* 39.8: 1253-1265
- J. Suchorzewski, M. Prieto, U. Mueller (2020), An experimental study of self-sensing concrete enhanced with multi-wall carbon nanotubes in wedge splitting test and DIC. *Construction and Building Materials* 262: 120871
- Ł. Skarżyński, J. Suchorzewski (2018), Mechanical and fracture properties of concrete reinforced with recycled and industrial steel fibers using Digital Image Correlation technique and X-ray micro computed tomography. *Construction and Building Materials* 183: 283-299
- M. Sutton (2013). Computer Vision-Based, Noncontacting Deformation Measurements in Mechanics: A Generational Transformation. *Applied Mechanics Reviews* 65.5
- M. Malbois (2019). Analyse multi-échelle des déformations différées dans les matériaux cimentaires sous dessiccation ou réaction sulfatique interne. Thèse de Doctorat, *Université Paris-Saclay*
- M. Neuner, S. Smaniotto, G. Hofstetter (2022), A modified wedge splitting test for susceptible quasi-brittle materials. *Construction and Building Materials* 326: 126733
- R. Vargas, J. Neggers, R. Canto, J. Rodrigues, F. Hild (2016) Analysis of wedge splitting test on refractory castable via integrated DIC. *Journal of the European Ceramic Society* 36.16: 4309-4317
- R. Vargas, J. Neggers, R. Canto, J. Rodrigues, F. Hild (2018) Comparison of two full-field identification methods for the wedge splitting test on a refractory. *Journal of the European Ceramic Society* 38.16: 5569-5579
- R. Vargas, J. Neggers, R. Canto, J. Rodrigues, F. Hild (2019) Analysis of a castable refractory using the wedge splitting test and cohesive zone model. *Journal of the European Ceramic Society* 39.13: 3903-3914
- R. Vargas, R.B. Canto, B. Smaniotto, F. Hild, Calibration of cohesive parameters for a castable refractory using 4D tomographic data and realistic crack path from in-situ wedge splitting test. *Journal of the European Ceramic Society* 43.2: 676-691



# Régularisation en compression d'un modèle de Mazars modifié

Martin DEBUISNE<sup>1</sup>, Luc DAVENNE<sup>1</sup>, Ludovic JASON<sup>2</sup>

*1 Laboratoire Energétique Mécanique Electromagnétisme (LEME), UPL, Univ Paris Nanterre, F92410 Ville d'Avray, France*

*2 CEA, Service d'Études Mécaniques et Thermiques, Université Paris-Saclay, Gif-sur-Yvette 91191, France*

**RESUME** Dans le cadre de la simulation du comportement mécanique des grandes structures en béton armé par éléments finis, la régularisation des paramètres de traction du modèle de comportement par la méthode de Hillerborg est aujourd'hui utilisée dans de nombreuses applications pour son caractère économique. Des limites peuvent néanmoins être constatées sur des structures dont le fonctionnement est principalement gouverné par l'écrasement du béton en compression. La définition d'une énergie de fissuration en compression est encore largement discutée dans la communauté scientifique, mais l'absence de régularisation en compression peut conduire à une forte dépendance de la réponse au maillage et à la perte d'objectivité. Cette contribution présente une nouvelle loi de comportement sur la base d'un critère de Mazars, intégrant à la fois une régularisation en traction et en compression, en modifiant la loi d'évolution de l'endommagement en compression. Son application sur des cas-tests représentatifs montre l'intérêt d'introduire une régularisation en compression pour réduire la dépendance de la solution numérique au maillage.

**Mots-clefs** Mazars, Endommagement, Régularisation, Compression, Éléments finis

## I. INTRODUCTION

La dépendance au maillage est un thème récurrent en mécanique de l'endommagement. La perte d'objectivité se manifeste par une fragilité d'autant plus importante que le maillage est raffiné. Cet effet est dû à la localisation de l'endommagement, aboutissant dans les cas extrêmes à la simulation d'une rupture sans dissipation d'énergie. Parmi les méthodes de régularisation proposées dans la littérature, les modèles non-locaux intégraux (Pijaudier-Cabot, et al., 1991) ou à gradients (Rodríguez-Ferran, et al., 2011) sont relativement coûteux en calculs. Une solution plus économique et simple à implémenter a été proposée dans (Hillerborg, et al., 1976), et consiste en une dépendance des paramètres matériau à la taille caractéristique des éléments en fonction d'une énergie de fissuration mesurée expérimentalement. Le modèle de Mazars implémenté dans CAST3M permet d'appliquer cette solution en traction, car l'hypothèse est faite que la fissuration en traction est prépondérante par rapport à la fissuration en compression. Si c'est bien le cas dans les exemples les plus courants, il existe certaines situations où la rupture en compression peut également provoquer une dépendance au maillage. C'est par exemple le cas pour des poutres en béton armé, (Coleman & Spacone, 2001), des éprouvettes en compression (Desayi, 1977), et des essais pushout pour la caractérisation des propriétés de connecteurs en structures mixtes (Calixte, et al., 2022).

La première partie de ce travail discute quelques références expérimentales sur l'énergie de fissuration en compression. La deuxième partie présente le modèle de (Mazars, 1986) et ses modifications classiquement adoptées. Une troisième partie commente les modifications proposées par (Arruda, et al., 2022) pour la régularisation en compression. Les deux dernières parties illustrent la dépendance au maillage et l'intérêt de la régularisation au travers de deux cas d'étude : une éprouvette entaillée en compression (Desayi, 1977) et une poutre en flexion 3 points (Péra, 1973).

## II. REGULARISATION EN COMPRESSION D'UN MODELE DE MAZARS MODIFIE

### A. Energie de fissuration en compression

La définition de l'énergie de fissuration du béton en compression est largement discutée au sein de la communauté scientifique depuis les années 1970 (Kent & Park, 1971), (Nakamura & Higai, 2001), (Alfarah, et al., 2017). Sa mesure est complexe, car il faut s'assurer que le montage ne quantifie que l'énergie absorbée par la propagation des fissures. Des biais expérimentaux tels que la friction entre les surfaces des fissures ou une rupture des éprouvettes selon un mode différent peuvent ainsi modifier les résultats. De plus, plusieurs auteurs, par exemple (Lertsrisakulrat, et al., 2001), excluent la fin de la rupture en compression (partie où la contrainte retombe à 0) du calcul de l'énergie de fissuration, car ils considèrent que le mode de rupture y est mixte. Dans ce travail, l'énergie de fissuration est définie par l'intégrale du comportement contrainte-déformation en chargement uniaxial multipliée par la longueur caractéristique des éléments  $L_c$  (équation (1)).

$$G_f = L_c \int_0^{+\infty} \sigma \cdot \varepsilon \, d\varepsilon \quad [\text{N/m}] \quad (1)$$

En se fondant sur les travaux expérimentaux, des lois empiriques ont été proposées pour identifier l'énergie de fissuration en compression  $G_{fc}$  à partir des caractéristiques du matériau. L'équation (2) propose des exemples de lois empiriques, où  $f_c$  est la résistance en compression,  $f_t$  la résistance en traction et  $G_{ft}$  l'énergie de fissuration en traction.

$$\begin{aligned} G_{fc} &= 8,8\sqrt{f_c}, \text{ (Nakamura \& Higai, 2001)} & G_{fc} &= 250G_{ft}, \text{ (Alfarah, et al., 2017)} \\ \frac{G_{fc}}{L_c} &= 8,6(f_c)^{1/4}, \text{ (Lertsrisakulrat, et al., 2001)} & G_{fc} &= \left(\frac{f_c}{f_t}\right)^2 G_{ft}, \text{ (Oliver, 1989)} \end{aligned} \quad (2)$$

### B. Présentation du modèle de Mazars classiquement modifié en traction

Le modèle de Mazars (Mazars, 1986) a été développé pour la simulation des matériaux adoucissants comme le béton. Le tenseur de contraintes  $\underline{\underline{\sigma}}$  est lié au tenseur de déformations  $\underline{\underline{\varepsilon}}$  en dégradant le tenseur élastique d'ordre 4  $\underline{\underline{E}}$  par une variable d'endommagement isotrope  $d$  (équation (3)). Le calcul de  $d$  (variant de 0 pour le matériau sain à 1 pour une dégradation complète) repose sur la déformation équivalente exprimée en fonction des déformations principales  $\varepsilon_{I,II,III}$  (équation (4)).

$$\underline{\underline{\sigma}} = (1 - d)\underline{\underline{E}}\underline{\underline{\varepsilon}} \quad (3)$$

$$\varepsilon_{\text{eq}} = \sqrt{\langle \varepsilon_I \rangle_+^2 + \langle \varepsilon_{II} \rangle_+^2 + \langle \varepsilon_{III} \rangle_+^2} \quad ; \quad \langle x \rangle_+ = \begin{cases} x & \text{si } x > 0 \\ 0 & \text{sinon} \end{cases} \quad (4)$$

Pour décrire le comportement asymétrique en traction et en compression, deux lois d'endommagement en traction et en compression sont écrites en équation (5). Dans CAST3M, la loi

d'endommagement en traction d'origine est modifiée (voir Figure 1 à gauche) pour correspondre aux travaux de (Feenstra & De Borst, 1996), ce qui permet la régularisation énergétique en traction en fonction de l'énergie de fissuration en traction  $G_{ft}$ , de la contrainte maximale en traction  $f_t$ , du module de Young  $E$  et de la taille caractéristique des éléments  $L_c$ . Le paramètre  $\varepsilon_{d0}$  est le seuil d'endommagement initial (égal à  $f_t/E$ ), le paramètre  $B_t$  est calculé pour obtenir l'énergie de fissuration en traction (équation (1)), et les paramètres  $A_c$  et  $B_c$  s'identifient à partir de la courbe expérimentale en compression. Au cours de l'histoire du chargement, la variable interne  $d$  est astreinte à ne pas diminuer, ainsi les décharges élastiques se font avec la matrice sécante.

L'endommagement total est la combinaison des endommagements de traction  $d_t$  et de compression  $d_c$  en équation (6). Les paramètres  $\alpha_{t/c}$  décrivent la mixité du chargement (présence de traction, de compression ou de cisaillement) et permettent l'amélioration du comportement en cisaillement lorsque  $\beta > 1$  (Pijaudier-Cabot, et al., 1991).

$$\forall \varepsilon_{\acute{e}q} > \varepsilon_{d0}, \begin{cases} d_t = 1 - \frac{\varepsilon_{d0}}{\varepsilon_{\acute{e}q}} \exp(-B_t(\varepsilon_{\acute{e}q} - \varepsilon_{d0})) & ; \quad B_t = \frac{f_t L_c}{G_{ft}} \quad \text{et} \quad \varepsilon_{d0} = \frac{f_t}{E} \\ d_c = 1 - \frac{(1 - A_c)\varepsilon_{d0}}{\varepsilon_{\acute{e}q}} - A_c \exp(-B_c(\varepsilon_{\acute{e}q} - \varepsilon_{d0})) \end{cases} \quad (5)$$

$$d = \alpha_t^\beta d_t + \alpha_c^\beta d_c \quad (6)$$

Pour se rapprocher des essais tels que ceux de (Kupfer, et al., 1969) montrant une augmentation de résistance en bi-compression, on introduit le facteur de réduction  $\gamma$  calculé avec les contraintes principales de compression  $\sigma_{c,I/II/III}$  (équation (7)). Il retarde l'endommagement en réduisant la déformation équivalente en état de compression multiaxiale (Davenne, et al., 1989).

$$\gamma = -\frac{\sqrt{\sum_{l=1}^3 \sigma_{c,l}^2}}{\sum_{l=1}^3 \sigma_{c,l}} \leq 1 \quad ; \quad \varepsilon_{\acute{e}q,new} = \gamma \times \sqrt{\sum_{l=1}^3 \langle \varepsilon_l \rangle_+^2} \quad (7)$$

Le modèle de Mazars tel qu'écrit en équation (5) est délicat à régulariser en compression, car il est requis que la contrainte maximale de compression soit égale à  $f_c$ , et que l'énergie de fissuration soit égale à  $G_{fc}$ . Cela mène à un système non linéaire de deux équations à deux inconnues ( $A_c$  et  $B_c$ ) dépendant de la taille caractéristique des éléments  $L_c$ . On peut montrer que les solutions  $A_c$  et  $B_c$  tendent vers 0 pour les éléments très petits dont  $L_c$  approche 0, ce qui provoque une forte contrainte « résiduelle » pour des valeurs de déformation élevées, la modification du comportement contrainte-déformation pré-pic, et un pic de contrainte qui arrive tard.

*C. Modifications apportées au modèle de Mazars pour la régularisation en compression*

Les problématiques précédentes amènent à proposer de modifier la loi d'évolution de l'endommagement en compression (équation (9)). Cette loi s'appuie sur (Arruda, et al., 2022) en l'adaptant au modèle initial de Mazars. L'équation (9) introduit les paramètres de l'équation (8) :

$$\varepsilon_{c,\acute{e}q} = \frac{\varepsilon_{\acute{e}q}}{\sqrt{2\nu}} \quad ; \quad k_1 = \frac{f_c}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{c2}} \quad ; \quad k = \frac{1,05E\varepsilon_{c1}}{f_c} \quad ; \quad \varepsilon_{cu} = \frac{2G_{fc}}{L_c f_c} - (\varepsilon_{c2} - \varepsilon_{c1}) \quad (8)$$

$$\bar{\varepsilon}_c = \varepsilon_{c,\acute{e}q} / \varepsilon_{c1} \quad ; \quad k_2 = f_c + k_1 \varepsilon_{c2}$$

Les caractéristiques matériau nécessaires pour le calcul de ce modèle sont : le module de Young  $E$ , le module de Poisson  $\nu$ , la résistance en compression  $f_c$ , les paramètres de déformation

$\varepsilon_{c1}$  et  $\varepsilon_{c2}$ , l'énergie de fissuration en compression  $G_{fc}$  et la longueur caractéristique de l'élément  $L_c$ . La nouvelle loi d'endommagement se décompose en trois parties : la première correspond au modèle non linéaire du Model Code 2010 (fib, 2012), la deuxième impose un plateau de contrainte de valeur  $f_c$  entre  $\varepsilon_{c1}$  et  $\varepsilon_{c2}$ , et la troisième est une descente droite jusqu'à une contrainte nulle en  $\varepsilon_{cu}$ . Les relations contrainte-déformation en traction et en compression uniaxiales sont représentées en Figure 1. Les valeurs données ici à  $\varepsilon_{c1}$  et  $\varepsilon_{c2}$  sont arbitraires pour permettre de mieux distinguer les trois parties du comportement, elles peuvent être confondues si l'on ne veut pas de plateau.

$$d_c = \begin{cases} 1 - \frac{(k\bar{\varepsilon}_c - \bar{\varepsilon}_c^2)}{1 + (k-2)\bar{\varepsilon}_c} \frac{f_c}{E\varepsilon_{c,\acute{e}q}}, & \text{si } \varepsilon_{c,\acute{e}q} \leq \varepsilon_{c1} \\ 1 - \frac{f_c}{E\varepsilon_{c,\acute{e}q}}, & \text{si } \varepsilon_{c1} < \varepsilon_{c,\acute{e}q} \leq \varepsilon_{c2} \\ 1 + \frac{k_1}{E} - \frac{k_2}{E\varepsilon_{c,\acute{e}q}}, & \text{si } \varepsilon_{c2} < \varepsilon_{c,\acute{e}q} \leq \varepsilon_{cu} \end{cases} \quad (9)$$

Le seuil de non-linéarité en équation (5) est absent du modèle en compression de l'équation (9). On peut montrer que la rigidité initiale est égale à  $1,05E$ . Le Model Code 2010 (fib, 2012) considère que le module de Young est mesuré par la pente de la droite entre l'origine  $O$  et le point à  $40\% \cdot f_c$  (ici, 14 MPa), en faisant l'hypothèse que le matériau n'y est plus linéaire. D'un point de vue numérique, une pente supérieure à  $E$  (courbe bleue à droite de la Figure 1) se traduirait par un endommagement négatif (courbe rouge, même figure), mais on peut introduire une sécurité en bornant l'endommagement entre 0 et 1 (courbe rouge en pointillés). Cela produit une petite zone élastique. La Figure 1 a été tracée avec  $f_c = 35$  MPa,  $E = 35$  GPa,  $\nu = 0,2$ ,  $\varepsilon_{c1} = 2,0 \cdot 10^{-3}$ ,  $\varepsilon_{c2} = 5,0 \cdot 10^{-3}$  et  $\varepsilon_{cu} = 9,0 \cdot 10^{-3}$ , ce qui correspond à une énergie de fissuration en compression  $G_{fc} = 17,5$  kN/m. L'énergie de fissuration en traction est  $G_{ft} = 150$  N/m, et  $f_t = 3,0$  MPa.

Pour valider l'implémentation du modèle sur un cas initial très simple, une étude paramétrique est réalisée par rapport à la taille d'un cube maillé avec un élément en compression ( $L_c$  est égale au côté du cube). La régularisation est adéquate lorsque l'énergie dissipée par l'élément ne dépend plus de  $L_c$ . Cela se traduit par un comportement post-pic identique en contrainte-déplacement. C'est le cas sur le graphe de droite en Figure 2 (les courbes y sont décalées pour qu'elle se superposent au pic). Les différences entre les redescentes proviennent du plateau dû au choix  $\varepsilon_{c1} = 2,0 \cdot 10^{-3}$  différent de  $\varepsilon_{c2} = 2,3 \cdot 10^{-3}$ . De plus, le comportement contrainte-déformation pré-pic (gauche de la Figure 2) n'est plus affecté par la régularisation car celle-ci n'agit que sur l'adoucissement post-pic, ce qui permet de lever des difficultés qui apparaissent lors de la simulation de structures plus compliquées.

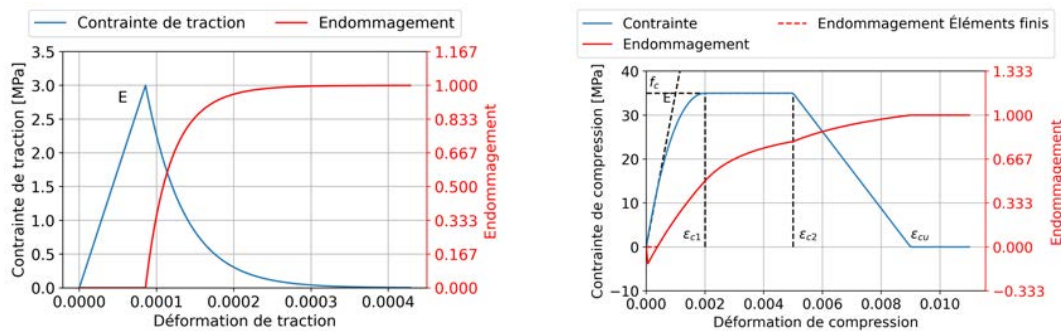
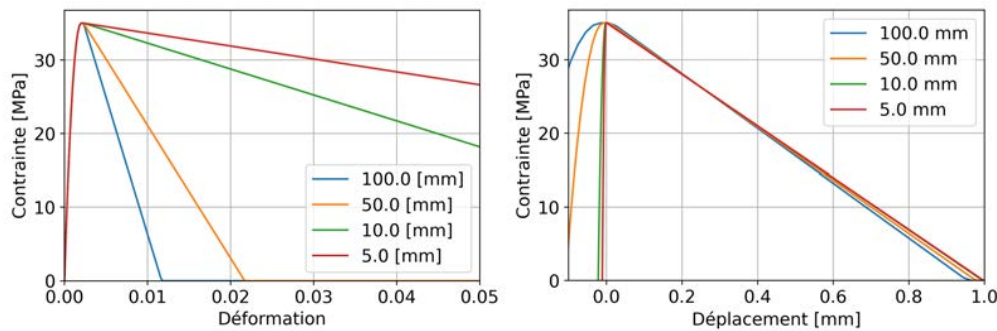


Figure 1 : Courbes contraintes-déformation en traction et compression uniaxiales



**Figure 2 :** comportements élémentaires de compression uniaxiale en contrainte-déformation et contrainte-déplacement pour plusieurs longueurs caractéristiques

#### D. Résultats sur éprouvette entaillée

La première étude porte sur les éprouvettes entaillées présentées par (Desayi, 1977). Les échantillons sont des parallélépipèdes rectangles à base carrée, faisant 30,48 cm (12 pouces) de haut, et 15,24 cm (6 pouces) de large. Une entaille traversante de longueur et d'angle variables est réalisée au milieu d'une des faces latérales de l'éprouvette à l'aide d'une plaque d'acier épaisse de 6,4 mm (0,25 pouces) plongée dans le béton lors de la prise. Les éprouvettes ont été fabriquées en deux fois trois groupes de 6 éprouvettes, pour varier le matériau (béton ordinaire et mortier) ainsi que l'angle de l'entaille (30°, 45° et 60°). Au sein d'un même groupe, deux éprouvettes sont destinées à mesurer la résistance en compression, et les quatre restantes ont une longueur d'entaille de 1,3 cm (~0,5 pouces), 2,5 cm (~1 pouce), 3,8 cm (~1,5 pouces) et 5,1 cm (~2 pouces). Selon le numéro du groupe, la résistance en compression varie entre 24,6 MPa et 28,1 MPa. Le chargement est une compression uniaxiale selon la hauteur des éprouvettes.

En complément de (Arruda, et al., 2022), une étude de dépendance au maillage est ici proposée avec le nouveau modèle. Quatre exemples des maillages 2D (grossiers et moyennement raffinés) utilisés sont disponibles en Figure 3. Les éléments utilisés sont des triangles à 3 nœuds. Les déplacements de la ligne inférieure sont bloqués dans le sens vertical pour modéliser l'appui, et le chargement est représenté par un déplacement imposé sur la ligne supérieure. Enfin, une condition supplémentaire sur le déplacement est nécessaire pour assurer la stabilité de l'éprouvette dans le sens horizontal. Les cas traités ici sont ceux pour lesquels les données expérimentales sont disponibles : les éprouvettes entaillées à 60° pour les courbes effort-déplacement et entaillées à 45° pour les faciès d'endommagement.

(Desayi, 1977) ne tracent que les courbes force-déformation du groupe PD4. Celui-ci correspond aux échantillons entaillés à 60°, en béton de résistance en compression moyenne 23,5 MPa. La déformation est mesurée sur le côté non entaillé par une jauge Demec de 20,3 cm (8 pouces). Le module de Young, la résistance en traction et l'énergie de fissuration en traction sont identifiés avec l'Eurocode 2 (CEN, 2005) en fonction de la résistance en compression. L'énergie de fissuration en compression est identifiée avec la relation empirique de l'équation (2), (Nakamura & Higai, 2001). Le coefficient de Poisson est choisi forfaitairement à 0,2. Des calculs régularisés et non régularisés sont présentés pour constater l'intérêt de la régularisation énergétique en compression. Le paramètre  $\varepsilon_{cu}$  des simulations non régularisées est fixé à  $\varepsilon_{cu} = 1,2 \cdot 10^{-3}$ .

La Figure 4 compare l'effort vertical appliqué sur l'éprouvette en fonction du déplacement, pour cinq raffinements de maillage, et une longueur d'entaille de 1,5 pouces. On observe initialement une bonne adéquation des courbes numériques avec la courbe expérimentale, jusqu'à ce que la dépendance au maillage des simulations non régularisées en compression provoque la rupture de l'éprouvette de plus en plus tôt dans le chargement à mesure qu'on affine le maillage. Les simulations régularisées se sont affranchies de la dépendance forte au maillage, mais elles font preuve d'un comportement presque élasto-plastique plus tard dans le chargement, alors qu'une rupture fragile est attendue. (Desayi, 1977) ne font pas mention du comportement après la dernière mesure, car celui-ci n'a pas été mesuré jusqu'à la rupture, donc l'interprétation des résultats du plateau doit être faite avec prudence, ne sachant pas pour quel déplacement les éprouvettes arrivent à rupture.

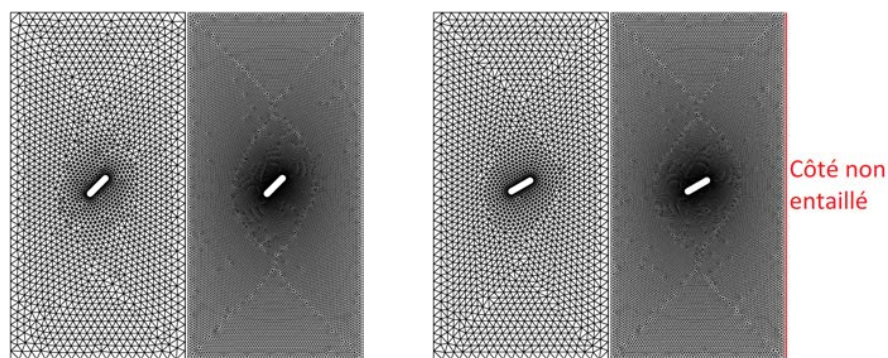


Figure 3 : maillages grossiers et fins de l'éprouvette entaillée à 45° (groupe de gauche) et 60° (à droite)

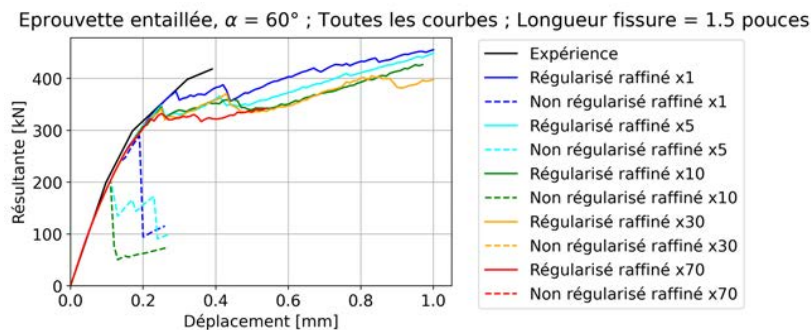


Figure 4 : efforts verticaux numériques et expérimental en fonction du déplacement imposé

Les cartes d'endommagement comparées aux résultats expérimentaux de (Desayi, 1977) sont disponibles en Figure 5 et Figure 6. Les résultats expérimentaux correspondent au groupe PD5 (éprouvettes en béton avec une fissure à 45°). A cause de la rupture à dissipation nulle, la fin de calcul des simulations non régularisées arrive d'autant plus prématurément que le maillage est raffiné (voir Figure 4), ce qui empêche d'obtenir les résultats au même instant pour toutes les simulations. Pour cette raison, les faciès d'endommagement des simulations non régularisées sont présentés au dernier instant convergé. Sur le groupe de gauche, on met en évidence la non-objectivité des résultats due au changement de mode de rupture. Pour les maillages les plus grossiers, la rupture est associée à des fissures verticales, ce qui est le mode de rupture attendu. Pour le maillage x10, les fissures deviennent horizontales, contrairement aux observations

expérimentales. Les maillages les plus fins induisent la perte de convergence avant même la propagation des fissures. Pour tous les raffinements de maillage des simulations régularisées, les résultats sont en accord avec le faciès expérimental (voir Figure 6). Bien que la dépendance au maillage des chemins de fissure ne soit pas entièrement résolue (ceux-ci sont plus ou moins recourbés), on peut constater une nette amélioration pour ce cas-test.

On remarque que le champ de paramètre  $\varepsilon_{cu}$  montre des déformations ultimes très fortes (de l'ordre de 1-20 m/m selon le raffinement des éléments). Une déformation supérieure à 1 en compression se traduit par un élément fini qui se retourne dans la configuration déformée. Si le solveur EF fait l'hypothèse des petites déformations, il calcule les matrices de rigidité dans la configuration non déformée (mais peut tenir compte de l'endommagement). Des déformations de l'ordre de la déformation ultime précédente n'introduisent donc pas de difficulté pour le solveur, à condition que celui-ci connaisse la relation contrainte-déformation jusqu'à de telles déformations. Cependant, de telles déformations ne sont tolérables que pour de petits éléments, et localement.

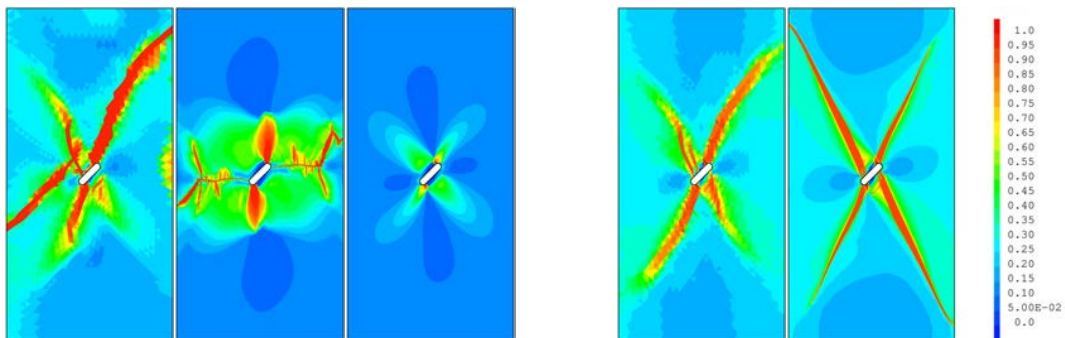


Figure 5 : Endommagement obtenu avec le modèle non régularisé (groupe de gauche ; maillages x1, x10, et x70 ; en fin de calcul) et régularisé (groupe de droite ; maillages x1 et x70 ; vers (0,3 mm, 400 kN))

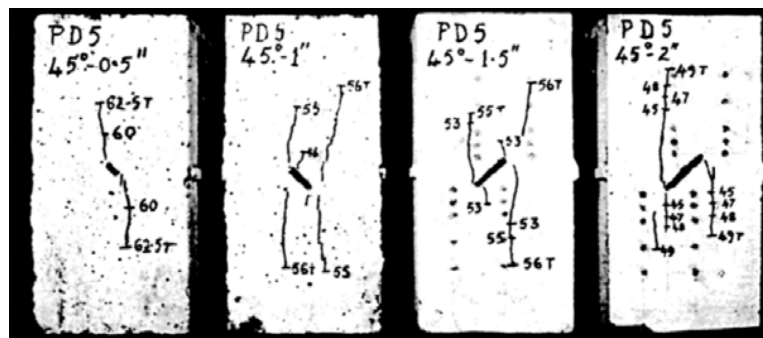


Figure 6 : profil de fissuration expérimental adapté de (Desayi, 1977)

Dans l'étendue du chargement, on n'observe pas de localisation suffisante de l'endommagement pour mener à une rupture globale (descente significative de l'effort). Cette absence de rupture n'est pas commentée dans (Arruda, et al., 2022). Les auteurs présentent une courbe qui suggère une amorce de rupture, mais ils ne semblent pas avoir poussé le chargement plus loin pour tenter de l'obtenir. Tant que le chargement est modéré (déplacement < 0.3 mm), la bande endommagée reste fine, mais elle s'élargit par la suite. On peut mettre en cause le comportement trop peu adoucissant lors de la descente, en particulier dans les éléments les plus fins, ainsi que l'amélioration en cisaillement (car les bandes endommagées ne sont pas verticales)

qui peut continuer à transmettre des contraintes malgré la présence de fissures. De plus, contrairement à la fissuration en traction, la propagation des fissures se fait dans le même sens que la contrainte de compression. Les éléments de part et d'autre de la fissure sont donc pas autant déchargés que dans le cas d'une fissure en traction, et continuent à transmettre les contraintes. En outre, dans le cas réel, il est probable que la rupture survienne lorsque les bielles de béton comprimé, séparées par les fissures verticales, se mettent à flamber. Les hypothèses du problème tel que posé ici ne peuvent pas permettre de modéliser ces phénomènes. Il peut donc être préférable d'utiliser la régularisation en compression avec des cas-tests qui « forcent » la localisation dans une zone limitée. Malgré ces limites, la diminution de la dépendance au maillage apportée par la régularisation en compression est bien réelle et est une amélioration non négligeable.

#### E. Poutre en flexion 3 points

Le second cas-test de validation vise à reproduire les résultats expérimentaux de (Péra, 1973) sur des poutres en flexion 3 points. La poutre étudiée est longue de 5 m, haute de 500 mm, et large de 200 mm. Les armatures longitudinales consistent en deux barres inférieures HA32 placées à 44 mm de hauteur et deux barres supérieures HA8 à une hauteur de 468 mm. Les armatures d'effort tranchant sont composées de cadres HA8 espacés de 100 mm. Le béton est ordinaire, ses paramètres sont rassemblés dans le TABLEAU 1.

A nouveau, il est proposé de faire une comparaison entre des simulations régularisées (RC) et non régularisées en compression (NRC). Les simulations NRC utilisent le modèle de Mazars modifié en traction de CAST3M (Feenstra & De Borst, 1996) et les simulations RC utilisent le modèle développé ici. Trois maillages à éléments quadratiques sont étudiés : un grossier, un fin (x1,5 dans chaque direction) et un extra-fin (x2). La Figure 8 permet d'apercevoir les maillages grossier et extra-fin au travers des profils d'endommagement. Le maillage représente un quart de poutre, avec deux symétries suivant la longueur et l'épaisseur. Un déplacement est imposé au travers d'une plaque de répartition de la charge sur la gauche du quart de poutre (voir Figure 8).

**TABLEAU 1 : paramètres matériau de la poutre béton armé (Péra, 1973)**

Béton	Module de Young $E$	Coefficient de Poisson $\nu$	Contrainte maximale en traction $f_t$	Contrainte maximale en compression $f_c$	Energie de fissuration en traction $G_{ft}$	Energie de fissuration en compression $G_{fc}$
		37,27 GPa	0,2	3,9 MPa	38,3 MPa	110 J/m <sup>2</sup>
Acier	Module de Young	Coefficient de Poisson	Limite élastique	Module d'écrouissage	X	X
	200 GPa	0,33	400 MPa	3,28 GPa	X	X

La Figure 7 présente l'effort appliqué sur la poutre entière pour les trois maillages. Régularisée ou non, la réponse simulée est plus rigide que celle du montage expérimental. Cela peut être dû à un écrasement local du béton sur les appuis pendant les essais. De même que pour l'éprouvette entaillée, les poutres NRC mettent en évidence la dépendance au maillage, car la rupture fragile survient de plus en plus tôt. Les maillages x1,5 et x1 ont une rupture pour un chargement similaire parce que la fissure change de forme. A l'inverse, la dépendance au maillage disparaît lorsque les



calculs sont régularisés en compression. La Figure 8 présente les faciès d'endommagement associés aux simulations précédentes. Les NRC (colonne de gauche) montrent une rupture en compression au niveau de la zone d'application de l'effort, mais la fissure se déplace lorsque le maillage est raffiné. A nouveau, la forme de l'endommagement des calculs RC reste similaire malgré le raffinement du maillage. On constate que le nombre de fissures en traction évolue quand le maillage est raffiné, ce qui reste cohérent car il n'est pas garanti que les fissures suivent le même chemin. Pour cette structure, c'est moins le cas en compression car la zone comprimée est plus restreinte.

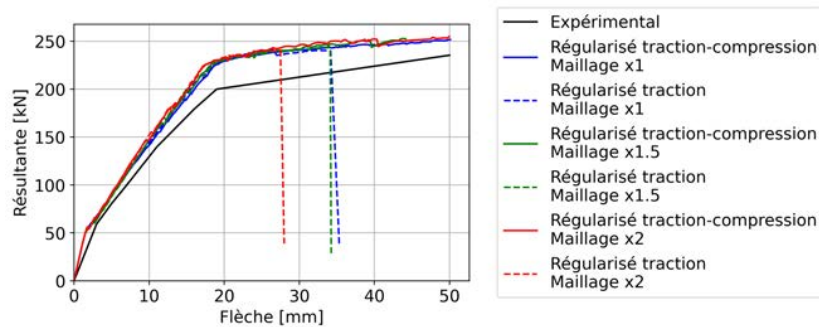


Figure 7 : Comparaison des comportements force-déplacement (vérin) des simulations RC et NRC

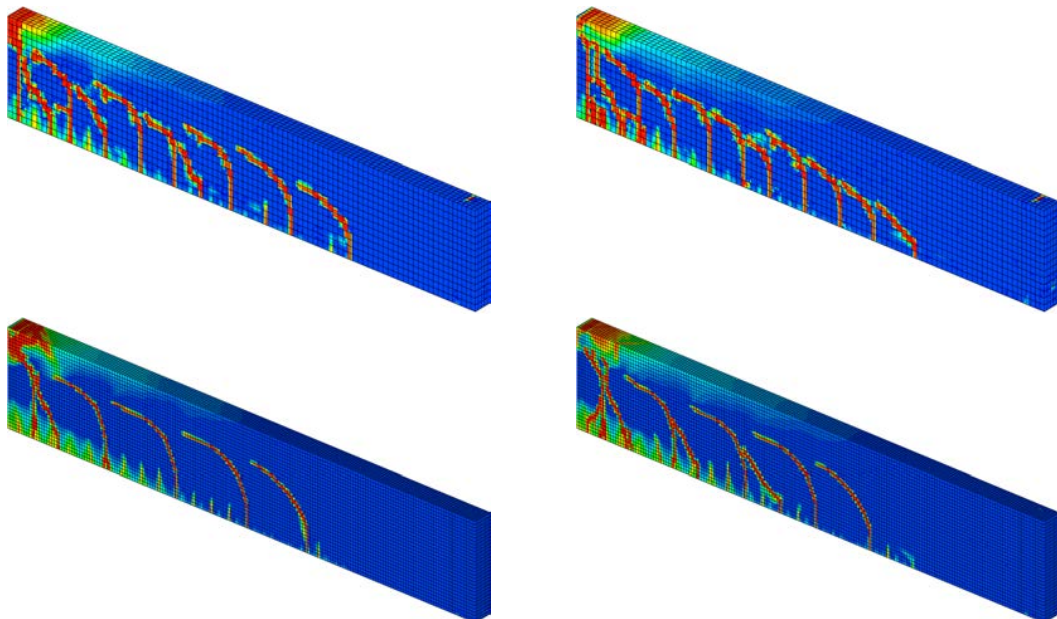


Figure 8 : Profils d'endommagement en fin de calcul pour le modèle non régularisé en compression (colonne de gauche) et le modèle régularisé en compression (colonne de droite)

### III. CONCLUSION

Après une revue des auteurs ayant concouru à mettre en évidence l'existence d'une énergie de fissuration en compression, cette contribution a poursuivi le développement d'un nouveau modèle fondé sur le critère de Mazars, en modifiant la loi de compression pour permettre la régularisation énergétique en compression. Les résultats obtenus avec le nouveau modèle présentent une dépendance au maillage plus faible comparativement à la seule régularisation en traction. En outre,

la dépendance au maillage de la réponse structurelle (*i.e.* les efforts appliqués) est corrigée, mais une dépendance du profil de fissuration au maillage subsiste, bien que celle-ci soit réduite.

## REFERENCES

- Alfarah, B., López-Almansa, F. & Oller, S., 2017. New methodology for calculating damage variables evolution in Plastic Damage Model for RC structures. *Engineering Structures*, 132(1), pp. 70-86.
- Arruda, M., Pacheco, J., Castro, L. M. & Julio, E., 2022. A modified Mazars damage model with energy regularization. *Engineering Fracture mechanics*, 259( ), p. .
- Calixte, R., Jason, L. & Davenne, L., 2022. Partial to full composite action in steel–concrete sandwich beams: development of a modeling strategy and comparison to standards. *International Journal of Civil Engineering and Technology*, Volume 20, p. 1327–1342.
- CEN, 2005. *Eurocode 2 - Calcul des structures en béton, Partie 1-1*. Saint-Denis La Plaine: AFNOR.
- Coleman, J. & Spacone, E., 2001. Localization issues in force-based frame elements. *Journal of structural engineering*, November, 127(11), pp. 1257-1265.
- Davenne, L., Saouridis, C. & Piau, J., 1989. Un code de calcul pour la prévision du comportement de structures endommageables en béton, en béton armé, ou en béton de fibres. *Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics*, B267(478), pp. 137-156.
- Desayi, P., 1977. Fracture of concrete in compression. *Matériaux et constructions*, 10(57), pp. 139-144.
- Feenstra, P. H. & De Borst, R., 1996. A composite plasticity model for concrete. *International Journal of Solids and Structures*, 33(5), pp. 707-730.
- fib, 2012. *Model Code 2010*. Bulletins 55, 56, 65 et 66 éd. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn.
- Hillerborg, A., Modéer, M. & Petersson, P.-E., 1976. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement and Concrete Research*, 6(6), pp. 773-781.
- Kent, D. C. & Park, R., 1971. Flexural members with confined concrete. *Journal of the structural division*, 97(ST7).
- Kupfer, H., Hilsdorf, H. K. & Rusch, H., 1969. Behavior of concrete under biaxial stresses. *Journal Proceedings*, 66(8), pp. 656-666.
- Lertsrisakulrat, T., Watanabe, K., Matsuo, M. & Niwa, J., 2001. Experimental study on parameters in localization of concrete subjected to compression. *Doboku Gakkai Ronbunshu*, 669(50), pp. 309-321.
- Mazars, J., 1986. A description of micro- and macroscale damage of concrete structures. *Engineering fracture mechanics*, 25(5-6), pp. 729-737.
- Nakamura, H. & Higai, T., 2001. Compressive fracture energy and fracture zone length of concrete. Dans: P. B. Shing & T. Tanabe, éd. *Modeling of Inelastic Behavior of Rc Structures Under Seismic Loads*. Takeda: ASCE, pp. 471-487.
- Oliver, J., 1989. A consistent characteristic length for smeared cracking models. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 28(2), pp. 461-474.
- Péra, J., 1973. *Poutres hyperstatiques en béton armé : analyse théorique et expérimentale*. Thèse: INSA Lyon.
- Pijaudier-Cabot, G., Mazars, J. & Pulikowski, J., 1991. Steel-concrete bond analysis with nonlocal continuous damage. *Journal of Structural Engineering*, 117(3), pp. 862-882.
- Rodríguez-Ferran, A., Bennett, T., Askes, H. & Tamayo-Mas, E., 2011. A general framework for softening regularisation based on gradient elasticity. *International Journal of Solids and Structures*, 48(9), pp. 1382-1394.

# Etude comparative des lois de retrait et fluage du futur Eurocode2 avec les mesures sur ouvrages – Application au cas des enceintes de centrales nucléaires

Francis Barré<sup>1</sup>, Ludovic Caba<sup>2</sup>, Jean Michel Torrenti<sup>3</sup>, Abdushalamu Aili<sup>4</sup>

<sup>1</sup> *Géodynamique et Structure*

<sup>2</sup> *EDF DIPNN DT*

<sup>3</sup> *Université Gustave Eiffel*

<sup>4</sup> *Nagoya University*

**RESUME** Les lois de retrait et fluage du futur Eurocode 2 (EC2) ont été fortement modifiées par rapport à la version en vigueur. Dans toutes les structures où la précontrainte joue un rôle important, la prédiction des pertes de tensions est essentielle pour la démonstration de leur robustesse. Après avoir présenté les nouvelles lois, une application sera faite à la prédiction des déformations différées des enceintes de centrales nucléaires d'EDF pour lesquelles un effort d'auscultation particulier a été mené et des mesures sur de nombreuses années sont disponibles. Dans un premier temps, comme cela est permis par l'EC2, les paramètres des lois seront recalés sur les mesures d'auscultation des enceintes en tenant compte d'une température plus grande que 20°C, avec les lois proposées par le code model *fib* 2010. L'application à 17 enceintes permet de définir un coefficient de sécurité à appliquer aux retrait et fluage afin d'être sûr que les déformations différées évaluées pour la conception seront conservatives. Dans un second temps, les paramètres des lois sont calés sur des résultats en laboratoire et une modélisation analytique utilisant ces paramètres est appliquée pour 5 enceintes. L'ensemble des résultats montre qu'il est possible de prédire le comportement de structures précontraintes à condition de caler les paramètres des lois pilotant les déformations différées soit sur des mesures sur ces structures soit sur des essais en laboratoire. Et, compte tenu de la variabilité des bétons, afin de garantir que les déformations différées prédites couvrent 95% des déformations d'un béton d'une résistance donnée, des coefficients de sécurité sont proposés. Ces résultats seront mis à disposition des organismes en charge de la rédaction des codes de conception de génie civil (EC2 mais aussi AFCEN RCC-CW).

**Mots-clefs** Béton, précontrainte, retrait, fluage, EC2, auscultation

## I. INTRODUCTION

Dans toutes les structures où la précontrainte joue un rôle important, la prédiction des pertes de tensions est essentielle pour la démonstration de leur robustesse. C'est le cas des enceintes de centrales nucléaires. Cette prédiction peut se faire à l'aide de lois de retrait, fluage du béton et relaxation des armatures telles que définies dans l'Eurocode 2. Le futur Eurocode 2 (EC2) qui est en

cours de finalisation (CEN, 2022) a introduit de nouvelles relations pour les lois de retrait et fluage du béton. Il a aussi confirmé la possibilité, comme c'est déjà le cas pour l'EC2 actuel dans sa partie ponts (AFNOR, 2006), de caler les paramètres des relations soit sur des mesures sur ouvrages soit sur des essais en laboratoire.

Après avoir présenté les lois de retrait et fluage du futur EC2, une application sera faite à la prédiction des déformations différées des enceintes de centrales nucléaires d'EDF (y compris la maquette Vercors) pour lesquelles un effort d'auscultation particulier a été mené et des mesures sur de nombreuses années sont disponibles. Deux stratégies seront testées. Dans un premier temps, comme cela est permis par l'EC2, les paramètres des lois seront recalés sur les mesures d'auscultation des enceintes en tenant compte d'une température plus grande que 20°C, avec les lois proposées par le code model *fib* 2010. Dans un second temps, les paramètres des lois sont calés sur des résultats en laboratoire et une modélisation analytique utilisant ces paramètres est appliquée pour 5 enceintes. Enfin, les résultats seront analysés afin de déterminer un coefficient de sécurité à appliquer aux retrait et fluage afin d'être sûr que les déformations différées évaluées pour la conception seront conservatives.

## II. RETRAIT ET FLUAGE DANS LE NOUVEL EC2

Dans les codes de calcul modernes comme le futur EC2 qui va être utilisé dans la suite, la déformation différée du béton  $\varepsilon^c$  se décompose en 4 parties :

$$\varepsilon^c = \varepsilon^{bs} + \varepsilon^{ds} + \varepsilon^{bc} + \varepsilon^{dc} \quad (1)$$

où  $\varepsilon^{bs}$  est le retrait endogène,  $\varepsilon^{ds}$  est le retrait de dessiccation,  $\varepsilon^{bc}$  est le fluage propre et  $\varepsilon^{dc}$  est le fluage de dessiccation. Le retrait endogène et le retrait de dessiccation sont des fonctions de la résistance en compression du béton  $f_{cm}$  et de la durée de séchage  $t - t_s$  :

$$\varepsilon^{bs} = \xi_{cbs1} \alpha_{bs} \left( \frac{0,1 f_{cm}}{6+0,1 f_{cm}} \right) \left( 1 - e^{-0,2 \xi_{cbs2} \sqrt{t}} \right) \quad (2)$$

$$\varepsilon^{ds} = \xi_{cds1} \left[ (220 + 110 \alpha_{ds1}) e^{-\alpha_{ds2} f_{cm}} \right] \beta_{RH} \left[ \frac{(t-t_s)}{0,035 \xi_{cds2} h^2 + (t-t_s)} \right]^{0,5} \quad (3)$$

où  $\alpha_{bs}$ ,  $\alpha_{ds1}$  et  $\alpha_{ds2}$  sont des paramètres qui dépendent du type de ciment,  $h$  est le rayon moyen des pièces ;  $t_s$  est l'âge à partir du duquel le béton commence à sécher ;  $\xi_{cbs1}$ ,  $\xi_{cds1}$ ,  $\xi_{cbs2}$  et  $\xi_{cds2}$  sont des paramètres à ajuster soit sur des essais en laboratoire soit sur des mesures sur la structure concernée (les valeurs par défaut étant égales à 1).  $\beta_{RH}$  est une fonction qui dépend de l'humidité relative  $RH$ .

Pour le fluage propre et le fluage de dessiccation, l'évolution est donnée par les coefficients de fluage, i.e.,  $\varepsilon^{bc}(t, t_0) = \sigma_0 \varphi_{bc}(t, t_0)/E_c$  et  $\varepsilon^{dc}(t, t_0) = \sigma_0 \varphi_{dc}(t, t_0)/E_c$ , où  $\sigma_0$  est la contrainte appliquée,  $t_0$  est l'âge du béton au moment du chargement et  $E_c$  est le module d'élasticité du béton. Pour le fluage propre, le coefficient de fluage s'écrit :

$$\varphi_{bc}(t, t_0) = \xi_{bc1} \frac{1,8}{(f_{cm})^{0,7}} \ln \left( 1 + \left( \frac{30}{t_{0,adj}} + 0,035 \right)^2 \frac{(t-t_0)}{\xi_{bc2}} \right) \quad (4)$$

où  $t_{0,adj}$  l'âge de chargement ajusté pour prendre en compte le type de ciment et la température de cure;  $\xi_{bc1}$  et  $\xi_{bc2}$  sont des paramètres ajustables sur des résultats expérimentaux (les valeurs par défaut étant égales à 1).

Pour le fluage de dessiccation, le coefficient de fluage s'écrit :

$$\varphi_{dc}(t, t_0) = \xi_{dc1} \beta_{dc}(f_{cm}, RH, t_0) \left[ \frac{t-t_0}{\xi_{dc2} \beta_h + t-t_0} \right]^{\gamma(t_0)} \quad (5)$$

Avec :

$$\beta_{dc}(f_{cm}, RH, t_0) = \frac{412}{(f_{cm})^{1.4}} \frac{1 - \frac{RH}{100}}{3 \sqrt{0.1 \frac{h}{100}}} \frac{1}{0.1 + (t_{0,adj})^{0.2}} \quad (6)$$

$$\gamma(t_0) = \frac{1}{2.3 + 3.5/\sqrt{t_{0,adj}}} \quad (7)$$

$$\beta_h = \min \left\{ 1.5h + 250 \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.5}, 1500 \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.5} \right\} \quad (8)$$

Et  $\xi_{dc1}$  et  $\xi_{dc2}$  sont des paramètres pouvant être ajustés sur les résultats expérimentaux (les valeurs par défaut étant égales à 1).

### III. RECALAGE SUR LES MESURES SUR ENCEINTES

Pour les enceintes, qui sont comprimées sur la partie cylindrique dans 2 directions tangentielle et verticale, les formules de fluage sont adaptées en remplaçant  $\sigma_0/E_c$  par la déformation initiale dans la direction considérée pour le fluage propre et par  $(\sigma_T + \sigma_V)/E_c$  pour le fluage de dessiccation, avec  $\sigma_T$  la contrainte dans la direction tangentielle et  $\sigma_V$  dans la direction verticale. Cette adaptation est conforme au retour d'expérience des mesures sur les enceintes et à l'annexe française de l'EN1992-1-1 (AFNOR, 2007). Selon cette annexe française, le fluage propre est à considérer comme une déformation anisotrope proportionnelle à la déformation instantanée dans la direction considérée et le fluage de dessiccation est à considérer comme une déformation isotrope. Les déformations initiales ont été calculées à partir des valeurs du module d'Young  $E_c$  et du coefficient de Poisson  $\nu$  de la paroi de chaque tranche, telles que déterminées lors des éprouves de résistance des enceintes sous l'effet de la pression interne.

En fonctionnement la température moyenne de la paroi du cylindre dépasse 20 °C. Les lois présentées ont été adaptées pour tenir compte de la température et les mesures d'auscultation de 17 enceintes depuis la mise en précontrainte sont exploitées pour recalées les lois. Les adaptations pour tenir compte de la température sont issues des lois décrites dans le code modèle 2010 de la *fib* (fib, 2013). La température n'est pas considérée pour le retrait endogène car il se produit avant le démarrage de la centrale. La cinétique du retrait de dessiccation est accélérée en multipliant  $0,035 \xi_{cds2} h^2$  par le facteur  $\exp[-0,06(T - 20)]$ . L'asymptote du retrait de dessiccation est majorée par le facteur  $\beta_{ST} = 1 + \left( \frac{4}{103 - RH} \right) \cdot \left( \frac{T - 20}{40} \right)$ . Les coefficients de fluage propre et de dessiccation sont multipliés par le facteur  $\varphi_T = \exp[0,015(T - 20)]$ :

$$\varphi_{bc,T}(t, t_0) = \varphi_{bc}(t, t_0) \cdot \varphi_T \quad (9)$$

$$\varphi_{dc,T}(t, t_0) = \varphi_{dc}(t, t_0) \cdot \varphi_T^{1.2} \quad (10)$$

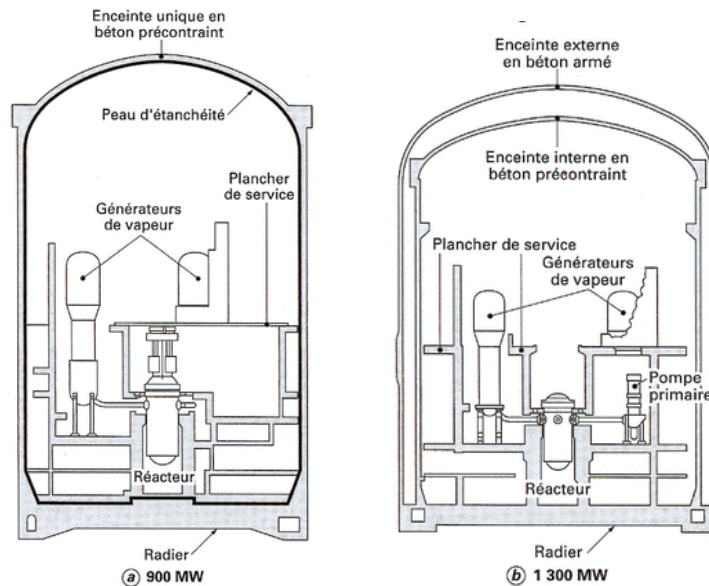
Enfin la cinétique du fluage de dessiccation est accélérée par le facteur  $\beta_{HT} = \beta_H \beta_T$

$$\beta_T = \exp[1500/(273 + T) - 5,12] \quad (11)$$

Sur les 17 enceintes, 4 sont des enceintes simples de 90 cm d'épaisseur avec une peau métallique sur le parement interne. Ces enceintes sont calculées avec une température de 27,5 °C, une humidité environnementale RH = 50 % et une épaisseur  $h_0$  pour la dessiccation de 1800 mm pour tenir compte du parement interne étanche. Les 13 autres enceintes sont des enceintes internes précontraintes de doubles enceintes sans peau métallique. Elles sont calculées avec une température de 35 °C, une

humidité relative  $RH = 20\%$  et une épaisseur  $h_0$  pour la dessiccation égale à l'épaisseur de la paroi variable entre 900 mm et 1200 mm.

La figure suivante illustre la différence entre les 4 enceintes simples de 900 MWe et les 13 enceintes doubles 1300 MWe.



**FIGURE 1.** Principe des enceintes considérées : à gauche, enceinte unique avec peau métallique et à droite, double enceinte sans peau métallique

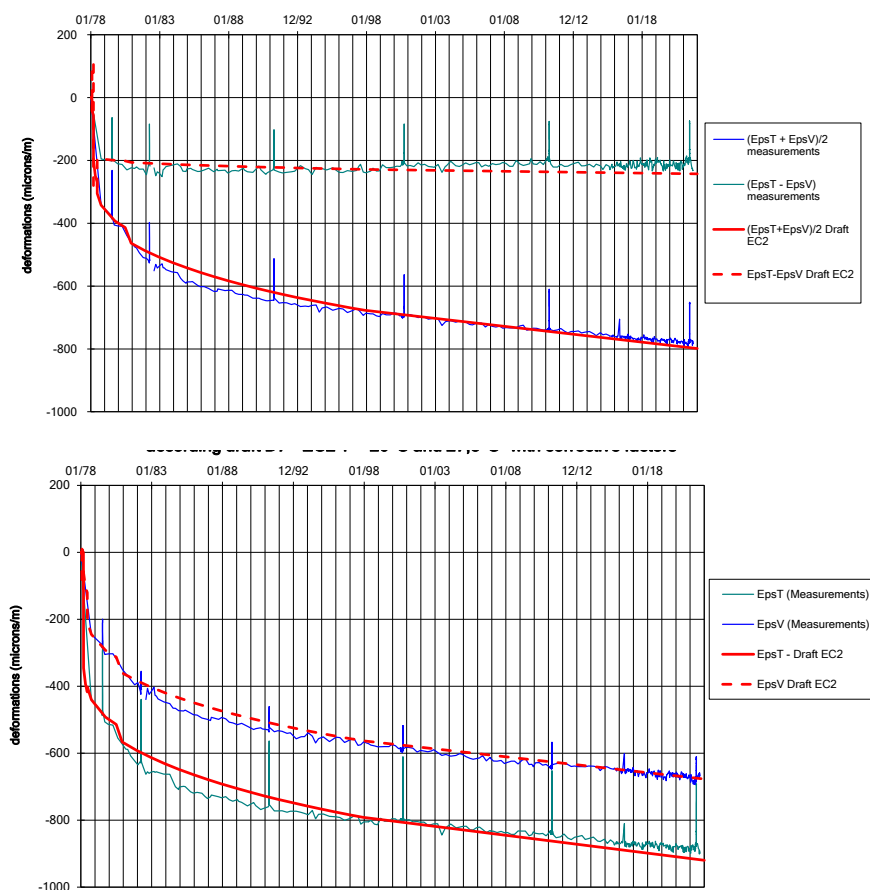
Le principe du recalage à partir des mesures sur enceintes est de déterminer les coefficients correcteurs  $\xi_{cds1}$ ,  $\xi_{cds2}$ ,  $\xi_{bc1}$ ,  $\xi_{bc2}$ ,  $\xi_{dc1}$  et  $\xi_{dc2}$  pour faire coïncider les formules théoriques (obtenues avec les équations 1 à 11 et des coefficients correcteurs égaux à 1) avec les valeurs mesurées. Les mesures, qui commencent peu de temps avant la mise en précontrainte, ne permettent pas de déterminer des coefficients correcteurs pour le retrait endogène. Le principe est de considérer sur l'ensemble des mesures la différence de déformations mesurées tangentielle et verticale qui caractérise le fluage propre et de déterminer les 2 coefficients  $\xi_{bc1}$ ,  $\xi_{bc2}$ . Ensuite, la moyenne des déformations mesurées tangentielle et verticale qui caractérise le fluage et le retrait de dessiccation permet de déterminer les 4 coefficients  $\xi_{cds1}$ ,  $\xi_{cds2}$ ,  $\xi_{dc1}$  et  $\xi_{dc2}$ . La solution pour la dessiccation n'est donc pas unique. Le tableau 1 donne les valeurs des coefficients de calage pour suivre les mesures présentées sur la figure 2.

**TABLEAU 1.** Paramètres ajustés sur les mesures de déformations d'une enceinte

$\xi_{cds1}$	$\xi_{cds2}$	$\xi_{bc1}$	$\xi_{bc2}$	$\xi_{dc1}$	$\xi_{dc2}$
1,1	0,3	1	1	1,1	0,3

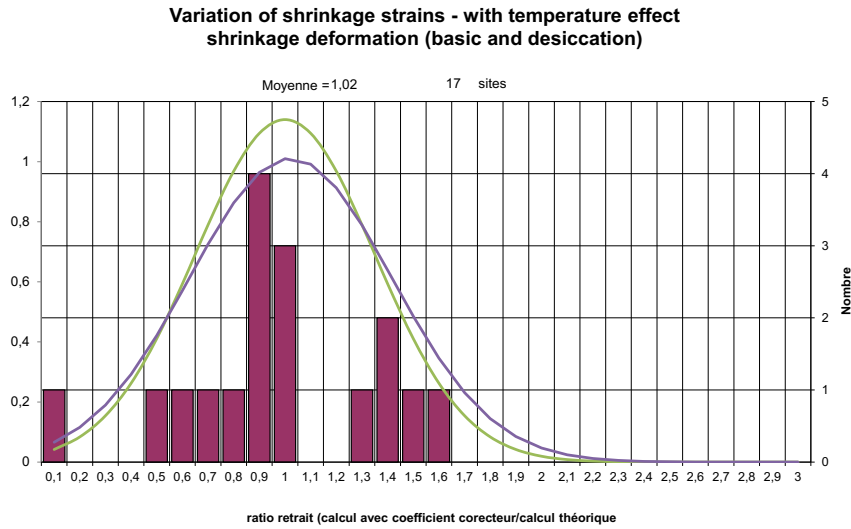
La figure 2 montre la comparaison entre les déformations tangentielles et verticales mesurées et les valeurs théoriques recalées selon le tableau 1. La même démarche est effectuée pour les mesures sur les 17 enceintes. Les ratios entre la valeur théorique avec coefficient correcteur et la valeur théorique sont déterminés pour le retrait et le fluage. Pour le coefficient moyen de fluage qui englobe le fluage propre et le fluage de dessiccation, la valeur moyenne entre les pertes de

précontrainte dans le sens tangentiel et le sens vertical sont utilisées. A partir de ces ratios déterminés pour chaque enceinte, la valeur moyenne et l'écart type pour les 17 tranches sont déterminés pour chaque phénomène.

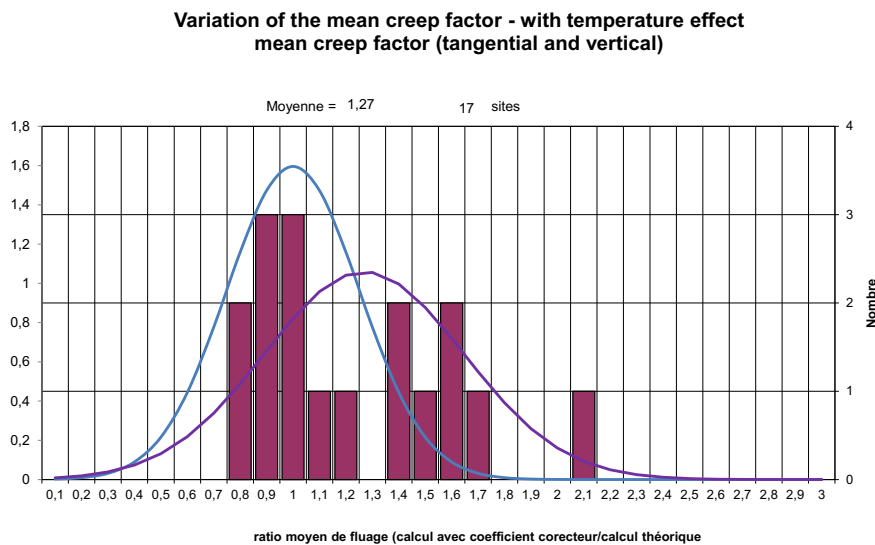


**FIGURE 2. Exemple de comparaison entre les déformations tangentielles et verticales mesurées et les valeurs théorique recalées**

La figure 3 représente les histogrammes pour le retrait, la courbe de Gauss en violet correspondant à la valeur moyenne et à l'écart type déterminé pour les 17 tranches et la courbe de Gauss en vert correspondant à une moyenne égale à 1 et à l'écart type défini par le fib Model Code 2010 à savoir 35 %. La figure 4 représente les histogrammes pour le fluage, la courbe de Gauss en violet correspondant à la valeur moyenne et à l'écart type déterminé pour les 17 tranches et la courbe de Gauss en bleu correspondant à une moyenne égale à 1 et à l'écart type défini par le fib Model Code 2010 à savoir 25 %.



**FIGURE 3. Histogramme du ratio entre la valeur théorique avec coefficient correcteur et la valeur théorique pour la déformation de retrait**



**FIGURE 4. Histogramme du ratio entre la valeur théorique avec coefficient correcteur et la valeur théorique pour la déformation de fluage**

**IV. RECALAGE SUR LES ESSAIS EN LABORATOIRE**

Pour 4 enceintes notées C1, C2, F1 et F2 et pour la maquette Vercors nous disposons de mesures de retrait et fluage effectuées en conditions de laboratoire ( $T=20^{\circ}\text{C}$  et  $\text{RH}=50\%$ ) sur éprouvettes de 16 cm de diamètre et 1 m de haut (Granger, 95). Il est donc possible d’ajuster les paramètres des lois de retrait et fluage (équations 2 à 5) sur ces essais. Le tableau 2 présente ces ajustements.

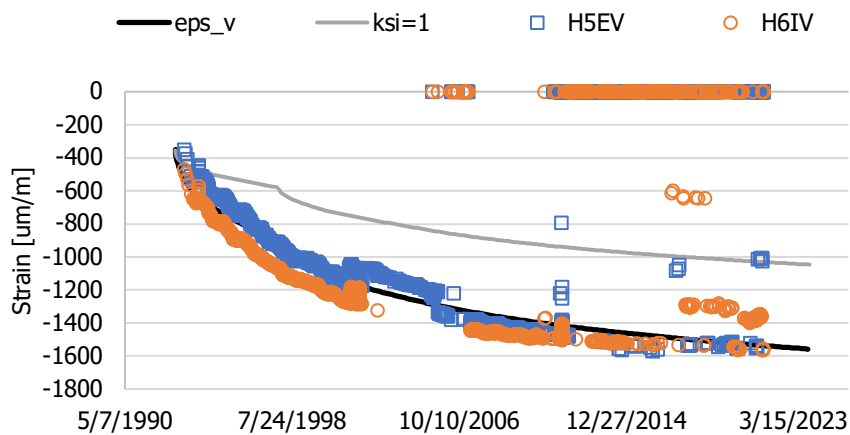


**TABLEAU 2.** Paramètres ajustés

	$\xi_{cbs1}$	$\xi_{cbs2}$	$\xi_{cds1}$	$\xi_{cds2}$	$\xi_{bc1}$	$\xi_{bc2}$	$\xi_{dc1}$	$\xi_{dc2}$
C1	1	1	0,9	1,3	5	5	1,5	0,4
C2	0,3	0,7	0,9	1,8	1,7	1,7	5,3	1,6
F1 & F2	0,5	0,5	1	0,4	2,6	10	1,3	0,2
Vercors	1,5	0,25	1	1,4	2,1	1,4	1,1	0,4

Ces lois, ajustées, sont ensuite appliquées en zone courante de l'enceinte (loi des singularités) en tenant compte du caractère multiaxial de la précontrainte (avec un coefficient de Poisson égal à 0,2 pour le fluage) et en prenant en compte la relaxation des armatures (pour le détail de l'approche voir (Aili et al., 2020)). La température moyenne dans les enceintes en service est estimée égale à 25°C pour F1 et F2 et 30°C pour C1 et C2. Pour Vercors, l'histoire réelle de température est utilisée. L'humidité relative en service est estimée à 40% pour les 4 enceintes et Vercors. Enfin, l'âge de chargement dépend de l'enceinte considérée.

Les figures 5 à 9 comparent les déformations différées verticales et tangentielles prédites avec celles mesurées. La comparaison est également faite avec les lois réglementaires non ajustées (valeurs des  $\xi_i$  égales à 1). On peut voir que le calage sur les essais de laboratoire permet une meilleure prédiction des déformations différées et que, dans l'ensemble, les déformations différées sont correctement prédites.



**FIGURE 5.** a) C1 déformations verticales

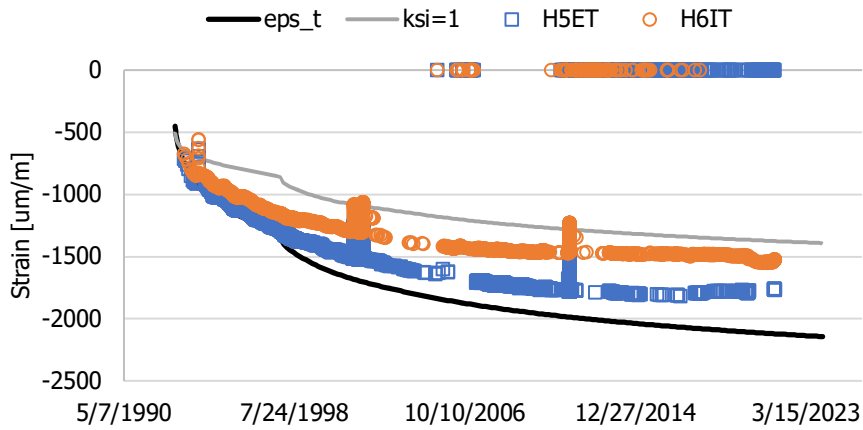


FIGURE 5. b) C1 déformations tangentielles

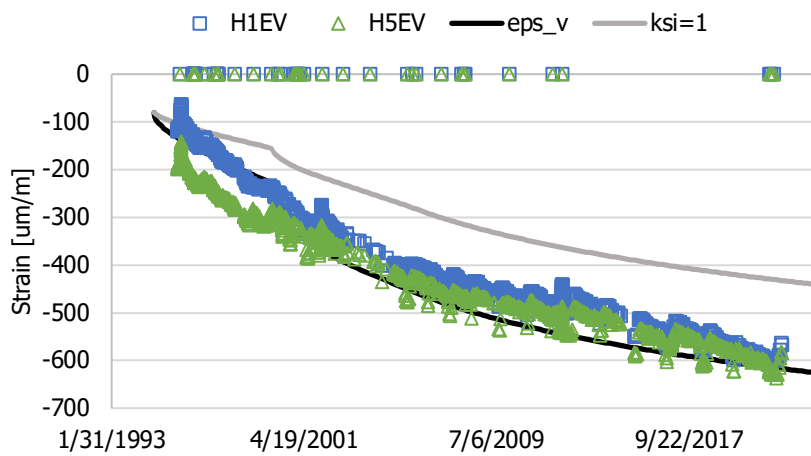


FIGURE 6. a) C2 déformations verticales

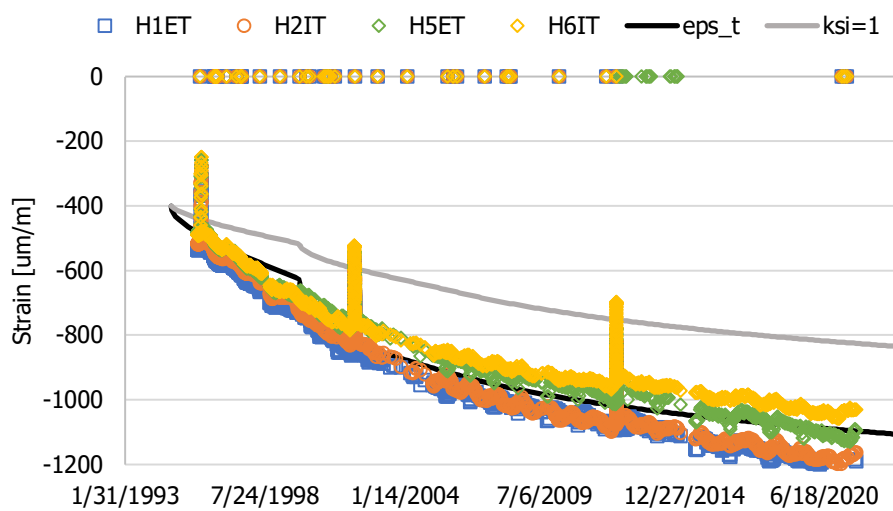


FIGURE 6 b) C2 déformations tangentielles

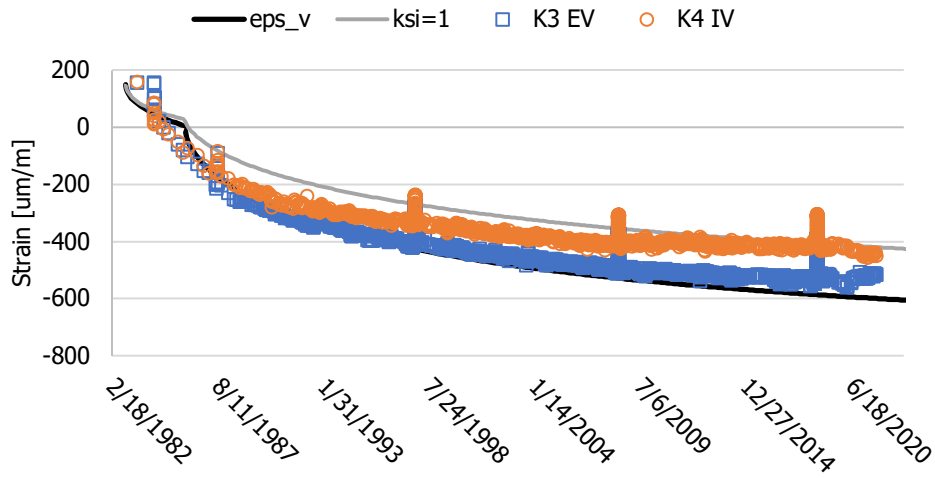


FIGURE 7. a) F1 déformations verticales

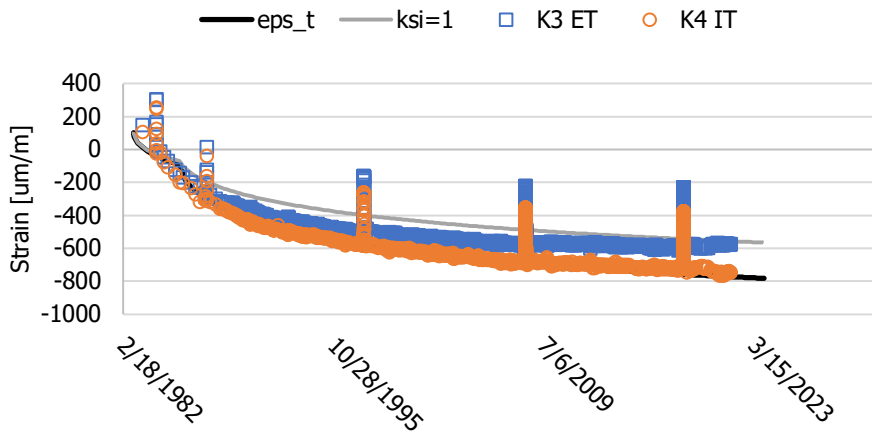


FIGURE 7 b) F1 déformations tangentielles

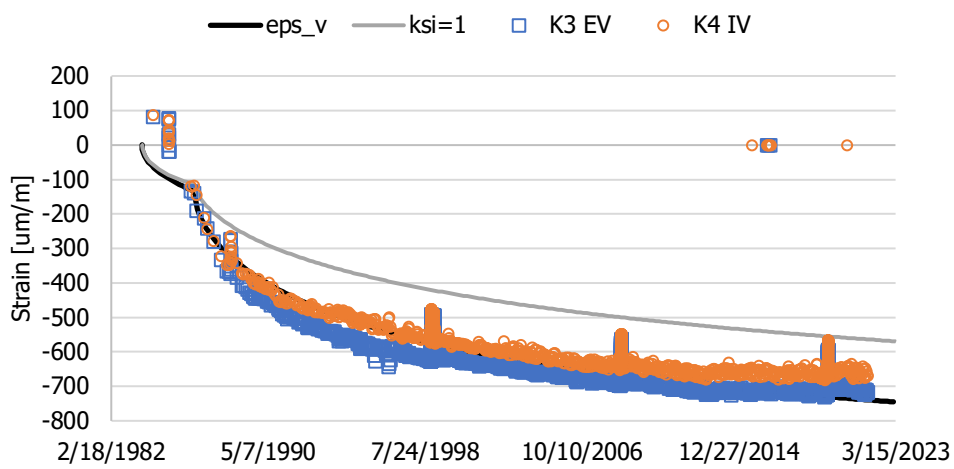


FIGURE 8. a) F2 déformations verticales

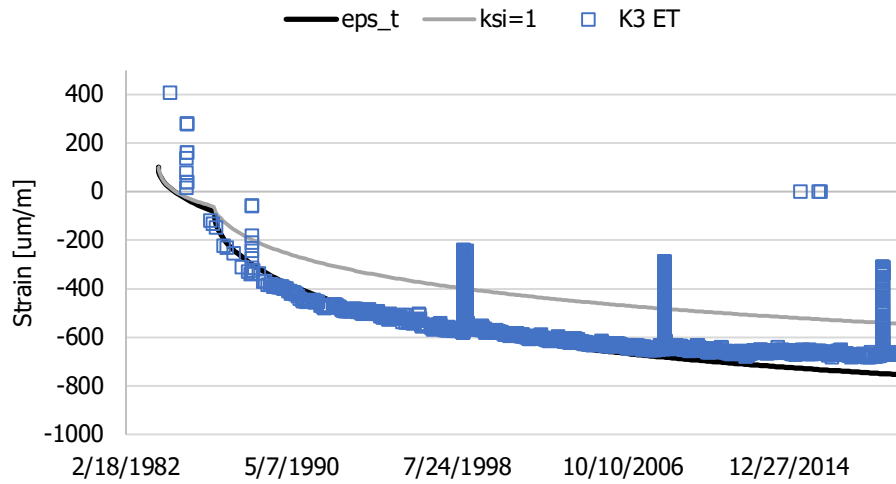


FIGURE 8 b) F2 déformations tangentielles

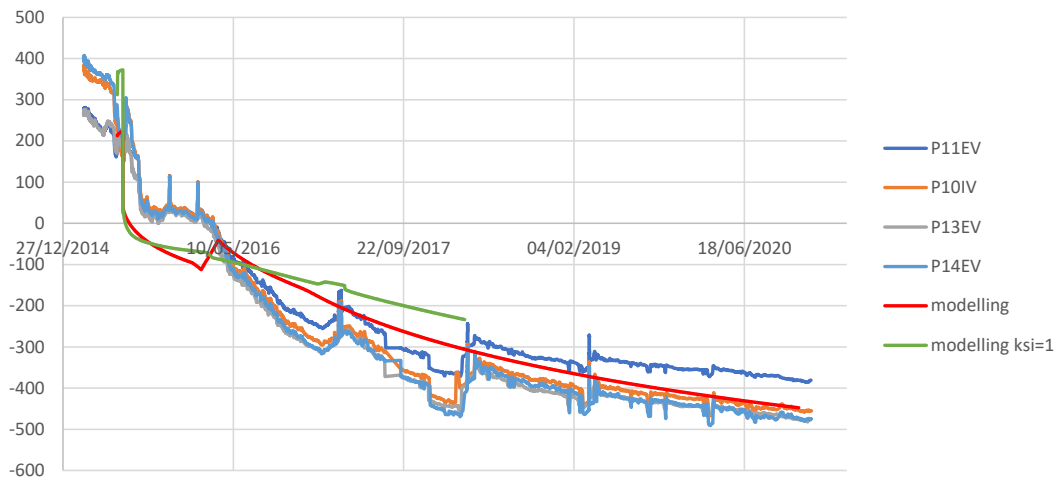


FIGURE 9. a) Vercors déformations verticales

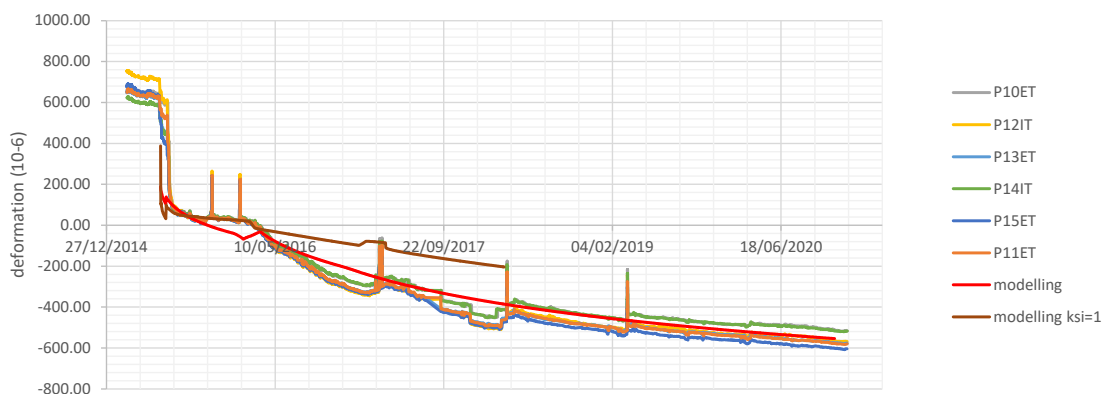


FIGURE 9. b) Vercors déformations tangentielles

## V. ANALYSE DES RESULTATS

Concernant le coefficient de fluage total, la valeur moyenne sur les 17 enceintes est égale à 1,27 fois la valeur théorique et l'écart type est de 0,38 (au lieu de 0,25 dans le code modèle). Pour obtenir un coefficient de sécurité de façon à obtenir un fractile à 95 % pour le coefficient de fluage propre et de dessiccation, il faut multiplier la valeur théorique par 1,9.

Concernant la déformation de retrait total, la valeur moyenne sur les 17 enceintes est égale à 1,02 fois la valeur théorique et l'écart type est de 0,39 (au lieu de 0,35 dans le code modèle). Pour obtenir un coefficient de sécurité de façon à obtenir un fractile à 95 % pour la déformation de retrait de dessiccation, il faut multiplier la valeur théorique par 1,7.

Ces résultats sont compatibles avec les calages effectués sur les essais de laboratoire (tableau 2).

Toutefois, pour le futur, comme le cahier des charges des bétons comprendra des exigences sur le module d'Young du béton des enceintes (nécessité d'avoir une valeur supérieure ou égale à celle donnée par la relation module-résistance) qui n'existaient pas auparavant et permettent de réduire les déformations différées. On pourra donc réduire le coefficient de sécurité des déformations différées des enceintes par rapport à celui obtenu sur les enceintes en service.

## VI. CONCLUSIONS

Les déformations différées des enceintes de confinement peuvent être prédites correctement à condition de caler les paramètres des lois de retrait et fluage d'abord sur des essais de laboratoire, puis sur les déformations réelles des enceintes. En effet, compte tenu de la variabilité naturelle des bétons, les déformations différées sont prédites en utilisant les lois et paramètres par défaut de l'Eurocode 2 avec une incertitude importante. Pour se couvrir vis-à-vis de cette incertitude compte tenu de l'enjeu important pour des enceintes de centrales nucléaires, si aucune information n'est disponible quant au béton utilisé en dehors de sa résistance, il convient d'appliquer des coefficients de sécurité au retrait et au fluage. Ces coefficients peuvent être réduits par exemple par des exigences sur le module du béton ou si les paramètres des lois sont déterminés grâce à des essais de laboratoire.

Ces résultats seront mis à disposition des organismes en charge de la rédaction des codes de conception de génie civil (EC2 mais aussi AFCEN RCC-CW).

## REFERENCES

AFNOR 2006 - NF EN 1992-2 - Eurocode 2 - Calcul des structures en béton - Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments

AFNOR – 2007 – NF EN1992-1-1 NA – Eurocode 2 : Calcul des structures en béton — Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments - Annexe Nationale à la NF EN 1992-1-1:2005

A. Aili, J.M. Torrenti, Modeling Long-term Delayed Strains of Prestressed Concrete with Real Temperature and Relative Humidity History, Journal of Advanced Concrete Technology Vol. 18, 396-408, July 2020

CEN, FprEN 1992-1-1:2022, Eurocode 2: Design of concrete structures — Part 1-1: General rules - Rules for buildings, bridges and civil engineering structures, 2022

*fib*, Model Code for Concrete Structures 2010, Ernst and Son, 2013.

L. Granger, Comportement différé du béton dans les enceintes de centrales nucléaires : analyse et modélisation (Ph.D. thesis), Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1995.

# Proposition d'un modèle d'homogénéisation des propriétés mécaniques d'un limon traité à la chaux et au liant hydraulique

Lucile Pigeot<sup>1</sup>, Anthony Soive<sup>2</sup>, Nathalie Dufour<sup>2</sup>, Jean-François Barthélémy<sup>3</sup>, Fabienne Dermenonville<sup>4</sup>, Ahmed Loukili<sup>5</sup>

<sup>1</sup>Doctorante, GeM, Ecole Centrale de Nantes, Nantes, France

<sup>2</sup>Dr., Equipe de recherche GeoCoD, Cerema, Aix-en-Provence, France

<sup>3</sup>Dr., Cerema, UMR MCD, Cerema, Provins Cedex, France

<sup>4</sup>Egis Structures et environnement, Seyssins, France

<sup>5</sup>Professeur des Universités, GeM, Ecole Centrale de Nantes, Nantes, France

## RESUME

Les impératifs économiques et environnementaux incitent les maîtres d'ouvrage à se tourner vers l'utilisation de sols in situ pour la construction d'ouvrages géotechniques. Généralement, les faibles performances géotechniques de ces sols sont améliorées par traitement et compactage. Le matériau étudié dans l'article est un sol limoneux peu argileux qui a été traité avec 1% de chaux et 5% de liant hydraulique. Cet article se concentre sur la faisabilité d'un modèle numérique pour prédire le comportement mécanique de ce sol traité. Des observations au MEB (microscope électronique à balayage) de limon traité réalisées par des auteurs précédents ont permis de proposer une microstructure du sol qui serait composée d'agrégats de sols naturels entourés de coques d'hydrates. Un modèle numérique d'homogénéisation multi-échelle est présenté pour valider ces hypothèses. Les propriétés mécaniques homogénéisées obtenues numériquement sont comparées à des modules d'Young mesurés en laboratoire sur des éprouvettes de sol traité. Les résultats obtenus numériquement se situent dans l'ordre de grandeur des résultats expérimentaux.

**Mots-clefs** Sol traité, Homogénéisation multi-échelle, Hydratation de phases cimentaires, Microstructure, Propriétés mécaniques.

## I. INTRODUCTION

L'amélioration des sols par traitement et compactage est de plus en plus utilisée dans les grands projets géotechniques. Afin d'optimiser les ouvrages, il est nécessaire de prédire le comportement de ces matériaux. Leurs propriétés mécaniques dépendent du temps cure, moment à partir duquel il y a eu ajout de chaux et de liant hydraulique. Elles peuvent être suivies par des essais mécaniques de laboratoire (par exemple des essais de compression uniaxiale ou des essais triaxiaux). Dans les études sur les matériaux cimentaires (Jacquemot, 2014), la résistance à la compression des mortiers en fonction du temps de cure est généralement associée au degré d'avancement des réactions d'hydratation qui peut être estimé en mesurant l'évolution de la quantité d'hydrates formés (par

diffraction des rayons X (DRX) et/ou analyse thermogravimétrique (ATG)). En revanche, ces mesures expérimentales ne fournissent pas de résultats quantitatifs satisfaisants sur les sols traités. En effet, les dosages en chaux et en ciment (<10%) produisent une quantité limitée d'hydrates qui sont souvent mal cristallisés, ce qui rend difficile leur identification (Bouras, 2020; Maubec, 2010).

Pour comprendre l'origine du gain mécanique apporté par la chaux et les liants hydrauliques, des études ont été menées sur la microstructure des sols avant et après traitement. Des auteurs ont mis en évidence un changement en termes de microstructure dans les sols après leur traitement : la création de liaisons entre les grains de sol favorise leur floculation et les produits de l'hydratation forment des coques autour des agrégats de sol naturel (Cabane, 2004; Lemaire, 2012).

Un modèle d'homogénéisation multi-échelle est présenté pour tester ces hypothèses microstructurales et passer de l'échelle des hydrates au comportement du sol à l'échelle de l'éprouvette de laboratoire. L'objectif de cette étude est de tester différents schémas structurels et de valider l'estimation de la quantité de phases d'hydrates formées en utilisant des méthodes d'homogénéisation numérique. Les résultats du modèle sont comparés à des mesures de modules d'Young (E) d'éprouvettes de limon traité après des cures de 28 et 90 jours à 20°C.

## II. CARACTERISATION DES MATERIAUX

### A. Compositions

Le sol traité est un mélange de limon avec 1% de chaux et 5% de liant hydraulique. Selon le système de classification (USCS) le limon est classé ML (limon à faible limite liquide). Après avoir été tamisé à 0,2 mm une analyse granulométrique par diffraction laser a été réalisée. L'identification de la taille des particules indique une composition équivalente à 81,41% de limon, 11,03% d'argile et 7,55% de sable. La taille du tamisat de 0,08 mm est supérieure à 80% et le diamètre maximal des grains  $D_{max}$  est égal à 0,135mm (ISO, 2020). La composition minéralogique a été analysée par diffraction des rayons X (DRX) : le limon est principalement composé de quartz, de phases carbonatées (Calcite et Dolomite), de silicates (Muscovite, Microcline et Clinocllore) de feldspaths (Albite) de minéraux argileux (Kaolinite) et d'hématite. Cette composition s'apparente à plusieurs sols limoneux du nord de la France (Lemaire, 2012; Maubec, 2010). A l'échelle de l'éprouvette, le sol naturel est considéré comme une entité homogène en termes de composition minéralogique et de teneur en eau.

Des mesures d'analyse thermogravimétrique (ATG) et de diffraction des rayons X (DRX) ont été utilisées pour caractériser la chaux et le liant hydraulique. La chaux contient principalement de la chaux vive (90% de CaO), elle est peu hydratée (7% de Portlandite) et légèrement carbonatée (0,5% de Calcite). Le liant hydraulique contient environ 65% de laitier et 35% de ciment Portland. De par sa composition, il peut être comparé à un CEM III/A (Stephant, 2015).

### B. Résultats expérimentaux

Un essai Proctor standard (ASTM D698-12, 2021) a été réalisé pour déterminer la teneur en eau optimale [%] correspondant à la densité sèche maximale [ $Mg/m^3$ ] pour un mélange de limon avec 1% de chaux et 5% de liant hydraulique. Amené à la teneur en eau voulue, le mélange est compacté statiquement en une seule couche pour obtenir des éprouvettes de sol de 50 mm de diamètre et de



100 mm de hauteur (Serratrice, 2018). Les éprouvette traitées et non traitées ont les mêmes caractéristiques : une densité de 19,9 KN/m<sup>3</sup> (96% de  $\rho_{OPN}$  Optimal Proctor Normal), un degré de saturation  $S_r$  de 79% et une porosité totale de 36%. Les éprouvettes traitées ont été stockées hermétiquement dans une atmosphère contrôlée à 20°C pendant 28 et 90 jours. Selon le GTS (Guide de Traitement des sols (LCPC/SETRA, 2000)), le sol atteint ses propriétés mécaniques définitives après 90 jours de cure à 20°C, ce qui justifie l'échéance de temps maximale choisie.

Des essais de compression uniaxiale ont été réalisés afin d'obtenir l'évolution des propriétés de déformabilité et de résistance du limon traité (voir Tableau 1). Les modules d'Young (E) et les coefficients de Poisson ( $\nu$ ) correspondent à une déformation axiale de l'ordre de 10<sup>-3</sup>. La résistance à la compression uniaxiale est notée  $R_c$ .

**TABLEAU 1.** Évolution des propriétés de déformabilité et de résistance du limon naturel et du limon traité après 28 et 90 jours de cure.

	E (MPa)	$\nu$	$R_c$ (MPa)
Sol compacté non traité	3,9	0,4	0,1 - 0,6
Sol compacté traité (après 28 jours)	100	0,38	1,8 - 2
Sol compacté traité (après 90 jours)	220	0,36	2,5 - 3

### III. MODÈLE D'HOMOGENÉISATION NUMÉRIQUE

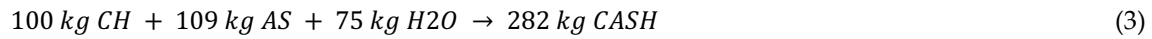
Pour comprendre l'origine du gain mécanique mesuré expérimentalement et pour représenter ce matériau hétérogène, un modèle d'homogénéisation est proposé. Les simulations ont été rendues possibles par une bibliothèque Python développée au Cerema (Barthélémy, 2022). Les données d'entrée nécessaires au modèle sont la nature et la fraction volumique des composants (sol, pores, hydrates), leurs propriétés mécaniques (module d'Young et coefficient de Poisson) et une hypothèse sur la représentation morphologie du sol après traitement, détaillé ci-dessous. Trois échelles différentes ont été utilisées, basées sur les trois familles de taille de pores identifiées par des analyses de distribution porale sur des limons traités similaires : une nano-porosité, une micro-porosité et une macro-porosité (Nguyen, 2015).

#### A. Hydratation

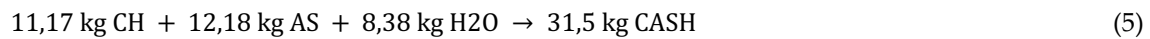
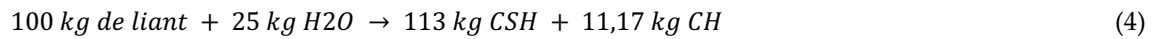
Lorsqu'elles sont ajoutées à un sol humide, les phases anhydres de la chaux et du ciment réagissent avec l'eau présente dans le sol pour former des phases hydratées. Pour être plus précis, la chaux ajoutée réagit avec l'eau disponible dans le sol pour former de la Portlandite (CH en notation ciment) (Eq. 2) et provoque une floculation du sol. Le liant hydraulique s'hydrate également et forme des CSH (silicates de calcium hydratés) et de la Portlandite (CH) (Eq. 4). La Portlandite créée peut alors réagir avec les silicates et aluminates présents dans le sol (A-S) pour former des CASH (aluminosilicates de calcium hydratés) (Eq. 3, 5). Comme expliqué précédemment, l'identification expérimentale des phases hydratées dans les sols traités est difficile. Pour éviter ce problème, il est possible de quantifier analytiquement les phases formées. Les équations proposées par Åhnberg (Åhnberg, 2006) ont été utilisées pour estimer les quantités maximales de CH, CSH et CASH formés par l'ajout de chaux et de liant dans le limon. Toute la Portlandite (CH) créée est censée réagir avec

les aluminates et les silicates (A-S) du sol pour former des aluminosilicates de calcium hydratés (CASH).

Pour la chaux :



Pour le liant (65% de laitier et 35% de ciment Portland) :



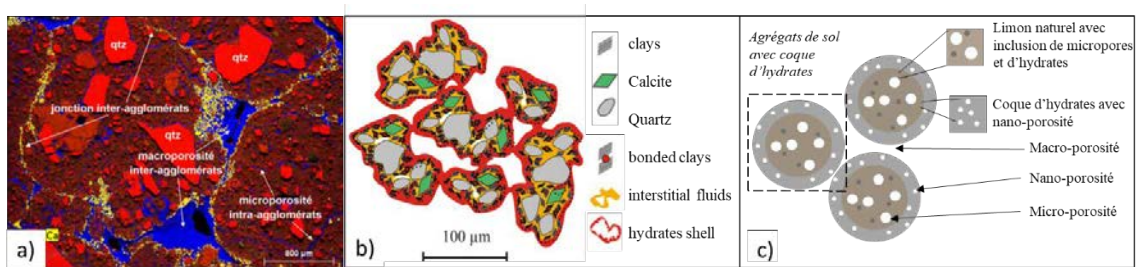
Les propriétés mécaniques (module d'Young et coefficient de Poisson) de chacun des constituants du mélange sont ensuite nécessaires. Les modules des éléments hydratés proviennent de résultats de mesures de nanoindentation réalisées sur des pâtes de ciment provenant de la littérature (voir Tableau 2).

**TABLEAU 2. Propriétés mécaniques des hydrates formés.**

	<b>E (GPa)</b>	<b><math>\nu</math></b>	<b>Référence</b>
CSH (silicates de calcium hydratés)	16,8 - 41,5	0,24	(Hay et al., 2020)
Portlandite (CH)	42,3	0,324	(Monteiro and Chang, 1995)
Aluminosilicates de calcium hydratés (CASH)	21,7 - 29,4	0,36	(Hay et al., 2020)

### B. Microstructure

A partir d'observations au microscope électronique à balayage (MEB) couplées à des cartographies chimiques réalisées sur des sols traités, (Lemaire, 2012) a mis en évidence la présence d'une couche d'hydrates entourant des agrégats de sol naturel (Figure 1 a)). Ces observations permettent de supposer que l'action de la chaux et celle du liant hydraulique doivent être séparées. En effet, la chaux, ajoutée en premier contribuerait à floculation du sol en agrégats et à la présence d'hydrates à l'intérieur des agrégats de sol. Ensuite, l'ajout de liant hydraulique engendrerait la formation d'une pâte cimentaire autour de ces agrégats qui, pendant l'hydratation, se transforme en coques reliées par des ponts cimentaires (Cabane, 2004). De ce fait, les hydrates provenant de la chaux ne participeraient pas à la formation de cette coque cimentaire. (Cabane, 2004) a proposé une représentation schématique de ce limon traité : les agrégats sont de taille millimétrique et un ajout de 5% de liant engendre la formation d'une coque d'hydrates d'une épaisseur d'environ 30  $\mu\text{m}$  (Figure 1 b).



**FIGURE 1.** Observations au MEB, (Lemaire 2012) a), représentation schématique (Cabane 2004) b) et représentation utilisée dans l'article c).

### C. Théories du modèle

Afin de vérifier les hypothèses microstructurales proposées par Cabane (Cabane 2004), une approche d'homogénéisation multi-échelle est proposée pour calculer le module d'Young du sol traité. Pour cela, les paramètres suivant doivent être définis : les fractions volumiques des éléments et leurs propriétés mécaniques (3.1), la représentation morphologique des particules (3.2) et les différentes échelles. Les hypothèses formulées dans le modèle étaient les suivantes : la porosité totale de l'éprouvette était de 36%, les hydrates formés par l'ajout de chaux n'entraient pas dans la composition de la coque d'hydrates et toute la portlandite formée était ensuite transformée en CASH. Les paramètres fixés et variables sont synthétisés dans le Tableau 3.

Le modèle représente 100 g de sol traité avec 1% de chaux et 5% de liant hydraulique. Le module du sol initial a été estimé par des mesures expérimentales et celui des pores a été supposé nul. La quantité maximale d'hydrates pouvant se former avec l'ajout du traitement a été calculée à l'aide des équations d'Åhnberg. Un degré d'avancement simplifié de l'hydratation (ne prenant pas en compte les cinétiques propres à chaque hydrate) est proposé pour représenter l'évolution de la formations des phases hydratées de la coque d'hydrates..

Le sol traité a été représenté comme un ensemble constitué de sphères concentriques à deux couches : au centre, du sol poreux avec des inclusions de pores et d'hydrates provenant de l'hydratation de la chaux dont la cinétique est plus rapide, et autour une couche homogène d'hydrates composée de CH, CSH, CASH et de pores générés par l'hydratation du liant hydraulique (Figure 2 c). Le modèle a été défini sur trois échelles de porosité : une nano-porosité de la coque d'hydrates, une micro-porosité intra-granulaire et une macro-porosité inter-granulaire. Ces fractions volumiques de pores sont variables en fonction de la quantité d'hydrates formés mais la porosité totale reste constante (égale à 36%). A l'échelle de l'éprouvette, la micro-porosité a été estimée entre 15 et 25% et la macro-porosité entre 10 et 15% en se basant sur des évolutions de distributions porales. La nano-porosité correspond aux hydrates qui sont constitués de feuillet plus ou moins denses (Stephant, 2015). A l'échelle de matrices d'hydrates, elle a été estimée entre 10% (Tennis and Jennings, 2000) et 30% (Termkhajornkit et al., 2011), ce qui correspond à une nano-porosité de 0,25 à 1% à l'échelle de l'éprouvette.

La première étape de la modélisation a consisté à trouver le module du sol sans aucune porosité, en utilisant la mesure expérimentale réalisée précédemment sur l'éprouvette de limon naturel (Tableau 1) pour en exclure la fraction volumique correspondant aux pores. Ensuite les agrégats de sol ont été représentés par une matrice de sol homogène avec des inclusions de micro-

pores et d'hydrates provenant de la chaux (CASH). Le schéma de Mori-Tanaka (Mori and Tanaka, 1973) a été utilisé pour calculer ses propriétés mécaniques homogénéisées car c'est le schéma privilégié pour les matrices avec inclusions. Ensuite, le schéma autocohérent (Hill, 1965) a été employé pour calculer les propriétés de la pâte d'hydrates (composée des différents hydrates identifiés et de la nano-porosité).

Afin de modéliser la microstructure mise en évidence par les auteurs précédents, une géométrie de sphère   n couches (Herve and Zaoui, 1993) couplée   un schéma autocohérent ont été appliqués   une couche de sol entourée d'une couche de pâte d'hydrates. La macro-porosité a été associée   l'ensemble des grumeaux de sol traité homog n s s pour calculer les propriétés du sol   l'échelle d'une éprouvette. Pour se faire, un schéma autocohérent a été choisi (Hill, 1965).

**TABLEAU 3.** Données d'entrée du modèle numérique.

Paramètres d'entrées du modèle	Paramètres fixés	Paramètres variables
Quantité de chaux et de liant hydraulique ajouté	1% de chaux 5% de liant hydraulique	-
Porosité totale	36%	-
Propriétés mécaniques du sol naturel	Données expérimentales (Tableau 1)	-
Nature, densité et propriétés mécaniques des hydrates	Données issues de la bibliographie (Tableau 2)	-
Proportion de Portlandite transformée en CASH	100%	-
Avancement de l'hydratation	-	25 à 100%
Représentation morphologique		Géométrie multicouche concentriques avec 3 échelles Géométrie une échelle et agencement désordonné
Nano-porosité	-	10 à 30% à l'échelle de la matrice d'hydrates 0,25 � 1% à l'échelle de l'éprouvette
Micro et macro-porosités	-	15 à 25% et 10 à 15% à l'échelle de l'éprouvette

#### IV. RESULTATS ET DISCUSSION

La Figure 2 montre la variation du module d'Young homog n s  (en MPa) en fonction de la porosité dans la coque d'hydrates (en %) pour une quantité d'hydrates formés allant de 25   100%. La première vérification des résultats du modèle a été faite en les comparant avec les résultats expérimentaux : un module d'Young (E) de 100 MPa après 28 jours de cure (droite bleue) et de 220

MPa après 90 jours de cure (droite verte) (voir Tableau 1). En supposant que tous les paramètres étaient fixés à des valeurs les plus favorables possibles, le module d'Young homogénéisé obtenu était égal à 370 MPa. Enfin, une analyse de sensibilité a été réalisée sur les principaux paramètres (voir Figure 2) : la porosité de la coque d'hydrates et la quantité d'hydrates formés.

Tout d'abord, la variation de la porosité de la coque d'hydrates est l'un des paramètres les plus difficiles à estimer. En effet, elle est souvent mesurée par des essais de porosimétrie par intrusion de mercure, mais cette méthode surestime généralement le volume des nano-pores (Diamond, 2000; Zeng et al., 2020). Ceci est dû à la faible densité de certains des hydrates formés comme les CSH, notamment dans le cas où le liant contient une part de laitier (Stephant, 2015). De ce fait, la structure de ces hydrates ne résiste pas à la pression de mercure nécessaire pour les mesurer, qui peut atteindre 150 MPa.

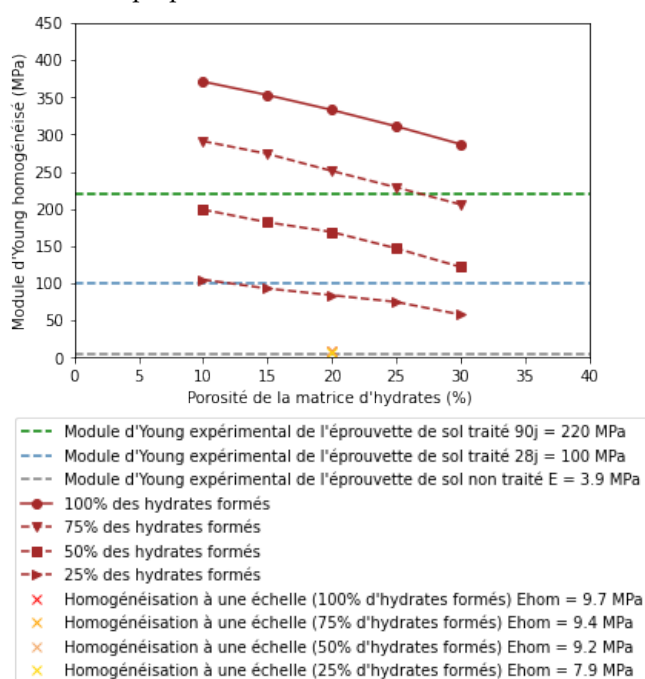


FIGURE 2. Etude de sensibilité du modèle.

Les courbes représentant 50 et 75% d'hydratation semblent valider qu'après 90 jours de cure environ 70% des phases hydratées se seraient formées.

Par ailleurs, une expérimentation numérique a été réalisée en considérant que le sol traité était constitué de particules de sol, d'hydrates et de pores aléatoirement répartis dans le sol. Pour se faire, il a été utilisé le schéma-autocohérent (Hill, 1965). Les résultats obtenus pour les modules d'Young homogénéisés sont de 7,9 MPa, 9,17 MPa, 9,43 MPa et 9,68 MPa, pour des pourcentages d'hydrates formés de, 25, 50, 75 et 100%, respectivement. Il faut noter que les fractions volumiques et les propriétés mécaniques des phases hydratées étaient les mêmes que celles du modèle multicouches. Ces résultats soulignent l'importance de la représentation morphologique du matériau traité proposée par Cabane 2004 et observée par Lemaire 2012 (cf. Figure 1) sur les propriétés mécaniques du matériau. La présence de la couche rigide entourant des grumeaux de sol naturel

Les équations de Åhnberg ne fournissent qu'une indication sur la quantité maximale d'hydrates qui peuvent être formés pour une quantité donnée de phases anhydres. D'après la littérature, le degré d'hydratation maximal des liants hydrauliques assimilés à des CEM III/A est généralement de 70% (Stephant, 2015). Ainsi, pour modéliser l'évolution de l'hydratation, la plage de variation de la quantité d'hydrates a été fixée entre 25% et 100%. Dans la Figure 2, la courbe rouge continue représente le cas où 100% des phases anhydres pourraient s'hydrater et les courbes rouges en pointillées représentent le cas où seulement 25, 50 et 75 % des hydrates sont formés. L'encadrement de la droite verte par les

est donc nécessaire à l'obtention d'un module d'Young homogénéisé correspondant aux valeurs mesurées expérimentalement.

## V. CONCLUSION

L'objectif principal de cette étude était de vérifier par des méthodes numériques d'homogénéisation la morphologie microstructurale des sols traités (arrangement des grains et des hydrates) en calculant les propriétés élastiques homogénéisées des éprouvettes de sol et en les comparant à des modules d'Young mesurés en laboratoire. De nombreuses hypothèses ont été émises sur la base des références de la littérature (nature, quantité d'hydrates, évolution de la morphologie après traitement). Une étude de sensibilité du modèle a permis de valider l'ordre de grandeur des résultats obtenus par la variation des valeurs des paramètres principaux. De plus, le modèle numérique d'homogénéisation semble valider les observations faites par Cabane sur des éprouvettes de limon traité : des agrégats de limons entourés d'une coque d'hydrates. Il semble également valider la quantité approximative d'hydrates formés à partir des équations d'Åhnberg ainsi que l'évolution de la distribution porale. En effet, avec l'avancement des réactions d'hydratation au sein du sol traité, la porosité totale ne varie pas mais la distribution porale évolue : la famille des nano-pores correspondant aux hydrates se développe quand le volume de la micro-porosité diminue. Afin d'améliorer le modèle, une estimation plus précise de la nature hydrates formés et une prise en compte de leur cinétique d'hydratation pourrait être ajoutée.

## VI. REMERCIEMENTS

Le projet de thèse est financé par EGIS STRUCTURES ET ENVIRONNEMENT et Centrale Nantes. Nous tenons également à remercier la Société du Canal Seine Nord Europe.

## REFERENCES

- Åhnberg, H., 2006. Strength of stabilised soils: a laboratory study on clays and organic soils stabilised with different types of binder. Department of Construction Sciences, Lund University, Lund.
- Barthélémy, J.-F., 2022. echoes.
- Bouras, F., 2020. Le traitement de sols argileux : Approches physico-chimique et géotechnique (Thèse de doctorat). Université d'Orléans.
- Cabane, N., 2004. Sols traités à la chaux et aux liants hydrauliques: Contribution à l'identification et à l'analyse des éléments perturbateurs de la stabilisation (Thèse de doctorat). Université Jean Monnet - Saint-Etienne.
- Diamond, S., 2000. Mercury porosimetry: An inappropriate method for the measurement of pore size distributions in cement-based materials. *Cem. Concr. Res.* 30, 1517–1525. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(00\)00370-7](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(00)00370-7)
- Hay, R., Li, J., Celik, K., 2020. Influencing factors on micromechanical properties of calcium (alumino) silicate hydrate C-(A-)S-H under nanoindentation experiment. *Cem. Concr. Res.* 134, 106088. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2020.106088>
- Herve, E., Zaoui, A., 1993. n-Layered inclusion-based micromechanical modelling. *Int. J. Eng. Sci.* 31, 1–10. [https://doi.org/10.1016/0020-7225\(93\)90059-4](https://doi.org/10.1016/0020-7225(93)90059-4)
- Hill, R.J., 1965. A self-consistent mechanics of composite materials. *J. Mech. Phys. Solids* 13, 213–222. [https://doi.org/10.1016/0022-5096\(65\)90010-4](https://doi.org/10.1016/0022-5096(65)90010-4)

- Jacquemot, F., 2014. Accélération du durcissement des liants à base de laitier de haut fourneau pour les produits préfabriqués en béton (Thèse de doctorat). Lille 1.
- LCPC/SETRA, 2000. Traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques. Application à la réalisation des remblais et des couches de forme. Guide de Traitement des sols (GTS) (No. Réf. D9924). LCPC.
- Lemaire, K., 2012. Evolution des caractéristiques physico-chimiques, microstructurales et hydromécaniques de limon traités aux liants lors d'une circulation d'eau (Thèse de doctorat).
- Maubec, N., 2010. Approche Multi-Echelle du Traitement des Sols à la Chaux - Etudes des Interactions avec les Argiles (Thèse de doctorat). Université de Nantes, Nantes.
- Monteiro, P.J.M., Chang, C.T., 1995. The elastic moduli of calcium hydroxide. *Cem. Concr. Res.* 25, 1605–1609. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(95\)00154-9](https://doi.org/10.1016/0008-8846(95)00154-9)
- Mori, T., Tanaka, K., 1973. Average stress in matrix and average elastic energy of materials with misfitting inclusions. *Acta Metall.* 21, 571–574. [https://doi.org/10.1016/0001-6160\(73\)90064-3](https://doi.org/10.1016/0001-6160(73)90064-3)
- Nguyen, T.T.H., 2015. Stabilisation des sols traités à la chaux et leur comportement au gel (phdthesis). Université Paris-Est.
- Serratrice, J.-F., 2018. Apport expérimental de la méthode de compactage statique des sols au laboratoire. *Rev. Fr. Géotechnique* 1. <https://doi.org/10.1051/geotech/2019001>
- Stephant, S., 2015. Etude de l'influence de l'hydratation des laitiers sur les propriétés de transfert gazeux dans les matériaux cimentaires (Thèse de doctorat). Université de Bourgogne.
- Tennis, P., Jennings, H., 2000. A model for two types of calcium silicate hydrate in the microstructure of Portland cement pastes. *Cem. Concr. Res.* 30, 855–863. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(00\)00257-X](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(00)00257-X)
- Termkhajornkit, P., Chen, J., Guillon, E., 2011. Analysis of Chemical Shrinkage Experiments on Blended Cement Pasted Via a Coupled Thermodynamic/Kinetic Hydration Model.
- Zeng, Q., Chen, S., Yang, P., Peng, Y., Wang, J., Zhou, C., Wang, Z., Yan, D., 2020. Reassessment of mercury intrusion porosimetry for characterizing the pore structure of cement-based porous materials by monitoring the mercury entrapments with X-ray computed tomography. *Cem. Concr. Compos.* 113, 103726. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2020.103726>

# Expérimentation d'un système d'éclairage urbain intelligent

Marie ALHAJJ<sup>1,2</sup>, Flavien GEISLER<sup>1</sup>, Thomas ATTIA<sup>1</sup>, Sandrine AUDOUIN<sup>3</sup>, Laurent VERLAGUET<sup>4</sup>, Yves LE-HENAFF<sup>5</sup>

<sup>1</sup> *Eiffage Route, Direction Recherche & Innovation, Centre d'Etudes, de Recherche et de Formation, 8 rue du Dauphiné, 69964 Corbas Cedex, France*

<sup>2</sup> *Université Gustave Eiffel, LICIT-ECO7, 25 avenue François Mitterrand, Cité des mobilités, 69675 Bron Cedex, France*

<sup>3</sup> *Eiffage Energie Systèmes, 11 rue du Pré Meunier, 33610 Canéjan, France*

<sup>4</sup> *Eiffage Énergie Systèmes, Parc d'activités la Peyrière, Pl. de la Méditerranée, 34430 Saint-Jean-de-Védas, France*

<sup>5</sup> *Kawantech, 6 Rue Française d'Eaubonne, 31200 Toulouse, France*

## RESUME

L'éclairage public joue un rôle essentiel dans la sécurité des déplacements et le confort de conduite. Il est cependant consommateur d'énergie et est source de pollution lumineuse. À l'échelle mondiale, l'éclairage représente 5% des émissions totales de gaz à effet de serre, et en France, il représente jusqu'à 40% des factures d'électricité de certaines communes. Cette étude propose l'évaluation d'une technologie innovante basée sur l'optimisation de la combinaison de revêtements routiers aux propriétés photométriques optimisées et d'éclairages LED intelligents dont l'intensité est adaptative. La technologie LED permet déjà d'économiser de l'énergie par rapport aux lampes à sodium. Pour réduire encore plus significativement la consommation d'énergie sans éteindre complètement l'éclairage public, l'intensité de l'éclairage est ajustée au passage des piétons, des cyclistes ou des véhicules grâce à des détecteurs de mouvement dans les lampadaires. Cet article présente les résultats issus d'une expérimentation en cours menée à Limoges dans le cadre du suivi CIRR (Comité Innovation Routes et Rues) réalisé par le Cerema. Les évaluations concerneront plusieurs aspects : photométrie, énergie, bilan environnemental, compatibilité sociale des appareils, etc. Les résultats préliminaires montrent d'une part les très bonnes propriétés photométriques des revêtements appliqués et d'autre part la fonctionnalité complète du système de capteurs de détection et d'éclairage intelligent.

**Mots-clefs** éclairage public, aménagement pour la sécurité, mobilité, éclairage intelligent, propriétés photométriques de revêtements routiers

## 1. INTRODUCTION

Alors que l'urbanisation mondiale continue de s'accélérer, il est de plus en plus nécessaire de créer des technologies intelligentes et durables afin de réduire l'impact environnemental et d'offrir



aux citoyens une qualité de vie élevée. Lors de la transition des concepts urbains traditionnels vers un nouveau paradigme appelé « villes intelligentes », de nombreux défis doivent être relevés en termes d'innovation, de réseaux sociaux, de communication et d'infrastructure [Geneva IEC 2014, UK DBIS 2013]. Dans ce contexte, l'éclairage public est devenu une application phare des villes intelligentes, suscitant l'intérêt de la communauté scientifique. D'une part, il est indispensable pour la sécurité routière et personnelle, et d'autre part, il est un gros consommateur d'électricité, jusqu'à 40% du budget énergétique d'une ville [Palumbo 2012, Jagadeesha et al. 2015, Luxembourg 2013], générateur de pollution lumineuse importante, et nécessitant un entretien régulier. Son efficacité est donc fondamentale pour réduire la consommation énergétique globale.

Ces dernières années ont vu l'émergence de nouvelles technologies s'efforçant de réduire les problèmes de l'éclairage public. Celles-ci concernent principalement le type de luminaires utilisé et le système de contrôle de l'éclairage.

D'une part, des diodes électroluminescentes ou LED (*Light-Emitting Diode*), qui consomment moins d'énergie pour un éclairage équivalent, sont employées. La lumière émise étant mieux dirigée, la pollution lumineuse peut aussi être réduite. La technologie LED se caractérise par une durée de vie plus longue par rapport aux lampadaires conventionnels, des coûts de maintenance et des émissions de CO<sub>2</sub> réduits, et une efficacité supérieure avec jusqu'à 40% d'économie d'énergie [Cheng et al. 2015 et Lumi et al. 2015]. Sur les quelques 300 millions de lampadaires dans le monde, principalement dans les villes, seuls 10 % environ sont à LED. Par exemple, en 2015, Milan a remplacé la quasi-totalité des 140 000 points lumineux de l'événement Expo avec un investissement de 91 millions d'euros, passant d'une consommation annuelle de 114 millions de kWh annuels à 55 millions de kWh [UHO 2011, Bien 2015].

D'autre part, les systèmes de contrôle d'éclairage intelligents jouent un rôle essentiel dans la réduction de la consommation d'énergie. Par exemple, les « variateurs horaires » ont permis de diminuer la puissance de l'éclairage pendant les heures creuses de la nuit. Les progrès des réseaux filaires et sans fil, des technologies de contrôle et des systèmes embarqués ont permis de concevoir des systèmes d'éclairage modernes utilisant des technologies intelligentes pour résoudre efficacement les problèmes d'économie d'énergie. Par exemple, le Long Range Devices (LoRa) [Sarr et al. 2019, Sinha et al. 2017, Zhu et al., 2017] est une technologie LPWAN (Low-Power Wide-Area Network) qui a joué un rôle important en tant qu'intergiciel dans la conception de réseaux de capteurs sans fil, grâce à sa simplicité et ses spécifications techniques qui facilitent la communication sans fil longue distance à faible consommation d'énergie [Mehmood et al. 2017, Gagliardi et al. 2020]. Ainsi, les villes intelligentes peuvent être l'environnement d'application le plus approprié pour les réseaux de capteurs sans fil, ce qui peut permettre le développement rapide de micro-réseaux intelligents, d'éclairage intelligent, de vidéosurveillance, etc. Plusieurs études ont déjà montré qu'avec un système de contrôle adaptatif, les économies d'énergie seraient d'environ 30 % [Lau 2013, Lau et al. 2015].

Ces solutions appliquées séparément ne donnent pas entièrement satisfaction: l'adoption de LED ne réduit qu'une partie de la pollution lumineuse engendrée. Les variateurs horaires créent des situations où l'éclairage est à pleine puissance sans que personne ne soit présent. Et à l'inverse, dans une autre plage horaire, ils maintiennent un éclairage trop faible alors qu'un utilisateur aurait

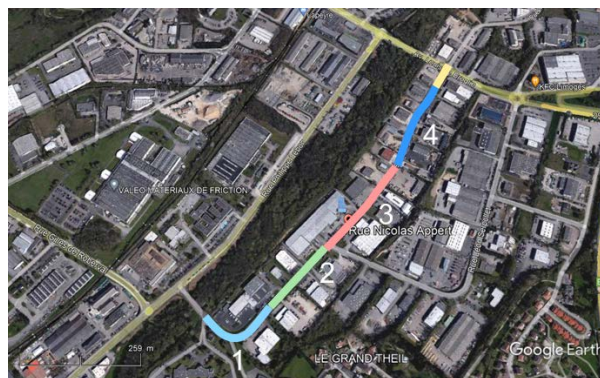
besoin de plus de lumière. Le mieux serait de n'avoir à éclairer les voiries que lorsqu'un usager est présent, et maintenir un niveau minimal sinon.

Dès 2011, le projet Lumiroute, lauréat de l'appel à projets « Routes et Rues » de 2011 [Nicolai et al. 2016], a montré l'intérêt de coupler les technologies d'éclairage LED, de moindre puissance et avec une longue durée de vie, à des revêtements routiers de teinte claire. Le chantier réalisé à Limoges a démontré une diminution dans la consommation d'énergie pour l'éclairage public sur l'axe équipé, notamment au regard du témoin réalisé en enrobé conventionnel, de teinte noire à gris. Afin de pousser encore les économies d'énergie et maintenir un éclairage de qualité tout en permettant une économie sur les budgets de fonctionnement des collectivités locales, le projet LUCIOLE® allie à l'éclairage intelligent adaptatif les propriétés photométriques d'un nouveau revêtement routier mis en œuvre en faible épaisseur (type Béton Bitumineux Mince ou Béton Bitumineux Très Mince).

Des premiers retours d'expériences laissent entrevoir des résultats intéressants avec un abaissement de la consommation d'énergie de l'ordre de 70% [Geisler et al. 2018, Ramirez et al. 2021]. Cet article présente une expérimentation LUCIOLE® quelque peu particulière - du fait de la complexité du niveau de détection des usagers employé - et faisant l'objet d'un suivi.

## 2. PROGRAMME EXPERIMENTAL

Afin d'évaluer la fonctionnalité du système LUCIOLE®, une expérimentation sur la rue Nicolas Appert a été mise en place dans la métropole de Limoges. Elle consiste à appliquer un revêtement à propriétés photométriques optimisées et à installer une quarantaine de candélabres LED équipés de détecteurs de mouvement pour l'éclairage adaptatif. Des sections de référence (éclairage fixe et revêtement noir) ont été réservées pour la comparaison. La Figure 1 et le Tableau 1 résument les caractéristiques de chacune des sections. Le lancement de l'expérimentation a eu lieu fin mars 2022.



**FIGURE 1.** Vue de dessus des sections de la rue Nicolas Appert de l'expérimentation LUCIOLE® à Limoges (la numérotation des sections est décrite dans le Tableau 1)

**TABLEAU 1. Caractéristiques des zones d'expérimentation.**

Zone	Enrobé	Eclairage	Longueur (m)	Nombre Candélabres
1	Noir	Fixe	220	9
2	Clair grenailé	Fixe	250	10
3	Clair grenailé	Adaptatif	250	10
4	Noir grenailé	Adaptatif	250	10
5	Raccordement enrobé noir	Adaptatif		2

### 3. ARCHITECTURE DU SYSTEME D'ECLAIRAGE LUCIOLE®

Le système LUCIOLE® à Limoges est une combinaison de deux éléments : A) un revêtement routier aux propriétés photométriques optimisés et B) des candélabres à éclairage LED adaptatif.

#### A. Propriétés photométriques optimisées

Le revêtement routier LUCIOLE® mis en place est un béton bitumineux à module élevé (BBME) 0/10 classe 3. Sa formulation est donnée dans le tableau 2.

**TABLEAU 2. Formulation du BBME 0/10 classe 3.**

Coupures	(%) intérieur
0/2	22.7 %
2/5.6	19.8 %
6.3/10	48.1 %
Filler	3.8 %
Liant	5.6 %

Les matériaux de chaussée réfléchissent la lumière suivant un mode de réflexion mixte qui dépend de leur texture de surface : en partie spéculaire, lorsque le revêtement se comporte comme un miroir, et en partie diffuse, lorsque la lumière se propage dans toutes les directions de l'espace quel que soit son angle d'incidence.

Pour les applications dans le domaine de l'éclairage, deux paramètres sont utilisés pour caractériser un revêtement de chaussée :

- Le coefficient de clarté  $Q_0$ , qui traduit la proportion d'énergie lumineuse réfléchie par la surface;
- Le facteur de spécularité  $S_1$ , qui traduit le caractère spéculaire du revêtement (effet miroir). Il correspond à la proportion d'énergie lumineuse réfléchie dans une direction privilégiée.

Cette caractérisation photométrique des revêtements est importante pour un dimensionnement pertinent des installations d'éclairage public en ville, dans les tunnels et sur les routes. D'une manière générale, un  $Q_0$  élevé et un  $S_1$  faible correspondent à des propriétés photométriques optimales [Setra 1997, Cftr 2006]. Les valeurs des coefficients de clarté  $Q_0$  et de spécularité  $S_1$  des revêtements standard, sont présentées dans le tableau 3 [Setra 1997].

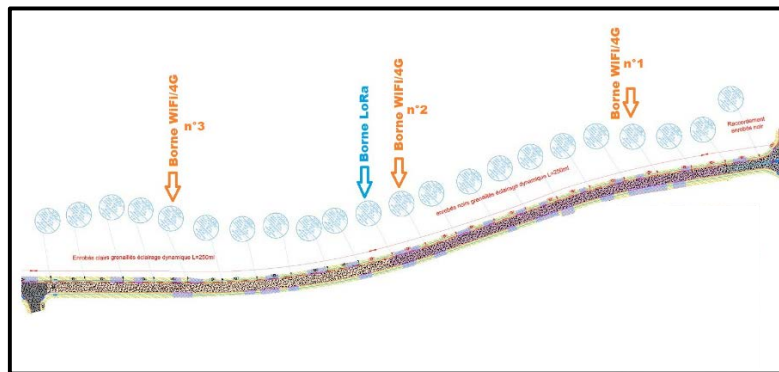
**TABLEAU 3.** Valeurs des coefficients  $Q_0$  et  $S_1$  pour les 4 revêtements standards définis par la C.I.E. [Setra 1997].

Revêtements standards	$Q_0$	$S_1$
R <sub>1</sub>	0,10	0,25
R <sub>2</sub>	0,07	0,58
R <sub>3</sub>	0,07	1,11
R <sub>4</sub>	0,08	1,55

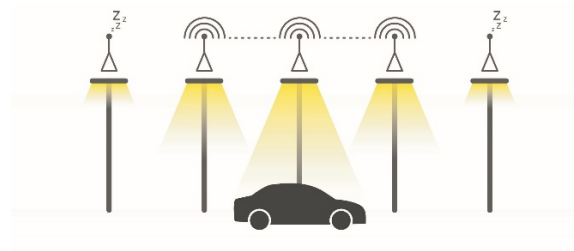
Des mesures réalisées par le Cerema sur des échantillons en laboratoire de l'enrobé LUCIOLE® ont permis de déterminer les propriétés photométriques du revêtement. Le coefficient moyen de luminance  $Q_0$  était de 0,116 et le facteur de sécularité  $S_1$  était de 0,174. La faible valeur de  $S_1$  montre que le revêtement réfléchit la lumière de façon diffuse grâce à sa composition intégrant des gravillons particuliers de couleur claire. Ses propriétés photométriques optimales permettront l'installation d'une énergie d'éclairage plus faible et un meilleur confort visuel. Des mesures des propriétés photométriques de la chaussée par le Cerema sont prévues tous les 6 mois.

*B. Candélabres à éclairage LED adaptif*

Des candélabres à éclairage LED sont installés (Figure 2). En commandant de manière coordonnée l'intensité lumineuse émise par chaque luminaire, une « bulle » de lumière accompagne tout usager de l'espace public [Lumi et al. 2015]. Les luminaires s'allument avant son passage et s'éteignent après celui-ci grâce à des capteurs de mouvement (Figure 3). Les paramètres qui forment cette bulle, tels les distances et les niveaux de puissance, sont optimisés pour chaque type d'utilisateur.



**FIGURE 2.** Distribution des candélabres et positionnement des bornes Wifi et LoRa pour l'expérimentation.



**FIGURE 3.** Principe de la « bulle de lumière ».

Alors que le principe d'une bulle de lumière paraît simple et intuitif, sa réalisation est complexe à mettre en place. Il est en effet indispensable de déterminer précisément les caractéristiques de tout usager présent: sa nature (piéton, cycliste, automobiliste), sa position, sa vitesse et les conditions extérieures. Pour ce faire, les capteurs Kara™ développés par l'entreprise Kawantech sont installés sur chaque luminaire. Ils contrôlent la puissance lumineuse des LED et distinguent les voitures, les piétons et les vélos. Ces capteurs analysent les objets en mouvement dans la rue et communiquent entre eux à travers des bornes Wifi et une borne LoRa pour optimiser l'éclairage public (Figure 2). Cette architecture offre naturellement une grande robustesse aux défaillances et aux modifications, comme l'ajout de luminaires.

Le fonctionnement du système d'éclairage intelligent a été validé en évaluant la « bulle de lumière » qui accompagne les usagers (véhicules, vélos, piétons) lors de leur passage. La Figure 4 montre qu'avant le passage du véhicule (Figure 4.a), les candélabres étaient allumés au niveau minimal. A l'arrivée du véhicule (Figures 4.b et 4.c), les candélabres devant le véhicule s'allument créant une « bulle de lumière » autour de lui. Après le passage du véhicule (Figure 4.d), les candélabres reviennent au fonctionnement en régime minimal. Contrairement à ce que laissent paraître les photographies de nuit sur la Figure 4, le niveau minimal est suffisant pour y voir correctement en pleine nuit.



**FIGURE 4.** Fonctionnement du système d'éclairage intelligent au passage d'un véhicule (ordre chronologique : a, b, c et d).

Chacun des candélabres est divisé en 3 détecteurs de mouvements, nommés « drivers », pour identifier 3 zones sur la chaussée (la zone piétonne/cyclable sous le lampadaire, la zone automobiliste centrale et la zone piétonne/cyclable opposée au candélabre) (Figure 5). De plus, deux

niveaux d'allumage réglables sont définis : un niveau haut (50%) lorsque le capteur détecte un mouvement, et un niveau bas sinon (5%).

Les systèmes de contrôle des points lumineux sont couramment utilisés pour surveiller et gérer à distance leur fonctionnement. Cependant, pour chaque point d'éclairage public, il est possible de définir individuellement différents pourcentages de gradation en fonction de la rue, du trafic et des variables d'environnement [Northcliffe 2014].

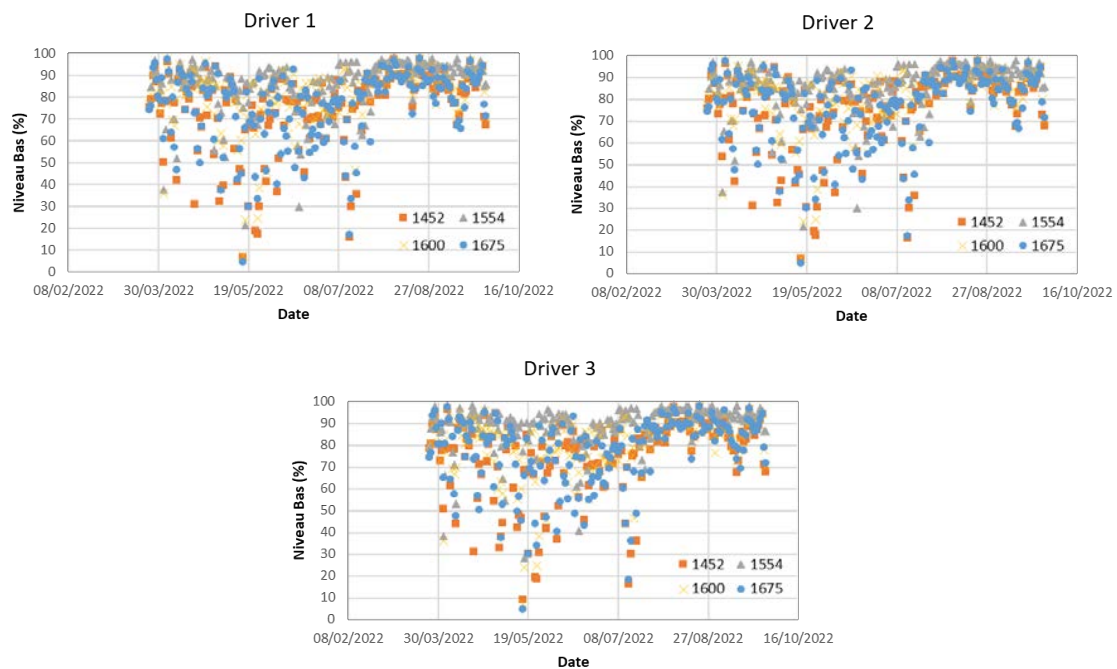


**FIGURE 5.** Zones de détection du mouvement des Drivers 1, 2 et 3.

#### 4. ACQUISITION ET ANALYSE DE DONNEES

L'acquisition à distance des données est assurée par l'entreprise Kawantech à travers des bornes Wifi et LoRa. Elle permet le suivi de la durée et du niveau d'allumage de chacun des candélabres, et ce pour les 3 drivers de chacun des candélabres. La fréquence d'acquisition de données est programmée par l'utilisateur et peut être réduite à raison d'une mesure tous les quarts d'heure. Ces temps et niveaux d'allumage sont nécessaires pour calculer le pourcentage d'allumage pour les niveaux hauts et bas et les corrélés à des consommations d'énergie.

La Figure 6 présente le pourcentage du temps d'allumage en niveau bas de 4 candélabres arbitraires (1452, 1554, 1600, 1675) entre mars et septembre 2022. La fréquence d'acquisition est de l'ordre d'une mesure toute les 30 min. Les résultats montrent que pour les 3 drivers, les candélabres étaient allumés en niveau bas plus de 80% du temps. Ceci indique que les capteurs n'ont pas détecté de mouvement pendant ce temps-là. En revanche, un pourcentage faible de temps passé en niveau bas indique un allumage du candélabre en niveau haut et donc une détection de mouvement. Par conséquent, nous pouvons nous attendre à des économies d'énergie lors du fonctionnement des candélabres en régime bas, par rapport à l'allumage fixe des candélabres. Par ailleurs, les trois drivers ayant des comportements similaires, des améliorations au système de détection des usagers peuvent être apportées pour son optimisation.



**FIGURE 6.** Pourcentage du temps d’allumage en niveau minimal de 4 candélabres arbitraires durant les 6 premiers mois de l’expérimentation, pour les Drivers 1, 2 et 3.

## 5. CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

L’expérimentation LUCIOLE® à Limoges vise à évaluer l’impact d’une technologie d’éclairage intelligent dont le principe est une synergie entre un revêtement de chaussée clair et des luminaires LED asservis à la détection automatique d’usagers. L’enrobé LUCIOLE® réfléchit la lumière de façon diffuse grâce à ses propriétés photométriques optimisées qui permettent l’installation d’une puissance d’éclairage plus faible et atténuent drastiquement la pollution lumineuse. Les mesures en laboratoire réalisées par le Cerema montrent les très bonnes propriétés photométriques des revêtements appliqués.

Les luminaires LED – qui consomment déjà moins d’énergie - sont associées à un détecteur automatique de mouvement adaptant l’éclairage de chaque candélabre aux besoins des usagers. La puissance délivrée est abaissée de plus de 90% en mode réduit lorsque le système ne détecte aucune présence ou lorsque le choix de la plage horaire a conduit à cette programmation. Les résultats préliminaires montrent la fonctionnalité complète du système de capteurs de détection, discernant piéton, cycliste et véhicule, et parvenant à créer une bulle de lumière qui accompagne l’usager de l’espace public.

Un suivi de cette expérimentation est prévu tous les 6 mois jusqu’en 2025. Des mesures des propriétés photométriques du revêtement seront réalisées par le Cerema tous les ans et une évaluation réelle de la consommation d’énergie sera assurée par Eiffage Energie Systèmes. En fonction de l’évolution des revêtements, la programmation des luminaires sera modifiée pour

optimisation l'efficacité du dispositif global. A l'issue de cette expérimentation, un bilan environnemental et social sera réalisé.

## REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient Limoges Métropole pour le financement de l'expérimentation LUCIOLE® à Limoges et le Cerema pour la réalisation des essais sur le chantier.

## REFERENCES

- [Bien 2015] Bien B. (2015) LED Street Lighting: An Untapped Opportunity in Driving Energy Efficiency. *Energy Manager Today online*. <http://www.energymanagertoday.com/led-street-lighting-an-untapped-opportunity-in-driving-energy-efficiency-0116174/>
- [Cftr 2006] Propriétés photométriques des revêtements de chaussée (2006) *Note d'information Comité français pour les techniques routières, n°14, septembre 2006, 12 p.*
- [Cheng et al. 2015] Cheng, C.A.; Chang, C.H.; Ching, T.Y.; Yang, F.L. (2015) Design and implementation of a Single-Stage Driver for supplying an LED Street-lighting Module with Power Factor Corrections. *IEEE Trans. Power Electron.* 30, 956–966.
- [Gagliardi et al. 2020] Gagliardi, G., Lupia, M., Cario, G., Tedesco, F., Gaccio, F. C., Scudo, F. Lo, & Casavola, A. (2020). Advanced Adaptive Street Lighting Systems for Smart Cities. 1495–1512. <https://doi.org/10.3390/smartcities3040071>
- [Geisler et al. 2018] F. Geisler, F. Olard, F. Magrin, LUCIOLE® - L'éclairage intelligent « au juste besoin », *TRAVAUX N° 943, July-August 2018*, pp. 46-49
- [Geneva IEC 2014] Orchestrating infrastructure for sustainable Smart Cities. *Geneva: International Electrotechnical Commission; 2014.* <https://www.ceps.eu/system/files/iecWP-smartcities-LR-en.pdf>
- [Jagadeesha et al. 2015] Jagadeesha, Y.M.; Akilesha, S.; Karthika, S. Prasantha (2015) Intelligent Street Lights. *Procedia Technol.* 21, 547–551.
- [Lau 2013] Lau SP. (2013) Energy-efficient street lighting through embedded adaptive intelligence. In: *IEEE, editor. ICALT 2013: Proceedings of International Conference on Advanced Logistics and Transport*, Sousse, Tunisia. p. 53-8.
- [Lau et al. 2015] Lau SP, Merret GV, Weddell AS, White NM. (2015) A Traffic-Aware Street Lighting Scheme for Smart Cities using Autonomous Networked Sensors. *Computers & Electrical Engineering.* 45, 192-207.
- [Lumi et al. 2015] Lumi, L., & Inadapt, C. A. (2015). L'éclairage public 2.0. *Bulletin de La Société Royale Des Sciences de Liège*, 84, 155–160.
- [Luxembourg 2013] Energy Efficient Street Lighting. *Luxembourg: European PPP Expertise Centre; 2013.*



- [Marino et al. 2017] Marino, F., Leccese, F., & Pizzuti, S. (2017). Adaptive street lighting predictive control. *Energy Procedia*, 111, 790–799. <https://doi.org/10.1016/j.egypro.2017.03.241>
- [Mehmood et al. 2017] Mehmood, Y.; Ahmad, F.; Yaqoob, I.; Adnane, A.; Imran, M.; Guizani, S. (2017) Internet-of-things-based smart cities: Recent advances and challenges. *IEEE Commun. Mag.* 2017, 55, 16–24.
- [Nicolai et al. 2016] A. Nicolai, P. Verny, V. Muzet, F. Greffier, P. El Baâmrani, P. Tardieux, M. Lavigne (2016) « Le procédé Lumiroute® - Optimisation du couple revêtement et lumière pour éclairer juste », *RGRA n° 939, septembre 2016*, p. 102-108.
- [Northcliffe 2014] Dimming of LED street lighting. *North Cliffe (UK): Northcliffe; 2014*. [http://northcliffe.org/DIMMING\\_OF\\_LED\\_STREET\\_LIGHTING](http://northcliffe.org/DIMMING_OF_LED_STREET_LIGHTING)
- [Palumbo 2012] Palumbo, M.L. (2012) *Architettura Produttiva: Principi di Progettazione Ecologica; Maggioli Editore: Milan, Italy, 2012; ISBN 978-88-387-6849-8*.
- [Ramirez et al. 2021] D. Ramirez Cardona, T. Zoete, F. Magrin, J-M. L’huillier, F. Geisler, S. Pouget (2021) L’expérience LUCIOLE® : 3 ans d’éclairage intelligent, *RGRA N° 985, October 2021*, pp. 52-57
- [Sarr et al. 2019] Sarr, Y.; Gueye, B.; Sarr, C. (2019) Performance Analysis of a Smart Street Lighting application using LoRaWan. *In Proceedings of the 2019 International Conference on Advanced Communication Technologies and Networking (CommNet), Rabat, Morocco, 12–14 April 2019*.
- [Setra 1997] Caractéristiques photométriques des revêtements de chaussées (1997) *Note d’information Chaussées Dépendances, n° 92. Sétra, mars 1997, 4 p.*
- [Sinha et al. 2017] Sinha, R.S.; Seung-Hoon Hwang, Y.W. (2017) A survey on LPWA technology: LoRa and NB-IoT. *ICT Express*, 3, 14–21.
- [UHO 2011] A guiding light for smart city illumination. *Urban Hub online, 2011* <http://www.urban-hub.com/ideas/a-guiding-light-for-smart-city-illumination/>
- [UK DBIS 2013] UK Department for Business Innovation & Skills (2013). Smart Cities background paper. *The Institute, London*.
- [Zhu et al. 2017] Zhu, H.; Chang, A.S.F.; Kalawsky, R.S.; Tsang, K.F.; Hancke, G.P.; Lo Bello, L.; Ling, W.K. (2017) Review of State-of-the-Art Wireless Technologies and Applications in Smart Cities. *In Proceedings of the IECON 2017—43rd Annual Conference of the IEEE Industrial Electronics Society, Beijing, China, 29 October–1 November 2017*.

# La filière TERNATEC de la Métropole de Lyon : l'économie circulaire territoriale des sols vivants. Evolution des propriétés agronomiques des limons lœssiques amendés et mis en maturation.

Adama DIEDHIOU<sup>1</sup>, Jeanne MARÉCHAL<sup>1</sup>, Antoine MARIONNEAU<sup>1</sup>, Rebecca DINGKUHN<sup>1</sup>,  
Jérémy HARNIE-COUSSAU<sup>2</sup>, Frédéric SEGUR<sup>3</sup>, Xavier MARIÉ<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Sol Paysage, 8 bis boulevard Dubreuil, F-91400 Orsay, France

<sup>2</sup> SPLA Confluence 98, rue Delandine 69002 Lyon

<sup>3</sup> Métropole de Lyon 20, rue du Lac, CS 33569, 69505 Lyon Cedex 3

**RESUME** 8-15 lignes en utilisant le "Abstract" style, avec simple espacement.

La plantation directe d'arbres sur les Anthrosols reconstitués à partir d'un mélange terre et apport massif de produits organiques induit souvent, pendant les deux premières saisons de végétation, des problèmes de reprise de végétaux (Bataillard et al., 2016; Fourvel, 2018). Pour pallier à ce problème, la métropole du Grand Lyon et son concessionnaire d'aménagement (SPLA Confluence) ont expérimenté la maturation des supports de cultures de la filière TERNATEC (TERres NATurelles issues de l'Economie Circulaire). Cette étude est un premier retour d'expérience sur le processus de maturation des mélanges contenant 20 % ou 50 % volumique de compost vert et/ ou 17 % ou 33 % volumique de terre végétale naturelle, incorporés dans les limons lœssiques issus d'excavation profonde. Les mélanges obtenus ont été conformés en andains semés (prairie) ou couverts de bêche. L'objectif était de déterminer les mélanges favorisant une meilleure maturation en termes de structuration des limons lœssiques et de fertilité chimique. Pour ce faire, 4 campagnes de prélèvement de composite par modalité pour les mesures agronomiques (stabilité structurale, masse volumique apparente sèche, matière organique, biomasse microbienne et éléments nutritifs) et 2 campagnes d'observation de profils à la pelle mécanique ont été réalisées au courant des 31 mois de maturation. Les résultats ont permis de montrer l'intérêt d'une part des racines du couvert végétal et de la proportion volumique de compost dans la structuration et l'enrichissement des limons lœssiques et, d'autre part, de l'observation pédologique des profils pour juger la maturation des supports de culture. Les mélanges contenant 50 % de compost sous prairie ont donné les meilleurs résultats. Les mélanges sous couvert prairial, selon leur proportion de compost, ont été jugés matures et conformes à la dénomination « terre végétale » ou « terre support » de la norme NF-U44-551 au bout 2 ou 3 saisons de végétation.

**Mots-clés** Maturation, supports de culture, Anthrosols reconstitués, TERNATEC

## 1. Introduction

Issue du décapage de l'horizon de surface des terrains agricoles, la terre végétale naturelle fertile utilisée pour la constitution d'Anthrosols reconstitués de plantation (Baize and Girard, 2008) s'épuise et se raréfie autour des grandes villes. Son approvisionnement devient parfois un facteur limitant des projets de végétalisation en milieux urbains. La recherche de substrats de substitution a induit des pratiques et formulations diverses dans la production des supports de culture ayant parfois des caractéristiques agronomiques (structure, richesse en éléments nutritifs, équilibres chimiques et biologique) très éloignées de la terre végétale naturelle. De plus, la norme NF U44-551 (2002.) régissant la commercialisation des supports de culture n'intègre pas la notion de qualité structurale dont le rôle sur le développement du couvert végétal est connu et démontré (Grosbellet, 2008; Kautz, 2015; Fourvel, 2018).

En effet, pour faire des Anthrosols reconstitués (sols fertiles), les aménageurs utilisent souvent des terres ressources (matériaux pédologiques ou géologiques) qu'ils amendent, en une seule fois, par un apport massif de compost (30 à 50 % v/v) sans tenir compte des caractéristiques des matériaux ressources. Le développement du couvert végétal sur ces supports de culture a donné des résultats contrastés durant les 12 voire 24 premiers mois de plantation ou de semis. Les travaux de Bataillard et al. (2016) et Fourvel (2018) ont permis de montrer que les Anthrosols reconstitués à partir des supports de culture résultants d'un apport massif de compost (>30 % v/v) pouvaient provoquer, lors de leur première année de constitution, un retard de développement du couvert végétal, un jaunissement des feuilles et une faible production de biomasse aérienne. Ils associent ces symptômes à (i) une carence en azote et/ou à une faim d'azote occasionnée par l'apport massif de compost ; (ii) un excès d'eau en période hivernale en lien avec la mauvaise structure (faible porosité et stabilité structurale) des matériaux qui limite le drainage et l'absorption de certains éléments et asphyxie les racines ; (iii) une chlorose ferrique induite par le calcaire actif des sédiments qui limitent l'absorption du fer par le ray-grass (Fourvel, 2018).

Pour pallier à ces problèmes la métropole du Grand Lyon et son concessionnaire d'aménagement SPLA Confluence ont décidé d'expérimenter la maturation des supports de cultures pour qualifier la qualité des produits de la filière TERNATEC (TERres NATurelles issues de l'Economie Circulaire). Il s'agit d'une filière de recyclage de déblais limoneux ou sableux excédentaires des opérations de terrassement effectuées sur le territoire, et améliorées par un amendement organique pour produire des supports de culture conformes à la dénomination « terre végétale » ou « terre support » de la norme NF-U44-551. La maturation correspond à la durée d'évolution des mélanges nécessaire à l'atteinte de caractéristiques agro-morphologique favorables au développement racinaire. Néanmoins, cette étape de mise en maturation soulève légitimement de nombreuses questions techniques et scientifiques (processus de maturation, optimisation de sa durée, choix des paramètres d'évaluation, indicateurs d'évolution structurale et de fertilité).

L'étude présente un retour d'expérience sur le processus de maturation de différents mélanges des matériaux profonds (limon loessique) excavés, de terre de surface décapée (terre végétale) et de compost vert (au sens de la norme NF-U44-051). La maturation des mélanges pour la production des supports de culture sera étudiée à travers (1) l'évaluation des effets d'apport de compost vert, de terre végétale et du type de couverture sur les propriétés agronomiques des limons loessiques ;

(2) l'analyse du rôle du couvert végétal, par leurs racines, sur l'homogénéisation et l'amélioration de la qualité structurale des mélanges. Cette étude part du postulat que les mélanges ayant reçu du compost, de la terre végétale et bénéficiant d'un couvert végétal auront une meilleure maturation.

## 2. Matériels et méthodes

### 2.1 Dispositif expérimental

Le premier dispositif expérimental de la plateforme démonstrateur de production TERNATEC évalue les possibilités de réemploi des limons loessiques profonds après leur amendement avec du compost vert et/ou de la terre végétale naturelle et stockage en andains recouverts d'une bâche ou bien semés (prairie herbacée). L'évolution de ces mélanges a été suivie durant 31 mois de maturation avec comme objectif final de produire trois types de TERNATEC limoneuses représentant les trois horizons complémentaires permettant de constituer un Anthroposol reconstitué de plantation, à savoir TERNATEC-H1-L en horizon de surface, TERNATEC-H2-L en horizon intermédiaire et TERNATEC-H3-L en horizon profond.

Le dispositif installé comprend 9 andains reconstitués à partir de 3 ressources réceptionnées début octobre 2019. Les caractéristiques de ces ressources sont données dans le [Tableau 1](#). Les limons (L) comprennent les limons pédologiques profonds et les limons géologiques (loess würmienne) issus des déblais du bassin de Tête Noire à l'Ouest de la commune de Montanay (69). Ils sont limono-sablo-argileux, non organiques, non caillouteux, non calcaires avec un pH basique. La terre végétale naturelle (TV), limono-sablo-argileuse, légèrement acide et faiblement organique, correspond à un horizon de surface décapé en juin 2019 sur la commune de Dommartin (69). A noter que la notion de terre végétale naturelle est employée ici au sens paysager, c'est-à-dire de la terre surface des parcelles agricoles. Le compost vert (C) criblé (0/25 mm) provient du fournisseur Racine à Meyzieu (69). Il est riche en azote, phosphore, potassium. Il présente un rapport C/N élevé (25) et un indice de stabilité de la matière organique modéré (43 % de matière sèche).

A partir de ces matériaux ressources, 3 matériaux terreux de base (témoins) sont définis. Les matériaux A comprennent du limon, les matériaux B sont des mélanges de 5 volumes de limon pour 1 volume de terre végétale (17 % v/v) et les matériaux C sont des mélanges de 2 volumes de limon pour 1 volume de terre végétale (33% v/v). La terre végétale est incorporée pour évaluer l'hypothèse qu'elle pourrait faciliter l'inoculation de micro-organismes favorables à la maturation des matériaux et la minéralisation du compost.

Deux doses de compost vert (20 % et 50 % v/v) ont été incorporées à ces 3 matériaux de base. Les différentes proportions volumiques de compost sont prescrites dans l'optique de proposer des produits conformes aux dénominations « terre support » (avec 20 % de compost) et « terre végétale » (50 % de compost) après maturation des substrats. Un indice 1 est ajoutée aux noms des matériaux de base (A1, B1 et C1) pour indiquer des mélanges à 20 % de compost et un indice 2 pour les mélanges à 50 % de compost (A2, B2, et C2).

Les 9 matériaux ainsi obtenus sont conformés en andains (1,5 m de haut et 25 m de long) dont un tiers de leur longueur est couverte de bâche (sous bâche) et deux tiers semés (sous prairie). La lettre B est ajoutée aux noms des mélanges pour indiquer les mélanges sous bâche (A\_B, A1\_B, A2\_B, B\_B, etc.) et NB pour les mélanges semés (A\_NB, A1\_NB, A2\_NB, B\_NB, etc.). Au total 18 modalités

sans répétition (9 andains x 2 sous-modalités) sont testées sur la plateforme démonstrateur (Figure 1). Les modalités sont comparées pour évaluer l'impact d'un apport en compost et/ou en terre végétale sur la fertilité des mélanges initiaux et l'effet du type de couverture sur la maturation des terres (différence d'états organiques plus ou moins élevés, activité biologique, agrégation, etc.).

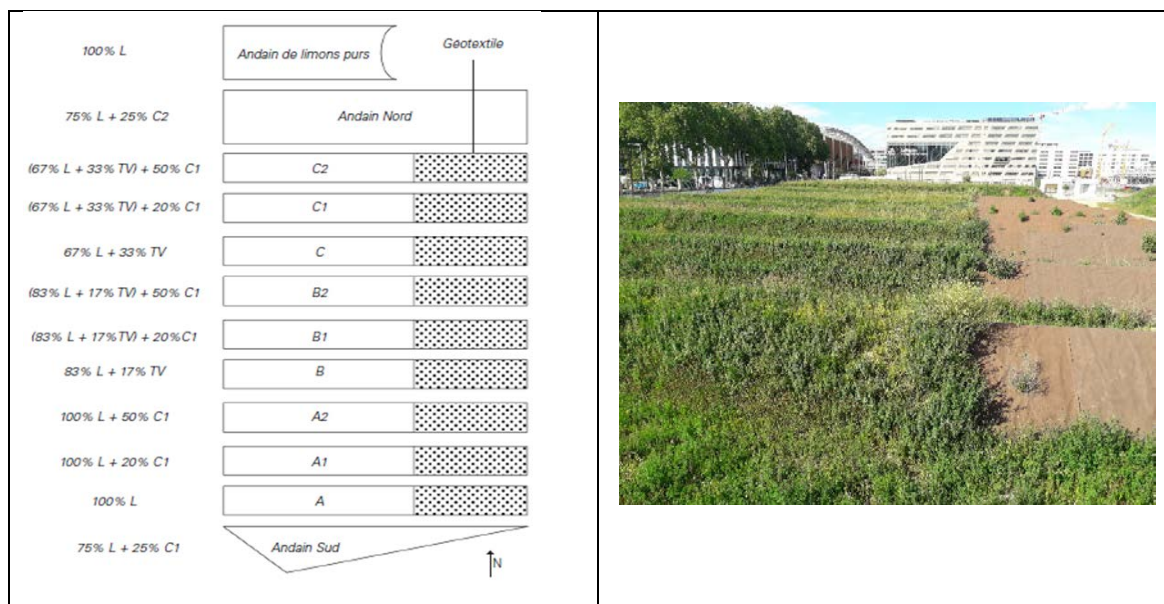


Figure 1 : plan expérimental du démonstrateur TERNATEC de Confluence Grand Lyon avec ses différents mélanges, la partie blanche des andains est en prairie et celle en motif est bâchée

Tableau 1 : Caractéristiques physico-chimiques des matériaux ressources (limons lœssiques, terre végétale et compost).

		Unité	Matériau limoneux (L)	Terre végétale (TV)
Matériau terreux	Argile	%	21	24
	Limons fins	%	20	18
	Limons grossiers	%	41	25
	Sables fins	%	15	11
	Sables grossiers	%	2	21
	Matière organique	%	1	1,8
	Calcaire total	%	1,7	<0,1
	pH eau		8,6	6,2
	Rapport C/N		10	9
	Azote total	%	0,06	0,11
	P2O5 (Olsen)	mg/kg	17	20
	K2O (échangeable)	mg/kg	70	121
	MgO (échangeable)	mg/kg	139	172
NaO (échangeable)	mg/kg	10	13	

		unité	Teneur
Compost vert	Humidité	% (produit brut)	58,7
	Matière sèche	% (produit brut)	41,3
	Matière organique	% (produit brut)	25,3
	Azote total	% (produit brut)	0,51
	Rapport C/N		24,9
	P2O5	% brut)	0,17
	K2O	% brut)	0,42
	pH		9
	Indice de Stabilité de la Matière Organique (ISMO)	Kg (MO stable) / t (matière brute)	

## 2.2 Echantillonnage, caractérisation et analyses agronomiques

Des prélèvements élémentaires de terre (15) ont été effectués pour constituer un composite par modalité lors des 4 campagnes de suivi : 0 mois (novembre 2019), 7 mois (juin 2020), 12 mois (novembre 2020), et 31 mois (juin 2022) conformément à la norme NF EN 12579 (2000). Les prélèvements d'échantillons composites ont été effectués sur une épaisseur 0-60 cm.

Tous les échantillons ont été envoyés au laboratoire AUREA pour les analyses agronomiques complètes : la granulométrie texturale (par la norme NF X31 107), pH (NF ISO 10390), calcaire total (cal.tot, NF ISO 10693), taux de matière organique par méthode Anne (MO.Anne), azote total (N.tot., méthode Kjeldahl), phosphore assimilable (P2O5, Olsen - NF ISO 11263), capacité d'échange cationique (CEC) ainsi que les cations échangeables (CaO, K2O, Na2O, Mg) via les normes NF X 31-130, NF X31-108). Les prélèvements de composites pour la mesure de la biomasse microbienne (Biom, NF EN ISO 14240-2 modifiée) ont été faits sur l'épaisseur de surface (0-20cm).

Les analyses ont été réalisées sur de la terre fine (<2 mm). Tous les débris de racines et de compost supérieurs à 2 mm n'ont pas été pris en compte par les analyses.

## 2.3 Observations pédologiques

Les observations pédologiques de profils, réalisés à la mini-pelle mécanique, sont effectuées lors de 2 campagnes de suivi, à savoir après 10 mois de maturation (en septembre 2020) et 31 mois (juin 2022). Le but des observations pédologiques sur profil est d'évaluer l'homogénéisation des mélanges, la dégradation et l'adsorption du compost, la bioturbation, l'agrégation et structuration des matériaux.

Chaque profil ouvert sur une modalité fait l'objet d'une caractérisation visuelle selon les critères suivants :

- Identification de couches homogènes ;
- Pour chaque couche :
  - L'épaisseur ;
  - Degré d'humidité ;
  - Couleur ;
  - Traits d'hydromorphie, d'anoxie ;
  - Caractère calcaire (Test HCl dilué à 10 %) ;
  - Présence et caractéristiques des éléments grossiers (cailloux et débris divers) ;
  - Présence et caractéristiques des racines (densité, taille, orientation) ;
  - Structure : une attention particulière est portée sur le type de structure (grumeleuse, polyédrique, massive, particulière, etc.), le changement de celui-ci par rapport à l'état antérieur. Trois types de structure ont été prédéfinis : structure grumeleuse d'origine racinaire (agrégats racinaires dominants), structure grumeleuse d'origine autre que les racines, structure polyédrique/lithologique héritée et structure polyédrique bioturbée ;
  - Compacité (le test de couteau) ;
  - Porosité : niveau estimé de la porosité (1 à 3) et son origine (biologique, texturale, fissurale) ;
  - L'origine et la forme dominante de la structuration (lombricienne, racinaire, anthropique, indéfinie, etc.) ainsi que les faciès sont notés selon un code de notation adapté du travail de Piron (2008).

- Niveau d'incorporation global du compost ;
- Homogénéité du mélange et la dégradation et l'incorporation globale du compost.

Ces observations pédologiques sont accompagnées de prélèvements ponctuels pour mesurer la masse volumique apparente sèche de la fraction fine (MVAS), stabilité structurale (MWD) (Bissonnais, 1995).

## 2.4 Analyses de données

### 2.4.1 2.4.1 Analyses statistiques

Un modèle d'analyse de variance a été ajusté pour évaluer l'effet de l'apport du compost, de terre végétale et du type de couverture sur les différents paramètres étudiés avec un seuil critique fixé à 5 %. Le test post hoc de Newman Keuls est utilisé pour distinguer les différents groupes. L'ensemble des traitements statistiques a été effectué avec le logiciel R (version 4.1.0).

## 3. Résultats

### 3.1 Effets du compost, de la terre végétale et du type de couverture sur propriétés agronomiques des limons loessiques

Les effets de la durée de maturation, de compost, de terre végétale, du type de couverture des mélanges ainsi que leurs interactions sur la qualité agronomique des limons loessiques sont donnés dans le [Tableau 2](#). Les champs en vert symbolisent une augmentation des valeurs du paramètre avec la dose du facteur ou la présence d'un couvert végétal. Inversement, les champs gris indiquent une baisse des valeurs du paramètre avec la dose du facteur ou la présence d'un couvert végétal.

Il ressort des analyses de variance que le compost vert a été le facteur principal de l'amélioration de la fertilité physique, chimique et biologique des limons loessiques. Le compost vert a amélioré toutes les composantes de la fertilité. Il a eu un effet très hautement significatif sur tous les paramètres étudiés exceptée la teneur en calcium. En effet, la stabilité structurale (MWD), le taux de matière organique (MO), d'azote total, le rapport C/N, la capacité d'échange cationique (CEC), le phosphore assimilable, les cations échangeables (K<sub>2</sub>O, CaO, MgO, Na<sub>2</sub>O) et la biomasse microbienne (Biom) ont augmenté avec la proportion de compost. L'apport massif de compost a fait baisser le pH et la masse volumique apparente sèche (MVAS). Au 31<sup>ème</sup> mois de maturation ([Figure 2a](#)), les modalités à 50% de compost ont présenté de fortes teneurs en matière organique (MO>3,5 %), très bien pourvues en éléments nutritifs avec des valeurs autour de l'optimum recherché et une forte abondance de biomasse microbienne (>350 mg/kg). Ces matériaux sont restés (18 mois) néanmoins sensibles à la désagrégation (0,8<MWD<1,8 mm). Les modalités à 20 % de compost ([Figure 2a](#)) ont montré des teneurs modérées à élevées en matière organique (2<MO<3,2 %), bien pourvus en éléments nutritifs avec des valeurs systématiquement supérieures à la référence du laboratoire et une biomasse microbienne satisfaisante (250 mg/kg). Cependant, ces matériaux (18 mois) ont été très sensibles à la désagrégation (MWD<0,8 mm). Les modalités sans compost ([Figure 2a](#)) ont montré de faibles teneurs en matière organique (MO<1,5), biomasse microbienne (<200 mg/kg) et en éléments nutritifs. Ces matériaux ont été aussi très sensibles à la désagrégation (MWD<0,8 mm).

Tableau 2 : ANOVA à 4 facteurs testant l'effet du compost, terre végétale, couverture et de la durée de maturation sur les propriétés agronomiques des limons lœssiques (ns :  $p > 0.05$ , . :  $p < 0.1$ , \* :  $p < 0.05$ , \*\* :  $p < 0.01$ , \*\*\*  $p < 0.001$ ).

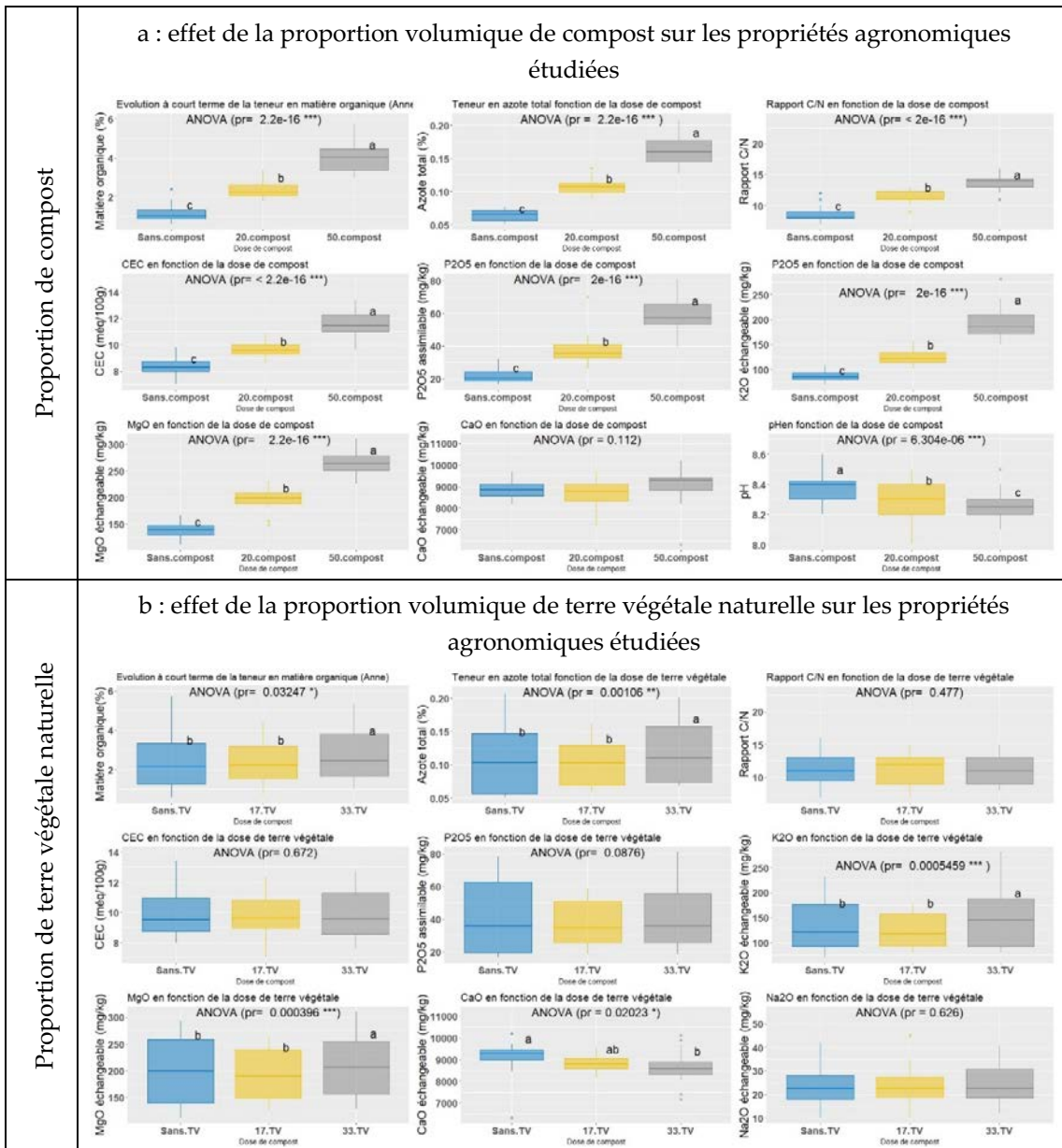
	MVAS	MWD	pH	MO	N.tot	C/N	CEC	P2O5	K2O	CaO	MgO	Na2O	Biom
Compost	***	**	***	***	***	***	***	***	***	.	***	***	***
TV	ns	ns	***	*	***	ns	ns	.	***	*	***	ns	ns
Couverture	.	*	ns	ns	ns	ns	***	*	.	ns	ns	***	*
Compost * TV	ns	ns	*	*	**	ns	ns	*	**	*	**	ns	ns
Compost * Couverture	ns	ns	ns	ns	ns	ns	ns	ns	ns	ns	.	**	ns
TV * Couverture	ns	ns	ns	ns	ns	ns	ns	.	ns	ns	ns	ns	ns
Compost * TV * Couverture	ns	ns	ns	ns	ns	ns	ns	ns	ns	ns	ns	ns	ns
Durée de maturation	***		***	*	**	*	ns	ns	.	ns	***	**	ns

Le type de couverture des mélanges a eu un impact sur la stabilité structurale, la porosité, la capacité d'échange cationique, le phosphore, le potassium, le sodium et l'abondance microbienne dans les mélanges (Figure 2b). La présence du couvert végétal augmente davantage la stabilité structurale des agrégats, la porosité, la capacité d'échange cationique, le sodium et la biomasse microbienne. Les matériaux sous prairie ont aussi montré de plus faibles teneurs en phosphore par rapport aux matériaux sous bâche. Par ailleurs, la présence d'un couvert végétal n'a pas amélioré, à court terme, les autres propriétés agronomiques : pH, taux de matière organique, taux azote total, le rapport C/N, la magnésium et calcium.

La terre végétale naturelle a contribué à améliorer la composante chimique de la fertilité (Figure 2c). La forte dose (33 % v/v) a eu un effet significatif sur la matière organique, l'azote total, le potassium et le magnésium par rapport aux modalités sans terre végétale. L'effet positif de la forte dose de terre végétale sur la disponibilité des éléments nutritifs devient important en présence de compost. En outre, le simple apport de terre végétale a contribué de façon significative à la consommation du calcium, et à la légère baisse du pH. Le calcium et pH ont été plus faibles dans les modalités avec de la terre végétale. En revanche, l'apport de terre végétale n'a pas eu d'effet sur les autres propriétés agronomiques des matériaux, à savoir le rapport C/N, la CEC et le sodium.

L'intérêt de la maturation a été analysé à travers l'effet de la durée de maturation sur les propriétés agronomiques (Figure 2d). A noter que la stabilité structurale a été mesurée qu'une seule fois (au 18 mois de maturation) pendant la période de suivi. La mise en maturation a permis une dégradation du compost. Ce qui s'est traduit par une augmentation de la fraction fine de la matière organique, l'azote totale, le rapport C/N. Ces paramètres ont augmenté particulièrement au 12 mois de maturation. Les 7 premiers mois correspondent en effet à la phase de latence marquant l'installation des microorganismes (notamment les champignons et bactéries). Cette phase est marquée par de légères baisses (non significative) des teneurs en azote total, phosphore, potassium et magnésium. Après les 12 mois de maturation sont observées les baisses significatives des teneurs en potassium, magnésium, sodium et de la porosité. Les teneurs en phosphore et potassium et la CEC sont restées plus ou moins stables dans les mélanges sous bâches. Sous prairie est observée une augmentation de la CEC et la biomasse microbienne, et une baisse des teneurs en phosphore avec la durée de maturation.





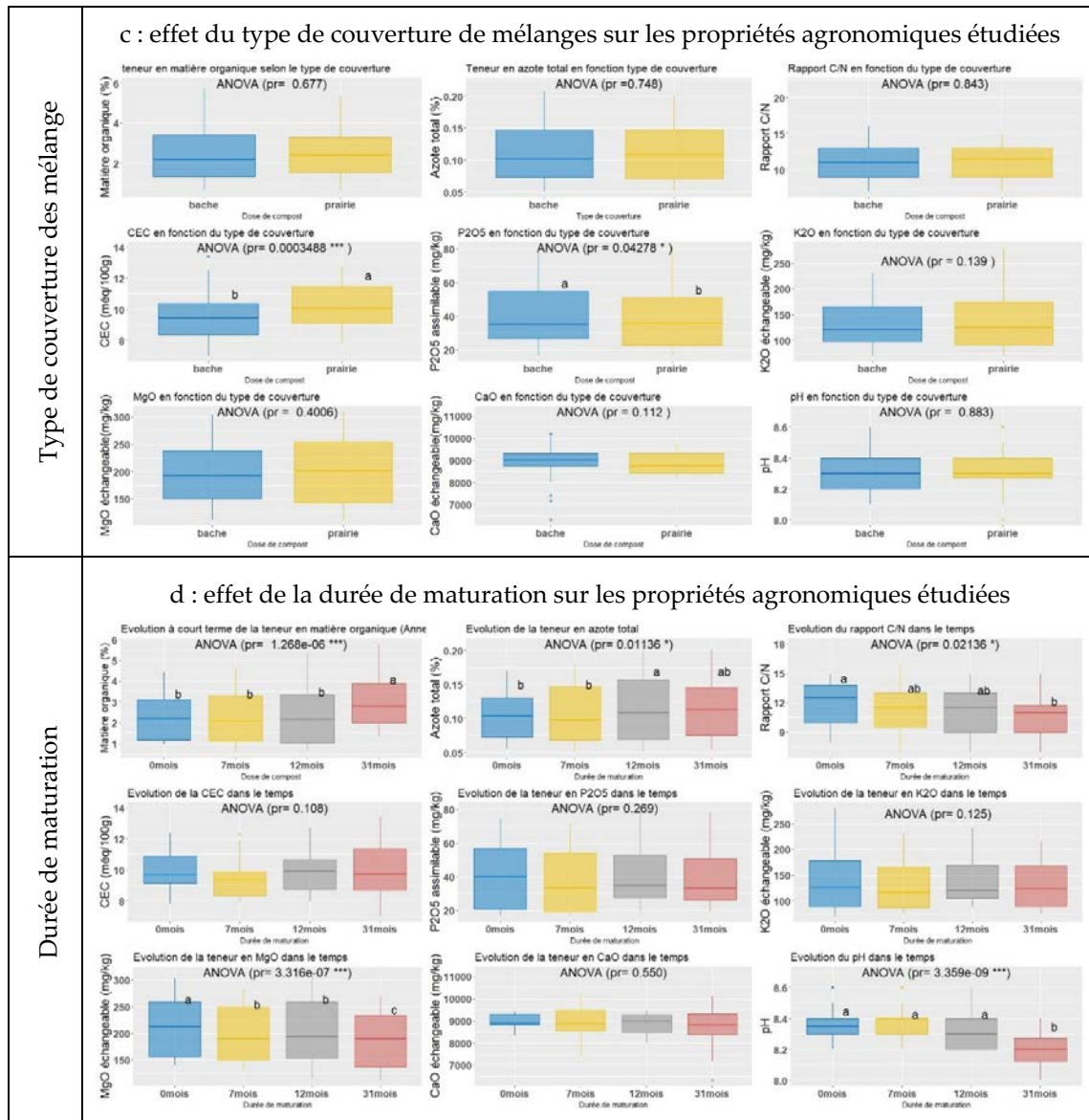


Figure 2 : Test Newman Keuls de comparaison des moyennes des paramètres étudiés en fonction de la proportion de compost (a), de terre végétale naturelle (b), de type de couverture des mélanges (c) et de la durée de maturation (d).

### 3.1.1 Evolution morphologique des mélanges

Les profils pédologiques ont permis de suivre l'évolution morpho-structurale des mélanges durant les 31 mois de maturation. La Figure 3 est une représentation schématique de l'état morpho-structurale des mélanges au 10<sup>ème</sup> (septembre 2020) et 31<sup>ème</sup> mois (juin 2022) de maturation. Elle montre que la restructuration des matériaux limoneux lössiques est fonction du taux de compost, de terre végétale naturelle et surtout de la présence d'un couvert végétal. Ce qui semble être cohérent avec les résultats d'analyses physico-chimiques.

Au 10<sup>ème</sup> mois de maturation, contrairement aux mélanges sans compost homogènes, les mélanges avec compost ont été hétérogènes. Ils sont marqués par la présence de nombreuses poches de compost et des traits d'hydromorphie-anoxie surtout en profondeur pour les modalités sous bâche. Les poches de compost et les traits d'anoxie ont été plus importants sous bâche que sous prairie. La couche de surface (0-15/30 cm) des mélanges semés (prairie) a été colonisés par de nombreuses racines. Ces racines ont « bioturbés » ces couches et leurs ont conféré une structure grumeleuse ou polyédrique bioturbée avec comme conséquence une adsorption du compost à la fraction minérale. Cependant, aucune structure lombricienne n'a été observée sur les profils de bioturbation quel que soit le type de couverture après 10 mois.

Au 31<sup>ème</sup> de maturation, des différences morphologiques nette entre les modalités ont été observées. Les mélanges avec compost sous bâche ont moins de poches de compost et de traits d'anoxie, qui ont diminué en taille et en proportion sur l'ensemble du profil par rapport aux observations au 10<sup>ème</sup> mois de maturation. Ces mélanges ont présenté une couche de surface (0-15/25 cm) homogène avec du compost bien adsorbé à la fraction minérale. Mais leur structure reste héritée (polyédrique ou lithologique). Pour les mélanges sous prairie, le processus de restructuration des matériaux de limon lœssique s'est poursuivi en profondeur avec le développement de la rhizosphère. De nombreuses racines ont été notées jusqu'à 120 cm dans le mélange à 50 % de compost et 33 % de terre végétale et 80 à 100 cm dans les autres mélanges. Le niveau de dégradation et d'adsorption du compost est plus importante dans les mélanges avec de la terre végétale. Aucune tâche d'anoxie n'a été notée dans les modalités sous prairie. De plus, de rares structures lombriciennes ont été aussi observées en surface mais aussi des filaments de mycélium au cœur de ces mélanges.

## 4. Discussion

### 4.1 Une fertilité agronomique fonction de la proportion volumique de compost

L'apport de compost permet une amélioration significative de la qualité agronomique globale des matériaux limons lœssiques. L'apport de compost fait baisser, de façon proportionnée, le pH de -0,1 à -0,2 par rapport aux mélanges sans compost. Il augmente aussi la teneur en matière organique, la stabilité structurale, la porosité, le réservoir cationique (CEC), la disponibilité des éléments nutritifs et l'abondance de la biomasse microbienne comme l'ont signalées plusieurs études (Epstein et al., 1976; Pagliai et al., 1981; Grosbellet, 2008; Grard, 2017; Obalum et al., 2019; Jain and Kalamdhad, 2020; Zhou et al., 2022). En effet, la forte abondance de la biomasse microbienne associée à la présence de champignons favorise la dégradation et la minéralisation du compost. Ce qui pourrait expliquer l'augmentation de la fraction fine stable de la matière organique et la disponibilité des éléments nutritifs.

Les effets constatés de la forte dose de terre végétale (33 % v/v) sur la matière organique et les éléments chimiques pourrait s'expliquer soit par un effet additif, c'est-à-dire les teneurs initiales en ces éléments dans la terre végétale viennent s'ajouter aux teneurs initiaux de matériaux ressources de base, soit leur légère acidité (pH = 6,2) a permis de tamponner le pH des mélanges et crée des

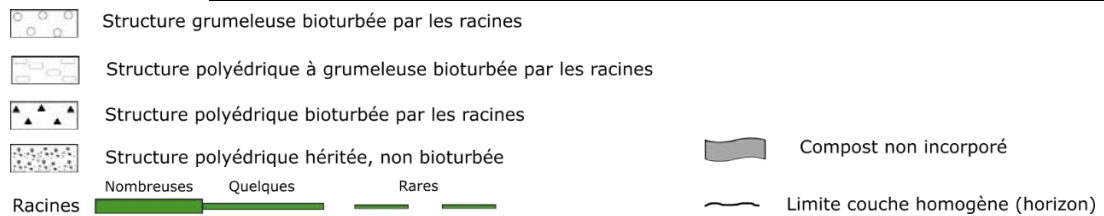
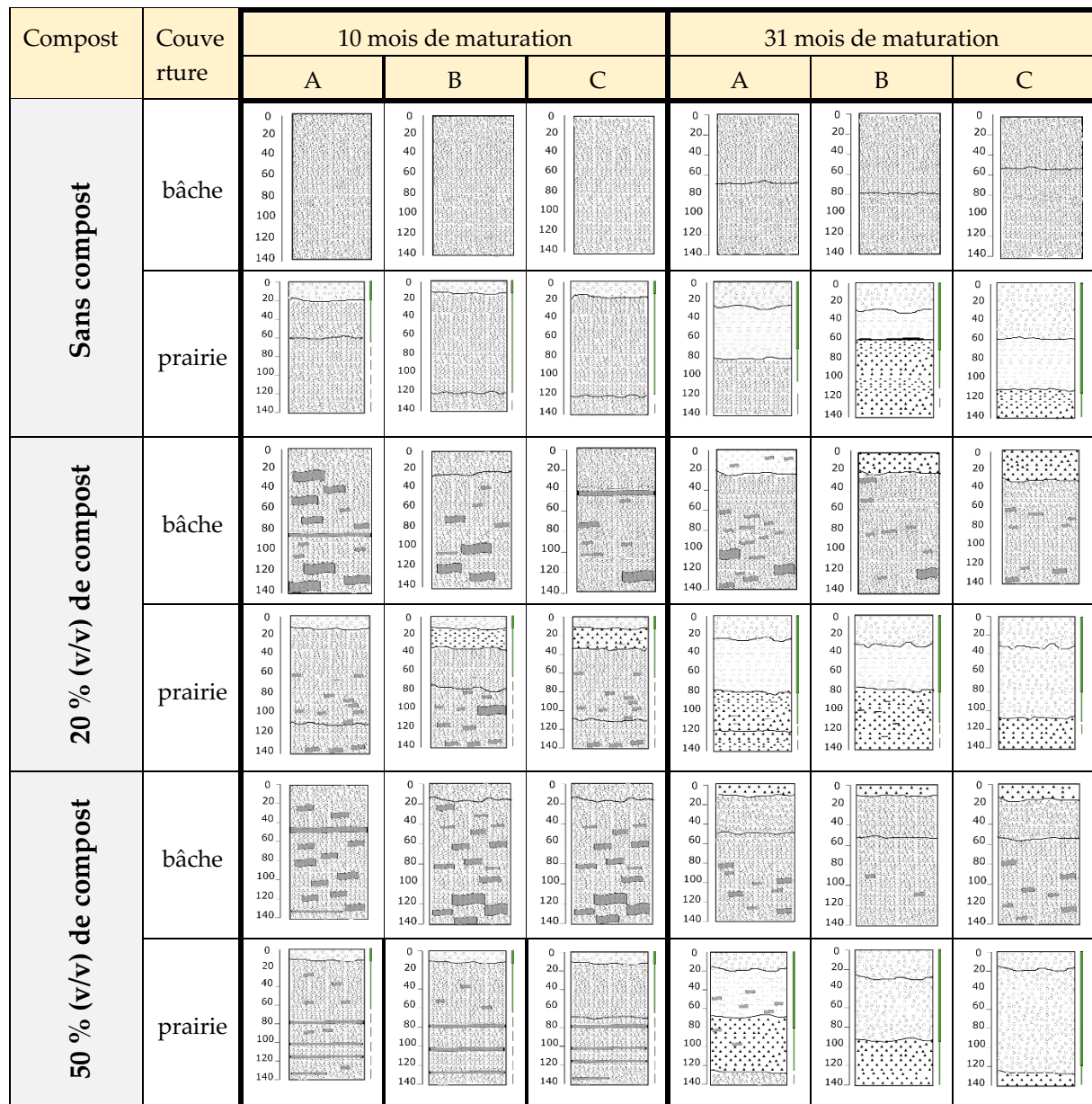


Figure 3 : Evolution morpho-structurale des mélanges durant les 31 mois de maturation. Les observations sont réalisées au 10 et 31 mois de maturation

conditions plus favorables à l'activité des microorganismes, responsables de la dégradation et minéralisation du compost.

Au bout des 31 mois de maturation, les mélanges contenant 50 % de compost ont été jugés conformes à la dénomination « terre végétale » de la norme NF-U44-551. Ces matériaux sont préférentiellement utilisables pour constituer les horizons de surface des Anthrosoles fertiles. Les mélanges contenant 20 % de compost sont caractéristiques de la dénomination « terre support » de la même norme. Ces matériaux peuvent être utilisés pour constituer les horizons de sous-face des Anthrosoles.

#### 4.2 Le couvert végétal pour assurer et accélérer la structuration des mélanges

Une meilleure structuration des limons a été observée sous les andains semés (prairie). Le semis des andains permet d'améliorer la stabilité structurale, la porosité, la CEC, la teneur en sodium et l'abondance microbienne (Jangorzo, 2013; Watteau et al., 2019). Cet effet du couvert végétal sur les paramètres structuraux serait lié au développement des racines. En effet, racines de certaines plantes ont la faculté de sécréter des rhizodépôts, composés riches en polysaccharides et rapidement biodégradables (Hütsch et al., 2002), qui permettent d'augmenter la cohésion des agrégats soit en jouant le rôle de colle entre les particules, soit en renforçant les forces de liaisons entre les particules (Annabi, 2011). La présence de composés riches en sucres stimule l'activité microbienne tellurique qui contribue à la dégradation fine du compost. La matière organique fine stable (humus) ainsi dégradée s'associe plus facilement, grâce aux exsudats microbiens, calcium, magnésium, à la fraction argileuse pour former le complexe argilo-humique responsable de l'augmentation de la CEC et de la stabilité structurale. De plus, la présence de filaments de champignon au cœur des mélanges sous prairie témoigne aussi de leur rôle sur la structuration des limons loessiques. Les champignons sont considérés comme les microorganismes les plus efficaces pour améliorer la stabilité structurale (Annabi, 2011). Ils consolident les agrégats grâce au fort pouvoir collant de leurs sécrétions et l'action mécanique de leurs hyphes qui diminuent la mouillabilité des matériaux et limitent l'éclatement des agrégats. En outre, les observations pédologiques ont aussi montré que les réseaux des chevelures racinaires permettent de lier les particules pour former une structure grumeleuse.

Cependant, les effets positifs combinés du compost et racines sur la stabilité structurale n'a pas permis d'obtenir des agrégats stables au 18<sup>ème</sup> mois de maturation. Cela s'explique par la nature limoneuse des matériaux ressources de base (60 % de limons). Mais c'est justement entre la deuxième et troisième saison de végétation que les profils pédologiques ont montré une meilleure structuration des mélanges. Les valeurs de stabilité structurale ont sûrement augmenté au cours de cette période surtout pour les mélanges à 50 % de compost semés.

L'effet non significatif du couvert végétal sur la teneur en matière organique pourrait être lié à plusieurs facteurs dont (1) la gestion des andains avec l'application d'une à deux fauches sans restitution de la matière organique ; (2) la forme en andain ne permet pas de laisser sur place la tonte de fauche qui risque d'être exportée par le vent hors des andains ; (3) et le protocole de tamisage à 2 mm appliqué pour mesurer la matière organique. Les andains en forme de table avec restitution de la matière organique devraient permettre d'augmenter les taux de matière organique.

Par ailleurs, la très faible présence de bioturbation lombricienne et l'absence de galeries indiquent la faible colonisation des mélanges par ces organismes au bout de 31 mois. Pour autant, les communautés lombriciennes auraient pu contribuer à une meilleure intégration du compost à la matière minérale. Les constats de développement des communautés lombriciennes dans d'autres études, parallèlement en cours sur le secteur MUE de Confluence, indiquent une rapide colonisation des vers de terre dans des Anthrosoles reconstitués à partir de limons profonds similaires. Ces vers de terre proviennent probablement des mottes d'arbres plantés.

### 4.3 L'observation pédologique pour juger de la maturation des mélanges

Les observations pédologiques sur profils ont mis en évidence le rôle déterminant du développement racinaire dans le temps sur l'adsorption du compost dans la matrice terreuse, l'aération et surtout l'homogénéisation des mélanges. Cela implique que l'abondance et la rapidité du développement des racines en profondeur sont les éléments clés du processus de maturation des mélanges. En se basant sur ces deux facteurs, les résultats d'observations pédologiques permettent d'estimer la durée de maturation des modalités semées. Elles ont montré une progression racinaire (présence de racines) de 40 à 50 cm par saison de végétation. Sur l'épaisseur de nos andains (1,5 m), cela équivaut à 2 ou 3 saisons de végétation pour avoir un mélange homogène et du compost bien adsorbé dans la fraction minérale.

Les mélanges sous bâche ont structuralement et chimiquement peu évolués durant le 31 mois de maturation. Cela suggère l'intérêt du bâchage pour le stockage temporaire (<6 mois) des supports de culture en phase de chantier.

## 5. Conclusion

Les difficultés de reprise d'arbres sur les Anthrosoles reconstitués à partir d'un mélange de terre et d'apport massif de produits organiques durant la première saison de plantation ont amené la métropole du Grand Lyon et son concessionnaire d'aménagement à explorer la piste de maturation des supports de culture de la filière TERNATEC. Le premier dispositif expérimental de la plateforme démonstrateur de production TERNATEC évaluait les possibilités de réemploi des limons loessiques profonds après leur amendement avec du compost vert et/ou de la terre végétale naturelle et stockage en andains recouverts d'une bâche ou bien semés (prairie herbacée). Partant de ce dispositif, cette étude visait à répondre à la question « comment mûrir les mélanges terre-compost ? ». La démarche a consisté à associer les mesures agronomiques de laboratoire aux observations pédologiques de profils pour évaluer la structuration des limons loessiques et la dynamique des éléments fertiles dans les 18 modalités testées. Cette approche classique du diagnostic agropédologique a permis de mettre en évidence le rôle de l'action mécanique des racines et de la proportion volumique de compost vert dans la structuration et l'enrichissement des limons loessiques. Les observations pédologiques ont particulièrement permis d'estimer la durée optimale de maturation. Les mélanges semés ont été jugés matures au bout de la deuxième saison de végétation, correspondant au temps nécessaire aux racines d'explorer toute l'épaisseur des andains (1 à 1,5 m). Les chevelures racinaires englobent les particules associées à la matière organique fine dans leurs réseaux. Ce qui permet de structurer les limons loessiques et

d'homogénéiser les mélanges contrairement aux mélanges sous bâche dont la structure a peu évolué durant la maturation. Au bout de ce processus de maturation, les mélanges semés contenant 50 % volumique de compost possédaient les meilleures qualités agronomiques et étaient conformes à la dénomination de « terre végétale » de la norme NF U-44-551. Les mélanges contenant 20 % volumique de compost sont qualifiés de « terre support ».

Cette expérience montre qu'il est possible, sur deux saisons de végétation, d'obtenir des supports de culture limoneux bien structurés et de bonne fertilité agronomique avant leur utilisation dans constitution des Anthrosoles de plantation. Le suivi cultural des arbres plantés sur ces supports de culture TERNATEC devrait permettre d'évaluer l'intérêt et l'efficacité de la maturation sur les difficultés de reprise la première saison de végétation.

#### REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier les différentes structures qui ont participé dans ce projet : la société GREEN STYLE pour la réalisation des travaux du dispositif expérimental et la mise à disposition de la pelle mécanique ; la société AUREA (Ardon) pour les analyses agronomiques et l'échanges sur leurs protocoles d'analyses ; la société BASE pour la conception paysagère du dispositif expérimental ; L'INRAE Lyon, impliqué dans ce projet, pour la participation à la conception du dispositif expérimental.

Nous remercions également toutes les personnes (Robin REMOND, Claire MORVAN, Howaida ABBAS) qui ont participé aux différentes campagnes d'acquisition des données.

## REFERENCES

- Annabi, M., 2011. Influence des racines sur la stabilité structurale d'un sol du Nord de la Tunisie. *Etude Gest. Sols* 18, 63–73.
- Baize, D., Girard, M.-C., 2008. *Référentiel pédologique 2008*. Éditions Quæ.
- Bataillard, P., Benbrahim, M., Brun, F., Cannavo, P., Chenon, P., Chevaleraud, Y., Coulon, A., Coussy, S., Damas, O., Gossiaux, L., Guimont, S., Legret, M., Louvet, J.-C., Peyneau, P.E., Rokia, S., Schwartz, C., Séré, G., Subileau, J., Beaudet, L.V., 2016. *Créer des sols fertiles*. LE MONITEUR.
- Bissonnais, L., 1995. Mesurer la stabilité structurale des sols pour évaluer leur sensibilité à la battance et à l'érosion. *Étude Gest. Sols*.
- Epstein, E., Taylor, J.M., Chaney, R.L., 1976. Effects of Sewage Sludge and Sludge Compost Applied to Soil on some Soil Physical and Chemical Properties. *J. Environ. Qual.* 5, 422–426. <https://doi.org/10.2134/jeq1976.00472425000500040021x>
- Fourvel, G., 2018. *Agronomic valuation of fine sediments from hydroelectric reservoirs under construction of fertile anthroposols (phdthesis)*. Agrocampus Ouest.
- Grard, B., 2017. *Productive Technosol made of urban waste : delivered ecosystem services and evolution (phdthesis)*. Université Paris Saclay (COMUE).
- Grosbellet, C., 2008. *Evolution and effects of great quantities of organic matter on soil structuration (phdthesis)*. Université d'Angers.
- Hütsch, B.W., Augustin, J., Merbach, W., 2002. Plant rhizodeposition — an important source for carbon turnover in soils. *J. Plant Nutr. Soil Sci.* 165, 397–407. [https://doi.org/10.1002/1522-2624\(200208\)165:4<397::AID-JPLN397>3.0.CO;2-C](https://doi.org/10.1002/1522-2624(200208)165:4<397::AID-JPLN397>3.0.CO;2-C)
- Jain, M.S., Kalamdhad, A.S., 2020. Soil revitalization via waste utilization: Compost effects on soil organic properties, nutritional, sorption and physical properties. *Environ. Technol. Innov.* 18, 100668. <https://doi.org/10.1016/j.eti.2020.100668>
- Jangorzo, N., 2013. *Quantification du processus d'agrégation dans les Technosols*.
- Kautz, T., 2015. Research on subsoil biopores and their functions in organically managed soils: A review. *Renew. Agric. Food Syst.* 30, 318–327. <https://doi.org/10.1017/S1742170513000549>
- Norme NF U44-551 [WWW Document], n.d. URL <https://norminfo.afnor.org/norme/nf-u44-551/supports-de-culture-denominations-specifications-marquage/89121> (accessed 1.17.23).
- Obalum, S.E., Uteau-Puschmann, D., Peth, S., 2019. Reduced tillage and compost effects on soil aggregate stability of a silt-loam Luvisol using different aggregate stability tests. *Soil Tillage Res.* 189, 217–228. <https://doi.org/10.1016/j.still.2019.02.002>
- Pagliai, M., Guidi, G., La Marca, M., Giachetti, M., Lucamante, G., 1981. Effects of Sewage Sludges and Composts on Soil Porosity and Aggregation. *J. Environ. Qual.* 10, 556–561. <https://doi.org/10.2134/jeq1981.00472425001000040028x>
- Piron, D., 2008. *Spatial distribution of earthworm drilosphere and bio-physical characteristic of biogenic facies in a context of reduced tillage (phdthesis)*. Université Rennes 1.
- Watteau, F., Jangorzo, N., Schwartz, C., 2019. A micromorphological analysis for quantifying structure descriptors in a young constructed Technosol. *Boletin Soc. Geol. Mex.* 71, 11–20. <https://doi.org/10.18268/BSGM2019v71n1a2>
- Zhou, Z., Zhang, S., Jiang, N., Xiu, W., Zhao, J., Yang, D., 2022. Effects of organic fertilizer incorporation practices on crops yield, soil quality, and soil fauna feeding activity in the wheat-maize rotation system. *Front. Environ. Sci.* 10.



# Formulation of an eco-binder based on calcined sediment, ground granulated blast furnace slag, and waste paper fly ash

Zeinab MKAHAL<sup>1,2</sup>, Walid MAHERZI<sup>1,2</sup>, Mahfoud BENZERZOUR<sup>1,2</sup>, Nor-edine ABRIAK<sup>1,2</sup>

<sup>1</sup> IMT Nord Europe, Institut Mines-Télécom, Centre for Materials and Processes, Environnement, F-59000 Lille, France.

<sup>2</sup> Univ. Lille, Univ., ULR 4515 – LGCgE, Laboratoire de Génie Civil et géo-Environnement, F-59000 Lille, France.

## Abstract

The formulation of an eco-binder based on alternative materials only makes sense if its technical and environmental relevance has been evaluated. This study focuses on the effect of replacing up to 60% of Portland cement with calcined sediment, ground granulated blast furnace slag, and waste paper fly ash. The numerical analysis to choose the formulation was carried out by using commercial software (Design Expert) dedicated to experimental modeling designs. Water demand, setting time, volume expansion, compressive strengths, and heat of hydration (Langavant calorimetry) were performed to evaluate the effect of replacing cement with alternative materials on matrix properties. The results reveal that the proposed mixes meet the specifications of many hydraulic binders. Since the production of one ton of cement generates 780 kg of CO<sub>2</sub> (He *et al.*, 2019), replacing ordinary Portland cement with alternative materials reduces greenhouse gas emissions.

## Keywords

*Calcined sediment, ground granulated blast furnace slag, waste paper fly ash, and Eco-binder.*

## I. INTRODUCTION

The management of dredged sediments is based on technical, socio-economic, and environmental challenges and issues. This is why pre-treatment and treatment processes have been set up. These processes aim to improve specific properties or neutralize pollutants for recovery purposes.

The valorization of sediments in the cement industry has been studied for the elaboration of hydraulic binders in the raw material and more recently in the substitution of clinker (el Mahdi Safhi *et al.*, 2019). Generally, physical and thermal treatments were carried out before the addition of sediments to the cement matrix. Grinding (physical treatment) contributes to the improvement of their fineness, while the calcination (thermal treatment) activates some of their phases like calcite CaCO<sub>3</sub> but also the essential phases for the pozzolanic activity like the clays (kaolinite) (AMAR *et al.*, 2021). Similarly, calcination leads to the degradation of organic phases that affect the mechanical properties of the matrix.

This work is divided into two main parts. The first one focuses on sediment calcination, with a study to optimize calcination parameters in a static oven. This part is not presented in this article. However, the calcination of sediments SBF from the natural dewatering site of “La Hisse” was set for a duration of 1 h at a temperature of 850 °C (determined by thermogravimetric analysis) to ensure optimal pozzolanic reactivity and to avoid the risk of recrystallization.

The second part aims at optimizing formulations based on CEMI 42.5N, Calcinated sediments (SBF-C), Ground Granulated Blast-Furnace Slag (GGBS), and waste paper fly ash (WPFA).

**II. METHODOLOGY**

Fig. 1 describes the experimental approach followed in our study.

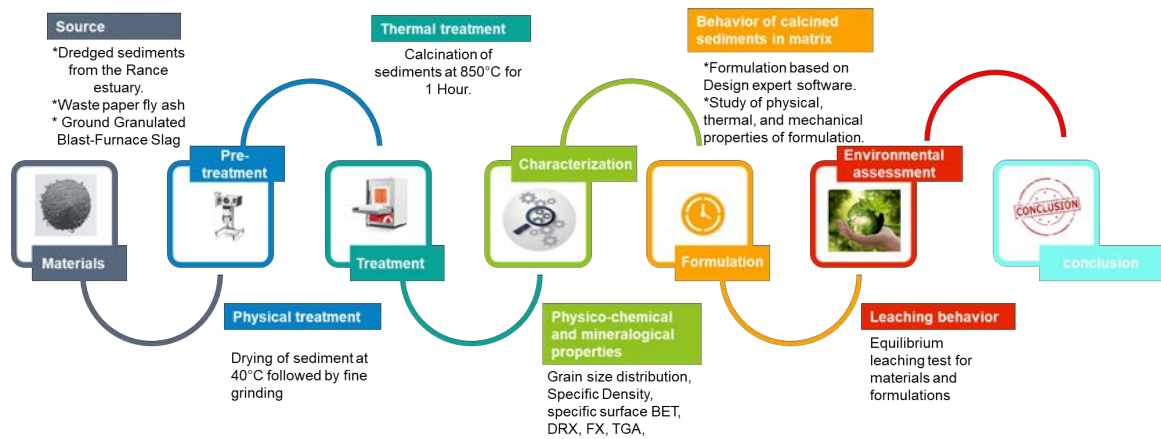


Fig. 1 Experimental approach adopted for the valorization of calcined dredged sediments in eco-binders.

**III.CHARACTERIZATION OF THE MATERIALS**

*A. Grain size distribution*

The granulometric analysis by laser technique is carried out on all the studied materials. The first observation that can be noted is the similarity of the granulometry of CEM and GGBS with  $D_{max}$  of 33 $\mu$ m and  $D_{50}$  around 9 $\mu$ m (Fig. 2). The physical treatment (grinding) of sediments allows for obtaining the finest material SBF-G with  $D_{max}$  of 33 $\mu$ m also and  $D_{50}$  of 6.7 $\mu$ m. Comparing the SBF-C with the SBF-G, it can be seen that calcination has changed the fineness as well as the shape of the particles (enlargement and swelling) with  $D_{max}$  of 230 $\mu$ m and  $D_{50}$  of 10.8 $\mu$ m. This allows us to deduce that the coarsest grains have undergone a sintering process by welding or swelling phenomena occurring under the effect of heat (BERNACHE-ASSOLLANT and BONNET, 2005). In addition, WPFA represents the coarsest material with a  $D_{max}$  of 370  $\mu$ m and a  $D_{50}$  of 111  $\mu$ m.

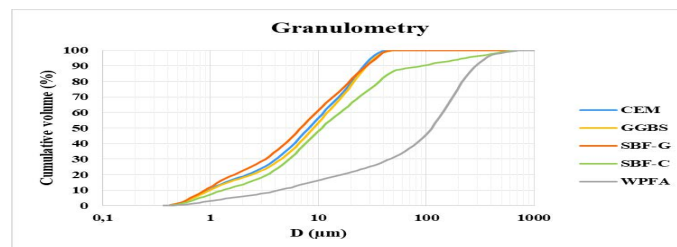


Fig. 2 Grain size distribution of CEMI 42.5N, SBF-G, SBF-C, GGBS, and WPFA.

*B. Specific Density and BET-specific surface area*

The Specific density was measured according to NF EN 1097-7, using a helium pycnometer type AccuPyc 1330 (Micromeritics). The BET-specific surface area test was carried out according to the standard NF EN ISO18757, 2006, using an apparatus of model Micromeritics Autopore IV 9505.

These results show that the alternative materials have lower densities than cement and that SBF-G represents the smallest value among them (2.65 g/cm<sup>3</sup>) (Table 1). It is important to note that calcination improved the density of the sediment, which may be the result of an intensive densification process and the elimination of OM (AMAR, 2017).

BET-specific surface area makes it possible to evaluate the fineness of the additions and brings an indication of the reactivity (pozzolanicity). The results show significant changes between the raw and calcined sediments (Table 1). Calcination reduced the BET-specific surface area from 141,643 cm<sup>2</sup>/g for SBF-G to 24,086 cm<sup>2</sup>/g for SBF-C, probably by sintering. It should also be noted that SBF-C has the same fineness as WPFA, but is superior to cement and GGBS.

The results confirm that the calcination influences the fineness and the density of sediments by the sintering effect (or densification) and the elimination of the organic and volatile constituents.

Table 1. Determination of the Specific density (g/cm<sup>3</sup>) and the BET-specific surface of the studied materials.

	CEM	SBF-G	SBF-C	WPFA	GGBS
Specific Density (g/cm <sup>3</sup> )	3.15	2.65	2.84	2.99	2.96
BET Surface area (cm <sup>2</sup> /g)	13,260	141,643	24,086	24,285	13,979

*C. Mineralogical analysis*

Mineralogical characterization is performed primarily by X-ray diffraction (XRD) analysis using a Bruker D8 Advance diffractometer equipped with a cobalt anode ( $\lambda K\alpha_1 = 1.74 \text{ \AA}$ ).

The XRD spectra of the CEM (Fig. 3 (a)) show the presence of peaks that corresponds to the main phases of Portland cement (Alite C<sub>3</sub>S, Anhydrite CaSO<sub>4</sub>, Aluminate C<sub>3</sub>A, and Ferrite C<sub>4</sub>AF).

The minerals present in the WPFA are Gehlenite, Calcite, Quicklime, Portlandite, Quartz,  $\alpha'$ -C<sub>2</sub>S (Ca<sub>2</sub>SiO<sub>4</sub>), Mayenite, and Anhydrite (Fig. 3 (b)). Indeed, the potentially reactive minerals (lime, Mayenite, and  $\alpha'$ -C<sub>2</sub>S) give the WPFA interesting hydraulic properties (MOZAFFARI *et al.*, 2009).

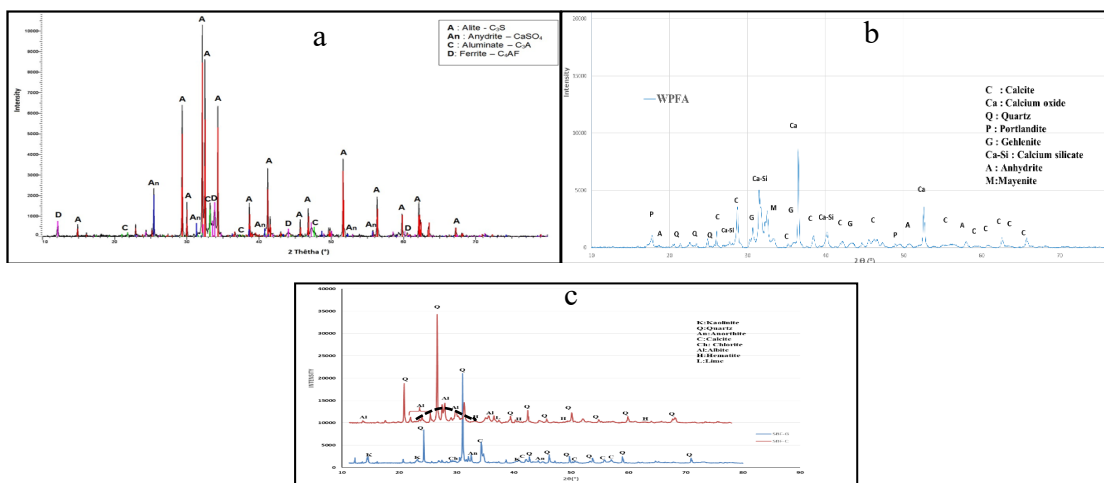


Fig. 3 XRD analysis on CEM (a), WPFA (b), and SBF-G and SBF-C (c).

The interpretation of the diffractogram of SBF-G and SBF-C (Fig. 3 (c)) shows that the SBF-G is composed of Quartz, Calcite, and Aluminosilicate (Kaolinite, Chlorite, and Anorthite). These analyses revealed significant mineralogical changes. The heat probably initiated some physicochemical processes. XRD shows a disappearance in peak phases such as Calcite due to the decarbonation phase followed by the appearance of free Lime in SBF-C. Similarly, clay phases such as Kaolinite could be transformed into Metakaolin by a dehydroxylation process. Finally, the bulge observed (amorphization curve) corresponds to the amorphous phases that appeared to be non-existent in SBF-G. The characteristic peaks of Hematite and Albite were detected in the calcined sediments.

However, the diffractogram of the blast furnace slag is not presented. It reveals the presence of a perfectly vitrified material (Houze, 2014).

#### D. Chemical composition

CEM, GGBS and WPFA (Table 2) shows a typical chemical composition of materials already studied in the literature (Siddique and Bennacer, 2012), (Ehsani *et al.*, 2023), (MOZAFFARI *et al.*, 2009). The basicity index of the GGBS is about 1.07 (>0.9), which may reflect a high hydraulic capacity. The high CaO content brings the composition of WPFA close to the typical composition of Portland cement with a basicity index of 2.3.

After calcination of SBF, the concentration of silicon oxide is higher. This increase is mainly due to the removal of organic compounds and carbonates. According to (ASTM C618 -19, 2008) which is used to evaluate the level of pozzolanicity of materials, the sum of  $Al_2O_3 + SiO_2 + Fe_2O_3$  reaches 61.8% for SBF-G and 67.4% for SBF-C. This value is close to what is required in the standard (>70%), especially for SBF-C.

Table 2. Oxides (%) present in the materials CEM, SBF-G, SBF-C, GGBS, and WPFA.

	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	MgO	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	Na <sub>2</sub> O	K <sub>2</sub> O	P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	SO <sub>3</sub>	TiO <sub>2</sub>	MnO	Cl	ZnO
<b>CEMI</b>	17.38	4.87	0.85	2.84	59.00	0.26	1.00	-	4.35	0.39	-	-	-
<b>WPFA</b>	14.49	10.72	1.68	1.01	56.80	0.68	0.72	0.43	2.29	0.76	-	1.05	0.21
<b>GGBS</b>	32.94	10.58	6.49	0.44	40.25	0.32	0.51	-	1.64	0.78	0.22	-	-
<b>SBF-G</b>	42.73	13.79	1.96	5.30	15.29	1.00	2.49	0.31	1.37	0.64	-	0.15	-
<b>SBF-C</b>	46.33	14.95	2.20	6.12	17.32	1.06	2.76	0.35	2.26	0.69	-	0.19	-

## IV. BEHAVIOR OF CALCINATED SEDIMENTS IN THE CEMENTITIOUS MATRICES

### A. Experimental design

Several researchers have revealed the importance of using the design of experiments (DOE) in civil engineering, especially for the optimization of cementitious mixtures (Matos *et al.*, 2018)(Imanzadeh *et al.*, 2018). In our study, DOE is used to quantify the influence of each component of the mixture on the mortar's unconfined compressive strength. The main characteristic of a random mixture is that the sum of CEM, SBF-C, WPFA and GGBS (taken in mass proportion) must equal 1 (100%).

Moreover, the optimal mixture design method specifies the range of the variation of different components (low and high constraints). These limits must be between the values of 0 and 1 (Table

3). The numerical analysis was carried out by using commercial software (Design Expert) dedicated to experimental modeling designs. The dedicated software gives the mix proportions of a total of 15 points for modeling. **Table 4** presents the determined arrangements of the 15 runs.

Table 3. Limits of the mixture components.

Component mass	CEM	SBF-C	WPFA	GGBS
Lower constraints	0.4	0	0	0
Higher constraints	1	0.6	0.6	0.6

*B. Preparation of specimens*

The method of mixing, molding, and curing the specimens is based on the NF EN 196-1 standard. **Table 4** summarizes the compressive strengths obtained at 56 days for the 15 proposed mixes.

Table 4. Proportions of the components of the 15 mixtures proposed for modeling and their corresponding Rc.

	F1	F2	F3	F4	F5	F6 (R)	F7	F8	F9	F10	F11	F12	F13	F14	F15	D1	D2	D3
<b>SBF-C</b>	0	30	15	30	0	0	30	7.5	7.5	0	60	0	0	37.5	7.5	13.5	18	24
<b>WPFA</b>	0	0	15	0	60	0	30	37.5	7.5	30	0	0	30	7.5	7.5	0.7	1.4	1
<b>GGBS</b>	60	30	15	0	0	0	0	7.5	37.5	30	0	30	0	7.5	7.5	45.8	40.6	35
<b>CEM</b>	40	40	55	70	40	100	40	47.5	47.5	40	40	70	70	47.5	77.5	40	40	40
<b>Rc 56 days (MPa)</b>	44.4 ± 2.5	37.2 ± 1.9	28.2 ± 0.9	34.3 ± 2.3	10.3 ± 0.1	51.6 ± 1.2	16.8 ± 0.2	18.9 ± 0.9	36.7 ± 3.5	24.6 ± 0.2	20.8 ± 0.5	52.4 ± 1.1	25.5 ± 1.9	31.2 ± 4.2	42.3 ± 4.7	36.4 ± 2.4	31.9 ± 0.4	28.7 ± 1.2

*C. Results and Discussion*

**1. Validation of the model**

The compressive strength results at 56 days for the 15 proposed mixes were modeled using the linear Scheffe model. The linear model was selected instead of another model because it represents the most suitable model based on the values of p-value, adjusted R<sup>2</sup>, and predicted R<sup>2</sup>, conforming to guidelines. The p-value was statistically significant and lower than 0.05 while the adjusted and predicted R<sup>2</sup> were very close to 1 and their difference was lower than 0.2.

Fig. 4 illustrates a response surface (2D and 3D) with different color shades from dark blue (i.e., lower resistance) to red (i.e., higher resistance). The selected regression model equation relating the compressive strength (Rc) of the mixture to the four variables CEM, SBF-C, WPFA, and GGBS is detailed in eq.1.

$$Rc \text{ (MPa)} = +1.83 \cdot \text{SBF-C} - 18.17 \cdot \text{WPFA} + 38.87 \cdot \text{GGBS} + 51.41 \cdot \text{CEM}. \quad (\text{eq.1})$$

From the model, 3 formulations (D1, D2, and D3) were chosen (Table 4). The first criterion taken into account when selecting the three mixes was to minimize the proportion of cement to 40% and to meet the specifications for normal hardening hydraulic road binders (HRB), especially N4 (Rc (56 days) ≥ 32,5 MPa). To validate the selected regression model, the compressive strength of the three chosen mixes was tested after 56 days of curing. Table 5 shows that only the compressive strength of the D1 mixture, which was determined experimentally, was well within the 95% confidence interval (CI). For D2 and D3, the experimentally obtained resistances do not respect

the 95% confidence interval. To confirm the suitability of the selected model for formulations with low percentages of SBFC-C, it is necessary to subsequently formulate other formulations containing less than 13.5% SBFC-C.

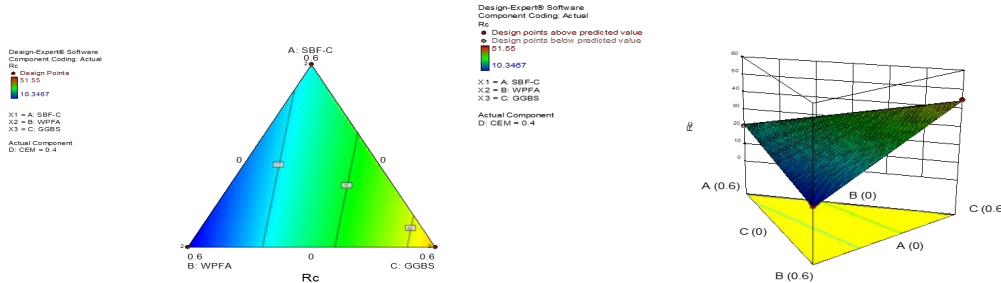


Fig. 4. 2D (left) and 3D (right) response surfaces.

Table 5. Predicted and experimental USC after 56 days of curing.

	Model Predicted R <sub>c</sub> (MPa)	Experimental R <sub>c</sub> (MPa)	95% CI (MPa)
D1	38.48%	36.4 ± 2.4%	[35.89-41.07]
D2	36.42%	31.9 ± 0.4%	[34.03-38.80]
D3	34.43%	28.7 ± 1.2%	[32.16-36.68]

## 2. Evolution of physical properties

### Water demand

WPFA and SBF-C have a higher water demand than the other materials with W/C of 0.87 and 0.47 respectively. GGBS and CEM represent the same water demand (W/C=0.34). The W/C of R, D1, D2, and D3 were 0.35, 0.37, 0.38, and 0.40 respectively. Thus, the addition of WPFA and SBF-C increases water demand when used as a partial replacement for cement, which is not the case for GGBS. This is mainly due to their high specific surface (WPFA and SBF-C) and their mineralogical phases (especially WPFA). However, R1 has the lowest W/C ratio. The increase in the W/C ratio in the selected formulations is mainly attributed to the increase in sediment content (ZERAOU, 2021)(AMAR, 2017)(el Mahdi Safhi *et al.*, 2019).

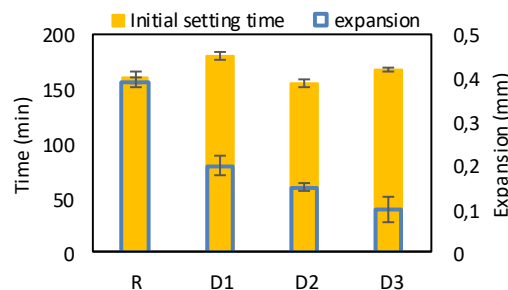


Fig. 5 Initial setting time, expansion, and W/C ratio for the used materials and chosen formulations.

### Initial setting time

Comparing the different formulations with the control, it can be seen that D1 and D3 represent a delay in the initial setting time of 20 and 7 min respectively, which is not the case for D2 with 5 min of acceleration (Fig. 5). Note that D2 contains relatively the highest percentage of WPFA (1.4%) compared to D1 and D3. Therefore, according to these results, we can say that the addition of sediments in the cementitious matrix causes a delay in the initial setting time which can be attributed to the additional water content added to compensate for the water absorbed by the fine sediments (Xu *et al.*, 2022). According to the literature, WPFA is known for its fast setting due to its fineness and the presence of free lime in great quantity (HU, GE and WANG, 2014). From these results, it is important to note that despite the low percentage of WPFA in the formulations they have more influence on the setting time than the sediments.

It can be seen that the 3 formulations meet the setting time requirements which must be at least 90 minutes for rapid hardening hydraulic road binder (HRB-R) classes (E2, E3, and E4) and at least 150 minutes for normal hardening hydraulic road binder (HRB-N).

### Stability

The stability test ensures that the binder produced does not contain substances that could cause dangerous expansion over time. The constituents of the binder which are responsible for an expansion are gypsum and free lime. According to NF EN 13282-1 and NF EN 13282-2, the expansion must be  $\leq 10$  mm and  $\leq 30$  mm for rapid and normal hardening HRB, respectively.

According to Fig. 5, the reference has the highest expansion value (0.39 mm) while remaining far from the limit suitable for road hydraulic binders ( $<10$  mm). For formulations, the expansion decreases with the increase of the incorporation rate of SBF-C. This result is confirmed by the low sulfate contents found in SBF-C (2.26%) compared to the higher values in CEM I (4.35%) (Table 2). Therefore, it can be stated the partial replacement of CEM I by SBF-C, WPFA, and GGBS contributes to improving the stability of formulations which can be used as HRB-R and HRB-N.

### Influence of the addition of calcinated sediment and waste paper fly ash on the hydration kinetics (Langavant Calorimetry)

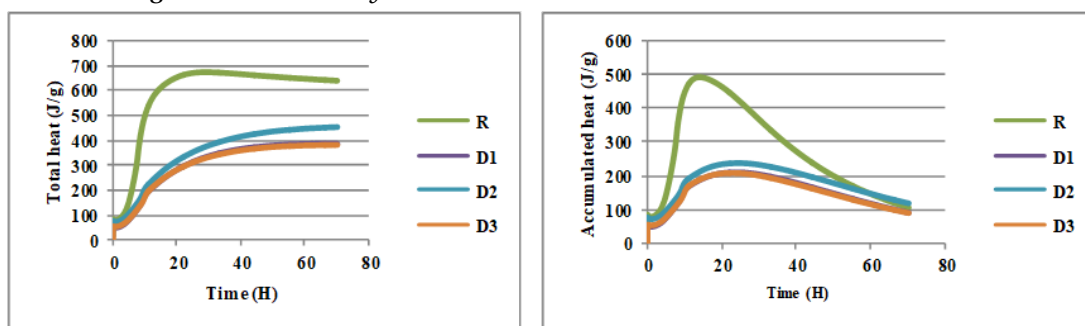


Fig. 6 Total (left) and Accumulated (right) hydration heat measured for reference, D1, D2, and D3 mortar.

Ordinary cement is characterized by rapid hydration that reaches 95% of its final value at 14.8 hours of age (Fig. 6, left). This has positive consequences on the stiffness and negative consequences on the microstructure which will be vulnerable to early cracking if no curing measures are used.

All three formulations represent lower heat release than cement alone due to the dilution effect, delayed pozzolanic reaction of calcined sediments, and latent hydraulicity of GGBS (AMAR, 2017). In addition, the formulations reach 95% of their final value after 47.63 hours for D2 and 41.93 hours for D1 and D3.

However, the total heat released by D2 is higher than those of D1 and D3 which represent superimposed curves. This may be attributed to the relatively higher WPFA content in D2 (presence of hydraulic phases such as lime, mayenite, and  $\alpha'$ -C2S ( $\text{Ca}_2\text{SiO}_4$ )).

Indeed, the peak obtained in the curves of the accumulated heat of hydration corresponds to the phase following the "End of setting" (Fig. 6, right). This results in a maximum release of heat, generated by all the reactions of dissolution, precipitation, and formation of the various hydrates (HU, GE and WANG, 2014). The reference has a higher maximum heat value than the formulations, which is reached at 28h. It is important to note that for all three formulations (D1, D2, and D3) the maximum heat accumulation is reached almost at the same time (about 48h). However, D2 reveals a higher maximum value than D1 and D3 (Fig. 6, right).

### 3. Evolution of mechanical properties (Compressive strength)

Fig. 7 summarizes the activity index which is generally determined to evaluate the contribution of the additives to the mechanical strength. It is the ratio between the mechanical strength of a standard mortar (100% cement) and the mechanical strength of a mortar containing a mass percentage of the additive to be tested instead of cement. In this study, this ratio was determined for the three formulations at different times to understand the evolution of the mechanical strength in time.

From a global point of view, no formulation was able to reach the mechanical strength of the control mortars. It is important to note that the activity index increases in all formulations up to 56 days to 71%, 62%, and 56% for D1, D2, and D3 respectively.

According to **Table 4**, the presence of WPFA as an admixture in the cementitious matrix is responsible for the large loss of strength in the formulations (especially F3, F5, F7, F8, F10, and F13). On the other hand, the presence of GGBS in the formulations contributes to the increase in compressive strength. This is visible in formulation F12 where the replacement of cement by 30% GGBS gives a higher strength than the reference mortar (F6). Formulations (F2, F9, F11, F14, and F15) containing both sediment and slag with low WPFA percentages (between 0 and 7.5%) contribute to the strength development because the loss of strength is less than the cement replacement rate. For example, the activity index of F9 (with 37.5% GGBS) and F14 (with 37.5% SBF-C), which contain the same rate of cement (47.5%) and WPFA (7.5%), was 71% and 60% respectively. Hence, the gain in resistance for F9 and F14 are 18.6 and 7.9% respectively.

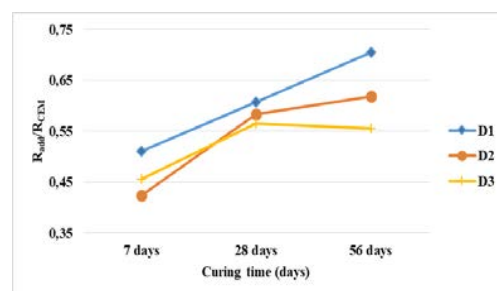


Fig. 7 Evolution of the ratio between the compressive strength of WPFA-C and CEMI as a function of the curing time.



After 56 days of curing, the compressive strengths of D1, D2, and D3 were 36.3, 31.8, and 28.66 MPa, respectively. Comparing the strengths obtained at 56 days with the HRB specifications D1 can be used as a Class N4 HRB while D2 and D3 are considered Class N3 HRBs.

## V. CONCLUSION

The objective of this study was the formulation of eco-binders based on alternative materials. The additives used were calcined sediments (SBF-C), ground granulated blast furnace slag (GGBS), and waste paper fly ash (WPFA). A design of experiments approach was used to determine the optimal proportions of each compound was used. The goal was to replace 60% of the cement with the additions. The mortars were manufactured and then tested in compression at 56 days. The exploitation of the results allowed us to define a mathematical model. This model was verified by the formulation of 3 new mixtures. The results show that the predictions made by the model are validated only for low SBFC-C contents (13.5%).

The effect of the incorporation of alternative materials and more particularly of calcined sediments in a cementitious matrix on the characteristics of mortars in the fresh and hardened state was studied on the three selected formulations. Indeed, the addition of sediments in the cementitious matrix leads to an increase in the W/C ratio, a delay in the initial setting time, and an improvement in the stability.

Moreover, the heat of hydration control test by the semi-adiabatic method showed that the Eco-binders allows to obtain lower heats of hydration than Portland cement alone, which is due to the dilution effect, the delayed pozzolanic reaction of the calcined sediments, and the latent hydraulicity of GGBS.

The results showed that, although the mechanical performances of the formulations based on alternative materials are still lower than those of the control (100% CEM), the strengths obtained at 56 days allow the use of eco-binders as hydraulic road binders. It is interesting to note that the sediments contribute like GGBS but to a lesser extent to the strength development.

## VI. REFERENCE

AMAR, M. *et al.* (2021) 'From dredged sediment to supplementary cementitious material: characterization, treatment, and reuse', *International Journal of Sediment Research*. Elsevier Ltd, 36(1), pp. 92–109. doi: 10.1016/j.ijsrc.2020.06.002.

AMAR, M. A. A. (2017) *Traitement des sédiment de dragage pour une valorisation dans les matrice cimentaires*. IMT - Institut Mines Télécom - Lille Douai. Available at: <https://ori-nuxeo.univ-lille1.fr/nuxeo/site/esupversions/0f4f5ddf-c741-4135-87b3-0ef6d9be0906>.

ASTM C618 -19 (2008) *Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete*, West Conshohocken, PA: Annual Book of ASTM Standards ASTM International, .

BERNACHE-ASSOLLANT, D. and BONNET, J.-P. (2005) *Frittage : aspects physico-chimiques - Partie 1 : frittage en phase solide, Fabrication additive – Impression 3D*. doi: 10.51257/a-v1-af6620.

Ehsani, A. *et al.* (2023) 'The positive effects of power ultrasound on Portland cement pastes and mortars; a study of chemical shrinkage and mechanical performance', *Cement and Concrete Composites*. Elsevier Ltd, 137(January), p. 104935. doi: 10.1016/j.cemconcomp.2023.104935.

He, Z. *et al.* (2019) 'Comparison of CO<sub>2</sub> emissions from OPC and recycled cement production', *Construction and Building Materials*. Elsevier Ltd, 211, pp. 965–973. doi:

10.1016/j.conbuildmat.2019.03.289.

Houze, C. (2014) *Étude de la valorisation des laitiers de l'industrie sidérurgique et de production des alliages silico manganèse* Clément Houze To cite this version: HAL Id: tel-00957552 Etude de la valorisation des laitiers de l'industrie sidérurgique et de produc.

HU, J., GE, Z. and WANG, K. (2014) 'Influence of cement fineness and water-to-cement ratio on mortar early-age heat of hydration and set times', *Construction and Building Materials*. Elsevier Ltd, 50, pp. 657–663. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2013.10.011.

Imanzadeh, S. *et al.* (2018) 'Formulating and optimizing the compressive strength of a raw earth concrete by mixture design', *Construction and Building Materials*. Elsevier Ltd, 163, pp. 149–159. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2017.12.088.

el Mahdi Safhi, A. *et al.* (2019) 'Feasibility of using marine sediments in SCC pastes as supplementary cementitious materials', *Powder Technology*. Elsevier B.V., 344, pp. 730–740. doi: 10.1016/j.powtec.2018.12.060.

Matos, A. M. *et al.* (2018) 'Design of self-compacting high-performance concrete: Study of mortar phase', *Construction and Building Materials*, 167, pp. 617–630. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2018.02.053.

MOZAFFARI, E. *et al.* (2009) 'An investigation into the strength development of Wastepaper Sludge Ash blended with Ground Granulated Blastfurnace Slag', *Cement and Concrete Research*. Elsevier B.V., 39(10), pp. 942–949. doi: 10.1016/j.cemconres.2009.07.001.

Siddique, R. and Bennacer, R. (2012) 'Use of iron and steel industry by-product (GGBS) in cement paste and mortar', *Resources, Conservation and Recycling*. Elsevier B.V., 69, pp. 29–34. doi: 10.1016/j.resconrec.2012.09.002.

Xu, W. *et al.* (2022) 'Improvement in water resistance of magnesium oxychloride cement via incorporation of dredged sediment', *Journal of Cleaner Production*. Elsevier Ltd, 356(December 2021), p. 131830. doi: 10.1016/j.jclepro.2022.131830.

ZERAOUI, A. (2021) *Approche opérationnelle pour une gestion durable des sédiments de dragage dans des filières de génie civil : mise en place d'un outil d'aide à la décision*. IMT Lille Douai.

# Bétons décarbonés à base de liants ternaires et volumes de pâte réduits

Lucas MOSSER<sup>1,2</sup>, Eric GARCIA DIAZ<sup>1</sup>, Patrick ROUGEAU<sup>2</sup>, François JACQUEMOT<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Équipe Durabilité des éco-Matériaux et Structures, LMGC UMR-5508

<sup>2</sup>Direction Matériaux et Economie Circulaire, Cerib, 28230 Epernon, France

**RESUME** Les enjeux environnementaux actuels sont à l'origine de la mise en place de la Stratégie Nationale Bas Carbone qui fixe un objectif de neutralité carbone d'ici 2050. Cette stratégie est appuyée par la réglementation RE2020 qui définit des seuils carbone dégressifs pour les bâtiments neufs. La diminution de l'empreinte carbone des systèmes constructifs en béton conduit, entre autres, à travailler sur le matériau. La principale solution consiste à réduire la teneur en clinker des formulations de béton utilisées. Cela peut passer soit par sa substitution par des additions cimentaires, soit par la réduction du volume de pâte. L'étude présente le développement de formules à volume de pâte réduit (de l'ordre de 300 L/m<sup>3</sup> à 200 L/m<sup>3</sup>) et son influence sur les propriétés rhéologiques et mécaniques. Le Modèle d'Empilement Compressible, qui permet l'optimisation du squelette granulaire en termes de compacité a été utilisé. Ensuite, des solutions à base de liants ternaires (ciment, métakaolin et addition calcaire) et à volumes de pâte réduits sont présentées. Une empreinte carbone inférieure à 150 kg.éq.CO<sub>2</sub>/m<sup>3</sup> a été atteinte tout en maintenant des performances mécaniques élevées (résistance à la compression moyenne sur cubes > 50 MPa).

**Mots-clefs** béton bas carbone, volume de pâte, résistances mécaniques, métakaolin, addition calcaire

## I. INTRODUCTION

Le contexte climatique actuel entraîne la nécessité pour l'Industrie du Béton de réduire l'empreinte carbone de ses produits. La solution principale à l'échelle du matériau est la réduction de sa teneur en clinker, le ciment Portland CEM I étant responsable de la majorité des émissions de CO<sub>2</sub> liées à la fabrication du béton. L'intérêt se porte depuis quelques années sur la substitution du clinker par des additions minérales, telles que les argiles calcinées et les additions calcaires. Ces ressources minérales sont abondantes (Scrivener, 2018) et ont permis le développement d'un nouveau liant : le LC3 (50 % de clinker, 30 % de métakaolin et 20 % d'addition calcaire). Ce type de mélange d'additions permet de substituer de 40 % à 60 % du clinker en maintenant des résistances mécaniques similaires à une référence à base de ciment Portland à 28 jours (Antoni et al., 2012 ; Tironi et al., 2015). Les résistances au jeune âge sont cependant réduites par effet de dilution, ce qui représente une problématique vis-à-vis des contraintes de production des produits préfabriqués (démoulage, manutention).

Pour répondre à cette problématique, les auteurs du présent article ont développé des solutions substituant 60 à 70 % du clinker par un mélange d'argile calcinée et d'addition calcaire ou de deux additions calcaires (article à paraître, Mosser et al, 2023). Afin de pallier l'effet de dilution au jeune

âge, la réduction de la teneur en eau (rapport Eau/Liant de 0,3) et un traitement thermique ont été appliqués. Il a été observé que l'utilisation du métakaolin et la faible teneur en eau des mélanges entraînaient des difficultés rhéologiques liées à leur viscosité. De plus, la faible teneur en clinker a eu pour effet de réduire la résistance à la carbonatation de ces bétons.

Une solution alternative pour la réduction de la teneur en clinker consiste à réduire le volume de pâte (eau, liant et air) au sein du mélange. En optimisant la compacité du squelette granulaire, le volume de vide au sein de l'empilement de granulats diminue. La quantité de pâte requise au remplissage de ces vides puis à la mobilisation de l'ensemble en est d'autant réduite. La recherche d'un squelette de compacité optimale peut permettre la réduction de la teneur en clinker du mélange et donc de son empreinte carbone (Campus, 1939). Aussi, maximiser la compacité entraîne en général l'augmentation des résistances mécaniques à teneur en clinker constante (Hermida, 2008 ; Robaldo et al, 2021). L'optimisation de la compacité permet donc en théorie de substituer une partie du clinker sans impacter les performances mécaniques.

L'objectif de cette étude est la formulation de bétons à faible empreinte carbone par une réduction du volume de pâte associée à la substitution du clinker par des additions minérales. L'effet de la compacité et du volume de pâte sur les propriétés rhéologiques et mécaniques obtenues est d'abord étudié. Ensuite, des compositions à base de liants ternaires et volumes de pâte réduits ont été réalisées. L'ambition première est la formulation de bétons performants à très faible empreinte carbone (proche de 150 kg.éq.CO<sub>2</sub>/m<sup>3</sup>). Ces formulations doivent permettre d'atteindre des résistances suffisantes au jeune âge (objectif de 14 MPa à 24 heures) et présenter une maniabilité adéquate (faible viscosité et affaissement au cône d'Abrams de classe S4, soit 160 à 210 mm).

## II. MATERIAUX ET METHODES

### A. Matériaux

Un ciment Portland CEM I 52,5 R (Le Teil, France), un métakaolin flash « Mk » (Fumel, France) ainsi que deux additions calcaires « Lc » (Ferques, France) et « L<sub>F</sub> » (Salses, France) ont été utilisés. L'addition calcaire L<sub>F</sub> est de finesse plus élevée et a la particularité de fluidifier fortement les mélanges cimentaires. Afin d'ajuster la maniabilité des bétons réalisés, un superplastifiant haut réducteur d'eau à base de polymères acryliques « Sp » a été choisi. Deux granulats calcaires concassés (Matignicourt, France), un sable 0/4 mm et un gravillon 6/14 mm ont permis de constituer le squelette granulaire. Quelques caractéristiques physiques de ces constituants sont présentées au sein du tableau 1.

**TABLEAU 1. Propriétés physiques des constituants utilisés.**

	Ciment	Mk	Lc	L <sub>F</sub>	Granulats		SP
d <sub>50</sub> (µm)	14	12,4	4,28	2,94	0-4	6-14	
Masse vol. (g/cm <sup>3</sup> )	3,13	2,61	2,74	2,73	2,55	2,6	1,07

### B. Méthode de formulation employée

Afin de formuler les bétons de l'étude, un modèle d'optimisation de la compacité des mélanges granulaires a été employé. Le Modèle d'Empilement Compressible (MEC, De Larrard, 1999) permet de déterminer la composition de compacité optimale pour un mélange de constituants donné. La particularité de ce modèle est la prise en compte d'interactions entre grains de différentes tailles au sein du mélange et du procédé de serrage. De plus, son utilisation requiert un nombre limité d'essais de caractérisation. Ces calculs et méthodes expérimentales sont détaillées dans l'ouvrage de F. De Larrard et ne sont pas repris dans cet article. Par l'emploi du MEC, la compacité obtenue pour différents mélanges de sable et de gravillon a pu être calculée et comparée à des mesures expérimentales. Après calage du modèle, un mélange de 54 % de sable 0/4 mm et de 46 % de gravillon 6/14 mm a été défini. Il a été estimé que ce squelette permettrait d'atteindre une compacité maximale de 0,782 et donc d'atteindre un volume minimal de pâte proche de 220 L/m<sup>3</sup>. Les proportions en différents constituants au sein du mélange ont été calculées à partir du volume de pâte  $V_p$  visé. Pour les granulats, l'équation (1) a été définie.

$$m_g = (1 - V_p)y_g\rho_g \quad (1)$$

Avec  $m_g$  la masse du granulat (sable ou gravillon),  $y_g$  sa teneur volumique et  $\rho_g$  sa masse volumique. Concernant le ciment et les additions minérales, les masses à introduire ont été calculées à partir de l'équation (2).

$$V_p = \sum_i \left( \frac{y_i m_L}{\rho_i} \right) + \frac{E}{L} m_L \quad (2)$$

Avec  $y_i$  la teneur massique en ciment ou addition au sein du liant,  $m_L$  la masse totale de liant et  $\rho_i$  la masse volumique du ciment ou de l'addition. En fixant le volume de pâte ; la composition du liant et le rapport Eau/Liant, la masse totale de liant est incrémentée jusqu'à atteindre le volume de pâte visé. Cette méthode de calcul est simplifiée car ne prend pas en compte la compacité du mélange de ciment et d'additions. La masse volumique du liant ne peut en effet pas être considérée comme la moyenne des masses volumiques des constituants. Aussi, une erreur existe car la teneur en air au sein de la pâte n'est pas prise en compte. Ces calculs permettent néanmoins de définir des formules théoriques dont le volume de pâte sera proche de celui visé. Un squelette non optimisé a également été défini pour estimer l'influence de la compacité sur les propriétés obtenues. Un mélange de 42 % de sable et de 58 % de gravillon a été choisi pour atteindre une compacité de 0,770, soit un volume de pâte minimal théorique de 230 L/m<sup>3</sup>.

### C. Malaxage et confection des éprouvettes

Un malaxeur planétaire d'une capacité de 20 litres a été utilisé. Les différentes étapes de malaxage sont les suivantes :

1. Malaxage à sec des granulats, du ciment et des additions minérales à vitesse faible pendant 1 minute ;
2. Ajout de l'eau et de l'adjuvant puis malaxage à vitesse faible pendant 1 minute ;
3. Malaxage à vitesse élevée pendant 1 minute.

Les essais à l'état frais ont été réalisés dès la fin du malaxage puis les éprouvettes ont été confectionnées. Les moules ont été remplis en deux étapes et vibrés pendant 30 secondes à l'aide

d'une table vibrante après chaque étape. Après arasage des faces supérieures, les moules ont été conservés dans une salle régulée à  $20 \pm 1$  °C et recouverts d'un film polyane afin de protéger les éprouvettes de la dessiccation. Quand un traitement thermique a été appliqué, les moules ont été stockés pendant 8 heures à 40 °C dans une étuve. Ils ont également été recouverts de polyane durant ce traitement. Après démoulage à 8 heures ou 24 heures les éprouvettes ont été testées ou conservées en salle humide à une température de  $20 \pm 1$  °C et une humidité relative supérieure à 95 %.

#### D. Essais à l'état frais

En fin de malaxage, un essai d'affaissement au cône d'Abrams selon la norme NF EN 12350-2 et un essai d'écoulement au cône inversé selon la norme XP P 18-469 ont été réalisés. Aussi, la masse volumique à l'état frais et l'air occlus (à l'aide d'un aéromètre) ont été mesurés selon les normes NF EN 12350-6 et NF EN 12350-7 respectivement.

#### E. Essais à l'état durci

La résistance à la compression des différents bétons réalisés a été mesurée sur des éprouvettes cubiques de dimensions 10 x 10 x 10 cm selon la norme NF EN 12390-3. La résistance moyenne a été calculée à partir de trois mesures pour chaque échéance. Les mesures ont été réalisées pour chaque formulation de béton à 24 heures et 28 jours.

#### E. Calcul de l'empreinte carbone

Afin de comparer les différents bétons en termes d'empreinte carbone, les étapes de production des différents constituants et leurs transports ont été pris en compte. L'empreinte carbone matière (en kg.éq.CO<sub>2</sub>/m<sup>3</sup>) a été calculée par la somme des empreintes carbone de chaque constituant (en kg.éq.CO<sub>2</sub>/kg) multipliées par leurs masses sèches au sein du mélange. Les données utilisées pour la réalisation de ces calculs proviennent d'ACV de différentes sources (Argeco Développement, 2018 ; ATILH, 2017 ; CCA Europe, 2021 ; EFCA, 2021 ; UNPG, 2017) et sont récapitulées au sein du tableau 2.

**TABLEAU 2. Empreinte carbone des différents constituants utilisés**

	Ciment	Mk	Lc	Lf	Sable	Gravillon	Sp
Empreinte carbone (kg.éq.CO <sub>2</sub> /t)	766	139	43,9	56,4	2,6	2,6	1 880

Pour la prise en compte de l'empreinte carbone liée aux transport des constituants jusqu'au site de production, des hypothèses de distances parcourues ont été définies. En effet, la disponibilité des différents constituants n'est pas la même sur l'ensemble du territoire français. Ces hypothèses ont été établies à partir de données internes au Cerib et sont récapitulées au sein du tableau 3.

**TABLEAU 3. Hypothèses de distances choisies pour les différents constituants**

	Ciment	Mk	Lc	Lf	Sable	Gravillon	Sp
Distance de transport (km)	150	300	120	300	30	30	400

Les données en provenance de la Base Carbone ont été utilisées pour définir l'impact des différents moyens de transports utilisés. Pour les granulats, un véhicule de type Benne TP a été choisi avec une empreinte de 0,117 kg.éq.CO<sub>2</sub>/km (pour 1 tonne de matière transportée). Pour le ciment, les

additions minérales et les adjuvants, il s'agit d'un camion-citerne dont l'empreinte est de 0,098 kg.éq.CO<sub>2</sub>/km. Pour ajouter ces empreintes au m<sup>3</sup> de béton réalisé, elles ont été rapportées à 1 kg de constituant transporté et multipliées par la masse de constituant au sein du mélange et la distance parcourue.

L'empreinte carbone du traitement thermique appliqué a été estimée à partir de données recueillies par le Cerib et la base de données EcoInvent (version 3.1.7.). Une empreinte carbone de 12,6 kg.éq.CO<sub>2</sub>/m<sup>3</sup> a ainsi été calculée.

Les différents bétons réalisés ont été comparés en termes de performances technico-environnementales à l'aide d'un ratio carbone, tel que suggéré dans la littérature (Daminelli et al, 2010). L'empreinte carbone totale du béton est divisée par un critère de performance, ici la résistance à la compression. En traçant un diagramme présentant le ratio carbone en fonction de l'empreinte carbone totale du béton, la pertinence technique et environnementale des formulations réalisées peut être visualisée.

## II. Résultats et discussions

### A. Étude de l'influence du volume de pâte

Dans un premier temps, il a été décidé d'étudier l'effet de la réduction du volume de pâte sur les propriétés d'usage de bétons à base de ciment Portland seul. Pour chaque type de squelette granulaire, optimisé « Op » et non optimisé « No », 6 formulations de béton ont été fabriquées. Des volumes de pâtes dégressifs, de 300 L/m<sup>3</sup> à 200 L/m<sup>3</sup> par pas de 20 L/m<sup>3</sup> ont été visés. Un affaissement constant de classe S4 minimum a été défini. Les compositions réelles de ces deux séries de bétons et les propriétés obtenues aux états frais et durcis sont récapitulées aux seins des tableaux 4 et 5.

**TABLEAU 4. Compositions réelles et propriétés obtenues pour les bétons non optimisés**

Composition (kg/m <sup>3</sup> )	No300	No280	No260	No240	No220	No200
Sable	757	783	800	823	838	865
Gravillon	1 058	1 091	1 114	1 145	1 167	1 204
Ciment	388	364	336	310	283	259
S <sub>p</sub>	1,5	2,2	2,3	3,1	3,6	7,5
Eau efficace	176	165	153	142	129	121
E <sub>eff</sub> /C	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,47
Volume de pâte (L/m <sup>3</sup> )	305	284	267	249	231	209
Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )	2 405	2 434	2 434	2 453	2 451	2 486
Air occlus (%)	0,5	0,4	0,8	0,9	1,1	0,4
Affaissement (cm)	21	24	21	21,5	19,5	22
Écoulement (s)	2	3	4	6	10	4
f <sub>Cm</sub> 24 h (MPa)	32,9	33	34,1	38,9	38,9	38,9
f <sub>Cm</sub> 28 j (MPa)	77,9	73,8	77,0	82,6	81,1	85,5
Empreinte carbone totale (kg.éq.CO <sub>2</sub> /m <sup>3</sup> )	317	300	279	261	240	229

**TABLEAU 5.** Compositions réelles et propriétés obtenues pour les bétons optimisés

Composition (kg/m <sup>3</sup> )	Op300	Op280	Op260	Op240	Op220	Op200
Sable	975	1 008	1 024	1 068	1 078	1 090
Gravillon	837	866	880	916	927	934
Ciment	389	365	335	313	283	253
S <sub>p</sub>	0,8	2,2	3,3	4,0	10,4	10,4
Eau efficace	175	165	153	142	134	122
E <sub>effi</sub> /C	0,45	0,45	0,46	0,46	0,47	0,48
Volume de pâte (L/m <sup>3</sup> )	306	286	273	251	232	211
Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )	2 406	2 436	2 424	2 444	2 458	2 472
Air occlus (%)	0,7	0,6	1,5	1	0,5	0,4
Affaissement (cm)	23	24,5	22,5	23	23,5	23,5
Écoulement (s)	1	2	2	14	9	15
f <sub>cm</sub> 24 h (MPa)	37,2	33,9	42,7	40,6	37,1	32,3
f <sub>cm</sub> 28 j (MPa)	81,9	79,7	82	85,3	82,4	84,9
Empreinte carbone totale (kg.éq.CO <sub>2</sub> /m <sup>3</sup> )	316	300	279	262	253	233

#### B. Propriétés à l'état frais

La réduction du volume de pâte entraîne une augmentation progressive de la teneur en superplastifiant. La proximité accrue des grains en suspension augmente la probabilité de contacts et d'enchevêtrements de ces derniers et provoque l'augmentation du seuil de cisaillement du mélange (Barrioulet et Legrand, 1977). L'utilisation d'une teneur supérieure en adjuvant permet d'améliorer la dispersion du ciment, donc sa compacité, et d'augmenter la quantité d'eau disponible pour la lubrification du mélange (Ghoddousi et al, 2014). Pour la série de bétons optimisés, un surdosage en superplastifiant a cependant potentiellement été réalisé pour les formules Op220 et Op200. Ce surdosage a par ailleurs provoqué une augmentation du rapport E<sub>effi</sub>/C par rapport aux autres bétons. Entre les deux séries de béton, il peut être observé que pour des dosages en adjuvant similaires, les bétons optimisés présentent un affaissement supérieur. Un squelette granulaire plus compact présente un volume de vide plus faible et nécessite donc une moindre quantité de pâte pour être mobilisé. À volume de pâte constant, les granulats d'un mélange optimisé sont donc écartés par une épaisseur de pâte plus élevée que ceux d'un mélange non optimisé. Le seuil de cisaillement est donc inférieur et l'affaissement mesuré supérieur (Nanthagopalan et al, 2012).

Concernant l'écoulement au cône inversé, plus le volume de pâte diminue et plus la durée d'écoulement augmente. Le rapprochement des grains entraîne une augmentation des forces de frottement et donc de la viscosité plastique du mélange. Aussi, l'augmentation de la teneur en granulats accroît la concentration en fines et donc la concentration solide de la pâte et de sa viscosité (Barrioulet et Legrand, 1986). Le squelette granulaire optimisé comporte une teneur en sable plus importante que le squelette non optimisé. Étant donné la teneur en fines plus importante du sable par rapport au gravillon les bétons optimisés présentent pour des volumes de pâtes inférieurs à 250 L/m<sup>3</sup> des temps d'écoulement plus élevés que les bétons non optimisés.



### C. Propriétés à l'état durci

Le squelette granulaire optimisé permet d'atteindre une résistance à la compression plus élevée. Seuls les bétons formulés à 220 et 200 L/m<sup>3</sup> de pâte présentent une résistance inférieure à 24 heures. Le surdosage en superplastifiant peut avoir un effet retardateur sur la prise du ciment et l'augmentation du rapport  $E_{eff}/C$  peut également expliquer cette tendance. Un effet positif de l'optimisation de la compacité sur la résistance à la compression à 28 jours est systématiquement observé. De plus, une résistance à la compression constante voire supérieure peut être atteinte par la réduction du volume de pâte et donc de la teneur en ciment. L'augmentation observée dans la littérature est généralement plus marquée. Ce principe est par ailleurs décrit par De Larrard dans son ouvrage au travers du concept d'Épaisseur Maximale de Pâte. Plus cette épaisseur diminue et plus les résistances attendues sont élevées. Dans le cas présenté, il est possible que la résistance obtenue soit telle que l'effet de la réduction du volume de pâte soit atténué. Un effet plus marqué aurait peut-être pu être observé pour des bétons de résistances plus faibles.

### D. Formulations à base de liants ternaires et à volumes de pâte réduits

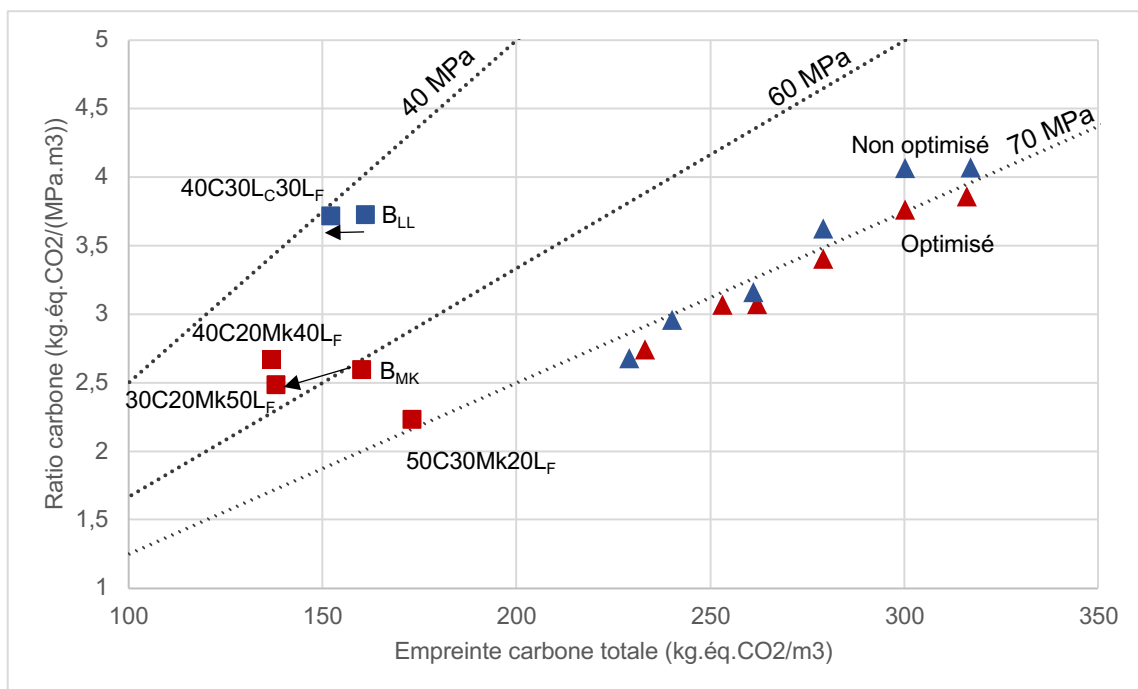
La réduction du volume de pâte a été appliquée à des formulations de béton à base de liants ternaires. L'utilisation du métakaolin et la réduction du volume de pâte augmentent la viscosité. Il est donc déconseillé de réduire excessivement la teneur en eau du mélange. Les compositions réelles des bétons réalisés sont récapitulées au sein du tableau 6. Les deux premières compositions ont été développées dans une étude précédente. Elles présentaient un volume de pâte de 300 L/m<sup>3</sup> et un rapport E/L de 0,3. Ici, le volume de pâte a été réduit à 250 L/m<sup>3</sup> et le E/L fixé à 0,35 afin d'atténuer l'augmentation de la viscosité. Les deux autres compositions ont des teneurs en ciment Portland plus élevée. La stratégie de formulation est de compenser l'empreinte carbone issue d'une proportion plus élevée en ciment dans le liant par la réduction du volume de pâte. Cela permet de fixer un rapport E/L plus élevé étant donné que la teneur supérieure en ciment assure une résistance à la compression accrue. Des résistances au jeune âge supérieures sont aussi assurées sans avoir recours à un traitement thermique.

Bien que la réduction du volume de pâte ait été limitée à 250 L/m<sup>3</sup>, l'utilisation du métakaolin et d'une faible teneur en eau ont nécessité l'utilisation d'un dosage élevé en superplastifiant pour l'ensemble des bétons. L'affaissement mesuré est élevé, ce qui indique un seuil de cisaillement faible et assure la mise en place des bétons à l'application d'une vibration. La durée d'écoulement mesurée est moyenne, excepté pour le béton 50C.30Mk.20LF qui présente une viscosité élevée. Ceci est dû principalement à la forte teneur en métakaolin (Diederich et al., 2013) pour une teneur en eau relativement faible. Globalement, malgré un aspect « collant » plus ou moins marqué de ces bétons, leur maniabilité ne représente pas une problématique particulière.

Les résistances à la compression obtenues au jeune âge sont satisfaisantes car supérieures à 14 MPa à une échéance de 24 heures, ce qui permet le démoulage d'une majeure partie des produits préfabriqués. La figure 3 permet de comparer l'ensemble des bétons de cette étude en termes de performances mécaniques à 28 jours et d'empreinte carbone. Le principe de lecture est que les solutions les plus performantes sont situées dans le coin en bas à gauche du graphique. Des isobarres de résistances à la compression permettent d'identifier les solutions qui sont équivalentes vis-à-vis de cette propriété. Les points B<sub>MK</sub> et B<sub>LL</sub> correspondent aux bétons formulés lors d'une précédente étude.

**TABLEAU 6.** Compositions réelles et propriétés obtenues pour les bétons optimisés à base de liants ternaires.

Composition (kg/m <sup>3</sup> )	30C.20Mk.50L <sub>F</sub> TT840	40C.30L <sub>C</sub> .30L <sub>F</sub> TT840	50C.30Mk.20L <sub>F</sub>	40C.20Mk.40L <sub>F</sub>
Sable	1 051	1 062	1 046	1 042
Gravillon	897	904	899	895
Ciment	101	137	164	125
Métakaolin	68		91	64
Addition calcaire L <sub>c</sub>		104		
Addition calcaire L <sub>F</sub>	167	102	62	128
S <sub>P</sub>	6,7	3,4	6,3	3,1
Eau efficace	120	120	130	127
E <sub>eff</sub> /C	0,36	0,35	0,41	0,40
Volume de pâte (L/m <sup>3</sup> )	251	246	254	256
Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )	2 438	2 461	2 426	2 411
Air occlus (%)	1	0,7	1,2	1,7
Affaissement (cm)	24	24	23	21,5
Écoulement (s)	17	10	47	12
f <sub>Cm</sub> 8 h (MPa)	10,7	16,6		
f <sub>Cm</sub> 24 h (MPa)	14,3	20,8	22,4	16,7
f <sub>Cm</sub> 28 j (MPa)	55,5	40,9	77,5	51,3
Empreinte carbone totale (kg.éq.CO <sub>2</sub> /m <sup>3</sup> )	138	152	173	137



**FIGURE 1.** Ratios carbone en fonction de l'empreinte carbone totale à 28 jours (les flèches représentent l'effet de la réduction du volume de pâte pour les formules à base de liants ternaires).

Il peut être observé que la réduction du volume de pâte permet une réduction non négligeable de l'empreinte carbone, pour des résistances à la compression équivalentes. Pour les liants ternaires, une réduction de 50 L/m<sup>3</sup> de pâte tout en augmentant le rapport E/L permet de réduire davantage l'empreinte carbone tout en maintenant une résistance à la compression équivalente. Par l'association de la réduction du volume de pâte et de la substitution du ciment il a donc été possible de formuler des bétons à très faible empreinte carbone (inférieure à 150 kg.éq.CO<sub>2</sub>/m<sup>3</sup>) et à hautes performances mécaniques.

### III. Conclusion

Par l'association d'un volume de pâte réduit et la substitution du ciment par des additions minérales, il est possible de formuler des bétons à performances mécaniques élevées et à faible empreinte carbone. Les résultats principaux de cette étude peuvent être récapitulés comme suit :

1. L'optimisation de la compacité du squelette granulaire permet d'atteindre des volumes de pâtes plus faibles à affaissement constant ;
2. Un squelette de compacité plus élevée permet d'augmenter la résistance à la compression à volume de pâte constant ;
3. La viscosité du mélange peut être impactée négativement par l'augmentation de la compacité si cette dernière est synonyme d'une teneur plus élevée en fines issues des granulats au sein du mélange.
4. La réduction du volume de pâte permet, à empreinte carbone constante, d'augmenter les teneurs en ciment et le rapport E/L de la pâte. Ceci permet de maintenir une maniabilité adéquate, d'assurer une résistance à la compression au jeune âge suffisante sans avoir recours à un traitement thermique et d'améliorer potentiellement la résistance à la carbonatation du matériau.

### REFERENCES

- Antoni, M., Rossen, J., Martirena, F., Scrivener, K. (2012). Cement substitution by a combination of metakaolin and limestone. *Cement and Concrete Research*, 42(12), 1579-1589. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2012.09.006>\*
- Argeco Developpement (2018). Fiche DIOGEN : Métakaolin Flash Rose (NF P 18 513).
- ATILH (2017). Déclaration Environnementale de Produit : Ciments courants français CEM I.
- Barrioulet, M., Legrand, C. (1977). Influence de la pâte interstitielle sur l'aptitude à l'écoulement du béton frais. *Matériaux et Construction*, 10, 365-377. <https://doi.org/10.1007/BF02473734>
- Barrioulet, M., Legrand, C. (1986). Mise en évidence expérimentale des interactions entre pâte interstitielle et granulats dans l'écoulement du béton frais vibré. *Materials and Structure*, 19, 273-278. <https://doi.org/10.1007/BF02472110>
- Campus, F. (1947). Bétons compacts pour ouvrage massifs hydrauliques. *63<sup>e</sup> session de l'Association française pour l'avancement des Sciences*, Liège. url : [https://orbi.uliege.be/bitstream/2268/223275/1/ST\\_Campus\\_017.pdf](https://orbi.uliege.be/bitstream/2268/223275/1/ST_Campus_017.pdf)

CCA Europe (2021). Dry ground calcium carbonate (GCC-Dry) Fine – Sector EPD. *Environmental Product Declaration*.

Daminelli, B.L., Kemeid, F.M., Aguiar, P.S., John, V.M. (2010). Measuring the eco-efficiency of cement use. *Cement and Concrete Composites*, 32(18), 555-562. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2010.07.009>

De Larrard, F. (1999). [Livre] Concrete Mixture-Proportioning – A Scientific Approach. *Modern Concrete Technology Series*, n° 9, E & FN SPON, Londres.

Diederich, P., Bücher, R., Mouret, M., Cyr, M., Escadeillas, G. (2013). Utilisation de métakaolins flash pour la formulation de bétons autoplaçants. *Quatorzième édition des Journées scientifiques du Regroupement francophone pour la recherche et la formation sur le béton (RF)<sup>2</sup>B*. Sherbrooke. <https://www.researchgate.net/publication/267451788>

European Federation of Concrete Admixtures Associations a.i.s.b.i. (2021). Concrete admixtures : Plasticizers and Superplasticizers. *Institut Bauen und Umwelt e.V. (IBU)*.

Ghoddousi, P., Javid, A.A.S., Sobhani, J. (2014). Effects of particle packing density on the stability and rheology of self-consolidating concrete containing mineral admixtures. *Construction and Building Materials*, 53, 102-109. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.11.076>

Hermida, G. (2008). [Thèse] Influence du volume de pâte et de la concentration en ciment sur la performance du béton : vers le développement d'un béton à contenu minimal en pâte. École normale supérieure de Cachan – ENS Cachan. NNT : 2008DENS0044. tel-00572748

Mosser, L., Garcia-Diaz, E., Rougeau, P., Jacquemot, F. (2023). Bétons décarbonés à base de liants ternaires : propriétés rhéologiques, mécaniques et de durabilité. *Academic Journal of Civil Engineering*, Conférence NoMaD 2022 (à paraître).

Nanthagopalan, P., Santhanam, M. (2012). An empirical approach for the optimisation of aggregate combinations for self-compacting concrete. *Materials and Structures*, 45, 1167-1179. DOI : 10.1617/s11527-012-9824-3

Robaldo, K., Soldado, E., Costa, H., Do Carmo, R., Alves, H., Julio, E. (2021). Efficiency of cement content and compactness on mechanical performance of low cement concrete designed with packing optimization. *Construction and Building Materials*, 266(1121077). <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121077>

Tironi, A., Castellano, C. C., Bonavetti, V., Trezza, M. A., Scian, A. N., Irassar, E. F. (2015). Blended Cements Elaborated with Kaolinitic Calcined Clays. *Procedia Materials Science*, 8, 211-217. <https://doi.org/10.1016/j.mspro.2015.04.066>

UN Environment, Scivener, K., John, V. M., Gartner, M. (2018). Eco-efficient cements: Potential economically viable solutions for a low-CO<sub>2</sub> cement based materials industry. *Cement and Concrete Research*, 114, 2-26. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2018.03.015>

Union Nationale des Producteurs de Granulats (2017). Module d'information environnementale de la production de granulats à partir de roches massives.

# Analyse de l'impact de la ventilation sur la qualité de l'air et la consommation énergétique d'une salle de classe

Abdelouhab Labihi, Younes Benakcha, Amina Meslem, Paul Byrne, Florence Collet

Université de Rennes, Laboratoire de Génie Civil et Génie Mécanique, France

**RESUME** Dans le cadre de la Chaire Rénovation Énergétique des Bâtiments de la Fondation Rennes1, un démonstrateur d'une salle de classe de 30 places a été choisi pour l'analyse d'une ventilation double flux décentralisée (DF). Une simulation thermique dynamique à l'aide de TRNSYS a permis d'évaluer l'impact de la ventilation sur la consommation de chauffage en considérant différentes situations : (1) l'état actuel sans VMC, (2) avec une VMC simple flux (SF) d'un débit règlementaire de  $18 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1} \cdot \text{personne}^{-1}$  sur les périodes d'occupation et nul hors occupation, et (3) une double flux (DF) dont le débit est régulé comme pour la SF. L'échangeur de chaleur de la DF présente une efficacité allant de 0.8 à 0.9 en fonction du débit. Le débit volontaire a été majoré d'un débit d'infiltration estimé à partir de l'évolution du taux de  $\text{CO}_2$  dans la salle. Il a été montré que le cas (1) reproduit les niveaux de  $\text{CO}_2$  constatés réellement dans la salle, avec un pic qui dépasse 6000 ppm. La consommation énergétique de chauffage calculée est de 52 kWh/m<sup>2</sup>/an. La VMC SF permet de baisser la concentration de  $\text{CO}_2$  à un niveau maximal de 1350 ppm avec une consommation de 65 kWh/m<sup>2</sup>/an. La VMC DF permet d'assurer la même qualité de l'air avec une consommation de 53 kWh/m<sup>2</sup>/an. Ainsi, la mise aux normes de la VMC avec une DF assure la qualité de l'air sans surconsommation de chauffage.

**Mots-clefs** Rénovation énergétique ; Ventilation ; Simulation thermique dynamique ; Qualité de l'air ; consommation énergétique.

## I. INTRODUCTION

Le bâtiment représente 44 % de l'énergie consommée en France et il est responsable chaque année de 123 millions de tonnes de  $\text{CO}_2$  selon le site du gouvernement (Ecologie.gouv, 2021). Une des actions pour limiter cet impact est d'accélérer la rénovation énergétique des bâtiments existants qui sont très énergivores. Différentes actions sont mises en place à différentes échelles. A l'échelle nationale, la loi Elan (ELAN, 2018) avec son décret Tertiaire 2019 donne un cadre règlementaire pour la rénovation des bâtiments dont la surface est supérieure ou égale à 1000 m<sup>2</sup>. Les baisses de consommations visées sont de 40 % en 2030, 50 % en 2040 et 60 % en 2050 par rapport à l'année de référence de 2010. A l'échelle des territoires, les métropoles, les professionnels et le monde de la Recherche s'organisent pour décliner ces objectifs en décisions politiques, qui mobilisent les forces vives et les moyens économiques pour parvenir à la mise en conformité des bâtiments existants aux échéances fixées par l'état. Le résidentiel est aussi concerné par les projets de rénovations énergétiques qui bénéficient de programmes incitatifs et d'aides aux particuliers, à l'instar de « *Ma prime Rénov'* ».

L'efficacité énergétique visée, nécessite des ruptures technologiques. Les innovations dans les systèmes énergétiques et dans les matériaux de l'enveloppe des bâtiments sont nombreuses, mais elles se confrontent à la difficulté du transfert technologique, du retour d'expérience pour l'accélération de la mise sur le marché et de l'intégration dans les usages. Une des réponses à ce point de blocage réside dans la mise en place des Chaires, qui mettent de concert le monde de la Recherche qui produisent des innovations et les industriels qui doivent s'appropriier celles-ci pour les injecter dans les réalisations. C'est ainsi que la Chaire « *Rénovation Énergétique des Bâtiments* » (REB) de la Fondation Rennes 1 a été fondée en Juin 2021. Elle rassemble le Laboratoire de Recherche LGCGM (<https://lgcgm.fr/>) de l'Université de Rennes, des acteurs professionnels du bâtiment et Rennes Métropole.

L'objectif de la Chaire REB est de tester des solutions innovantes dans des démonstrateurs, pour en éprouver l'efficacité en conditions réelles d'usage, de façon découplée ou couplée.

Le travail présenté ici a été réalisé dans ce cadre et est centré sur l'analyse de l'impact de la ventilation sur la qualité de l'air et sur la consommation de chauffage d'une salle de classe du département GCCD de l'IUT de Rennes, choisie comme un des démonstrateurs de la Chaire. L'objectif est de reproduire par simulation numérique l'état actuel de la salle sans VMC fonctionnelle, et de simuler sa ventilation avec d'une part, une VMC simple flux (SF) d'un débit réglementaire de  $18 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1} \cdot \text{personne}^{-1}$  (rsd35, 2008) sur les périodes d'occupation et nul hors occupation, et avec d'autre part, une ventilation double flux (DF) avec récupération de chaleur sur l'air extrait, dont le débit est régulé comme pour la ventilation SF.

Cette étude numérique est un préalable à un suivi expérimental en usage normal de la salle de classe qui sera équipée d'un système de ventilation DF décentralisée AM800 fabriqué par AIRMASTER (AIRMASTER, 2021) et commercialisé par HELIOS. Le débit de ventilation maximal de ce système est de  $725 \text{ m}^3/\text{h}$ . A ce débit, le niveau de bruit annoncé dans le catalogue est de 35 dB(A).

La ventilation double flux décentralisée (Tugce et al, 2020) permet d'améliorer la qualité de l'air à l'intérieur des locaux tout en offrant la possibilité d'une récupération de chaleur sur l'air extrait en période de chauffage. Le principal avantage du caractère décentralisé par rapport à une ventilation double flux centralisée, est de permettre une régulation du débit d'air de chaque salle qui en est équipée de manière indépendante, en fonction de son usage. De plus, les contraintes de passage des réseaux d'air en rénovation sont éliminées à l'aide de ce système. D'après le bureau d'études en charge d'une rénovation sur le campus, les coûts d'installation sont à peu près équivalents entre des installations de DF centralisée et décentralisée.

La concentration de  $\text{CO}_2$  dans la salle sera utilisée comme indicateur (Franco and Leccese, 2020) pour analyser l'adéquation du débit de ventilation à son taux d'occupation. Il est recommandé de ne pas dépasser une concentration maximale hygiénique de 1000 ppm (Persily, 1997). Les réglementations européenne et Française fixent une limite de concentration de  $\text{CO}_2$  comprise entre 1000 et 1300 ppm (Wargocki, 2021 ; JORF, 1978). A noter qu'en période épidémique du SARS-CoV-2, le Haut Comité de Santé Public (HCSP, 2021) a recommandé de ne pas dépasser un taux de  $\text{CO}_2$  de 800 ppm. Cette dernière situation sera également analysée pour en évaluer le coût énergétique.

La qualité de l'air dans les écoles est une question très importante en raison de la forte densité d'occupation et des débits d'air importants nécessaires pour maintenir une qualité de l'air acceptable.

Dans la littérature, plusieurs études récentes ont été consacrées au suivi de la qualité de l'air dans les établissements scolaires. On peut citer par exemple l'étude de (Gabovska, 2022) en Suède, celle de (Deng and Lau, 2019) aux États-Unis, celle de (Almeida and De Freitas, 2015) au Portugal, ou alors celle de (Stabile, 2019) en Italie. La majorité de ces études focalisaient leur intérêt sur le maintien d'un niveau de  $CO_2$  cible à l'aide d'un débit de ventilation variable en fonction de l'usage, sans évaluation du coût énergétique associé. La quantification du coût énergétique associé à la mise aux normes d'une ventilation inexistante ou défaillante d'une salle de classe lors d'un projet de rénovation constitue l'originalité de la présente étude.

## II. SIMULATION THERMIQUE DYNAMIQUE DE LA SALLE D'ENSEIGNEMENT SOUS TRNSYS

### A. Présentation générale de l'étude

La salle de cours démonstrateur d'une capacité de 30 places est située dans un bâtiment d'enseignement du département GCCD de l'IUT de Rennes. La salle a pour dimensions  $L \times l \times H = 10.40 \text{ m} \times 7.10 \text{ m} \times 2.73 \text{ m}$  (Figure 1) et elle présente un seul mur déperditif (surface façade  $29.16 \text{ m}^2$ ), car elle se trouve en étage courant et les autres murs donnent sur des salles similaires toutes chauffées à  $19 \text{ }^\circ\text{C}$ . Le mur déperditif est orienté Sud et est composé d'un voile béton de  $18 \text{ cm}$  d'épaisseur non isolé ( $U_{\text{paroi}} = 3.349 \text{ W} \cdot \text{m}^{-2} \text{K}^{-1}$ ). Ce mur comporte 6 fenêtres (surface de vitrage  $13,21 \text{ m}^2$ ) en double vitrage avec une menuiserie en aluminium ( $U_w = 2.82 \text{ W} \cdot \text{m}^{-2} \text{K}^{-1}$ ). La ventilation actuellement en place est une ventilation mécanique contrôlée (VMC) simple flux par extraction, mais la mauvaise étanchéité à l'air du bâtiment engendre des débits de fuite dans les sanitaires et les débits relevés dans la salle choisie sont négligeables. La SF n'est donc pas fonctionnelle, ce qui revient à considérer que la salle n'est pas ventilée mécaniquement. Le débit d'air d'infiltration par l'enveloppe a été estimé en se basant sur des mesures de l'évolution temporelle du taux de  $CO_2$  dans la salle sur une journée de fonctionnement type.



FIGURE 1. Photographie de la salle de cours servant de démonstrateur

L'enveloppe de la salle a été reproduite sous le logiciel Sketchup (Figure 2) et a été importée sous le logiciel TRNSYS pour la réalisation des simulations thermiques dynamiques.

Le modèle ainsi construit a permis d'évaluer dans le cas de référence actuel (sans VMC) la consommation de chauffage sous le climat de Rennes, et l'évolution du taux de  $CO_2$  sur une saison de chauffage avec un scénario d'occupation calqué sur l'emploi du temps de l'année 2021-2022.

Les précédents résultats sont comparés à ceux qui seraient obtenus en adjoignant une VMC SF, puis une VMC DF sans rénovation de l'enveloppe. Un dernier scénario reprend la salle avec la VMC DF en adjoignant une isolation thermique du mur déperditif de la salle conduisant à  $U_{\text{paroi isolée}} = 0.242 \text{ W} \cdot \text{m}^{-2} \text{K}^{-1}$ .

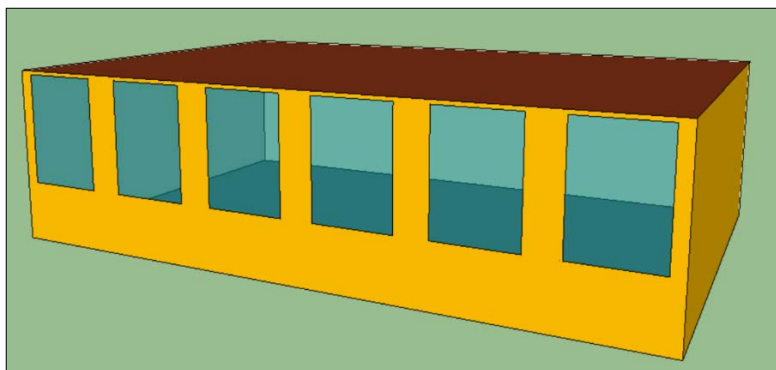


FIGURE 2. Modélisation de la salle 111 sous SketchUp

### B. Simulation studio sous TRNSYS

Les différents blocs du simulation studio sous TRNSYS sont présentés en Figure 3. La géométrie de la salle de cours (Figure 2) construite à l'aide du logiciel SketchUp a été importée dans le module *Building* de TRNSYS où la composition des parois et l'orientation de la salle ont été définies. Dans ce même module, les consignes de chauffage et de ventilation mécanique ont été introduites. Les données du climat de Rennes (module *Weather*) ont été importées. Ce sont des valeurs de la vitesse du vent, de la température et du rayonnement solaire moyennées sur 30 ans.

Nous avons ajouté sous TRNSYS des calculatrices pour des calculs spécifiques utiles pour nos simulations. Tout d'abord, l'évolution de la concentration du  $CO_2$  en fonction de l'occupation a été programmée suivant la méthode décrite dans le paragraphe C. Ensuite, le débit d'infiltration évalué en fonction de la vitesse du vent à chaque pas de temps est ajouté au débit volontaire de VMC. L'équation calculant le débit d'infiltration en fonction de la vitesse du vent a été établie suivant la méthode décrite dans le paragraphe D.

L'occupation de la salle utilise un calendrier (module *Occupation*) calqué sur l'occupation réelle de la salle durant l'année universitaire 2021-2022. On lui associe un autre module (module *Ouverture*



de portes/fenêtres) permettant de majorer le débit d’infiltration d’une valeur constante égale à 450 m<sup>3</sup>/h aux interours d’une durée de 10 minutes.

Les gains internes en humidité et chaleur dus au métabolisme des occupants sont également introduits sous le module *Gain\_Internes*.

Pour le scénario considérant une VMC DF, nous introduisons dans le module *VMC\_Double flux*, la loi de l’efficacité de l’échangeur récupérateur de chaleur en fonction du débit d’air (équation 1), obtenue par lissage de la courbe fournie par le constructeur (AIRMASTER, 2021). Cette loi permet de calculer à chaque pas de temps la température de soufflage de l’air neuf dans la salle.

$$\varepsilon = \frac{T_{souff} - T_{ext}}{T_{int} - T_{ext}} = -8.10^{-5} Q_v + 0.877 \tag{1}$$

Le module *Occultation* gère l’ouverture et la fermeture des rideaux des fenêtres : fermeture des rideaux si la température intérieure de la salle est supérieure à 26 °C ou si le rayonnement solaire incident est supérieur à 400 W/m<sup>2</sup>.

Enfin, le dernier bloc (*Résultats de la simulation*) sert à afficher les résultats de la consommation énergétique de chauffage et de l’évolution du taux de CO<sub>2</sub> dans la salle.

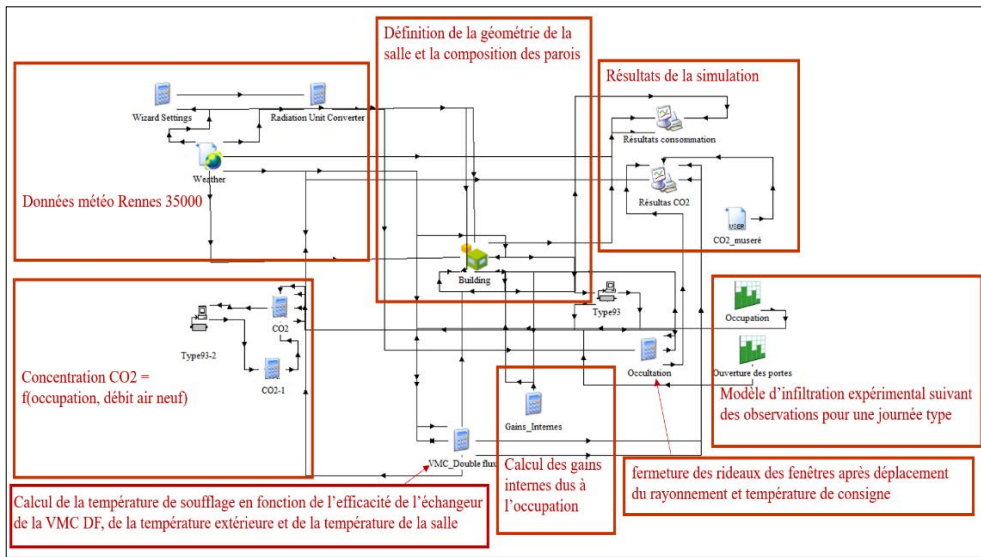


FIGURE 3. Simulation studio sous TRNSYS

C. Programmation de la loi d’évolution du taux de CO<sub>2</sub> sous TRNSYS

L’évolution temporelle du taux de CO<sub>2</sub> peut être évaluée par l’équation suivante (Bonato et al, 2020):

$$[CO_2]_t = [CO_2]_{t-1} e^{-\lambda \Delta t} + \left( [CO_2]_{ext} - \frac{p \cdot N}{\lambda \cdot V} \cdot 6 \cdot 10^4 \right) (1 - e^{-\lambda \Delta t}) \tag{2}$$

avec :

[CO<sub>2</sub>]<sub>t</sub> [ppm]: concentration de CO<sub>2</sub> dans la pièce à l’instant t

[CO<sub>2</sub>]<sub>t-1</sub> [ppm]: concentration de CO<sub>2</sub> dans la pièce à l’instant t-Δt

$[CO_2]_{ext}$  [ppm]: concentration de  $CO_2$  à l'extérieur de la pièce

$V[m^3]$ : volume de la pièce

$N[personne]$ : nombre de personnes dans la pièce

$p[l.min^{-1}.personne^{-1}]$ : Débit de respiration d'un individu =0.31

$\lambda [h^{-1}]$ : débit de renouvellement d'air incluant la ventilation et l'infiltration

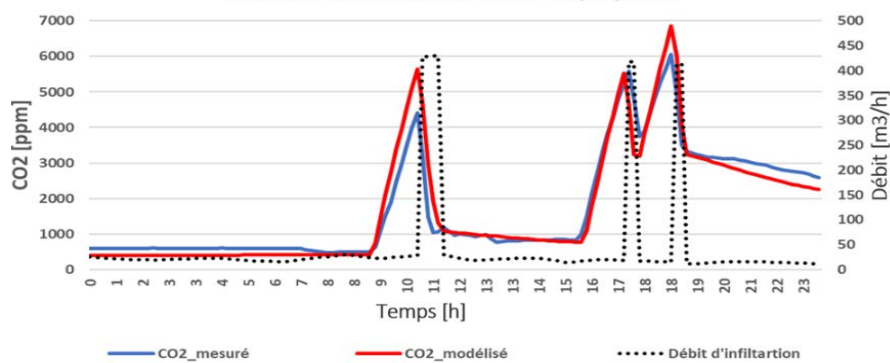
$\Delta t [h]$ : pas de temps

L'équation (2) a été introduite sous TRNSYS pour évaluer l'évolution temporelle de la concentration du  $CO_2$  dans les différents scenarii considérés.

#### D. Construction de la fonction du débit d'infiltration

L'évolution temporelle du taux de  $CO_2$  à l'aide d'un capteur NDIR de la marque ARANET durant la journée du 12/10/2021 est visible en Figure 4. Les concentrations maximales enregistrées sont extrêmement élevées et atteignent 6000 ppm en présence de 31 personnes (30 étudiants et un professeur). Cet enregistrement nous a permis de construire, en utilisant la formule du taux de  $CO_2$  (paragraphe C.), la fonction de variation du débit d'infiltration. L'infiltration par l'enveloppe (fenêtres et portes fermées) durant le cours est fonction de la vitesse du vent. Aux intercourrs, la précédente infiltration est majorée d'une valeur constante sur une durée estimée à 10 minutes (ouverture portes/fenêtres).

La loi de variation de l'infiltration est estimée à l'aide d'un calcul itératif sous Matlab. Durant les périodes de cours (fenêtres et portes fermées), elle est trouvée égale à  $0.5 \times surface\_d'infiltration \times Vitesse\_du\_vent$  où 0.5 indique que la moitié de la surface d'infiltration permet l'entrée de l'air frais et l'autre moitié permet la sortie de l'air vicié. Cette infiltration est due aux défauts d'étanchéité de l'enveloppe (y compris les bouches d'entrée d'air installées en menuiseries des fenêtres de la VMC SF non fonctionnelle de la salle de cours). Aux trois intercourrs, la concentration de  $CO_2$  subit une baisse rapide visible en Figure 4 due à l'infiltration supplémentaire estimées à  $450 m^3.h^{-1}$  à l'ouverture des portes et des fenêtres. Le débit d'infiltration par les défauts d'étanchéité de l'enveloppe varie entre 7 et  $50 m^3.h^{-1}$  en fonction de la vitesse du vent.



**FIGURE 4.** Taux de  $CO_2$  mesuré dans la salle durant la journée du 12/10/2021 - Calage du modèle d'infiltration d'air

### III. RESULTATS ET DISCUSSION

Les cinq scénarii simulés et les consommations de chauffage correspondantes sont résumés dans le Tableau 1. Le premier scénario correspondant à la situation actuelle de référence sans VMC, et en tenant compte de l'infiltration telle que définie précédemment, la consommation annuelle calculée est égale à  $52 \text{ kWh} \cdot \text{m}^2 \cdot \text{an}^{-1}$ . La figure 5 présente l'évolution annuelle de la concentration de  $CO_2$  dans la salle obtenue par simulation pour ce scénario. Le taux de  $CO_2$  maximal peut dépasser les 6000 ppm comme observé in-situ en conditions normales d'usages de la salle de cours.

Pour le second scénario, nous avons introduit une VMC SF assurant un débit d'air règlementaire de  $18 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1} \cdot \text{personne}^{-1}$  en périodes d'occupation, et un débit nul hors occupation. Le débit volontaire s'ajoute au débit d'infiltration. Dans ce cas, la consommation annuelle de chauffage est trouvée égale à  $65 \text{ kWh} \cdot \text{m}^2 \cdot \text{an}^{-1}$  (25 % d'augmentation) et la concentration de  $CO_2$  (Figure 6) ne dépasse pas 1350 ppm ce qui est acceptable. Rappelons que la valeur règlementaire maximale en France est de 1300 ppm (JORF, 1978).

Nous avons ensuite simulé une VMC DF avec récupération de chaleur sur l'air extrait en appliquant le même débit règlementaire et le même schéma de régulation du débit que pour la VMC SF. Cela diminue la consommation annuelle à  $53 \text{ kWh} \cdot \text{m}^2 \cdot \text{an}^{-1}$ , une consommation quasiment égale à celle trouvée pour le scénario de référence sans VMC. Toujours en VMC DF, en majorant le débit de ventilation à  $35 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1} \cdot \text{personne}^{-1}$  dans l'objectif de respecter les recommandations du Haut Comité de Santé Publique (HCSP, 2021) en termes de concentration de  $CO_2$  (Figure 7), la consommation de chauffage atteint  $58 \text{ kWh} \cdot \text{m}^2 \cdot \text{an}^{-1}$ , soit une augmentation de l'ordre de 9 %, ce qui n'est guère important au regard des enjeux de santé publique. Enfin, en conservant la VMC DF au débit règlementaire de  $18 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1} \cdot \text{personne}^{-1}$ , et en ajoutant l'isolation de la façade (15 cm de polystyrène), la consommation annuelle est réduite à  $32 \text{ kWh} \cdot \text{m}^2 \cdot \text{an}^{-1}$ .

**TABLEAU 1.** Consommation énergétique simulation TRNSYS

Scénario	Consommation chauffage $\text{kWh} \cdot \text{m}^2 \cdot \text{an}^{-1}$	Concentration maximale de $CO_2$ ppm
Sans VMC + Infiltration (cas actuel)	52	8000
VMC SF ( $Q_v = 18 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1} \cdot \text{pers}^{-1}$ ) + infiltration	65	1350
VMC DF ( $Q_v = 18 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1} \cdot \text{pers}^{-1}$ ) + infiltration	53	1350
VMC DF ( $Q_v = 35 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1} \cdot \text{pers}^{-1}$ ) + infiltration	58	900

VMC DF ( $Q_v=18 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1} \cdot \text{pers}^{-1}$ ) + infiltration + isolation de la façade	32	1350
---	----	------

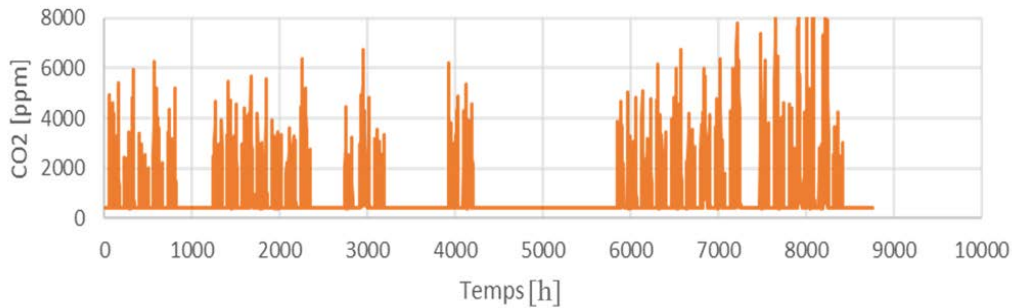


FIGURE 5. Evolution annuelle du taux de  $CO_2$  dans la salle en l'absence de VMC

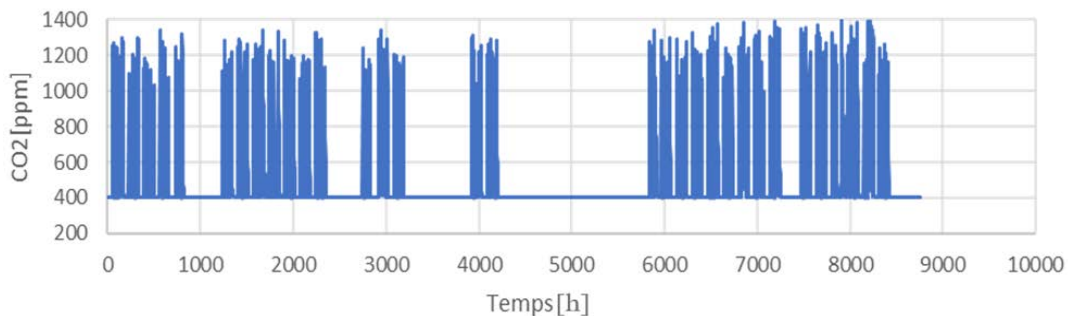


FIGURE 6. Evolution annuelle du taux de  $CO_2$  dans la salle en présence de la VMC pour un débit réglementaire de  $18 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1} \cdot \text{personne}^{-1}$

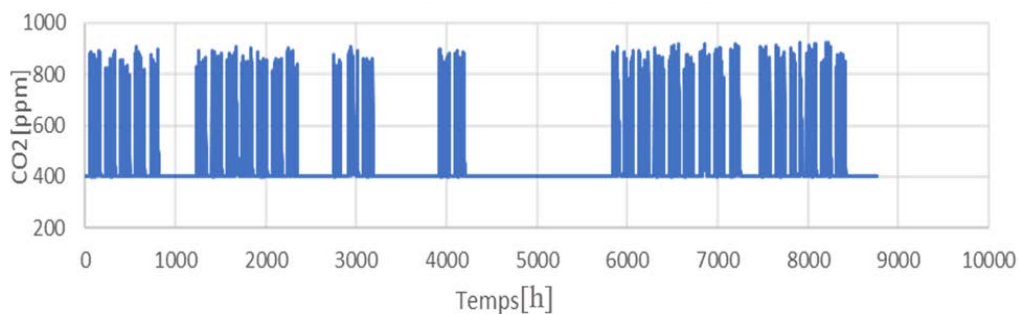


FIGURE 7. Evolution annuelle du taux de  $CO_2$  dans la salle en présence de la VMC pour un débit réglementaire de  $35 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1} \cdot \text{personne}^{-1}$

#### IV. CONCLUSION

Des simulations thermiques dynamiques d'une salle de cours du département GCCD de l'IUT de Rennes ont été réalisées afin d'évaluer l'impact du type de VMC sur la consommation de chauffage et sur la qualité de l'air intérieur en utilisant la concentration de  $CO_2$  comme indicateur. Le scénario de référence simulé sans VMC est représentatif de l'état actuel de la salle dont la VMC SF est non

fonctionnelle (taux de  $CO_2$  dépassant les 6000 ppm et consommation de chauffage de  $53 kWh.m^2.an^{-1}$ ). Nous avons montré que la mise aux normes de la ventilation en adoptant une VMC SF avec un débit d'air neuf de  $18 m^3.h^{-1}.personne^{-1}$  en périodes d'occupation permet de respecter la réglementation en termes de taux de  $CO_2$  dans la salle moyennant une surconsommation de chauffage de 25 % (taux de  $CO_2$  maximal de 1350 ppm et consommation de chauffage de  $65 kWh.m^2.an^{-1}$ ) par rapport au cas de référence. L'installation d'une VMC DF avec récupération de chaleur sur l'air extrait en assurant toujours un débit d'air neuf de  $18 m^3.h^{-1}.personne^{-1}$  en périodes d'occupation permet de réduire la consommation de chauffage à sa valeur initiale sans VMC ( $53 kWh.m^2.an^{-1}$ ). Ainsi, la mise aux normes de la VMC avec une DF assure la qualité de l'air sans surconsommation de chauffage. Afin d'atteindre une concentration maximale de 800 ppm préconisée par le HCSP en périodes épidémiques, un débit d'air neuf supérieur à  $35 m^3.h^{-1}.personne^{-1}$  serait nécessaire. La surconsommation demeure néanmoins faible, à savoir de 9 % seulement si la VMC est de type DF.

Enfin, en limitant le débit d'air neuf à  $18 m^3.h^{-1}.personne^{-1}$  en VMC DF et en la couplant à une isolation de la façade avec 15 cm de polystyrène, la consommation de chauffage se trouve réduite à  $32 kWh.m^2.an^{-1}$ .

La VMC DF décentralisée est en cours d'installation dans la salle démonstrateur. Son débit d'air sera régulé pour maintenir un taux de  $CO_2$  réglementaire et s'adapter ainsi au strict besoin des usagers. La VMC et la salle seront instrumentées de divers capteurs (T, HR,  $CO_2$ , contacteurs aux fenêtres et portes) pour une validation fine du modèle développé. Le modèle servira ensuite pour de nouvelles études paramétriques, y compris en couplage avec d'autres systèmes.

## REMERCIEMENTS

Ces travaux sont réalisés dans le cadre de la Chaire Rénovation Énergétique des Bâtiments de la Fondation Rennes 1 (<https://fondation.univ-rennes.fr/chaire-renovation-energetique-des-batiments-fondation-rennes-1-0>). Les auteurs remercient la Fondation ainsi que tous les partenaires de la Chaire : Groupe Legendre, NGE Bâtiment, Rennes Métropole, Egis, Delta Dore, CETIH-Systovi, Sensing Vision. Dans le cadre de ces travaux, deux étudiants ont été accueillis en stage : Augustin LE VELLY et Théo FESENBECK

## REFERENCES

- AIRMASTER, (2021). CATALOGUE PRODUIT, 2020-2021 - Version 5.5, AIRMASTER, Ventilation in Balance, p. 128
- Bonato, P., D'Antoni, M., Fdrizzi, R. (2020). Modelling and simulation-based analysis of a façade-integrated. *Journal of Building Engineering*, 29.
- Ecologie.gouv, (2021). <https://www.ecologie.gouv.fr/energie-dans-batiments>
- Fabien, C., Sebastian, Herkel., Tejas, Kuber., Jens, P. (2015). Energy performance of façade integrated decentralised ventilation systems. *Energy and Buildings*, 107.

- Franco, A., Leccese, F. (2020). Measurement of  $CO_2$  concentration for occupancy estimation in educational buildings with energy efficiency purposes. *Journal of Building Engineering*, 32.
- HCSP, (2021). Haut Conseil de la Santé Publique, Covid-19 : aération, ventilation et mesure du  $CO_2$  dans les ERP. <https://www.hcsp.fr/explore.cgi/avisrapportsdomaine?clefr=1009>, 2021
- JORF (1978). Circulaire du 9 août 1978 modifiée relative à la révision du règlement sanitaire d' départemental (RSDT). <https://www.legifrance.gouv.fr/jorf/id/>
- Loi ELAN, (2018). <https://www.gouvernement.fr/action/elan-une-loi-pour-l-evolution-du-logement-de-l-amenagement-et-du-numerique>
- Pedersen, T.H., Petersen, S. (2018). Investigating the performance of scenario-based model predictive control of space heating in residential buildings. *Journal of Building Performance Simulation*, 11, 485–498.
- Persily, A.K. (1997). Evaluating building IAQ and ventilation with indoor carbon dioxide. *Build. Eng*, 103, 193–204.
- rsd35, (2008). Direction Départementale des Affaires Sanitaires et Sociales, Règlement Sanitaire Départemental de l'Ille et Vilaine. [https://www.bretagne.ars.sante.fr/sites/default/files/2016-12/rsd35\\_0.pdf](https://www.bretagne.ars.sante.fr/sites/default/files/2016-12/rsd35_0.pdf), 2008.
- Tugce, P., Ayçz, T., Mehmet A, E., Tahsin, B. (2021). Experimental investigation of a decentralized heat recovery. *Journal of Building Engineering*, 35.
- Wargocki, P. (2021). What we know and should know about ventilation. *REHVA J*, 5–13.
- Almeida, R M. S. F., De Freitas, V. D. P. (2015). IEQ assessment of classrooms with an optimized demand-controlled ventilation system, 6th International Building Physics Conference. *Energy Procedia*, (78).
- Deng, S., Lau, J. (2019). Seasonal variations of indoor air quality and thermal conditions and their correlations in 220 classrooms in the Midwestern United States. *Building and Environment*, (157).
- Stabile, L., G. Buonanno, G., Frattolillo, A., M. Dell'Isola, (2019). The effect of the ventilation retrofit in a school on  $CO_2$ , airborne particles and energy consumptions. *Building and Environment*, (156).
- Cabovská, B., Bekö, G., Teli, D., L. Ekberg, L., Dalenbäck, J., Wargocki, P., Psomas, T., Langer, S. (2022). Ventilation strategies and indoor air quality in Swedish primary school classrooms. *Building and Environment*, (226).

## Chaire Rénovation Énergétique des Bâtiments – mise en œuvre d’un parement en béton de chanvre dans un démonstrateur.

Florence Collet, Sylvie Prétot, Christophe Lanos, Amina Meslem, Abdelouhab Labihi.

*Univ Rennes, LGCGM (Laboratoire de Génie Civil et Génie Mécanique), France*

**RESUME** La Chaire Rénovation Énergétique des Bâtiments de la Fondation Rennes1, a pour objectif d’éprouver l’efficacité de solutions techniques in-situ. Ces solutions peuvent porter sur l’enveloppe ou les systèmes, être passives ou actives, utilisées seules ou couplées. Le premier démonstrateur mis en œuvre dans une salle de travaux dirigés de l’IUT de Rennes porte sur l’efficacité d’un parement béton de chanvre comme régulateur hygrique passif et contributeur à la qualité de l’ambiance intérieure. Celui-ci sera couplé à une VMC double flux décentralisée, régulée en fonction du taux de CO<sub>2</sub> afin de limiter les débits et de réduire les consommations énergétiques. Cet article présente la mise en œuvre du parement en béton de chanvre et son instrumentation, l’instrumentation de l’ambiance de la salle et celle d’une salle témoin attenante. Le suivi expérimental au sein de la paroi et en ambiance permet d’étudier le séchage du mur. A l’issue de la période de séchage, l’évolution des conditions ambiantes hygrothermique des salles est analysée au regard des sollicitations ambiantes et le confort hygrothermique est évalué à travers le diagramme de confort dans le diagramme psychrométrique. La réponse hygrothermique du parement en béton de chanvre et sa contribution au confort sont analysés à travers l’évolution des profils de pression de vapeur en réponse à la sollicitation. L’effet sur l’acoustique est évalué par des mesures de temps de réverbération avant et après mise en œuvre du mur.

**Mots-clefs** Régulation hygrique passive, ambiance intérieure, confort acoustique, confort hygrothermique.

### I. INTRODUCTION

La rénovation énergétique des bâtiments contribue à répondre aux enjeux du développement durable à la fois sur le pilier environnemental (réduction des besoins énergétiques, réduction des émissions de gaz à effet de serres) et sur le pilier social (confort et santé des usagers). La Chaire Rénovation Énergétique des Bâtiments de la Fondation Rennes1, a pour objectif d’éprouver l’efficacité de solutions techniques in-situ. Ces solutions peuvent porter sur l’enveloppe ou les systèmes, être passives ou actives, utilisées seules ou couplées.

Le recours à des matériaux bio-sourcés permet de limiter l’énergie grise et l’empreinte carbone des bâtiments. Parmi ceux-ci, les bétons végétaux tels que les bétons de chanvre présentent une conductivité thermique faible et une valeur tampon hygrique élevée (Amziane, 2017), contribuant à l’isolation des bâtiments et au confort hygrothermique, et ainsi à des économies d’énergie (Karade et Jami, 2021).

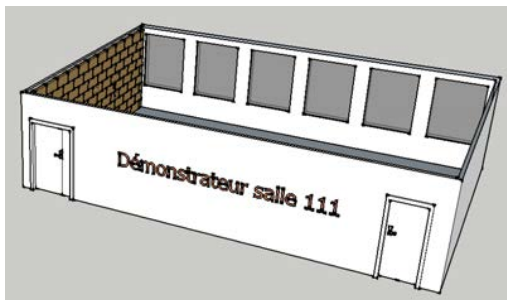
Dans le cadre de la chaire Rénovation Énergétique des Bâtiments de la Fondation Rennes1, le démonstrateur mis en place au sein de l'IUT de Rennes a pour objectif d'étudier in-situ le rôle régulateur hygrique à l'échelle du local de béton de chanvre. Un parement, constitué de briques de béton de chanvre commerciales, est mis en place sur un refend séparatif entre deux salles de travaux dirigés.

Il s'agit d'étudier les conditions de régulation hygrique passive induites par ce parement par une approche comparative entre le démonstrateur et une salle témoin et d'analyser la réponse hygrothermique du mur aux sollicitations ambiantes. Une métrologie originale est développée. Elle permet l'étude du séchage puis un suivi en continu afin d'évaluer l'intérêt de la présence du parement vis-à-vis du confort des usagers. Des mesures acoustiques sont également réalisées pour étudier l'effet de ce parement sur le temps de réverbération de la salle.

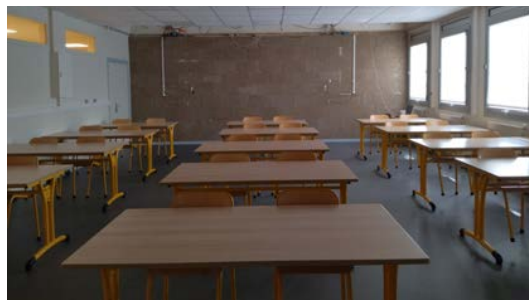
## II. PRESENTATION DE L'EXPERIMENTATION IN-SITU

### A. Présentation des salles Témoin et Démonstrateur

Les salles Témoin (107) et Démonstrateur (111) sont deux salles d'enseignement contiguës du département Génie Civil et Construction Durable de l'IUT de Rennes. Ces salles sont situées au premier étage, entre deux étages occupés également par des salles d'enseignement. Elles ont des dimensions identiques ( $L \times l \times H = 10.40 \text{ m} \times 7.10 \text{ m} \times 2.73 \text{ m}$ ) et la même capacité d'accueil (30 étudiants). Toutes les parois sont adiabatiques à l'exception de la paroi extérieure composée d'un voile béton non isolé de 18 cm d'épaisseur ( $U_{\text{mur}} = 3.35 \text{ W.m}^{-2}\text{.K}^{-1}$ ) et de 6 fenêtres en double vitrage avec une menuiserie en aluminium ( $U_w = 2.82 \text{ W.m}^{-2}\text{.K}^{-1}$ ) (Figure 1). La salle Témoin ne fait pas l'objet de travaux de rénovation. La salle démonstrateur est équipée d'un parement en béton de chanvre mis en place en doublage de la paroi séparative existante avec la salle Témoin. En effet, la paroi extérieure n'a pas une surface opaque suffisante et est occupée par des radiateurs.



(a)



(b)

**FIGURE 1.** Salle Démonstrateur (a) vue isométrique, (b) photo de la salle équipée

### B. Parement en béton de chanvre

Le parement en béton de chanvre est réalisé avec des briques commerciales MULTICHANVRE de 60 cm de long, 30 cm de haut et 10 cm d'épaisseur. Au moment de la dépalettisation, les briques au cœur de la palette étaient encore très humides, celles en périphérie étaient plus sèches du côté extérieur de la palette que du côté intérieur. Les briques nécessaires au montage du parement ont



été stockées quelques jours dans la salle afin d'améliorer leur séchage. Celles utilisées pour la caractérisation des briques sont stabilisées à l'ambiance du laboratoire régulée en température à 23°C ou séchées à l'étuve à 60°C.

Les caractéristiques des briques sont présentées dans le tableau 1. La mesure de la conductivité thermique est réalisée avec un CT-mètre équipé d'un fil chaud de 5 cm de longueur, selon la méthode présentée dans (Collet and Pretot, 2014).

**TABLEAU 1.** Propriétés physiques des blocs MULTICHANVRE

	Données Fournisseur	Mesure en laboratoire
Masse volumique [kg.m <sup>-3</sup> ]	360 (conditions non fournies)	Ambiance : 310 ± 7 Sec : 301 ± 11
Conductivité thermique (sec) [W.m <sup>-1</sup> .K <sup>-1</sup> ]	-	0.099
Résistance thermique (e = 10 cm) [m <sup>2</sup> .K.W <sup>-1</sup> ]	1.5	1.0

Ces briques sont assemblées entre elles et collées à la paroi séparative existante par plots avec le mortier blocs MULTICHANVRE de Saint Astier (figure 2). La salle est aérée tous les jours ouvrés pendant sept semaines (montage le 03/06, aération jusqu'au 22/07/2022).



**FIGURE 2.** Montage du parement en béton de chanvre

### C. Suivi et Instrumentation

L'occupation de la salle est suivie au moyen de l'emploi du temps. Un cahier est mis à disposition dans la salle afin de reporter son occupation (créneaux horaires, nombre de personnes) ainsi que le nombre de fenêtres et portes ouvertes à l'arrivée ou au cours du créneau d'occupation.

Les conditions ambiances intérieures de température, d'humidité relative et de CO<sub>2</sub> sont mesurées avec des capteurs ARANET 4. Les plages et précision de mesures sont 0–50 ± 0.4 °C, 0–85 ± 3 %HR et 0–9999 ppm ± 50 ppm ou 3% de la valeur entre 0 et 2000 ppm et ± 10% de la valeur entre 2001 et 9999 ppm. Le pas d'acquisition utilisé est de 3 à 10 minutes selon les périodes considérées.

L'instrumentation du parement en béton de chanvre (figure 3) est réalisée avec des capteurs sensirion SHT 35, préalablement étalonnées avec des solutions salines. Ces capteurs ont une plage de mesure de -40 à 125 °C et de 0 à 100 %HR, avec une précision de 0.2 °C et 1.5 %HR. Les profils

de température et d'humidité relative sont mesurés sur 4 briques (figure 3-a). Pour positionner les capteurs dans l'épaisseur des briques, celles-ci sont pré-percées à partir de leur surface supérieure (figure 3-b). Les percements sont comblés avec des fragments de briques (figure 3-c), après positionnement des capteurs (figure 3-d). Des capteurs sont également positionnés en surface du parement et dans des tubes anti-rayonnement pour mesurer les conditions ambiantes à proximité de la paroi (figure 3-e). Ces derniers sont mis en place 4 jours après le montage du parement. La figure 4 donne le positionnement des capteurs sur l'épaisseur de la paroi.

Les capteurs sensirion SHT 35 sont connectées à des boîtiers Daqbox permettant leur alimentation et l'acquisition des mesures toutes les 3 minutes. Ces boîtiers sont reliés à un PC via un hub à l'aide de câbles Ethernet. Les données sont relevées manuellement deux fois par semaine.

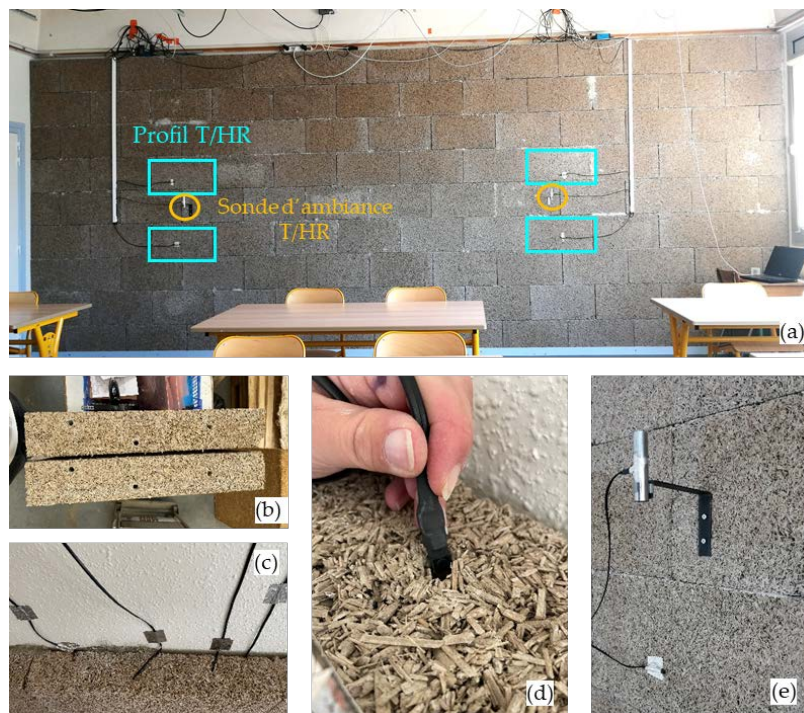
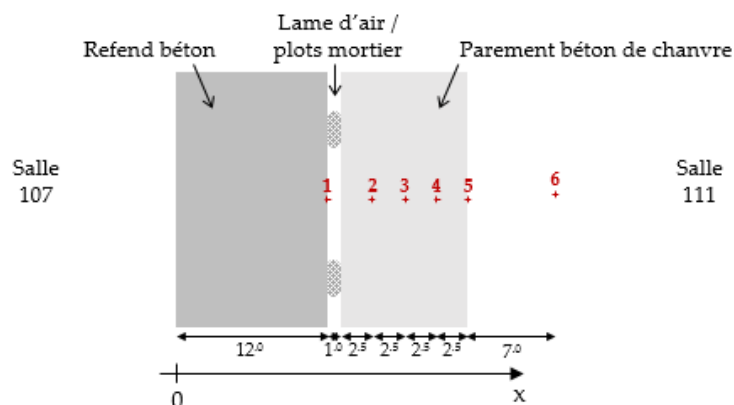
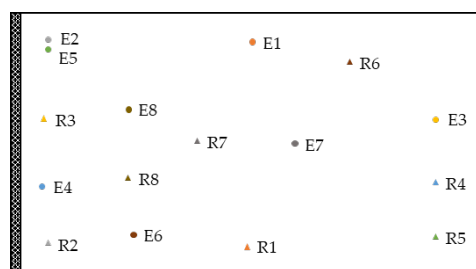


FIGURE 3. Instrumentation du parement en béton de chanvre



**FIGURE 4.** Positionnement des capteurs sur l'épaisseur de la paroi*C. Mesures acoustiques*

Le temps de réverbération est mesuré avant et après mise en place du parement en béton de chanvre sur la salle vide. La mesure est répétée pour huit couples émission/réception localisés sur la figure 5. Le positionnement respecte une distance supérieure à 1 mètre entre la source et le microphone, qui est à au moins 0,5 m des parois. La mesure est réalisée avec un sonomètre Bruel & Kjaer type 2250 de classe I, avec une méthode d'excitation impulsionnelle. Le temps de réverbération est mesuré pour une décroissance de 20 dB (TR20).

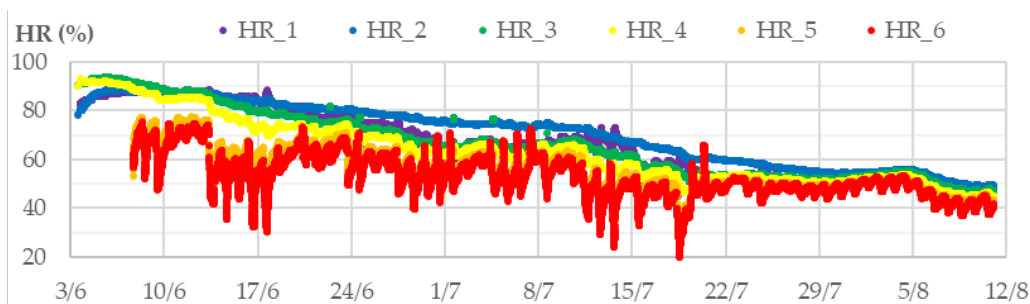
**FIGURE 5.** Position des couples émissions E / réception R lors des mesures de TR**III. RESULTATS ET ANALYSE***A. Séchage / Prise du parement en béton de chanvre*

La figure 6 donne l'évolution de l'humidité relative aux différentes positions de la brique 1 au cours des deux mois qui suivent la mise en œuvre du parement en béton de chanvre. Jusqu'au 20/07/2022, la salle est aérée régulièrement conduisant à des variations marquées de l'humidité relative ambiante (HR6).

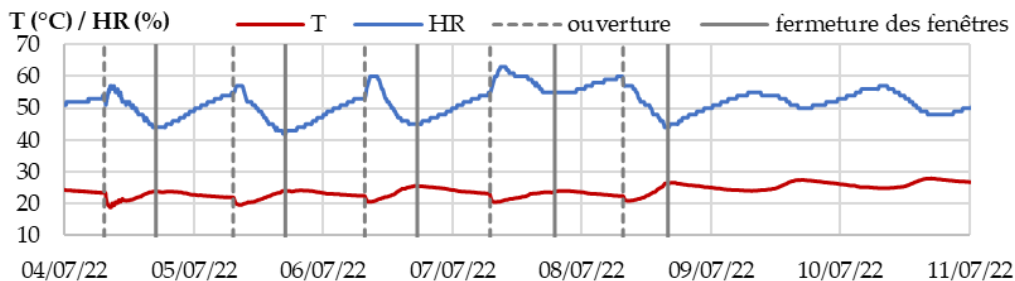
A l'instant initial, l'humidité relative au sein du béton de chanvre est plus basse côté refend (capteur 2) qu'à mi-épaisseur (capteur 3) et côté salle 111 (capteur 4). Ceci est dû à un séchage initial inégal, le côté le plus sec de la brique a été positionné côté refend. Le montage au mortier-colle apporte une humidité qui se redistribue dans la brique. L'humidité relative à l'interface refend béton – parement béton de chanvre ainsi que celle dans les premiers centimètres de béton de chanvre côté refend augmente au cours des 3 à 4 premiers jours du fait de l'humidité apportée par les plots de mortier-colle, avant de diminuer avec le séchage du parement. Deux phases de séchage sont observées : une phase avec une décroissance marquée de l'humidité relative au cours du temps, jusqu'au 29/07/22, suivie d'une phase où l'humidité relative évolue peu au cœur de la paroi.

La figure 7 montre l'évolution de la température et de l'humidité relative ambiante ainsi que les moments d'ouverture et de fermeture des fenêtres au cours de la semaine 27. A l'ouverture, la température ambiante diminue du fait d'une température extérieure plus basse, entraînant une augmentation de l'humidité relative. Au cours de la journée, la température augmente et l'humidité relative diminue sous l'effet des sollicitations météo. A la fermeture et au cours de la

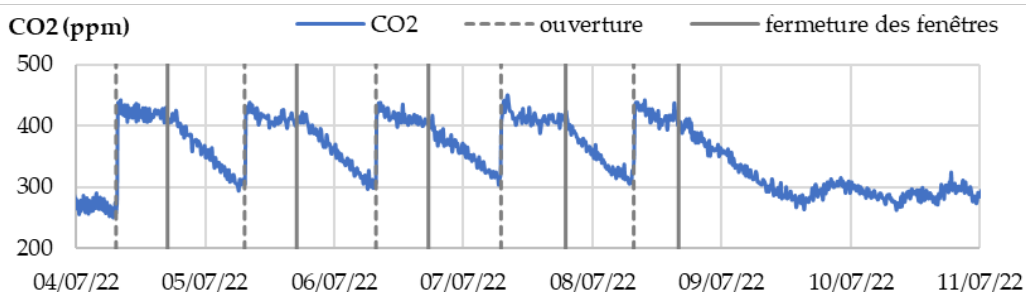
nuit, la température diminue et l'humidité relative augmente sous l'effet des sollicitations météo et sous l'influence du séchage du parement. La figure 8 montre l'évolution du taux de CO<sub>2</sub> ambiant et les moments d'ouverture et de fermeture des fenêtres au cours de cette même semaine. Après le week-end, le taux de CO<sub>2</sub> est particulièrement bas, autour de 260 ppm. A l'ouverture des fenêtres, il remonte autour de 410 à 430 ppm, correspondant au taux extérieur. A la fermeture des fenêtres et tout au long de la nuit, le taux de CO<sub>2</sub> ambiant diminue pour atteindre 300 ppm en fin de nuit. Ce comportement est répétable toute la semaine. La diminution du taux de CO<sub>2</sub> lorsque les fenêtres sont fermées est à relier à la carbonatation des liants des briques de béton de chanvre et du mortier à base de chaux. Les valeurs atteintes, nettement plus faibles que la valeur en extérieur, soulignent le manque de ventilation de la salle.



**FIGURE 6.** Evolution de l'humidité relative aux différentes positions de la brique 1



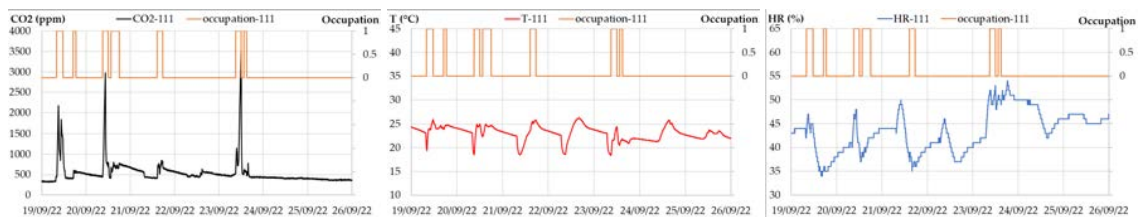
**FIGURE 7.** Evolution de la température et de l'humidité relative ambiante, ouverture et fermeture des fenêtres au cours de la semaine 27



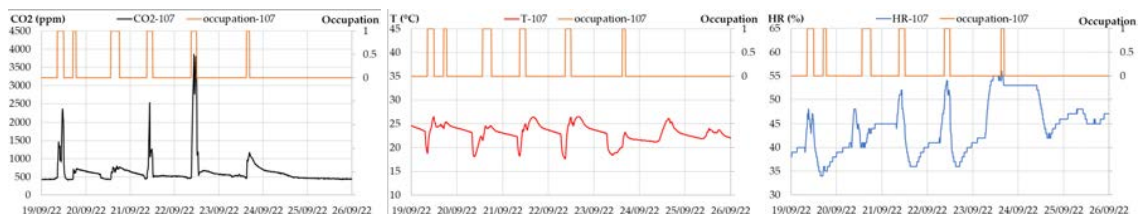
**FIGURE 8.** Evolution du taux de CO<sub>2</sub> ambiant, ouverture et fermeture des fenêtres au cours de la semaine 27

*B. Phase d'usage : confort hygrothermique et comportement du parement*

Les figures 9 et 10 présentent l'occupation et l'évolution des conditions ambiantes dans les salles démonstrateur et témoin au cours de la semaine 38. Au cours de cette semaine, les deux salles présentent des occupations similaires en terme de créneaux d'occupation et de niveaux de CO<sub>2</sub> atteints, montrant des aérations par ouverture des fenêtres similaires également. Les pics de CO<sub>2</sub> sont en effet plus ou moins hauts au cours des périodes d'occupation en fonction de l'ouverture des fenêtres. Pour les deux salles, le pic de CO<sub>2</sub> du lundi 19/09/2022 matin atteint 2000 à 2500 ppm, montrant une faible aération de la salle. Le lundi après-midi, le taux de CO<sub>2</sub> est maintenu à un niveau inférieur à 700 ppm dans les deux salles, grâce à l'ouverture des fenêtres. Les taux de CO<sub>2</sub> maximums atteints sont de l'ordre de 3500 ppm dans les deux salles. Les températures ambiantes évoluent en lien avec les conditions météo, la protection solaire par les stores intérieurs, les apports internes et l'ouverture des fenêtres et des portes. Les températures atteintes sont équivalentes dans les deux salles, avec de légers écarts attribuables à des occupations et un usage (ouverture des fenêtres, portes et stores) qui ne sont pas rigoureusement identiques. L'humidité relative ambiante varie également sous l'effet des conditions météo, des apports internes et de l'ouverture des fenêtres et des portes. Au retour du week-end, avant la première occupation des salles, l'humidité relative ambiante est plus haute dans la salle 111 (44 %HR) que dans la salle 107 (40 %HR). Ceci peut être attribué à un effet tampon hygrique du parement qui a libéré de l'humidité en période de non occupation de la salle 111. Lors de la première occupation des salles, le lundi 19/09 matin, l'humidité relative augmente beaucoup plus et plus rapidement dans la salle 107 que dans la salle 111. Après une heure d'occupation, elle atteint 47 % dans les deux salles, soit une variation de 3 % dans la salle démonstrateur contre une variation de 7 % dans la salle témoin. Ceci souligne l'effet tampon hygrique apporté par le parement en béton de chanvre.

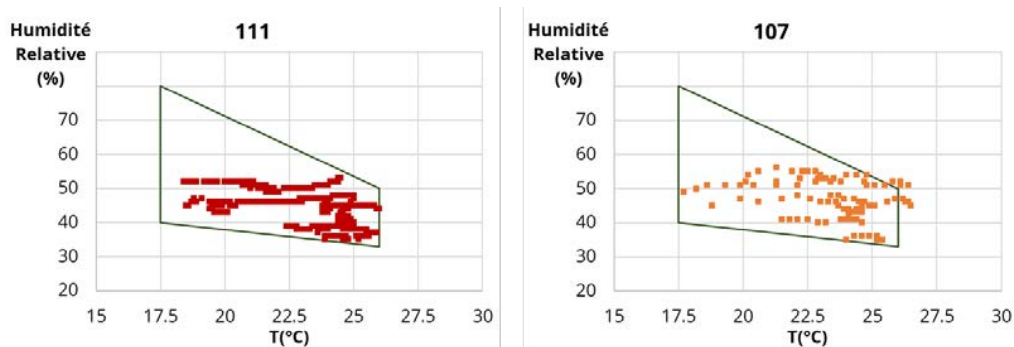


**FIGURE 9.** Occupation et évolution des conditions ambiantes (taux de CO<sub>2</sub>, température et l'humidité relative) dans la salle démonstrateur 111 au cours de la semaine 38



**FIGURE 10.** Occupation et évolution des conditions ambiantes (taux de CO<sub>2</sub>, température et l'humidité relative) dans la salle témoin 107 au cours de la semaine 38

La figure 11 présente les points représentatifs de l'ambiance en période d'occupation placés dans le polygone de confort issus de (Le Recknagel, 1995). Globalement, le niveau de confort est comparable dans les deux salles. En salle 107, la température est parfois légèrement trop forte, ceci peut être attribué à une gestion différente des apports solaires (fermeture des stores) et de l'aération de la salle. Le niveau d'humidité dans la salle 111 apparaît de nouveau un peu plus faible que dans la salle 107, toujours en lien avec le rôle de tampon hygrique du parement.



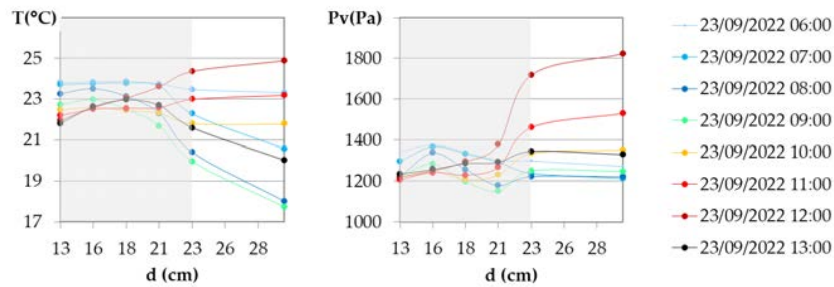
**FIGURE 11.** Polygone de confort dans les salles démonstrateur (111) et témoin (107) au cours de la semaine 38

La figure 12 donne l'évolution horaire des profils de température et de pression de vapeur entre 6h et 13h le 23/09/2022. Les fenêtres de la salle sont ouvertes pour aérer vers 7h du matin, elles sont fermées au cours de la première heure de cours, entre 9h et 10h, et ouvertes en fin de cours, probablement un peu avant 12h.

A 6h du matin, le profil de température est quasi constant sur l'épaisseur du parement en béton de chanvre, avec une température de surface et une température ambiante légèrement plus basses, ce qui conduit à une faible libération de chaleur du parement vers l'ambiance. A partir de 7h, l'ouverture des fenêtres conduit à une diminution de la température ambiante et à une augmentation du flux de chaleur du parement en béton de chanvre vers l'ambiance. La température de celui-ci diminue. Entre 9h et 10h, la fermeture des fenêtres conduit à une augmentation de la température ambiante. Le flux de chaleur s'inverse, conduisant à un stockage de la chaleur dans le parement. Suite à l'ouverture des fenêtres en fin de cours, le gradient de température et le flux de chaleur s'inversent de nouveau en surface du parement.

Pour la pression de vapeur, en fin de nuit (6h et 7h), le profil présente un point haut à  $d=16$  cm, et un gradient vers l'ambiance intérieure, conduisant à un déstockage de l'humidité du parement vers l'ambiance. A 8h et 9h, un point bas apparaît à  $d = 21$  cm correspondant à 2 cm de profondeur par rapport à la surface du mur, constituant un point d'adsorption induit par la diminution de la température. Lorsque la charge d'humidité apportée par les occupants augmente, la pression de vapeur ambiante augmente. Le gradient de pression de vapeur au sein du béton de chanvre et à proximité de l'ambiance intérieure est de plus en plus fort de 10h à 12h. Cela conduit à un stockage de l'humidité dans le parement en béton de chanvre. A 13h, il n'y a plus de charges en humidité ambiante, le gradient de pression de vapeur et le flux de stockage diminuent. L'évolution du profil au cours de la montée en humidité de l'ambiance intérieure

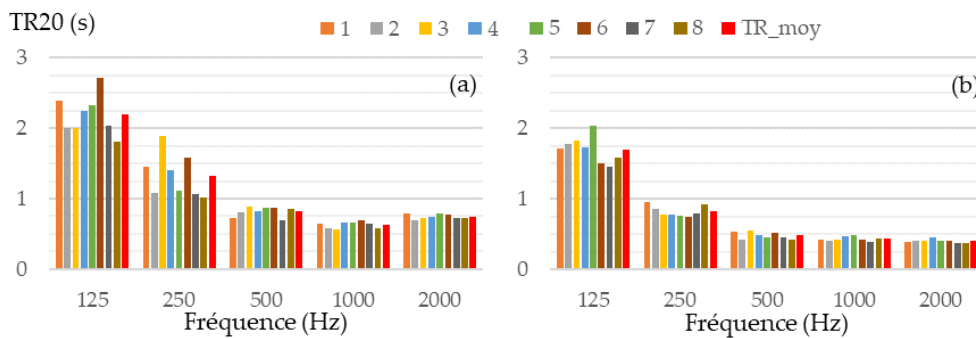
montre le stockage de l'humidité dans le parement et donc sa contribution à la régulation passive de l'ambiance à travers un effet tampon hygrique.



**FIGURE 12.** Evolution horaire des profils de température et de pression de vapeur dans le parement en béton de chanvre entre 6h et 13h le 23/09/2022

*C. Caractérisation acoustique*

Les temps de réverbération TR20 aux différentes positions et en valeur moyenne sont donnés sur la figure 13 avant (a) et après (b) la mise en œuvre du parement en béton de chanvre. De façon générale, les temps de réverbération sont plus élevés dans les basses fréquences que dans les médiums et les aigües. La moyenne sur les octaves 500, 1000 et 2000 Hz est de 0.73 s avant et 0.44 s après mise en œuvre du parement. Les deux cas sont conformes aux recommandations de l'article 5 du 25 avril 2003 pour une salle de classe. L'ajout du parement en béton de chanvre s'est traduit par une diminution du temps de réverbération sur toutes les octaves, ce qui traduit son potentiel dans le cadre d'un traitement acoustique. L'absorption maximum observée dans la pièce se situe dans les médiums et les aigus. Ceci est cohérent avec (Blinet et al., 2018) qui met en évidence un pic d'absorption à 1000 Hz pour un béton de chanvre de masse volumique similaire (286 kg/m<sup>3</sup>). En effet, l'effet d'absorption est lié à la porosité et peut donc différer légèrement en fonction de la mise en œuvre et de la granulométrie des chènevottes.



**FIGURE 13.** Temps de réverbération TR20, (a) avant, (b) après mise en place du parement en béton de chanvre

**IV. CONCLUSION**

Cette étude préliminaire a montré qu'après mise en œuvre du parement en béton de chanvre, une période de séchage de 2 mois était nécessaire à son séchage. A l'issue de celui-ci, la régulation hygrique passive induite par la mise en œuvre de la paroi en béton de chanvre dans le

démonstrateur est validée. Elle se traduit par des dynamiques de variation de l'humidité relative ambiante amorties. D'un point de vue acoustique, il s'avère que le parement en béton de chanvre contribue à réduire le temps de réverbération dans les fréquences moyennes et aigues.

Le suivi d'occupation de la salle et de son usage (ouverture/ fermeture des portes et fenêtres) avec un cahier de relevé n'est pas suffisamment complet pour une analyse fine des données. La métrologie est donc complétée par la mise en place de capteurs de présence et de capteurs d'ouverture et de fermeture des portes. Par ailleurs, la salle étant utilisée en enseignement n'est pas toujours accessible et en cas de coupure électrique les données entre deux relevés sont perdues. Pour remédier à ces problèmes, une plateforme d'acquisition et de traitement des données est en cours de mise en place.

Le démonstrateur va évoluer en couplant au mur de béton de chanvre une VMC double flux indexée sur le taux de CO<sub>2</sub> ou sur l'humidité relative. La métrologie sera complétée pour évaluer l'efficacité de ce système et de son couplage avec le parement en béton de chanvre. Enfin, l'ajout d'un enduit de finition sur les blocs de béton de chanvre est envisagé. Ses effets sur la régulation hygrique, en couplage ou non avec la VMC, et sur la réponse acoustique seront évalués.

## REMERCIEMENTS

Ces travaux sont réalisés dans le cadre de la chaire Rénovation Energétique des Bâtiments de la Fondation Rennes 1. Les auteurs remercient la Fondation ainsi que tous les partenaires de la Chaire : Groupe Legendre, NGE Bâtiment, Rennes Métropole, Egis, Delta Dore, CETIH-Systovi, Sensing Vision. Dans le cadre de ces travaux, plusieurs étudiants ont été accueillis en projet ou en stage : Jeanne Grimaud, Mateo Hamel, Louis Perrin, Laure Pinochet, Thibault Roger.

## REFERENCES

Amziane, S., Collet, F. (2017). Bio-aggregates Based Building Materials: State-of-the-Art Report of the RILEM Technical Committee 236-BBM. Springer.

Blinet, T., Falwisanner, T., Glé, P., Guigou Carter, C., Kadri, E., 2018. Convention CSTB-DHUP 2017 Fiche Action 28 - Propriétés acoustiques des matériaux Biosourcés (No. DSC/2018-123/CG/ME).

Collet, F., Pretot, S., 2014. Thermal conductivity of hemp concretes: Variation with formulation, density and water content. *Constr. Build. Mater.* 65, 612–619. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.05.039>

Karade, S.R., Jami, T. (2021). Application of Vegetal Concrete for Carbon-Neutral Built Environment. In: Lackner, M., Sajjadi, B., Chen, WY. (eds) *Handbook of Climate Change Mitigation and Adaptation*. Springer, New York, NY. [https://doi-org.passerelle.univ-rennes1.fr/10.1007/978-1-4614-6431-0\\_121-1](https://doi-org.passerelle.univ-rennes1.fr/10.1007/978-1-4614-6431-0_121-1)

Le Recknagel, (1995), *Manuel pratique du génie climatique* - Recknagel, Sprenger, Hönnmann, Schramek - Editions PYC.



# Un nouvel indicateur pour évaluer l'exposition d'un bâtiment à la pluie battante

Alexis Sauvageon<sup>1</sup>

<sup>1</sup>AREP, 16 avenue d'Ivry 75013 Paris

**RESUME** La pluie battante, résultant de l'interaction entre la pluie et le vent, peut causer des dommages significatifs aux structures. Cet article propose une méthode utilisant un couplage d'outils numériques pour évaluer l'exposition annuelle d'un bâtiment à ce phénomène. Elle s'appuie sur des données météorologiques du modèle WRF et des simulations CFD pour réaliser des simulations numériques de pluie battante. Enfin, une méthode d'interpolation est utilisée pour construire un indicateur annuel d'exposition à la pluie battante.

**Mots-clés** Pluie, Vent, Simulations numériques, Réduction de modèle, Interpolation

## I. INTRODUCTION

Lorsque le vent souffle, il communique aux gouttes de pluie une vitesse horizontale, ce qui rend leur trajectoire oblique. Au voisinage d'un bâtiment, les écoulements d'air peuvent être complexes et provoquer des trajectoires imprévisibles pour les gouttes de pluie. En effet, lorsque le vent s'approche d'un bâtiment, une perturbation est générée et un schéma d'écoulement spécifique se développe autour de celui-ci, comprenant un vortex frontal, des courants d'angle, une séparation aux angles des bâtiments, des zones de recirculation, des couches de cisaillement et un sillage lointain. Cela entraîne un mouillage non uniforme des façades et expose des zones qui pourraient être considérées comme protégées autrement.

La pluie entraînée par le vent est une source d'humidité majeure affectant les performances hygrothermiques et la durabilité des façades des bâtiments. Parmi les nombreux désordres imputables à ce phénomène, les auteurs de (Blocken et Carmeliet 2004) signalent notamment la pénétration de la pluie (Pérez-Bella, et al. 2013), les dommages causés par le gel (Zhou, Carmeliet et Derome 2020), la décoloration par efflorescence du sel (Granneman, Lubelli et van Hees 2019), la fissuration structurelle due à des gradients thermiques et d'humidité (Ślusarek et Łupieżowicz 2020) ou encore la salissure des façades par lessivage des matériaux, causée par l'impact et le ruissellement de la pluie (Blocken, Derome et Carmeliet 2013).

Les auteurs de (Blocken et Carmeliet 2004) rappellent que les enjeux économiques liés à la réparation de ces dommages sont importants. On ajoutera que les activités humaines peuvent également être perturbées par la pluie, comme dans le cas d'ouvrages recevant du public tels que des gares ou des stades. Ces bâtiments, qui sont souvent très ouverts sur l'environnement extérieur, nécessitent des protections suffisantes contre la pluie pour protéger les personnes. Il apparaît alors nécessaire de garantir un confort adéquat pour l'exploitation de ces ouvrages en

toutes circonstances. Pour finir, ces structures sont généralement équipées de systèmes électriques, tels que des écrans ou des bornes de contrôle automatique des billets, vulnérables aux projections d'eau et donc aux fortes pluies. La position de ces équipements est très souvent contrainte par la particularité du lieu si bien qu'il est parfois nécessaire de leur concevoir des protections spécifiques.

Afin de caractériser la charge de pluie entraînée par le vent sur les façades il est classique d'utiliser le taux de capture  $\eta$  (Blocken et Carmeliet, 2004). Cette grandeur représente la proportion de gouttes collectées sur une surface lors d'un épisode de pluie battante par rapport au cas sans vent. Elle peut être spécifique à une taille de goutte de diamètre  $\phi$  ou globale à l'épisode pluvieux, selon l'équation (1).

$$\eta(\phi, t) = \frac{r_{wdr}(\phi, t)}{r_h(\phi, t)}$$

$$\eta(t) = \frac{r_{wdr}(t)}{r_h(t)} \quad (1)$$

Où  $r_h$  est l'intensité de pluie météorologique et  $r_{wdr}$  l'intensité de pluie battante portée par le vent. Deux grandes familles de méthodes permettent de déterminer la valeur de ces taux de captures : les méthodes semi-empiriques (Lacy, 1965) et la simulation numérique (Blocken et Carmeliet, 2007). Nous ne décrivons pas ici ces méthodes, les auteurs de (Blocken et Carmeliet, 2004) en fournissant une description détaillée. Toutefois il convient de rappeler que les méthodes semi-empiriques bien que rapides d'exécution, s'avèrent limitées dès lors que l'on souhaite avoir une connaissance précise des charges de pluie entraînée par le vent. A contrario, l'étude de la pluie entraînée par le vent à l'aide de simulations numériques permet de déterminer les trajectoires précises des gouttes de pluie dans un environnement urbain complexe. Toutefois cela s'effectue au détriment du coût calculatoire, qui limite rapidement le nombre de simulations réalisables.

A la connaissance de l'auteur, il n'existe pas, aujourd'hui, de méthode qui permettrait d'exploiter au mieux les résultats d'un nombre limité de simulations numériques pour dresser un indicateur annuel d'exposition à la pluie. Le présent article pose les fondements et la mise en application d'une méthode destinée à construire un tel indicateur.

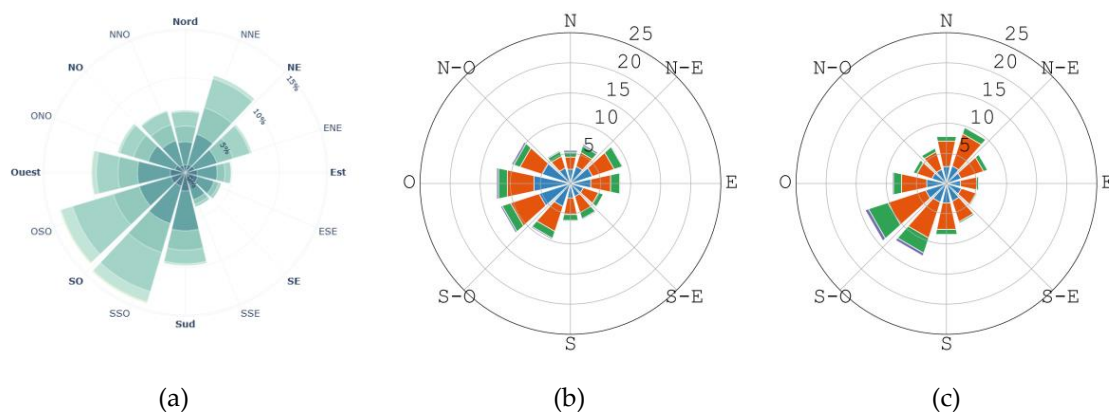
## II. CONSTRUCTION D'UN INDICATEUR D'EXPOSITION ANNUELLE A LA PLUIE

L'indicateur d'exposition à la pluie que nous allons présenter s'inspire de l'indicateur de confort au vent défini par le CSTB (Delpech, et al. 2005). Notre indicateur propose ainsi de caractériser le pourcentage de temps pluvieux annuel durant lequel un élément est exposé à une pluie d'intensité définie préalablement par l'utilisateur. Afin de construire celui-ci, nous proposons la méthodologie suivante, en six étapes, décrites dans la suite : obtenir une donnée météorologique adaptée (i), sélectionner les scénarios de vent et pluie à simuler (ii), réaliser des simulations numériques multiphasiques Euler-Euler (iii), procéder à une décomposition orthogonale aux valeurs propres des résultats (iv), interpoler la donnée manquante (v), construire l'indicateur (vi).

### A. Obtenir la donnée météorologique

Idéalement, il conviendrait d'avoir, pour chaque site considéré, accès à des données météorologiques complètes et enregistrées avec un pas de temps suffisamment fin (env. 10 min). Dans les faits, ce n'est pas toujours possible. Ainsi, des outils tels que Météonorm (Remund et Kunz 2020) sont utilisés par les ingénieurs afin de concevoir des données climatiques représentatives d'une année typique. Ces données, calculées pour un lieu spécifique à partir de données réelles par des algorithmes, sont alors utilisées comme conditions d'entrées pour les études climatiques.

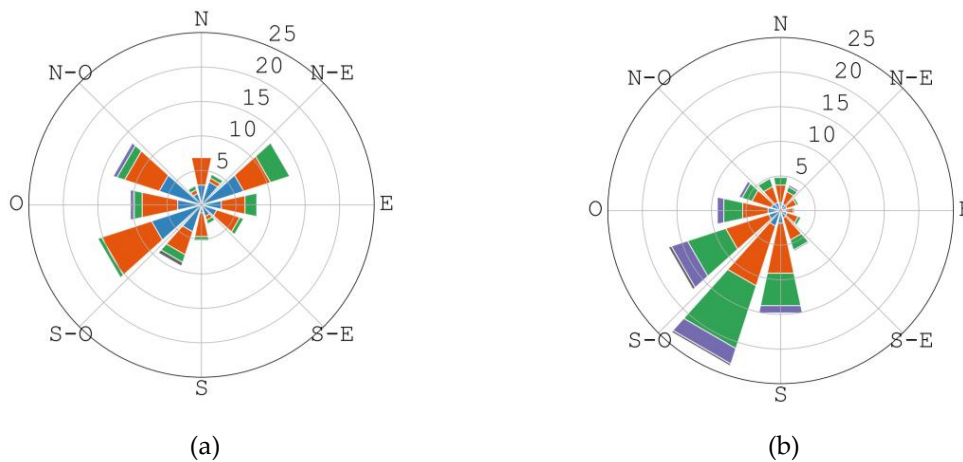
Une alternative consiste à recalculer la donnée météorologique à l'aide de simulations numériques. WRF-ARW (Weather Research and Forecasting - Advanced Research) est un méso modèle météorologique développé par le National Center for Atmospheric Research (NCAR) pour simuler et prévoir l'évolution des conditions météorologiques à des échelles spatiales de l'ordre de 1 à 10 km (Skamarock, et al. 2019).



**FIGURE 1. Rose des vents annuels – Paris Orly, (a) MétéoFrance - 20 ans, (b) Météonorm, (c) WRF - 20 ans**

Dans la suite nous proposons de comparer les données météorologiques obtenues par les deux approches citées précédemment, Météonorm et WRF-ARW. Les données extraites de Météonorm correspondent aux données horaires moyennes pour une année représentative du climat contemporain. Pour les simulations WRF-ARW, les données sont calculées sur 20 ans, pour la France entière avec une résolution de 12km et en Ile de France avec une résolution de 4km. Les sorties sont échantillonnées avec un pas de temps horaire.

La FIGURE 1 présente les résultats obtenus pour les roses des vents annuelles avec comme référence la donnée MétéoFrance (a) mesurée à la station Paris-Orly. On constate que la rose des vents issue de WRF (c) est conforme à la référence. La donnée issue de Météonorm (b) est semblable en répartition mais pivotée de 22° dans le sens horaire. La FIGURE 2 fournit les roses des vents accompagnés de pluie obtenues par Météonorm (a) et WRF (b). Si la rose des vents pluvieux issue de WRF présente des directions d'incidence nettement privilégiées, avec des vents majoritairement issus de la façade atlantique (en provenance du quartier Sud-Ouest) ; ce n'est pas le cas de la rose des vents Météonorm pour laquelle les origines des vents pluvieux semblent globalement réparties.



**FIGURE 2.** Rose des vents annuelle par temps de pluie– Paris Orly, (a) Météonorm, (b) WRF - 20 ans

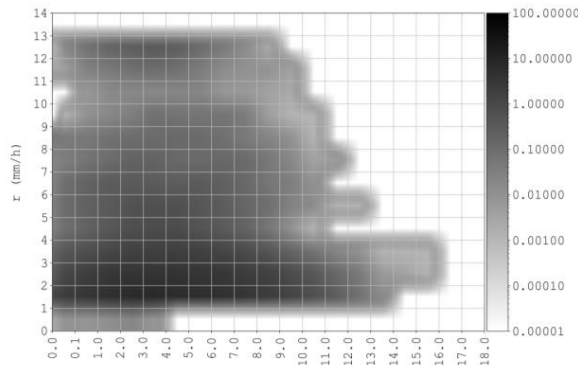
Bien que cet exemple ne discrédite pas complètement l'utilisation d'outils tels que Météonorm pour la génération de données, il souligne l'importance d'être vigilant en cas d'analyse de phénomènes couplés tels que la pluie entraînée par le vent. Aussi, on préconisera l'utilisation de données météorologiques réelles ou recalculées par des modèles météorologiques tels que WRF.

#### B. Sélectionner les scénarios météorologiques simulés

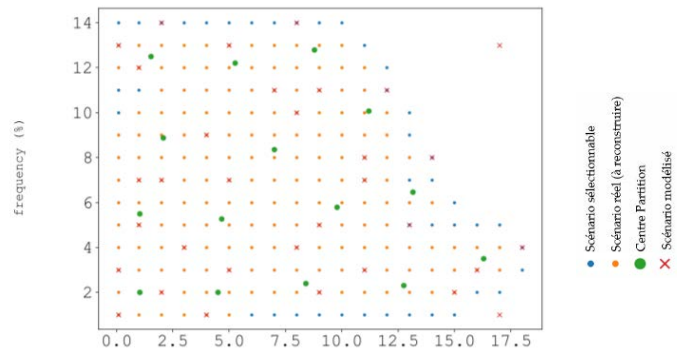
Une donnée météorologique correspondant au site étudié ayant été obtenue, il convient ensuite d'identifier les scénarios de pluie entraînée par le vent possibles.

On propose dans un premier temps de réduire la rose des vents à un nombre de directions d'incidence du vent limité. Dans la suite de cet article, nous travaillerons avec 12 directions de vents. Pour chacune de ces directions, l'analyse des données météorologiques permet d'établir des classes discrètes de scénario de vent x pluie et de déterminer la probabilité d'occurrence associée à chaque scénario pour une année (FIGURE 3). Parmi l'ensemble de scénarios possibles, l'auteur propose de simuler environ 30 cas par direction soit 360 simulations de transport au total. Cette valeur sera justifiée dans la suite de cet article. Les scénarios doivent alors être sélectionnés à l'aide d'une procédure quasi-aléatoire de sorte que la totalité de l'espace des possibles soit parcourue de façon équilibrée sans favoriser certains scénarios par rapport à d'autres.

Dans le cas de la présente étude, la méthode de sélection retenue repose sur le partitionnement de l'espace des possibles par un algorithme de clustering. Pour chacune des partitions, plusieurs scénarios sont sélectionnés à l'aide d'une méthode d'échantillonnage par hypercube latin. On veillera également à simuler les quatre scénarios extrêmes bornant le domaine d'étude. Les scénarios de probabilités d'occurrence non nulle qui ne sont pas simulés seront quant-à-eux reconstruits par interpolation.



**FIGURE 3. Probabilité d'occurrence de scénario de vent x pluie, Melun, direction Nord**



**FIGURE 4. Choix des scénarios de vent x pluie simulés, Melun, direction Nord**

La FIGURE 4 fournit un exemple du traitement évoqué des scénarios : 15 partitions sont réalisées dont les centres apparaissent en vert sur la figure. Dans chaque partition, deux scénarios sont ensuite sélectionnés pour les simulations numériques, matérialisés par des croix rouges. En orange figurent les scénarios non modélisés qui seront reconstruits par interpolation des résultats des simulations numériques selon la méthode détaillée dans la suite de cet article.

### C. Réaliser des simulations numériques multiphasiques Euler-Euler

Dans le cadre de ce travail, nous utilisons le solveur multiphasique *windDrivenRainFoam* développé et validé par (Kubilay et al., 2014) (Kubilay et al. 2015a) , pour la suite OpenFOAM. Ce solveur repose sur une approche Euler-Euler dans laquelle, la phase de pluie et celle de vent sont considérées comme des milieux continus.

La mise en œuvre des simulations numériques est alors réalisée en deux temps, dans le respect des bonnes pratiques relatives à la simulation des écoulements aérauliques en milieu urbain.

Dans un premier temps l'écoulement de vent est résolu pour chaque direction à l'aide d'un modèle isotherme turbulent RANS résolu avec un algorithme SIMPLE. Les calculs au vent ne sont réalisés qu'une fois, par direction, pour le vent moyen (Kubilay et al. 2015b). Une mise à l'échelle sur les champs de vitesse de vent est ensuite réalisée. En effet, il est considéré que la séparation de l'écoulement en couche limite est indépendante du nombre de Reynolds pour des corps présentant des arrêtes droites comme les bâtiments (Kubilay, 2014).

Dans un second temps les champs de vitesse des gouttes de pluie sont calculés par transport eulérien. Afin de diminuer le coût calculatoire, le transport des gouttes de pluie n'est résolu, pour chaque scénario modélisé, que pour le diamètre de goutte médian  $\phi_{50}$  à l'image des travaux de (Lacy 1965) pour les méthodes semi-empiriques. Ce diamètre ne dépend que de l'intensité de la pluie météorologique  $r_h$  et peut être calculé à partir des relations de (Best 1950), rappelées dans l'équation (2).

$$\begin{aligned} \phi_{50} &= 0,69 \frac{1}{n} a \\ a &= A r_h^p \end{aligned} \quad (2)$$

$A = 1,30 \quad p = 0,232 \quad \text{et} \quad n = 2,25$

Les résultats issus des simulations sont des champs surfaciques d'intensité de pluie battante calculée à partir des taux de capture selon la relation (1).

#### D. Procéder à une décomposition orthogonale aux valeurs propres des résultats

La décomposition orthogonale aux valeur propre (POD) est une technique d'analyse de donnée qui permet de trouver une base de modes propres orthogonaux telle qu'elle capture l'essentiel de la variabilité des données (Cordier et Bergmann 2006). Chaque vecteur propre représente donc un mode de variabilité indépendant dans les données ce qui permet d'en extraire les structures cohérentes. Selon (Podvin 2001), la base de vecteurs propres ainsi calculées est optimale au sens énergétique. Par conséquent, un nombre réduit de modes permet de décrire convenablement le système étudié. Pour cette raison, la POD constitue une méthode de réduction de modèle de plus en plus employée, notamment dans le cadre de l'analyse de la turbulence (Bouhoubeiny et Druault 2009).

Dans notre cas, les champs d'intensité de pluie calculés par la simulation sont agrégés en une matrice  $X$  (3), dite « matrices des snapshots », sur laquelle sera appliquée la POD.

$$X = \begin{bmatrix} I_1(r_1, U_1) & \cdots & I_1(r_n, U_n) \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ I_m(r_1, U_1) & \cdots & I_m(r_n, U_n) \end{bmatrix} \quad (3)$$

Avec  $I(r_i, U_j)$  l'intensité de pluie battante dans la cellule  $i$  du champ obtenu par le calcul du scénario météorologique  $j$ . Lorsque le maillage n'est pas uniforme, il est nécessaire de pondérer la matrice des snapshots par un vecteur poids  $W$  calculé à partir du volume (3D) ou de la surface (2D) des cellules. On parvient alors à décorréliser les effets des grandeurs spatiales  $X$  et météorologiques  $(r, U)$  pour l'intensité de pluie battante (4) :

$$I(X, r_h, U) = \sum_{k=1}^{\infty} a_k(r_h, U) \phi_k(X) \quad (4)$$

#### E. Interpoler les scénarios manquants

Le calcul de l'indicateur nécessite de construire les champs d'intensité de pluie battantes pour les scénarios non simulés. Cette étape se limite, grâce à la POD à l'interpolation des  $n$  premiers coefficients  $a_k$  tels que les modes  $\phi_k$  associés contiennent 99% de l'énergie totale du système. Une méthode d'interpolation en mesure de reconstruire des surfaces raisonnablement complexes à partir d'un nombre réduit de données est recommandée. Dans la partie « application », cinq méthodes seront testées.

#### F. Construire l'indicateur

L'indicateur d'exposition à la pluie que nous proposons est un outil permettant d'évaluer le risque d'exposition à une pluie d'intensité donnée par l'utilisateur pour un point de l'espace. Cet indicateur peut s'interpréter comme la fraction du temps pluvieux annuel durant laquelle un point de l'espace est exposé à une pluie d'intensité supérieure ou égale au seuil défini par l'utilisateur. Il est donné par la formule (5) :

$$P(r > r_s) = \sum_i P_{\theta}^i \cdot \sum_u \sum_r P_{u,r}^i \cdot J_{u,r}(\Omega, r_s) \tag{5}$$

Avec  $r_s$  le seuil d'intensité de pluie au-dessus duquel on considère un inconfort ou de possibles défaillance d'équipements. Ce seuil peut être choisi à l'aide du TABLEAU 1.  $P_{\theta}^i$  est la probabilité d'occurrence d'un vent de direction  $\theta = \theta_i$  lors d'un épisode pluvieux.  $P_{u,r}^i$  est la probabilité d'occurrence d'un scénario de pluie battante ( $U, r_h$ ) pour un vent issue de la direction  $\theta_i$ . Soit  $\Omega$  le domaine spatial étudié. Alors  $J_{(u,r)}$  est la fonction caractéristique pour un scénario de pluie battante définie par l'équation (6) où  $r_{wdr}$  est l'intensité de pluie battante.

$$J_{u,r} : \quad \Omega \times \mathbb{R} \rightarrow \{0, 1\} \tag{6}$$

$$(x, y, r_s) \mapsto J(x, y, r_s) = \begin{cases} 0, & r_{wdr}(x, y) < r_s \\ 1, & r_{wdr}(x, y) \geq r_s \end{cases}$$

TABLEAU 1. Intensité de la pluie en fonction de sa typologie pour la France

Intensité	Bruine	Pluie
Faible	< 0,4 mm/h	1 à 3 mm/h
Moyenne	< 0,9 mm/h	4 à 7 mm/h
Forte	> 1 mm/h	> 8 mm/h

## II. Mise en application de la méthode

La méthode proposée est mise en application puis discutée à partir du cas simple d'un bâtiment de gare représentatif d'une petite gare de ville. L'environnement urbain n'est pas modélisé afin d'alléger les calculs. Le bâtiment mesure 40m x 35m x 7m. Environ 1 million de cellules sont utilisées pour discrétiser le domaine, pour une taille de maille de l'ordre de 5 cm au voisinage du bâtiment (FIGURE 5).

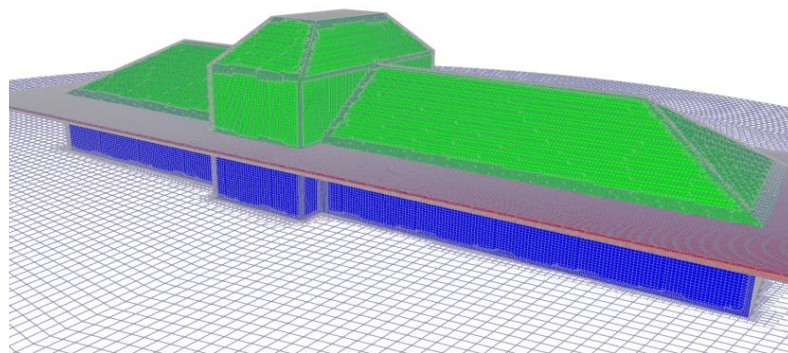


FIGURE 5. Maillage du cas de validation

Les analyses réalisées sur la méthode pour obtenir l'indicateur nécessitent la construction d'un cas de référence pour lequel l'ensemble des scénarios climatiques possibles est simulé (FIGURE 4). Ce cas de référence sera noté REF dans la suite. Un cas test (noté TEST) est également réalisé en suivant pas à pas le processus décrit précédemment. Seuls 34 scénarios climatiques sont

donc simulés. Les résultats sont ensuite projetés sur la base orthogonale afin de réduire le modèle puis les scénarios non modélisés sont reconstruit par interpolation des coefficients  $a_k$  (4).

Les écarts entre REF et TEST sont ensuite analysés :

- En fonction de la méthode d'interpolation.
- En fonction du nombre de scénarios météorologiques simulés par direction.

A. Choix de la méthode d'interpolation

Parmi les nombreuses méthodes d'interpolation disponibles, nous nous sommes intéressés au krigeage - KRG (Bouhleb, et al. 2019), aux polynômes de Bézier cubiques par morceaux - BEZ (Virtanen, et al. 2020), aux arbres à boosting de gradient - XGB (Chen et Guestrin 2016), aux modèles additifs généralisé - GAM (Servén et Brummitt 2018) et à l'apprentissage profond - RNN (Chollet et al, 2015). Pour la suite, on calcule l'indicateur d'exposition à la pluie selon la formule (5). La FIGURE 6 illustre le résultat obtenu pour une pluie faible  $P(r>1mm/h)$ . L'opération est également conduite pour une pluie moyenne  $P(r>3mm/h)$ . On calcule ensuite les écarts entre REF et TEST selon (7). La FIGURE 7 présente les statistiques de ces écarts au moyen de boîtes à moustaches.

$$\Delta Ind = |Ind_{Ref} - Ind_{Test}| \tag{7}$$

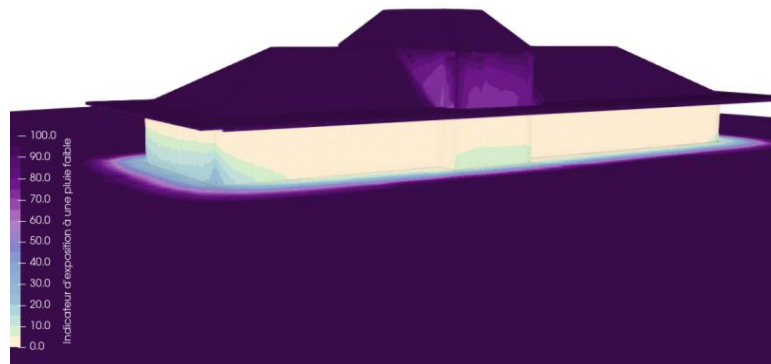
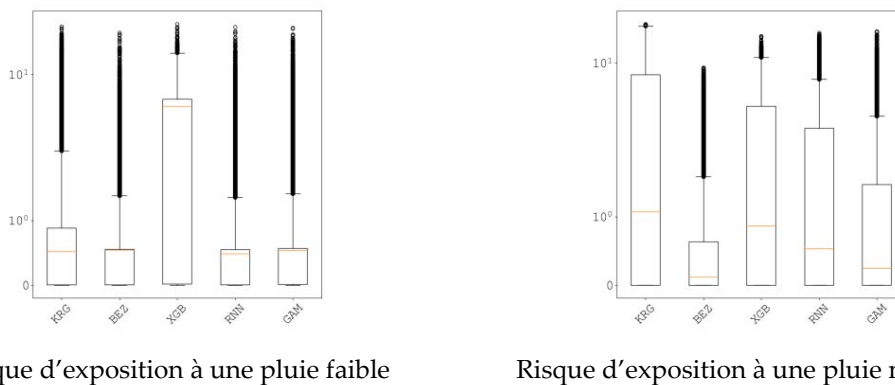


FIGURE 6. Indicateur d'exposition à une pluie faible  $P(r>1mm/h)$  en % du temps pluvieux



Risque d'exposition à une pluie faible                      Risque d'exposition à une pluie moyenne  
 FIGURE 7. Statistiques des écarts entre indicateurs REF et TEST selon la méthode d'interpolation



Les résultats présentés dans la FIGURE 7 montrent que les méthodes XGB et KRG sont inadaptées au problème d'interpolation posé par notre méthodologie. Les écarts révèlent des approximations importantes. Les méthodes RNN et GAM apparaissent plus performantes mais présentent une sensibilité au seuil retenu dans la définition de notre indicateur. La méthode d'interpolation par des polynômes de Bézier cubiques par morceaux semble ici la plus efficace, assurant des écarts faibles pour les deux niveaux de pluie étudiés.

#### A. Choix du nombre de simulations réalisées

Pour terminer, nous proposons de réaliser plusieurs cas TEST pour lesquels on varie le nombre de simulations de transport réalisées de 10 à 100 simulations. Pour chaque cas TEST, on construit ensuite le champ d'indicateur puis on calcule son écart à REF selon la formule (7).

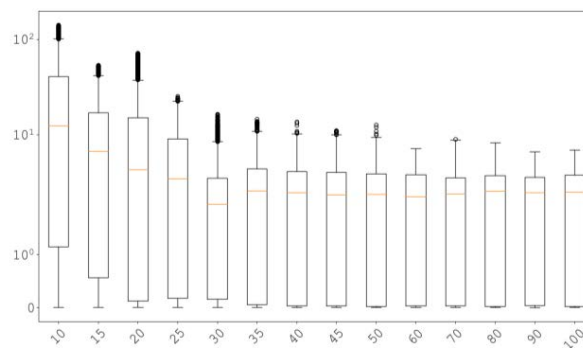


FIGURE 8. Statistiques des écarts entre indicateurs REF et TEST selon le nombre de simulations

La FIGURE 8 montre que l'écart diminue avec l'augmentation du nombre de simulations CFD par direction de vent incident. Le nombre de 30 simulations apparaît être, pour ce cas exemple, un bon compromis pour limiter les erreurs d'approximation tout en garantissant un coût numérique acceptable.

### III. Conclusion & Perspectives

Dans cet article nous avons présenté une méthodologie permettant de construire un indicateur annuel d'exposition à la pluie à partir d'un nombre réduit de simulations de mécanique des fluides.

La méthodologie est rappelée ici : d'abord, il convient d'acquérir une donnée météorologique fiable et suffisamment précise pour être représentative des phénomènes d'averses et de rafales. WRF est un outil OpenSource permettant de générer de telles données lorsqu'une base météorologique précise n'est pas disponible. A partir de ces données météorologiques, on réalisera des simulations aérodynamiques seules ; 1 par direction de vent afin de déterminer l'écoulement moyen. Ensuite, pour chaque direction de vent, on identifie l'ensemble des scénarios possibles de pluie entraînée par le vent (donnée d'une vitesse et d'une intensité de pluie météo). Une trentaine de scénarios sont sélectionnés par une méthode quasi-aléatoire. Chacun de ces scénarios fait alors l'objet d'une unique simulation de transport dans laquelle les vitesses d'écoulement préalablement calculées ont été remis à l'échelle. Pour chaque direction, les résultats

des simulations fournissent des champs d'intensité de pluie battante sur lesquelles on réalisera une projection orthogonale aux valeurs propres. Cette dernière nous permet de réduire le problème à un nombre limité de coefficients  $a_k$  ne dépendant que du scénario météorologique (vitesse de vent et intensité de pluie météo). Dans cet espace, les coefficients  $a_k$  sont représentés par des surfaces de complexité raisonnable, pouvant être déduites des simulations par interpolation. On est alors en mesure de reconstruire un champ d'intensité de pluie battante pour chacun des scénarios non modélisés. Enfin l'ensemble des champs reconstruits est exploité pour construire l'indicateur d'exposition annuelle à la pluie battante, représentant le risque qu'un point de l'espace soit exposé à une pluie d'intensité définie par l'utilisateur au cours d'une année.

Les analyses réalisées ont permis de sélectionner comme méthode d'interpolation la plus adaptée celle des polynômes de Bézier cubiques par morceaux. Un minimum de 30 simulations paraît nécessaire pour garantir un résultat représentatif de la situation réelle. Ces conclusions devront être mises à l'épreuve de situations plus complexes pour être généralisées, notamment en présence d'un environnement urbain. Un approfondissement des méthodes d'interpolation, via machine learning par exemple, permettrait d'en améliorer la précision et la qualité. Idéalement il faudrait améliorer notre méthodologie de telle sorte que l'ensemble du spectre de goutte de pluie soit pris en compte et non plus seulement le diamètre moyen.

## REFERENCES

- Best, A. (1950). The size distribution of raindrops. *Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society*, 16-36.
- Blocken, B., & Carmeliet, J. (2004). A review of wind-driven rain research in building science. *Journal of wind engineering and industrial aerodynamics*, 92(13), 1079-1130.
- Blocken, B., & Carmeliet, J. (2007). Validation of CFD simulations of wind-driven rain on a low-rise building facade. *Building and Environment*, 42(7), 2530-2548.
- Blocken, B., Derome, D., & Carmeliet, J. (2013). Rainwater runoff from building facades: A review. *Building and Environment*, 60, 339-361.
- Bouhlel, M. A., Hwang, J. T., Bartoli, N., Lafage, R., Morlier, J., & Martins, J. R. (2019). A Python surrogate modeling framework with derivatives. *Advances in Engineering Software*, 135, 102662.
- Bouhoubeiny, E., & Druault, P. (2009). Note on the POD-based time interpolation from successive PIV images. *Comptes Rendus Mécanique*, 11(12), 776-780.
- Chen, T., & Guestrin, C. (2016). Xgboost: A scalable tree boosting system. In *Proceedings of the 22nd acm sigkdd international conference on knowledge discovery and data mining*, (pp. 785-794).
- Chollet, F. a. (2015). *Keras*. (GitHub, Producteur) Récupéré sur <https://github.com/fchollet/keras>
- Cordier, L., & Bergmann, M. (2006). *Réduction de dynamique par décomposition orthogonale aux valeurs propres (POD)*. Ecole de printemps OCET, 7563.
- Delpech, P., Baker, C., Blackmore, P., SANz-Andres, A., Stathopoulos, T., & Willemsen, E. (2005). Pedestrian wind comfort assesment criteria : A comparative Study. *EACWE4*. Prague: J. Naprestek & C. Fischer.

- Granneman, S. J., Lubelli, B., & van Hees, R. P. (2019). Mitigating salt damage in building materials by the use of crystallization modifiers—a review and outlook. *Journal of Cultural Heritage*, 40, 183-194.
- Kubilay, A. (2014). *Guidelines for winddrivenrainfoam an open-source solver*. Consulté le 2020, sur winddrivenrainfoam: <https://carmeliet.ethz.ch/research/downloads/winddrivenrainfoam.html>
- Kubilay, A., Derome, D., Blocken, B., & Carmeliet, J. (2014). Numerical simulations of wind-driven rain on an array of low-rise cubic buildings and validation by field measurements. *Building and environment*, 81, 283-295.
- Kubilay, A., Derome, D., Blocken, B., & Carmeliet, J. (2015a). Numerical modeling of turbulent dispersion for wind-driven rain on building facades. *Environmental Fluid Mechanics*, 15(1), 109-133.
- Kubilay, A., Derome, D., Blocken, B., & Carmeliet, J. (2015b). Wind-driven rain on two parallel wide buildings: field measurements and CFD simulations. *Journal of Wind Engineering & Industrial Aerodynamics*, 146, 11-28.
- Lacy, R. E. (1965). Driving rain maps and the onslaught of rain on buildings. In *Proc. of CIB/RILEM Symposium on Moisture Problems in Buildings*. Helsinki.
- Pérez-Bella, J. M., Domínguez-Hernández, J., Rodríguez-Soria, B., Coz-Díaz, d., J., J., & Cano-Suñén, E. (2013). Combined use of wind-driven rain and wind pressure to define water penetration risk into building façades: the Spanish case. *Building and Environment*, 64, 46-56.
- Podvin, B. (2001). *Introduction à la décomposition orthogonale aux valeurs propres (POD)*. . LIMSI-CNRS UPR 3251, Université Paris-Sud.
- Remund, J., & Kunz, S. (2020). *Meteonorm version 8*. Récupéré sur METEOTEST : [www.meteotest.com](http://www.meteotest.com)
- Servén, D., & Brummitt, C. (2018). *pyGAM: Generalized Additive Models in Python*. doi:doi:10.5281/zenodo.1208723
- Skamarock, W. C., Klemp, J. B., Dudhia, J., Gill, D. O., Liu, Z., Berner, J., . . . Huang, X.-Y. (2019). *A Description of the Advanced Research WRF Version 4*. NCAR Tech. Note. doi:10.5065/1dfh-6p97
- Ślusarek, J., & Łupieżowiec, M. (2020). Analysis of the influence of soil moisture on the stability of a building based on a slope. *Engineering Failure Analysis*, 113, 104534.
- Virtanen, P., Gommers, R., Oliphant, T. E., Haberland, M., Reddy, T., Cournapeau, D., . . . Van Mulbregt, P. (2020). SciPy 1.0: fundamental algorithms for scientific computing in Python. *Nature methods*, 17(3), 261-272.
- Zhou, X., Carmeliet, J., & Derome, D. (2020). Assessment of risk of freeze-thaw damage in internally insulated masonry in a changing climate. *Building and Environment*, 175, 106773.

# Le BIM pour l'estimation et l'optimisation de la consommation énergétique et environnementale du bâtiment en phase exploitation. Cas d'étude: Démonstrateur CESI du Bâtiment du futur.

Boubacar SECK<sup>1</sup>, Cyrine CHAHTOUR<sup>1</sup>, Adrien TRAD<sup>1</sup> et Menel BEN ATTIA<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Centre de Paris-Nanterre, CESI Ecole d'Ingénieurs, 92000 Nanterre, France

**RESUME** En Europe, 77 % des bâtiments résidentiels ont été construits avant 1990 [1] et 75 % de l'ensemble du parc immobilier est considéré comme inefficace sur le plan énergétique [2]. De plus, les bâtiments représentent environ 40 % de la consommation mondiale d'énergie et 33 % des émissions de gaz à effet de serre, et si cette situation continue sans contrôle, cela devrait doubler alors que la population mondiale atteindra 10 milliards d'ici 2050 [3]. Par conséquent, il est essentiel d'améliorer l'utilisation et l'efficacité énergétiques dans les bâtiments neufs et existants. Ainsi la nouvelle réglementation environnementale française est entrée en vigueur en janvier 2022 et impose aux nouveaux bâtiments de produire plus d'énergie qu'ils n'en consomment (RE2020).

L'approche proposée pour optimiser le processus de rénovation et améliorer l'impact environnemental des bâtiments consiste à utiliser la technologie du bâtiment intelligent. De plus, le BIM et la Maquette Numérique en format ouvert ont été utilisés pour automatiser la modélisation des données et améliorer la qualité des données, qui sont tous deux essentiels pour l'estimation et la prévision précises de la consommation d'énergie des bâtiments. L'approche a été appliquée dans une étude de cas réelle à l'aide d'un démonstrateur grandeur nature, à savoir, le smart building « Nanterre 3 » (N3) situé sur le campus du CESI à Paris-Nanterre.

**Mots-clefs** OPEN BIM, performances énergétique et environnementale, rénovation énergétique, Smart Building, RE2020.

## I. INTRODUCTION

L'économie d'énergie est devenue un enjeu majeur. Cette préoccupation s'intègre dans une dimension économique et environnementale globale visant à optimiser l'utilisation des ressources énergétiques non renouvelables. Ce qui permettra de diminuer les gaz à effet de serre et lutter contre le réchauffement climatique. Le secteur de la construction est responsable d'une grande partie de la consommation mondiale d'énergie et des impacts environnementaux associés. Les bâtiments contribuent auprès de 40 % de la consommation d'énergie en Europe [1], ce qui rend nécessaire l'étude de leur performance énergétique.

Selon les estimations de la Commission européenne, plus de 220 millions de bâtiments construits avant 2001 devraient faire l'objet de rénovations [1]. Il s'agit de 75% du parc immobilier des pays membres de l'UE considéré comme inefficace sur le plan énergétique [2]. Les bâtiments contribuent de façon significative à la consommation d'électricité et émettent jusqu'à 33% des émissions de gaz à effet de serre résultant de la consommation d'énergie [3].

Les enjeux liés à la transition énergétique ont sensiblement impacté la transformation numérique du secteur de la construction. La donnée environnementale représente aujourd'hui un enjeu majeur qu'il va falloir intégrer dans la maquette numérique. Le BIM, pour Building Information Model/Modeling/Management, apparaît être un facteur de transition qui peut répondre aux besoins liés aux enjeux de rénovation énergétique [4]. Un examen des études antérieures impliquant des analyses énergétiques basées sur le BIM montre un intérêt croissant pour les méthodologies de simulation énergétique appliquées aux différentes étapes du cycle de vie des bâtiments [5]. L'utilisation de la modélisation des données du bâtiment (BIM) permet de surmonter les limites de la modélisation énergétique conventionnelle et favorise de la sorte une modélisation énergétique dans un processus de conception numérique des bâtiments [6].

La simulation du modèle énergétique d'un bâtiment, nécessite de combiner différents logiciels spécialisés pour obtenir un bilan complet du comportement du bâtiment. La question de l'interopérabilité pour la simulation énergétique s'impose [7]. Plusieurs études soulignent que les problèmes d'interopérabilité prévalent en tant que principal obstacle pratique à la mise en œuvre du BIM [8].

Le manque de stratégies d'interopérabilité bien établies entre le BIM et les outils de simulation énergétique fait que l'interopérabilité complète entre le BIM et les outils de simulation énergétique n'a pas encore été atteinte [9].

Nous avons réalisé un audit énergétique pour déterminer l'état actuel du bâtiment. Ensuite, nous avons réalisé la modélisation des données du bâtiment qui permet d'élaborer un modèle numérique fiable. Ces 2 étapes nous ont permis de réaliser les études thermiques et énergétiques ainsi que le calcul du cycle de vie et de proposer in-fini un scénario de rénovation. Cet article propose une méthodologie de simulation thermique, énergétique et de calcul de cycle de vie à partir de la Maquette Numérique. Toutefois, l'application de tels outils entre les différents acteurs d'un projet de construction reste rare [10, 12]. De ce fait, l'interopérabilité entre les différents outils mis en jeu sera étudiée. De plus, le BIM et la Maquette Numérique en format ouvert ont été utilisés pour la modélisation des données et l'amélioration de leur qualité, qui sont tous deux essentiels pour l'estimation et la prévision précises de la consommation d'énergie des bâtiments. L'approche a été appliquée dans une étude de cas réelle à l'aide d'un démonstrateur grandeur nature, à savoir, le smart building « Nanterre 3 » (N3) situé sur le campus du CESI à Paris-Nanterre [12].

## II. METHODOLOGIE

Cette étude a été élaborée par le CESI, établissement d'enseignement supérieur de formation et de recherches, dans le cadre de l'optimisation des performances énergétiques et environnementales de ses bâtiments en phase d'exploitation. La consommation d'énergie représente un coût

d'exploitation important dans ce type de bâtiment dédié à l'enseignement [11]. D'autant plus que la phase d'utilisation et l'exploitation sont à l'origine de la majorité des impacts environnementaux, avec un pourcentage proche de 90 % [4]. Dans le but d'y remédier et rendre le bâtiment démonstrateur N3 plus économe, une démarche Open BIM est proposée pour améliorer les performances du bâtiment en cours de son exploitation et réduire les émissions de CO<sub>2</sub>.

La méthodologie mise en œuvre dans cette étude a été conçue pour répondre à l'objectif de l'étude. La méthodologie comportait 7 étapes séquentielles comme le montre la figure 1. Les étapes proposées ci-dessous permettront de définir des axes d'amélioration afin d'optimiser les performances énergétique et environnementale du bâtiment démonstrateur en question.

Etape	Solution	Logiciels / Outils utilisés
1	Audit énergétique	Caméra INFRA ROUGE (Fluke)
2	Modélisation des données du bâtiment	IFC Builder
3	Etude thermique	CypeTherm
4	Analyse de cycle de vie	Elodie By Cype
5	Intégration de la donnée environnementale dans la maquette numérique	Autodesk Revit, Dynamo
6	Simulation Energétique Dynamique	Pléiades

**TABLEAU 1. Les logiciels et les outils retenus**

L'Audit énergétique permet de déterminer l'état actuel du bâtiment, elle se déroule en deux étapes. La première étape correspond à l'analyse de l'enveloppe et des systèmes du bâtiment, puis la deuxième consiste à effectuer une détection des ponts thermiques grâce à une caméra thermique infrarouge. Ensuite, nous réalisons la modélisation des données du bâtiment qui permet d'élaborer un modèle numérique fiable en s'appuyant sur l'audit exécuté en amont. Le modèle est élaboré en suivant quatre étapes principales : La première permet de modéliser l'enveloppe du bâtiment. Ensuite, les différents locaux créés sont nommés. De plus, les zones sont précisées et attribuées aux locaux. Enfin, le modèle en format IFC est exporté afin de l'introduire dans les logiciels métiers concernés. La réalisation d'une Etude thermique permet de déterminer au plus juste le niveau des performances énergétiques du bâtiment. Cette étude est réalisée selon les étapes suivantes : d'abord le fichier IFC issu de l'étape 2 est importé dans le logiciel métier, puis les données liées aux composants et la localisation du bâtiment sont renseignées. Les calculs thermiques sont lancés et les résultats obtenus sont interprétés selon les exigences de la RE2020. Le fichier issu de cette étude (nommé RSET) sera exporté, en vue de l'introduire par la suite dans le logiciel d'Analyse Cycle de Vie. La réalisation d'une analyse de cycle de vie aide à déterminer les impacts environnementaux du bâtiment et à prendre des décisions en fonction des résultats obtenus et des seuils fixés de la RE2020. Premièrement, les fichiers IFC et RSET issus des étapes 2 et 3 sont importés pour réaliser les métrés environnementaux de tous les éléments composants le

bâtiment. L'intégration de la donnée environnementale dans la maquette permet de renseigner et de sélectionner, d'une manière automatisée les données liées à l'empreinte carbone, des différents éléments composants du bâtiment. La simulation énergétique dynamique contribue à optimiser les consommations énergétiques du bâtiment et de proposer des scénarios d'amélioration efficaces en utilisant le logiciel métier adopté, de manière à préparer une meilleure rénovation.

### III. MISE EN APPLICATION

Le bâtiment traité dans cette étude est un bâtiment pédagogique et de recherche faisant partie du campus de Nanterre du CESI. Ce bâtiment, illustré à la figure 1, est constitué de deux niveaux de conteneurs maritimes, le deuxième niveau étant posé directement sur le premier, c'est-à-dire sans structure métallique intermédiaire. L'ensemble est placé à 40 cm du sol au moyen de plaques de fondation. Le bâtiment modulaire est réparti sur deux étages avec une superficie de 221,5 m<sup>2</sup>. Le smart Building est composé de 4 salles de classe et 3 bureaux. A l'exception du mur avec fenêtres (double vitrage 4-16-4), dont le coefficient de transmission thermique global (U) est de 0,60 W/m<sup>2</sup>K, l'enveloppe du bâtiment est bien isolée. Il est constitué de murs avec des coefficients U égaux à : 0,204 W/m<sup>2</sup>K (grand mur vertical), 0,104 W/m<sup>2</sup>K (murs verticaux latéraux), 0,14 W/m<sup>2</sup>K (sol) et 0,071 W/m<sup>2</sup>K (toit). De plus, le mur vitré est orienté à 40° du Sud vers le Sud-Est et l'inertie thermique de l'enveloppe du bâtiment est faible.

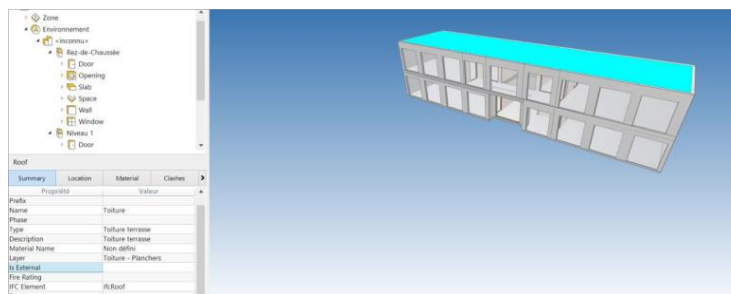


FIGURE 1. Bâtiment modulaire de l'école d'ingénieurs CESI campus de Nanterre

Concernant ses équipements, le bâtiment est ventilé par un système de ventilation à récupération de chaleur avec une roue thermique rotative, dont les ventilateurs sont équipés de convertisseur de fréquence et contrôlés par des détecteurs de présence installés dans les salles de classe (l'air n'est évacué que dans les bureaux). Le chauffage est assuré au moyen d'une pompe à chaleur air-air non réversible composée d'une unité extérieure d'une capacité de 18 kW et de 7 unités intérieures d'une capacité de 2,5 kW. Il n'y a pas de production d'eau chaude dans le bâtiment.

- **Modélisation du bâtiment**

Un modèle géométrique du bâtiment a été modélisé sur l'outil IFC BUILDER. Grâce à cet outil, nous avons effectué le calcul thermique et environnemental en OPEN BIM, avec un fichier IFC natif.

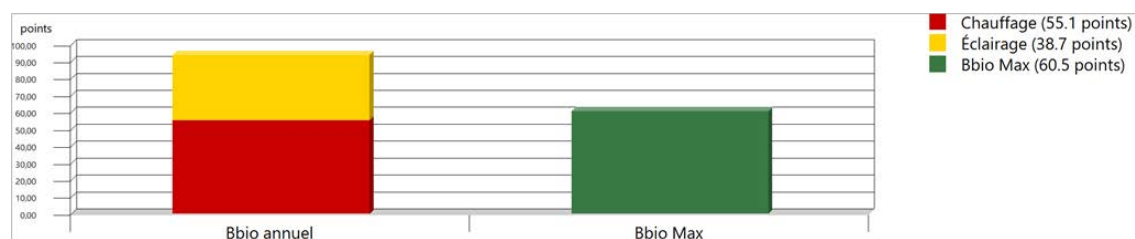


**FIGURE 2.** Visualisations du modèle IFC sur BIM Collab ZOOM

- **Etude thermique**

Cette étude nous permet de comparer les performances énergétiques du bâtiment aux exigences de la RE2020 et d'établir à la fin, un diagnostic de performance énergétique (DPE) détaillé, qui identifie la classe d'énergie en fonction de la consommation, d'échelle qui varie entre A et J, ainsi que la quantité de gaz à effet de serre émis (GES) du bâtiment. Le logiciel utilisé pour cette étude est CYPETHERM.

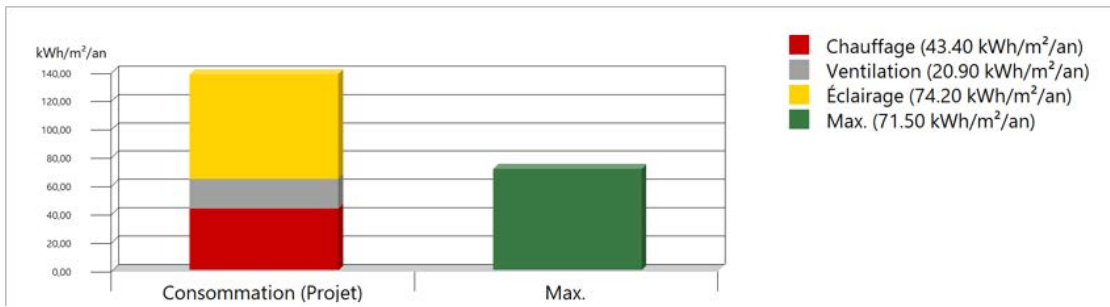
En ce qui concerne le besoin bioclimatique conventionnel en énergie, il n'était pas vérifié au sein de notre bâtiment. Sa valeur est beaucoup plus grande que la valeur conventionnée dans la réglementation, elle la dépasse par un pourcentage de 42,67%



**FIGURE 3.** Résultats des besoins totaux impactant le Bbio

La consommation conventionnelle d'énergie du bâtiment n'est pas conforme à la RE2020, sa valeur dépasse la valeur conventionnelle par un pourcentage estimé à 13,29 %





**FIGURE 4. Résultats des consommations conventionnelles d'énergie CEP**

Les Températures intérieures conventionnelles en été sont vérifiées dans tous les espaces considérés chauffés du bâtiment.

Le ratio dépasse la valeur conventionnelle par un pourcentage de 3,57 %. Ce coefficient moyen des liaisons entre les planchers intermédiaires, les murs donnant sur l'extérieur ou un local non chauffé n'a pas également été vérifié en comparaison à la RE2020.

Par conséquent, le bâtiment est classé C en termes d'énergie et émission de GES.

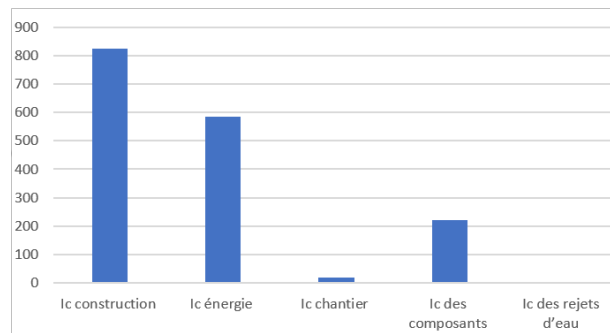


**FIGURE 5. Etiquettes indicatives**

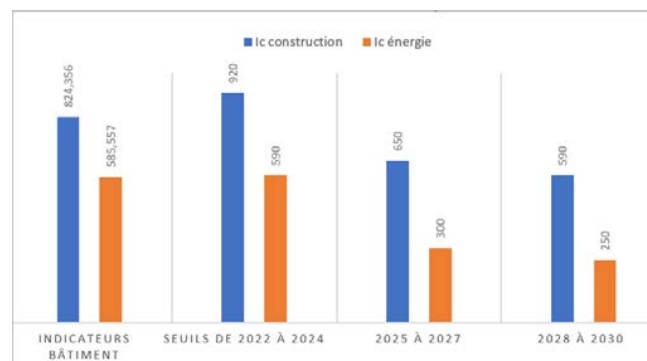
- **Analyse de cycle de vie**

L'objectif de cette solution est de déterminer les impacts environnementaux de notre bâtiment. Nous nous intéressons plus précisément aux indicateurs de contribution au changement climatique I<sub>c</sub> composants, I<sub>c</sub> énergie exprimés en Kg eq.CO2/m².

Les résultats des indicateurs de construction obtenus suite aux calculs d'ACV effectués sur le bâtiment sont les illustrés sur la figure 60. Nous constatons que l'indicateur d'énergie en phase d'exploitation est le plus élevé, suivi par l'indicateur des composants des bâtiments.



**FIGURE 6. Comparaison des indicateurs en phase d'exploitation**



**FIGURE 7. Comparaison des indicateurs obtenus du bâtiment modulaire par rapport aux indicateurs fixés dans le RE2020**

Nous constatons que l'indicateur Ic construction et Ic énergie sont conformes aux seuils de 2022 à 2024. Cependant, des rénovations devront se réaliser pour que le bâtiment soit conforme aux seuils de 2025 à 2030.

En effet, la comparaison entre 2025 à 2030 était réalisée en utilisant les seuils fixés pour le logement collectif, étant les seuls disponibles au moment de la réalisation de cette étude. Il sera donc intéressant de comparer plus tard, en utilisant les seuils fixés pour les bâtiments tertiaires.

Suite à cette non-conformité vis-à-vis de la RE2020, nous proposerons dans la partie suivantes 6 solutions afin de rendre ce bâtiment modulaire conforme aux exigences de la RE2020.

Plusieurs solutions ont été proposer afin d'augmenter les performances énergétiques et le confort d'été du bâtiment.

Solution 1	-L'ajout d'une isolation extérieure avec 20 cm de laine de bois et 5 cm de bardage bois -Le passage de 12 à 20 cm pour l'épaisseur de l'isolant polyuréthane en plancher bas
Solution 2	La mise en place d'une chaudière à granulés bois à condensation et les radiateurs à eau.
Solution 3	Le changement de type de menuiserie : mettre en place le triple vitrage de 15 mm d'épaisseur (ses caractéristiques : $U_g = 0,77 \text{ W/m}^2/\text{K}$ , $S_g = 0,29$ et $Tl = 0,3$ ) au lieu du double vitrage existant.
Solution 4	Variation d'étanchéité à l'aire : niveau Q4 = $0.5 \text{ m}^3/\text{h/m}^2$ au lieu du Q4 réglementaire de $1.7 \text{ m}^3/\text{h/m}^2$
Solution 5	Réduire la taille des ouvertures de menuiseries
Solution 6	Minimiser la consommation de ventilation en ouvrant d'avantage les fenêtres pendant l'été.

**TABLEAU 2.** Synthèse des solutions proposées**IV. RESULTATS**

La simulation numérique des résultats a été effectuée sur le logiciel Pléiades. Tous les résultats obtenus sont exprimés en Ef, convertis en énergie primaire, nous obtenons les valeurs suivantes :  $((3105 \times 1) + (5983 \times 2.58)) / 224 = 68 \text{ kWh} / \text{m}^2 / \text{an}$  (EP) contre  $108.39 \text{ kWh/m}^2/\text{an}$  en EP pour l'esquisse de base. Le gain donc est estimé à 38%.

Solution	Gain/perte énergétique	Gain/perte en CO2	Prix estimé/U
1	-8%	-3%	60 € /m <sup>2</sup>
2	+53%	-18%	Entre 12600 € et 20600 €/U
3	-23%	-2%	150 à 500€/m <sup>2</sup>
4	-8%	-8%	50€/m <sup>2</sup>
5	-4%	-1%	Entre 550 à 850/U
6	-17%	-7%	0 €
cumul	-38%	-39%	Entre 11030 et 22060 €

**TABLEAU 3.** Solutions de rénovation : Gain/perte énergétique et CO2 et coût

L'application de toutes ces solutions a permis une nette amélioration sur les performances énergétiques et le confort d'été du bâtiment.

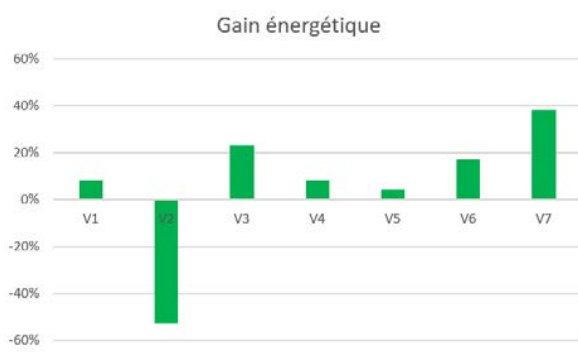
Zone	Base		Cumul		Gain Heures
	Heures > T°Inconfort (h)	Taux d'inconfort (%)	Heures > T°Inconfort (h)	Taux d'inconfort (%)	
RDC TP01 (Lumière)	109	4.98	84	3.84	-25
R+1 TP03 (Nobel)	99	4.53	57	2.61	-42
Hall d'entrée RDC	0	0	0	0	0
Fablab (Tesla)	109	4.98	75	3.43	-34
Etage hall	0	0	0	0	0
Salle de métrologie (Bell)	39	2.01	32	1.65	-7
R+1 TP02 (Turning)	110	5.03	83	3.80	-27
RDC Bureau	0	0	0	0	0

**TABLEAU 4.** Comparaison de taux d'inconfort entre les solutions cumulées et l'esquisse de base

En termes de CO<sub>2</sub>, les solutions nous ont permis de diminuer 39% d'émission de CO<sub>2</sub> par rapport au bâtiment existant.

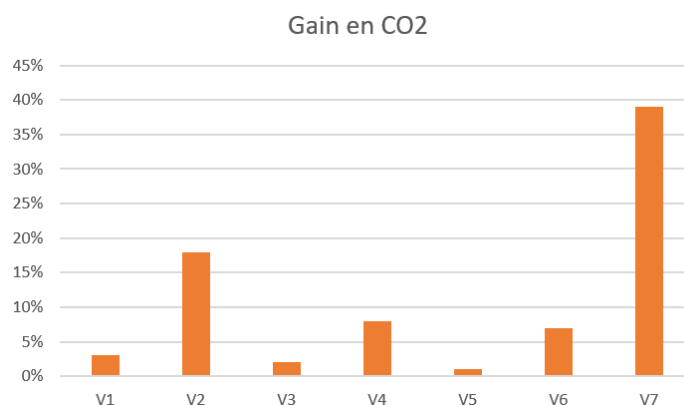
N° de variante	Ep			CO <sub>2</sub>		
	bois	élec	total	bois	élec	Total en kg eq CO <sub>2</sub>
Esquisse de base	0	108.39	108.39	0	19510.2	19.51
Solutions	13.8	68	81.8	179.4	12240	12.41

**TABLEAU 5.** Comparaison des émissions de CO<sub>2</sub> entre les solutions appliquées et l'esquisse de base



**FIGURE 8.** Comparaison des solutions proposées en gain énergétique

En matière de gain énergétique, on constate, sur la figure 3, que la V7, V3 et V6 apportent plus d'avantage que les autres variantes.



**FIGURE 9.** Comparaison des solutions proposées en bilan carbone

En matière de gain en CO<sub>2</sub>, on observe, sur la figure 4, que la V2 et la V7 contribuent à diminuer considérablement les émissions de CO<sub>2</sub> (voir l'histogramme cité en dessus). Sachant que la V2 engendre une consommation énergétique plus augmentée (voir l'histogramme d'avant), mais elle apporte un gain en CO<sub>2</sub> non négligeable.

#### IV. CONCLUSION ET PERSPECTIVES

L'intégration des données énergétiques et environnementales dans la maquette numérique a permis de calculer l'énergie nécessaire pour l'exploitation du bâtiment ainsi que les émissions de carbones qui résultent de l'exploitation du bâtiment. L'Open BIM contribue favorablement dans le domaine énergétique du bâtiment, en réduisant le temps lors de la saisie des données dans les logiciels métiers, dédiés aux calculs énergétiques et environnementaux, tels que (CypeTherm, Pléiade, Elodie By CYPE ...).

#### REFERENCES

- [1] Commission européenne. Observatoire du parc immobilier de l'UE. Disponible en ligne : <https://ec.europa.eu/energy/en/eu-buildings-database> (consulté le 13 octobre 2022).
- [2] Institut de leadership en développement durable de l'Université de Cambridge (CISL). Feuille de route pour la rénovation : Adapter les maisons européennes au XXIe siècle ; Groupe des chefs d'entreprise du Prince de Galles : Cambridge, Royaume-Uni, 2018. [ Google Scholar ]
- [3] Forum économique mondial. Pourquoi les bâtiments sont la base d'un avenir économe en énergie. Disponible en ligne : <https://www.weforum.org/agenda/2021/02/why-the-buildings-of-the-future-are-key-to-an-efficient-energy-ecosystem/> (consulté le 29 novembre 2021).
- [4] Alshibani, A. (2020). Prediction of the energy consumption of school buildings. *Appl. Sci.* 10, 5885.
- [5] Vilutienė, Tatjana, Rasa Džiugaitė-Tumėnienė, Diana Kalibaitienė et Darius Kalibatas. (2021). « Comment le BIM contribue à l'efficacité énergétique d'un bâtiment tout au long de son cycle de vie : cartographie systématique » *Energies* 14, n° 20 : 6680.
- [6] Gao, H., Koch, C. et Wu, Y. (2019). Modélisation de l'énergie des bâtiments basée sur la modélisation des données des bâtiments: un examen. *Applied Energy*, 238, 320-343.
- [7] Choi, M., Cho, S., Lim, J. et al. (2018). Design framework for variable refrigerant flow systems with enhancement of interoperability between BIM and energy simulation. *J Mech Sci Technol* 32, 6009–6019.
- [8] Utkucu, D.; Sözer, H. (2020). Interoperability and data exchange within BIM platform to evaluate building energy performance and indoor comfort. *Autom. Constr.* 116, 103225.
- [9] Bracht, M. K., Melo, A. P., & Lamberts, R. (2021). A metamodel for building information modeling- building energy modeling integration in early design stage. *Automation in Construction*, 121, 103422.
- [10] The Creation of Construction Schedules in 4D BIM: A Comparison of Conventional and Automated Approaches, Doukari, O.; SECK B. ; Greenwood, D ; article accepté au journal MDPI, Aout 2022, doi:10.3390/buildings12081145, <https://www.mdpi.com/2075-5309/12/8/1145>
- [11] L'impact environnemental des bâtiments: avons-nous perdu la vue d'ensemble?, Agence Science-Press. Disponible en ligne : <https://www.sciencepresse.qc.ca/blogue/liride/2019/04/25/impact-environnemental-batiments-avons-nous-perdu-vue-ensemble> (consulté le 12 octobre 2022)
- [12] Towards an Interoperable Approach for Modelling and Managing Smart Building Data: The Case of the CESI Smart Building Demonstrator, Doukari, O.; SECK B. ; Greenwood, D.; Feng, H.; Kassem, M. ; article accepté au journal MDPI, Mars 2022

# Mechanical impact of wires break in grouted external prestressing tendon

**ABSTRACT** External prestressing is a construction technique widely used since the 1980s for large civil engineering structures to reduce the cross-sectional area of structures and thus their permanent load, and more recently to reinforce structures. External prestressing tendons are composed of strands, each comprising 7 wires with a very high elastic limit, laid in a HDPE sheath, anchored in reinforced concrete blocks and generally tensioned to 80% (excluding creep and shrinkage) of their ultimate tensile strength. To protect the cables, cement grout was injected into the sheaths until the 2000s. However, this protection system does not preserve the cables in the event of a sheath failure (leakage, injuries, etc.) which compromises its watertightness and causes issues with the quality of the injection. The durability of the cable is therefore no longer guaranteed and stress corrosion occurs. When the wires and strands re-anchor by friction in the grout after breaking due to corrosion, the stress of the remaining of the tendon increases until the breaking load of the whole tendon is reached. The break is then very sudden, releasing considerable energy that can endanger the structure and any operators present on site.

Knowledge of the state of the cable at a given level of degradation and the permissible degradation before it breaks is therefore of prime importance to the managers of the structures.

Several 46m long cables between supports were tested using the cable traction bench of the Gustave Eiffel University in Nantes and brought to failure by progressive cutting of the wires composing the strands. Firstly, three tendon comprising a single strand of seven wires were tested, followed by two tendon comprising five strands. The tendons were tensioned to 70% of their breaking load corresponding to the usual stress level observed in the tendons of real structures having subjected to shrinkage and creep phenomena.

The experiments conducted and the analysis of the results have provided a better understanding of the evolution of the tension in the tendon when it is damaged. For this purpose, a model was developed which allows to obtain an estimate of the length affected by the rupture of wires (transfer length) and this work brings some results concerning the transfer of stresses in the tendon and strands caused by these ruptures.

**Keywords** Prestress loss, Wire break, Seven-wire strand, Interwire friction, Posttensioned bridge

## I. INTRODUCTION

Prestressing concrete is widely used on long-spanned bridges as it is an efficient method for reducing structural mass and improving integrity. This paper focus on prestressing tendon made of strands of steel wires laid in a plastic sheath then grouted. The strands in this paper each consist of one straight core wire layered by six helical wires. The strands are put to a tension of about 70% of their fracture strength which is the usual remaining tension in prestressing tendon after creep and relaxation. The strands are protected against exterior aggression by a plastic sheath mostly HDPE. The sheath was injected with grout to protect the steel from corrosion until the 2000s and is now injected with wax or fat. Issues during construction or exploitation can lead to loss of protection and steel corrosion. Loss of wire due to corrosion is the main durability issue of prestressing tendon Godart (2014). Wire breaking leads to stress redistribution due to friction of a wire with the grout and the other wires. A cut wire will get its original tension back at a distance from the cut. That distance is called re-anchoring or transfer length. It can lead to catastrophic tendon breaking as individual wires reach fracture strength leading to a cascade of breaking. Tendon breaking occurs after

around 30% of section loss. This is the section loss where remaining steel surface is not sufficient to endure the remaining tension, thus causing the tendon to break. Damaged tendons usually show wire breaks distributed on multiple strands.

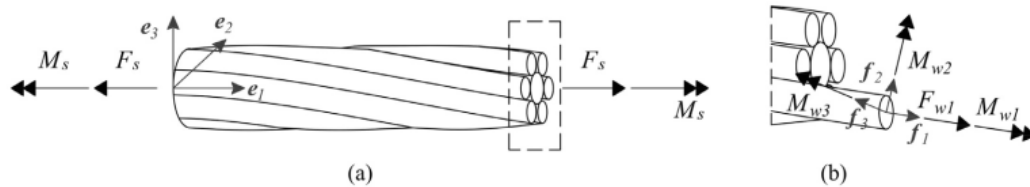


Fig. 2. (a) Straight strand subjected to axial-torsional loads. (b) Generalized stresses on the wire cross section.

**FIGURE 1. Force and moment generalised on the strand and on a helical wire extracted from Foti & Martinelli (2019)**

Behaviour of damaged tendon were previously thought to behave with the strand re-anchoring phenomenon. When a strand breaks, if there is sufficient bond between the strand and the surrounding concrete and that the tendon is sufficiently long, the strand will get back to its original stress a distance to the break. This distance is called transfer, transmission, re-anchoring or anchorage length depending on the papers. This damage model keep the symmetry of the strand and the phenomenon is well understood as it is central to how stress is transferred from the strand to the concrete in internal prestressing. The Poisson effect cause the ruptured end of the broken strand to form a wedge and create friction with the grout. Furthermore, the loss of tension in the wires cause the wire to unfold and thus increase contact with the concrete, this is called the Hoyer effect (Briere et al. (2013)). Hoyer and Poisson effect combine to create friction between the wires and between external wire and the grout which cause stress to be transferred back in the cut strand. Abdelatif et al. (2017) show that the transfer length for a grouted strand is of the order of a meter in a review of different studies about this phenomenon. The mechanical characteristic of steel and concrete are shown to be the main parameter influencing the re-anchoring length. A sensibility analysis can be found on the article Watanabe et al. (2011) following an experimental campaign of cutting strand in different configuration. The article Asp et al. (2021) shows that in case of inefficient grouting the transfer length will grow bigger, with 1.7m with incomplete grouting to 1m with good grouting. The re-anchoring of a whole strand is presented in multiple construction codes such as American Concrete Institute 2011, the Eurocode EN-1992-1-1(2004) (§8.10.2), and the British code CS 455 (§8.3.1). According to codes, the transfer length of a cut strand is of the order of 1 meter. Detected damage on tendon show that damage occurs on a wire by wire basis with damaged strand often breaking only after multiple wires have already ruptured.

The response of a undamaged strand subjected to tension and couple has been explored in numerous papers, reviewed by Ghoreishi et al. (2007) where steel wires are modeled as Love thin rod and interaction between wire are expressed in the helical Fresnet coordinate system (Figure 1). The articles reviewed differ about how they solve contact, model traction or take into account Poisson Effect and wire flattening but they all rely on symmetry which makes then no longer valid for damaged strand which has seen less theoretical and experimental works.

There are fewer studies about the breaking of individual wire. MacDougall & Bartlett (2003) investigated the re-anchoring of one or two wire in a strand. Cutting of individual wire in a strand with a concrete deviation lead to transfer length of more than 10 meters. The transfer is partial as tension in the strand go

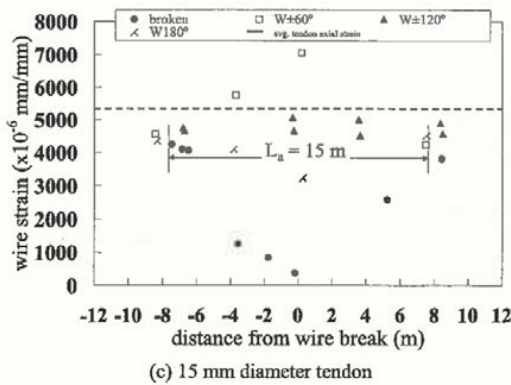


Fig. 10—Outer wire strains for tendons with single broken wire.

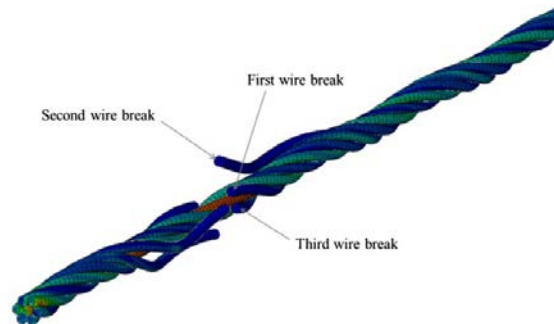


Fig. 21. Multiple wire breaks.

FIGURE 2a. Strain distribution in a strand with a broken wire extracted from MacDougall & Bartlett (2003)

FIGURE 2b. Numerical model of a strand with wires breaks extracted from Abdullah et al. (2016)

down by 2-4% each cut, in a 7 wire strand each wire account for around 14% of the tension. This paper shows that stress redistribution in the wires is symmetric but not homogeneous. Tension after the cut in each wires depends on its relative position to the cut wire (Figure 2a). Beltrán et al. (2018) use analytical and FE computation to derive the static response of a strand with a broken wire, the strand is unbounded. Both of this article assume that damage of broken wire induce a helical displacement of the strand to respect equilibrium. A tentative confinement has been done on the The numerical and experimental study conducted by Abdullah et al. (2016) (Figure 2b) with unstressed strands surrounding the stressed strand in which wires are cut. Prestress loss is only 10% less with the confinement than without. Stress transfer is worse than in MacDougall deviated strand. Transfer length has been measured as the 30 meters between the cut and the end of the bench.

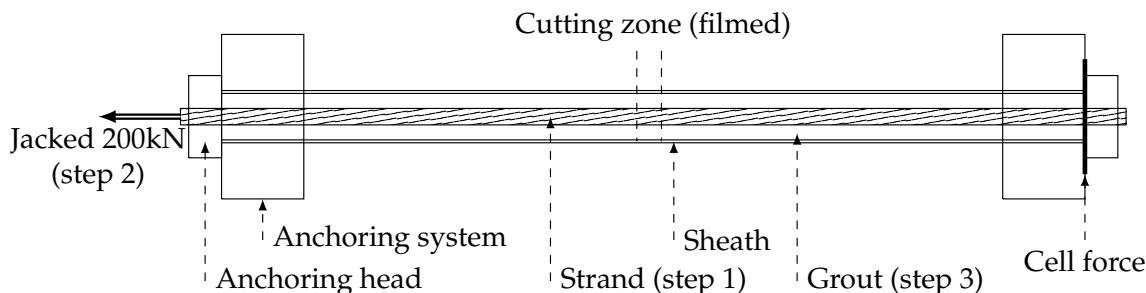
The review has shown that while the behaviour of the healthy strand is well known, the behaviour of a damage strand is only partially understood and there are no study on the behaviour of damaged strands with a confinement as strong as the one in grouted external prestressing tendon and neither with force transfer due to wire damage between multiple strand to the best of the authors knowledge. This behaviour is useful in order to better the assessment the remaining capability of a detected damaged tendon. Furthermore, the improved knowledge on a damaged tendon could be use to improve control and detection of default in the tendon.

In this paper, an experiment is presented which was to build realistically sized tendons then break them by cutting wires one at a time. The aim of this experiment is to better the understanding of stress transfer inside the damage tendon and to have an estimation of the length affected by the damage. The experiments has been repeated using variable number of strand, brittleness of sheath and cutting schedule in order to perform a sensibility analysis on these different parameter. Mechanical results has been obtained from a cell force, photograph and film.

## II. EXPERIMENTS

This experiment was funded by the ASFA (Association des Sociétés Française d’Autoroute) to further the understanding of the remaining capabilities of damaged tendon. The experiment had been made at Gustave





**FIGURE 3.** Sketch of the experimental set-up for a tendon with one strand

Eiffel University Nantes (UGE) on the 200m experimental bench of the Material and structure Department (MAST). The installation (Figure 4) was carried out by the Freyssinet company. Three tendons containing one strand each and two with 5 strands each were tested. The strands were passed through the anchoring system (step 1 on Figure 3) and then through the HDPE sheath (63x5.8mm), whose segments are welded together. In the first two experiments, the center part of the sheath was made of transparent PVC to allow visually following of the crack propagation in the grout, with the PVC and HDPE sheath connected by a screw joint. A grouting vent was provided for better grouting quality. Anchoring systems were installed at both ends with a force cell at the passive end. Tension was applied with a hydraulic jack at the active end at 70% of the tendon’s braking strength (step 2 on Figure 3) . The tendon was then injected with Holcim Superstresscem grout, which is widely used for this type of application (step 3 on Figure 3). The 5 tendons had a length of 46.6 m between the two anchor blocks. After allowing the grout to sit for 7 days, a 20-cm trapdoor was made in the sheath to access the wire and the grout was removed in the trapdoor so that the wires could be cut one by one with a Dremel mini rotary saw during testing (Figure 5).

Great precautions were taken to protect the operators and in particular the operator in charge of cutting the wires by taking care to protect him from whiplash effect of the tendon during its rupture. Many instrumentation systems have been installed on the tendon by different teams. This article focuses on the results obtained using a high frequency camera, the force cell and photograph of the central trapdoor.

**III. RESULTS**

**TABLE 1.** List of experiments

Strand	Sheath	Initial tension	Theoretical/Experimental wire loss needed for the rupture	Others
1T15	PVC	186 kN	3/6 (43%/86%)	Brittle sheath
1T15	PVC	204 kN	3/7 (43%/100%)	Brittle sheath
1T15	HDPE	204 kN	3/4 (43%/57%)	
5T15	HDPE	1018 kN	10/16 (29%/46%)	Sequential cutting
5T15	HDPE	988 kN	12/15 (34%/43%)	Alternate cutting

The tension in the tendon decrease over the course of the experiment. It shows that stress transfer is incomplete. Due to the loss of tension, the number of wires cut until the tension rupture will be greater than the number that would have to be done for the tendon for to reach its tensile limit, assuming that the tension in intact wires is uniform (Table 1). The tensile limit of the steel is 1.96GPa according to the certificate given by the strand manufacturer. Most of the stress that is in a wire is transferred when this wire is cut as tension



**FIGURE 4.** Photos of the experimental bench at various step of the experiment set up

loss is only of a few kiloNewtons while each wire hold initially a tension on the order of 25-30kN. However, in cases where the grout is severely damaged (see Figure 4b) or when an entire strand is broken (Square in Figure 6a), the tension loss can be much higher, exceeding the value of 30kN.

*A. Sensibility analysis on the quality of stress transfer according to the confinement and schedule of cutting*

When a wire is cut, some of the tension it was carrying is lost and some is transferred to other wires in the tendon. Furthermore, the transfer in the sheath and grout is not taken into account because they were removed to perform the cutting of the threads. However, this is unlikely to introduce a significant bias because the tensile strength of the grout and the stiffness of the sheath are very low compared to those of the steel. The stress transfer efficiency then appears to be directly correlated to the bond between the wires and the grout. When the confinement of the steel decreases due to excessive damage to the grout, the stress transfer decreases to almost zero (Figure 6a). Sheath failure, which occurs with the brittle PVC sheath in the first two experiments, causes the grout to rupture and the strand and grout to split over a distance of several meters (Figure 4b). In general, grout degradation due to multiple ruptures tends to make stress transfer less and less efficient as damage increases in the tendon (Figure 6a and 6b).

**Monostrand** The experiment display two different behaviours for monostrands depending of the sheath used. On the one hand, when a PVC sheath is used for the first two strands, the wire breaks cause the sheath to rupture followed by large cracks in the grout. There is then a loss of bond between the grout and the tendon over a length that increases with each cut. When the tendon is debonded from the grout, which occurs at the 4th cut for monostrand 1 and at the 2nd cut for monostrand 2, each cut causes the tension in the tendon to drop by a value only slightly less than the initial tension of the cut wire, showing that the



FIGURE 5.a Second cut of the third mono strand



FIGURE 5.b Third cut of the thirist mono strand

FIGURE 5. Photos of cutting

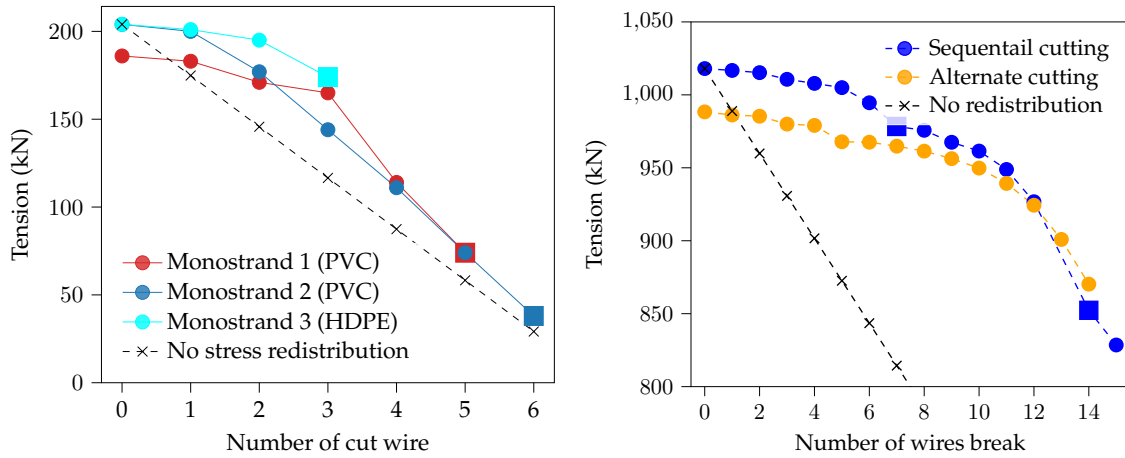
tension transfer during wire cutting is minimal, with most of the tension lost (Figure 6a).

On the other hand, when a HDPE sheath is used, only small cracks are observed on the grout which reflects the fact that the bond between the grout and the strand is not affected. Tension loss is only a small fraction of the cut wire tension. Most of the tension from the cut wire is distributed to the other wires. As the grout and sheath continuity has been cut in order to free access to the strand, the cut wire tension is transferred to the others wires.

The relationship between bond strength and confinement is coherent with the slip pip test made by Hyett et al. (1992) which show that the materials used for sheath (Steel, PVC, Aluminium, Heat shrink) has prime importance on bond strength of cable bolt. Pull-out test results should be treated with caution as Hoyer and Poisson effect will cause adherence to go down in pull-out tests and up in re-anchoring.

**Tendon with multiple strands** Two experiments has been made on tendon with 5 strands each. Using two different schedule for the cut.

In the first one, wires were cut in the same strand until the strand break before cutting wires in another strand. This was called the sequential cutting (Figure 7a). The second strand broke on the sixth cut on this strand (in total the thirteenth), with the entire tendon breaking on the second cut in the third strand. In the second, one wire was cut on 3 different strands. The original plan was to cut 3 wires on each strand, then 2 and finally 1. But accessibility constraints made it impossible to access some wires and an adjustment had to be made as a last resort (Figure 7b). There is little tension loss at each cut until the very end albeit tension loss of individual cut tends to get bigger as the damage of the tendon increase and when a strand finally breaks. There is strong evidence suggesting that stress of the cut wire is not only redistributed in the strand which it belongs but also in the others strands. Sequential cutting see failure of strand after 6 and 7 cuts. Failure would have occurred earlier if stress was only redistributed in the strand being cut. But the redistribution of the tension is not homogeneous in the strands. The high-frequency film of the rupture of



**FIGURE 6a.** Tension in the monostrand according to the **FIGURE 6b.** Tension in the 5T15 according to the number of wire cut number of wires broken

the tendon subjected to alternative cutting shows that the outer 4 strands fail before the central one, even though only 3 of the outer strands were cut.

**TABLE 2. Impact of grout bond and geometry of damage**

Tendon	Grout bond	Tension loss	strand breaking
Monostrand	Bad	Important	6-7 wires cut
Monostrand	Good	Small	4 wires cut
5 strands (seq)	Good	Small	6-7 wires cut
5 strands (alt)	Good	Small	Not until the tendon breaks

Which lead to the four following categories

1. Monostrands with a weak confinement. The weak confinement lead to the failure of the bond. Most of the stress in the cut wires is then lost rather than transferred. 6 to 7 cuts are needed to break the strand as tension decreases at each cut by a amount close to the tension in the cut wire. In the experiment monostrand 1 and 2.
2. Monostrand with a strong confinement. The holding of the bond leads to a good stress transfer with very little tension loss. The number of cuts that was needed to break the tendon is 4 instead of 3 if no stress were lost. In the experiment monostrand 3.
3. Multiple strand when strands are cut wire by wire sequentially. There is little loss of tension. Strand need the cutting of 6 to 7 wires to break which show that an important share of the stress is transferred in the others strands.
4. Multiple strand when wire breaks are distributed over several strands while not allowing strands to break. There is little loss of tension. The strand can hold with only two wires remaining, showing that the tension of the cut wires is transferred into the other strands. The kinematics of the break with the outer wire breaking before the center wire shows that the tension distribution is not homogeneous in the strands with the outer strands, even intact, more impacted.

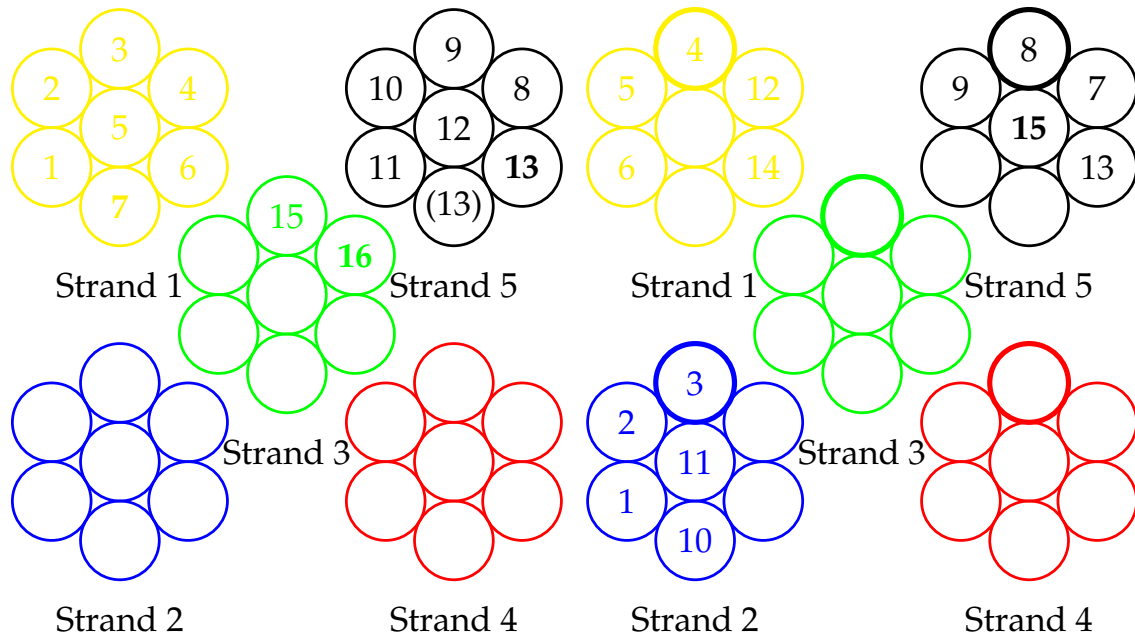


FIGURE 7a. Sequential cutting schedule

FIGURE 7b. Alternate cutting schedule

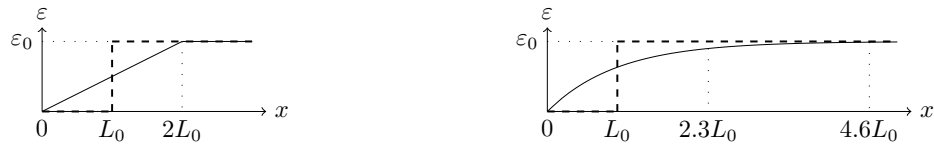
The experiment from Abdullah et al. (2016) shows that when a strand is unbounded tension fall after a cut by the value of tension that was in a wire. When the strand is bounded by other strand, there is a small transfer, close to the result of the first category when bond is weak but with no degradation of bond. Tension loss were probably bigger in our experiments than on the field due to the need of cutting a windows to reach the strands. The authors argue that depending of bond quality, the strand will go to perfect stress transfer to no stress transfer, the tension of the cut wire is lost if the strand is totally unbounded. The bond depends of grouting quality and sheath quality, as the breaking of the sheath will cause the grout to break regardless of its quality due to the bad traction resistance of grout. No tendon with multiple tendon and poor bond was tester but it would have probably lead to close to no stress redistribution and each individual strand would act follow the first category.

There is uncertainty about the exact value of stress transfered and tension loss at each wire cut that will translate into an uncertainty about the number of wire loss that will cause the tendon to break. This is because this transfer depends on stong dynamic effect, the cracking of the grout, the exact position of the wire and the relative position of every other wires, in a real tendon the dispersion of tension between the tendon. This will lead to a small discrepency of result even trough the experiments done show the first two monostrand and the two tendon with 5T15 having close behaviour, eventhrough the 5T15 was submitted to two very different cutting schedule (Figures 6a and 6b).

*B. Estimation of transfer length using sliding of the wire*

The transfer length is the distance to the cut where the impact of the cut has vanished. The following section introduce a model which gives an estimation on the transfer length based on the measurement of the sliding of the wire that has occurred after the cut. This sliding is due to the relaxation of the strain of the cut wire.

Let  $g$  the sliding of a cut wire *i. e.* the distance between the two cut end and  $x_c$  the distance to the cut



Linear evolution of strain and minimal distance

Exponential evolution of strain and minimal distance

**FIGURE 8.** Strain in the cut wire according to the distance to the cut

end. The strain is assumed to be symmetric according to the cut thus sliding on each side is  $\frac{g}{2}$ . The transfer length will be defined as the distance were the strain in the wire would stop its variation. This model is purely cinematic. Strain variation is assumed monotonous. Different expressions can be selected for strain. The strain in each helical wire is  $\cos^2 \alpha \varepsilon$  (Foti & Martinelli (2019)) with  $\varepsilon$  being the deformation along the axis of the strand  $\frac{\Delta L}{L}$ . A length  $l$  on the strand translate into a length  $l / \cos^2 \alpha$  on the helical wire due to the curvature of the wire, with  $\alpha$  being the lay angle of the helyx which is  $7.8^\circ$  for the experiment.

The model does not take into consideration the rotation of the strand. Assuming symmetry of the strain and  $L_h$  being the length from the cut to the anchoring, the sliding would be

$$\frac{g}{2} = \int_0^{L_h} \delta\varepsilon(x_c) dx_c = \int_0^{L_h} \varepsilon_0 - \varepsilon(x_c) dx_c \tag{1}$$

with  $\delta\varepsilon(x_c)$  being the variation of the strain, projected on the axis of the strand, due to the cutting. On the  $x_c$  axis 0 being the position of the cut end and  $L_h$  the axial distance between the cut on the position of the anchorage. Let  $\varepsilon_0$  the generalised strain in the strand far from the cut where the strain has converged. It is also the original strain of the strand computed with the ratio of displacement of the strand to length of the strand. It is assume that  $\varepsilon_0$  is constant which is valid only when tension loss is very small compared to the tension of the tendon and if wire tension is homogeneous far from the cut. Both assumption would become problematic as the number of cut grow. The smallest transfer length that account for the sliding is  $L_0 = \frac{g}{2\varepsilon_0}$  (dashed curve Figure 8) assuming strain monotonous, non-negative and of value  $\varepsilon_0$  far from the cut. It is achieve with

$$\varepsilon(x_c) = \begin{cases} 0 & \text{if } x_c < L_0 \\ \varepsilon_0 & \text{if } x_c \geq L_0 \end{cases} \tag{2}$$

With the assumption of a linear evolution of the strain from 0 to  $\varepsilon_0$  the strain after the transfer length then the transfer length is  $2L_0$  (left solid curve Figure 8)

$$\varepsilon(x_c) = \begin{cases} \frac{x_c}{2L_0} & \text{if } x_c < 2L_0 \\ \varepsilon_0 & \text{if } x_c \geq 2L_0 \end{cases} \tag{3}$$

If exponential evolution of the strain is assumed. Which would be the result of a very simple model assuming exponential friction between the cut wire and central wire. Which is achieved by introducing a Coulomb friction law in the model where friction force between the wires depends of contact force in the wires which is dominated by the tension. Then the evolution of the strain with the distance to the cut is (right solid curve Figure 8).

$$\varepsilon(x_c) = \varepsilon_0(1 - e^{-\frac{x_c}{L_0}}) \tag{4}$$

With exponential evolution of the strain, the wire get backs to 90 % of its strain at a distance to the cut of  $2.3L_0$  and 99% at  $4.6L_0$ . The table 3 shows the relation between sliding and transfer length with a generalised

**TABLE 3. Sliding and transfer length for  $\epsilon_0 = 7mm/m$**

Damage	Typical sliding	Transfer length			
		Minimal	Linear	Exp (90% strain)	Exp (99% strain)
1-2 wire cut	1cm	1.4m	2.8m	3.2m	6.4m
4-5 wires cut	5cm	7m	14m	16m	32.2m
1 strand cut	10cm	14m	28m	32.2m	64.4m

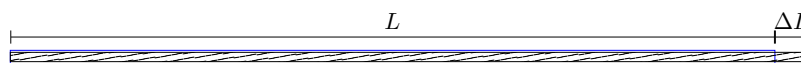


**FIGURE 9. Up photos of damage on opened tendon on a bridge © IFFSTAR for Sanef. Down photos of broken wire during the experiments**

strain assumed to be  $7mm/m$ , the strain created in the strand by having a tension of 70% of the tensile strength.

Figure 9 shows different degree of damage on site and during the experiment. Sliding depends on the state of the tendon, with sliding bigger when whole strand are cut. It can be hard to distinguish displacement due to sliding and loss of mater due to disolution cause by corrosion.

**Computation of a upper bound of the remaining prestress strength due to sliding** Sliding on the wire were estimated using photo and video of the experiment.



**FIGURE 10. Reference (blue) and deformed (black) configuration of the strand**

Let  $\epsilon_i(x)$  is the longitudinal strain of a wire,  $i$  from 1 to the number of wire  $N_{wire}$  and  $\epsilon_g(x)$  for the grout (Figure 9), where  $x$  is the position on the tendon. The contribution of the sheath to the tension is insignificant due to very low Young modulus.  $L$  is the total length of the tendon in the reference configuration before jacking with  $x$  such as  $0 \leq x \leq L$  represent the whole length. The extension of a tendon is given by (Figure 10)

$$\Delta L = \int_0^L \epsilon(x)dx \tag{5}$$

This extension is initially, before any cutting occur  $\Delta L_0$ . Because the two ends of the tendon are fixed, the

sliding length of each cut wire is calculated by

$$\Delta L_0 = g_i + \int_0^L \varepsilon_i(x) dx \quad (6)$$

$$g_i = \Delta L_0 - \int_0^L \varepsilon_i(x) dx \quad (7)$$

The loss of tension can be written as

$$\sum_i E_i S_i g_i = \Delta L_0 \sum_i E_i S_i - \int_0^L \sum_i E_i S_i \varepsilon_i(x) dx \quad (8)$$

where  $S_i$  is the section of the wire and  $\Delta L_0$  the initial elongation of the strands. The tension  $T$  can be written depending of the strain

$$T = \sum_i E_i S_i \varepsilon_i(x) + E_g S_g \varepsilon(x)_g$$

with the initial tension  $T_0$  being

$$T_0 = \frac{\Delta L_0}{L} \sum_i E_i S_i$$

Thus,

$$\sum_i E_i S_i g_i = L(T_0 - T) = L\Delta T \quad (9)$$

The aforementioned equations can be written as follow

$$\Delta T = \frac{E_g S_g g_g + E_s \sum_i S_i g_i}{L} \quad (10)$$

where  $E_g, E_s$  are the Young's modulus of the grout and the steel,  $S_g, S_i$  and  $g_g, g_i$  are the section and the sliding length of the grout and the cut wire  $i$ .

At each cut, a new wire slide and sliding of the already cut wires increase. This phenomenon account for the quasi-quadratic evolution of the total tension loss ( $\Delta T_n$ ) for the first few cut (Figure 11). There is no estimation for the 5T15 with alternate cutting schedule as the angle of the camera during this experiment makes it very hard to get an estimation of the sliding with the chosen precision. Figure 11 shows the comparison between measured tension loss  $\Delta T_n$  and estimated tension loss due to sliding according to the number of cut  $n$ . The sliding of the grout was not used for the estimation as the grout broke and felt into the bench during the experiment. It leads to an underestimation of the tension loss, which makes it conservative. The error bar is done assuming sliding is known  $\pm 1$ cm. This uncertainty is due to the measurement of sliding done using photo of the tendon and having to account to angle of view effect and inaccuracy due to end of some wires being out of the field of view, hidden by the strand or the sheath. The sliding has to be extrapolated using the wires where the two end are visible. Only sliding of the wire is considered as sliding of the grout can't be measured on the two monostrand due to grout breaking and falling into the bench. The loss of tension due to rotation is not considered in the model. As rotation is not permitted during tension, an important torque is created in the strand (see Ghoreishi et al. (2007) for models linking elongation to torque). As damage of the strand cause relaxation of the torque, a twist is created on both side of the strand. This twist will cause the tension in the strand to further decrease. The transfer of tension to the grout and the loss of tension due to the freeing of strand rotation are supposed to be responsible for the difference between the model and loss of tension measured by the strength cell.



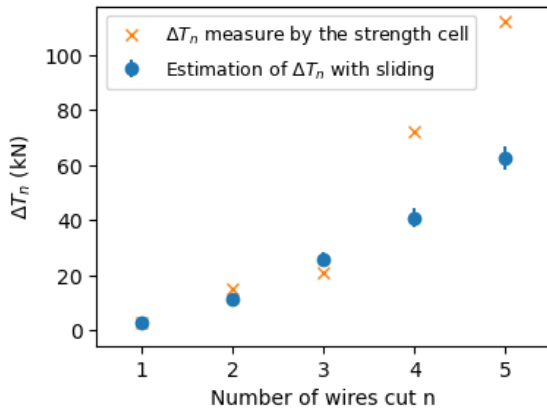


FIGURE 11.a Monostrand 1

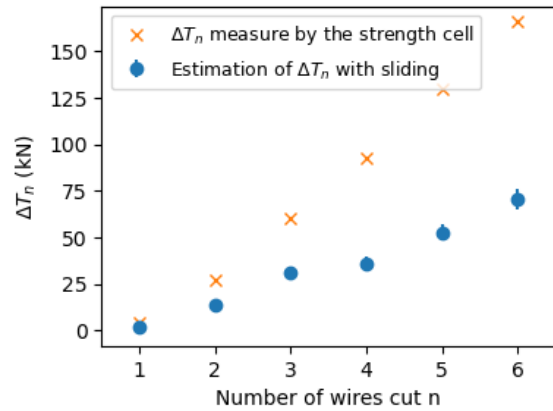


FIGURE 11.a Monostrand 2

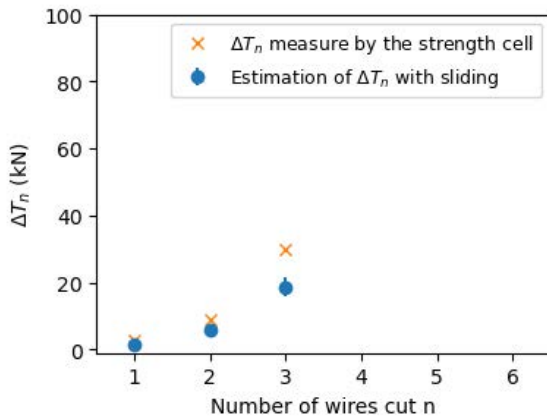


FIGURE 11.a Monostrand 3

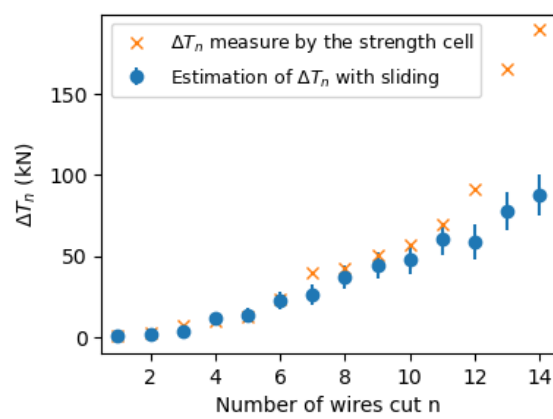


FIGURE 11.a Sequential

FIGURE 11. Comparison tension loss measured by the sensor and estimated with sliding

IV. CONCLUSION

An experimental campaign has been done on multiple prestressing tendon in order to enhanced the understanding of damage mechanism. With the results of this campaign impact of grouting, multiplicity of strands and wire breaking influence on the behaviour of a damage tendon has been explored. Tension has been shown to conserve with damage because of the bond between the strand and the grout. When this bond fail, it cause most of the tension supported by a wire to be lost when it eventually breaks.

A model was developed using cinematic of the wire in order to get an estimation of the transfer length depending on assumption on the strain and the displacement of the cut wires on the damaged tendon. A close formula linking sliding of the wire, assumption on the cinematic form of the strain and transfer length has been derived. This model may prove useful for assessing the reach of damage on industrial tendon.

Another model was created to get a lower bound of the tension loss which translate into an upper bound of the tension. It thus gives another tool for assessing the remaining durability of damaged tendons. The models presented still need more testing to be fully validated. Only part of the tension loss is accounted for in the second model, a way to account for the rotation of the strands in the tension loss expression should

be derived.

### Acknowledgement

This experiment has been funded by the ASFA.

### References

- Abdelatif, A. O., Owen, J. S. & Hussein, M. F. M. (2017), 'Modeling and Parametric Study of the Re-anchorage of Ruptured Tendons in Bonded Posttensioned Concrete', *Journal of Structural Engineering* **143**(12), 04017162.
- Abdullah, A. B. M., Rice, J. A., Hamilton, H. R. & Consolazio, G. R. (2016), 'Experimental and Numerical Evaluation of Unbonded Posttensioning Tendons Subjected to Wire Breaks', *Journal of Bridge Engineering* **21**(10), 04016066.
- Asp, O., Tulonen, J., Kuusisto, L. & Laaksonen, A. (2021), 'Bond and re-anchoring tests of post-tensioned steel tendon in case of strand failure inside cement grouting with voids', *Structural Concrete* **22**(4), 2373–2390.
- Beltrán, J. F., Nuñez, E., Nuñez, F., Silva, I., Bravo, T. & Moffat, R. (2018), 'Static response of asymmetrically damaged metallic strands: Experimental and numerical approach', *Construction and Building Materials* **192**, 538–554.
- Briere, V., Harries, K. A., Kasan, J. & Hager, C. (2013), 'Dilation behavior of seven-wire prestressing strand – The Hoyer effect', *Construction and Building Materials* **40**, 650–658.
- Foti, F. & Martinelli, L. (2019), 'Modeling the axial-torsional response of metallic strands accounting for the deformability of the internal contact surfaces: Derivation of the symmetric stiffness matrix', *International Journal of Solids and Structures* **171**, 30–46.
- Ghoreishi, S. R., Messenger, T., Cartraud, P. & Davies, P. (2007), 'Validity and limitations of linear analytical models for steel wire strands under axial loading, using a 3D FE model', *International Journal of Mechanical Sciences* **49**(11), 1251–1261.
- Godart, B. (2014), *La Pérennité Du Béton Précontraint*, PRESSES DE L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES.
- Hyett, A., Bawden, W. & Reichert, R. (1992), 'The effect of rock mass confinement on the bond strength of fully grouted cable bolts', *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* **29**(5), 503–524.
- MacDougall, C. & Bartlett, F. M. (2003), 'Tests of Unbonded Seven-Wire Tendon with Broken Outer Wires', *Structural Journal* **100**(5), 581–588.
- Watanabe, K., Tadokoro, T. & Tanimura, Y. (2011), 'Evaluation for Flexural-load Capacity of Prestressed Concrete Girders with Broken Tendons', *Quarterly Report of RTRI* **52**, 224–229.

# Stratégie de surveillance de la santé structurale du monument historique : Kalaa de Beni Hammad

Nouredine Bourahla<sup>1</sup>, Mohamed Kaoulala<sup>1</sup>, Céline Samia Ouabdessalem<sup>1</sup>, Hafida Djabali-Mohabeddine<sup>1</sup>, Djamila Cherid<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Laboratoire LGSDS, Département de Génie Civil, Ecole Nationale Polytechnique, Alger, Algérie

**RESUME** Cet article présente une stratégie de surveillance de l'état de santé structurale appliquée à la Kalaa de Beni-Hammad (Algérie), monument historique millénaire. La procédure consiste à optimiser le nombre et les emplacements des capteurs et d'appliquer une méthode hybride utilisant un RNA pour la détection des dommages et leurs sévérités à partir de l'indicateur de la variation de la matrice de flexibilité. A cet effet, un modèle en éléments finis de l'ouvrage en question est élaboré afin de simuler l'état sain et les différents scénarii d'endommagements potentiels. Le nombre de capteurs a été d'abord réduit en deux étapes avant d'être optimisé par un algorithme génétique. Les formes réduites des déformées constituées uniquement des DDL obtenus de l'optimisation et correspondant aux seuls modes détectables par les vibrations ambiantes ont été exploités afin de créer une base de données pour l'apprentissage, la validation et le test du réseau de neurones. Une bonne performance du réseau a été obtenue avec une précision de localisation de 95% et une erreur quadratique moyenne de la prédiction de l'ampleur inférieure à  $10^{-4}$  en phase de test.

**Mots-clefs** Kalaa de Beni Hammad, Surveillance de l'état de santé structurale, Variation de la matrice de flexibilité, Réseau de neurones artificiels, Algorithme génétique

## I. INTRODUCTION

L'application des méthodes de détection et localisation des dommages dans le domaine de la surveillance de la santé structurale (SHM) a connu un essor considérable durant ces dernières décennies (Limongelli 2019). Favorisée par des progrès technologiques tels que les moyens de calcul puissants, les capteurs de haute précision reliés à des réseaux de communication sans fil à grand débit (Abdulkarem 2020, Mishra 2022) et des algorithmes d'intelligence artificielle (Flah 2021), ces techniques de détection et leurs applications pratiques deviennent de plus en plus palpables (Dong 2021). Plusieurs cas d'études d'implémentation utilisant différentes méthodes appliquées à des ponts, barrages, bâtiments et autres sont référés dans la littérature (Sivasuriyan 2021). Nonobstant, les avancées réalisées pour la mise en œuvre et l'application des techniques de la surveillance de la santé structurale à certains ouvrages de génie civil, le déploiement généralisé reste un challenge à relever par les efforts des recherches en cours (Cawley 2018).

Parmi d'autres, la méthode basée sur la variation de la matrice de flexibilité associée à un réseau de neurones a été appliquée sur plusieurs cas pour détecter les dommages et les sévérités correspondant (Nobahari 2013), et récemment sur un cas de barrage existant (Djabali-Mohabeddine 2022). Dans le cadre de sa généralisation et l'affirmation de sa robustesse, cet

article, présente une stratégie basée sur cette méthode en vue de surveiller l'état de santé d'un monument historique millénaire. Pour ce faire, un modèle 3D en EF a été élaboré et utilisé pour réduire et optimiser le nombre et les emplacements des capteurs. Ce même modèle est utilisé pour générer une base de données constituée des variations des matrices de flexibilité relatives aux dommages potentiels calculées pour un nombre limité de modes potentiellement détectables par les mesures des vibrations ambiantes. Cette base de données est utilisée pour l'apprentissage, la validation et le test d'un réseau de neurones à rétropropagation. Ce dernier a montré des performances remarquables pour la prédiction des localisations et des sévérités des dommages uniques.

## II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE KALAA DE BENI\_HAMMAD

Fondée en 1007 par Hammad ibn Bologhine [De Beylie 1909], la forteresse (Kalaa) de Beni-Hammad a joué un rôle important en tant que capitale de l'Afrique du Nord au cours du XIe siècle. En 1980, l'UNESCO a inscrit le site comme site du patrimoine mondial. Le site archéologique est situé sur la plaine du Hodna à 36 km au nord-est de la ville de M'Sila (Algérie). La région est classée en zone sismique modérée IIa par le code algérien RPA99 v2003 (DTR BC 2.48 2014).

L'objet classé monument historique de cette étude est un vestige de minaret d'une grande mosquée en ruine préservée à 1 000 m d'altitude, ayant une base carrée de 6.50m de côté et 24.70 m de hauteur. Structurellement, l'édifice est constitué d'un noyau carré de 1.80m x 1.80m entouré de murs de 1.20 m d'épaisseur supportant à la fois les escaliers et les voûtes en berceau créant un ensemble monolithique (Fig. 1). Tous les éléments structurels sont en gravats de grès local, qui a subi un vieillissement sévère et des actions environnementales. La partie supérieure et l'ornement du minaret se sont effondrés il y a longtemps à un âge indéfini (Al Qal'a 2022). L'édifice a été restauré selon un plan de protection et de restauration du site mis en place par l'UNESCO dans la période 1976-82.



FIGURE 1. Kalaa de Beni-Hammad

### III. MODELISATION DE L'OUVRAGE ET DETERMINATION DES MODES DETECTABLES PAR LES ESSAIS DES VIBRATIONS AMBIANTES

Pour les besoins de la présente étude, un modèle simple en éléments finis (FE) est élaboré utilisant le logiciel SAP2000. Le noyau du minaret est modélisé par 315 éléments type « 2x2x2 Gauss integration points solid », les murs extérieurs et les escaliers sont modélisés à l'aide de 1477 éléments type « 2x2 Gauss integration points shell ». La structure est supposée encastree à sa base. Le poids spécifique du matériau est obtenu à partir de la littérature pour un type de maçonnerie similaire et pris égal à 18 kN/m<sup>3</sup> avec un coefficient de Poisson égal à 0.24 (Pinho et al. 2017).

Les fonctions de réponse en fréquence (FRF) obtenues des séries d'essais de vibrations ambiantes qui ont été réalisées sur la Kalaa de Beni-Hammad (Bourahla et al. 2021) sont utilisées, dans cet article pour reconnaître les fréquences et finalement les formes modales qui peuvent être efficacement extraites expérimentalement. Cette question est d'une importance primordiale car la procédure de prédiction des dommages proposée est basée sur les formes modales à inclure dans le calcul des matrices de flexibilité. Les fonctions expérimentales de réponse en fréquence (Fig. 2) montrent que seules dix fréquences et leurs formes modales correspondantes peuvent être extraites des enregistrements de vibrations ambiantes. Par conséquent, seules les dix formes modales seront incluses dans le calcul des matrices de flexibilité.

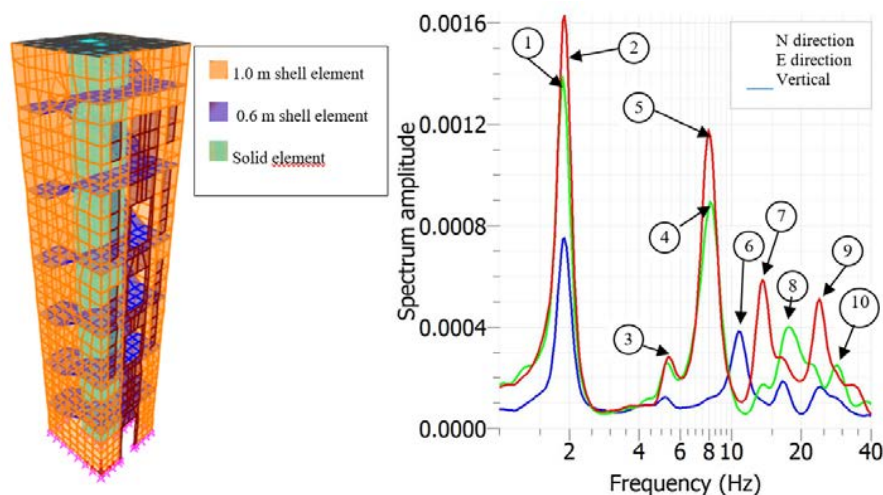


FIGURE 2. Modèle 3D du Kalaa de Beni-Hammad et les FRFs expérimentales

### IV. PROCEDURE D'OPTIMISATION DU NOMBRE ET POSITIONS DES CAPTEURS

Le placement des capteurs est une étape importante dans la conception d'un système SHM car il a une influence directe sur le coût et la qualité des données collectées. Les méthodologies de détermination de la configuration des capteurs varient selon le type d'ouvrages. Pour les structures régulières avec un nombre relativement faible de degrés de liberté (DOF), la meilleure configuration de capteur peut être facilement déterminée à partir de quelques possibilités. Cependant, la SHM est plus couramment appliquée dans les structures étendues et complexes pour la détection des dommages ou la surveillance de l'état structurel. Pour de telles

constructions, une optimisation du placement des capteurs est nécessaire pour déterminer les degrés de liberté qui recevront les capteurs.

### V. REDUCTION DU NOMBRE DES POSITIONS CANDIDATES

La réduction du nombre des positions candidates a été effectuée en deux étapes. La première réduction consiste à réduire le nombre d’emplacement candidats, en prenant des points sur l’ouvrage qui sont accessibles et assez espacés les uns des autres pour pouvoir placer un capteur. En ne considérant que les points qui sont sur les murs extérieurs, cela a permis de passer de 10400 degrés de liberté (DDL) à 204 points soient 612 DDL candidats. La deuxième réduction est de réduire le nombre des degrés de liberté en calculant la matrice d’information de Fisher (FIM) associée à chacun des degrés de libertés pris individuellement dont l’expression est donnée par l’Eq. 1.

$$Q_i = \varphi^{iT} \cdot \varphi^i \tag{1}$$

$\varphi^i$  représente la  $i^{\text{ème}}$  ligne de la matrice des déplacements nodaux associée au  $i^{\text{ème}}$  DDL.

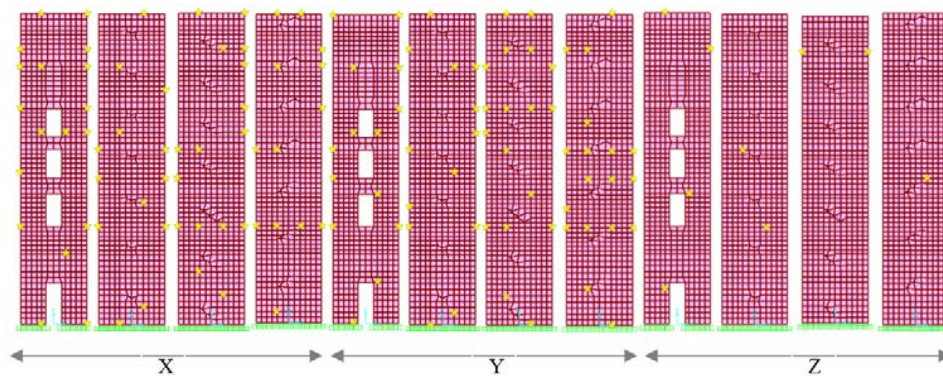


FIGURE 3. Emplacements et directions des capteurs candidats

Cette opération nous permet d’éliminer les DDL ayant un déplacement modal négligeable dans la direction considérée (comme le déplacement vertical au voisinage d’un appui). Par la suite, on classe les DDL selon l’ordre décroissant des valeurs de  $Q_i$  et on ne prend que les 50% premiers. Ceci nous permet de passer de 612 DDL à 306 DDL candidats pour le placement d’un capteur (Fig.3).

### VI. OPTIMISATION DU NOMBRE ET POSITIONS DES CAPTEURS PAR UN ALGORITHME GENETIQUE (AG)

Le problème abordé dans cette étude est de trouver une configuration optimisée ayant un nombre limité de capteurs et leurs emplacements correspondants à partir d’un grand nombre de possibilités avec différents nombres de capteurs et d’emplacements sur la structure. La technique AG est très efficace pour générer des solutions de haute qualité pour de tels problèmes d’optimisation/recherche. Une technique d’optimisation (SNPO : sensor number and placement optimization) basée sur l’algorithme génétique implémentée en Python (Cherid et al. 2022) est

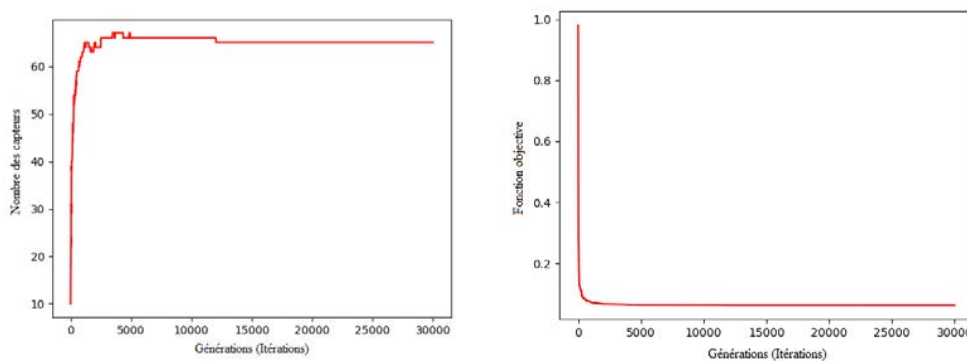
utilisée pour résoudre ce problème. Les paramètres spécifiques de l'AG tels que la population initiale, les contraintes, la fonction objective (fitness), les opérateurs de croisement et de mutation sont adaptés pour ce cas d'étude.

La fonction objective utilisée est dérivée de la fonction MAC (Modal Assurance Criterion). Elle consiste à minimiser les éléments hors-diagonaux de la matrice dont la valeur minimale 0 indique peu ou pas de corrélation (modes facilement distinguables).

La population initiale composée de 50 individus comportant chacun 10 capteurs (chromosomes) est générée aléatoirement. La phase de l'évaluation des individus et de la sélection consiste à classer les individus par ordre croissant (ou décroissant) de performance ensuite procéder à la sélection par roulette. Ce qui permet une attribution d'une répartition de probabilité de sélection en fonction du rang selon la performance relative. Deux individus de la population sont aléatoirement pris pour un croisement en donnant plus de chance de sélection pour les individus d'un meilleur rang. De cette manière, 100 nouveaux individus sont générés pour obtenir une population de 150 individus.

L'optimisation du nombre de capteurs est assurée par des mutations qui procèdent aléatoirement au changement, à l'enlèvement et à l'augmentation d'un chromosome à un individu. On ajoute un chromosome à trois individus sur dix (3/10) ; on retire un chromosome de trois individus sur dix (3/10) et les chances de croissance et de décroissance du nombre de chromosome dans un individu de la population choisie sont égales. Tous les individus de la population sont concernés par ces mutations à l'exception de l'individu 1 (le meilleur individu). 50 individus sont sélectionnés parmi les 150 individus de la population pour passer à l'itération suivante.

Pour s'assurer de la stabilité de la convergence, le nombre d'itérations a été poussé jusqu'à 30 000 itérations, bien que l'algorithme génétique converge vers des solutions optimales à un nombre plus petit que la moitié. La qualité du meilleur individu est atteinte aux premiers milliers d'itérations (Fig. 4).



**FIGURE 4.** Evolution du nombre de capteur du meilleur individu et de la fonction objective

Initialement, chaque individu portait dix capteurs, en cours d'exécution de l'algorithme le nombre de capteurs par individu a augmenté promptement jusqu'à se stabiliser à 65. (Fig.4)

Le meilleur individu de la population finale représente la solution optimale du problème, il donne la meilleure configuration pour l'emplacement des capteurs. La Fig. 5 montre les emplacements et les orientations des capteurs sur la structure. Les capteurs sont répartis aux nombres de 30, 34 et 1

suivant l'axe x, y et z respectivement. Il est à noter que la quasi-totalité des capteurs sont orientés selon les directions horizontales dont les déplacements modaux sont plus importants par rapport aux déplacements verticaux de l'ouvrage.

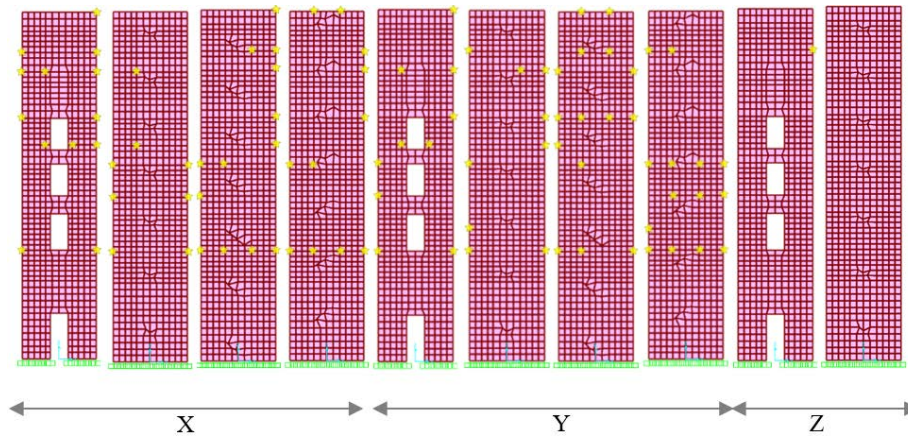


FIGURE 5. Emplacements optimisés des capteurs sur la structure

### VII. SIMULATION NUMERIQUE DES DOMMAGES POTENTIELS SUR L'OUVRAGE

Pour des raisons de simplification, cette étude de cas se concentre uniquement sur la détection des dommages potentiels dans les parties les plus susceptibles d'être détériorées et les plus sollicitées par de fortes contraintes.

Sept zones de dégâts principales sont choisies de "A" à "F" et chaque zone est divisée en zones petites pour aboutir à un total de 50 zones (Fig. 6). Pour la création de la base de données qui servira par la suite à représenter un état d'endommagement, une réduction de la rigidité, variant de 1% à 80% a été adoptée avec un pas de 1 % pour chaque zone de dégâts. La réduction de la rigidité est introduite dans le modèle numérique par la réduction du module d'Young initial  $E_0$ .

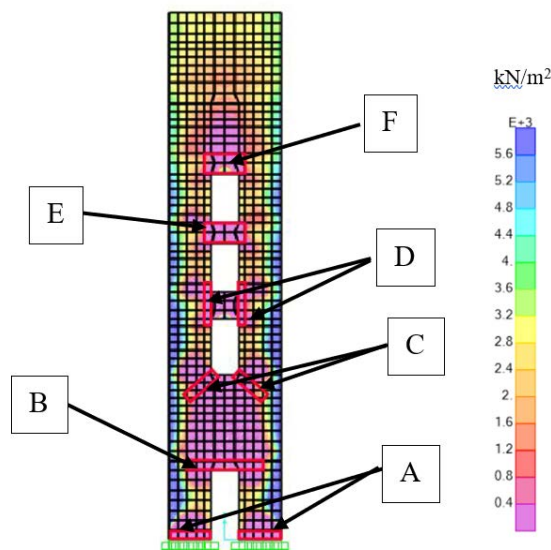


FIGURE 6. Zones d'endommagement



### VIII. DETECTION DES DOMMAGES A L'AIDE DE LA MATRICE DE FLEXIBILITE

L'utilisation de la matrice de flexibilité comme indicateur de dommage est basée sur le fait que l'endommagement altère la rigidité de la structure, qui à son tour affecte les caractéristiques modales de la structure. La matrice de flexibilité, qui est l'inverse de la matrice de rigidité, peut être obtenue à partir des propriétés modales expérimentales de la structure, et donc détecter tout changement de ces propriétés par rapport à un état de référence de la structure. La principale caractéristique de la matrice de flexibilité est qu'elle peut être obtenue avec une précision suffisante pour la détection des dommages en utilisant seulement un nombre limité de formes de mode mesurées et leurs fréquences associées en raison de la contribution modale mineure des fréquences plus élevées (Nobahari et Seyedpoor 2013). Les matrices de flexibilité  $[F_R]$  et  $[F_D]$  pour une structure de référence et endommagée s'expriment par :

$$[F_R] = [\phi]_R [\Omega]_R^{-1} [\phi]_R^T = \sum_{i=1}^{Nm} \frac{1}{\omega_{Ri}^2} \phi_{Ri} \phi_{Ri}^T \quad (2)$$

$$[F_D] = [\phi]_D [\Omega]_D^{-1} [\phi]_D^T = \sum_{i=1}^{Nm} \frac{1}{\omega_{Di}^2} \phi_{Di} \phi_{Di}^T \quad (3)$$

Où les indices R et D se réfèrent aux structures de référence (saines) et endommagées, respectivement ;  $[\phi]$  est la matrice de forme modale ;  $[\Omega]$  est la matrice diagonale de fréquence ;  $\omega_i$   $i^{\text{ème}}$  fréquence circulaire ;  $\phi_i$  = la forme modale normalisée ; et Nm = nombre de modes mesurés. L'évolution de la matrice de flexibilité  $[\Delta F]$  peut être obtenue à partir de la différence entre les deux matrices.

Ces valeurs indiquent où la variation maximale des coefficients d'influence de la flexibilité s'est produite en raison d'un dommage donné. La valeur absolue maximale des éléments d'une colonne j correspondant aux degrés de liberté j s'exprime par :

$$\hat{\delta}_j = \max |\delta_{ij}| \quad (4)$$

Où  $\delta_{ij}$  = éléments de la matrice  $[\Delta F]$

Pour chaque scénario de dommage, correspond un vecteur indicateur de dommage exprimé par les valeurs  $\hat{\delta}_j$ .

### IX. METHODE HYBRIDE DE MATRICE DE FLEXIBILITE - RESEAU NEURONAL

Comme démontré précédemment, l'indicateur de dommage exprimé par les variations maximales de la matrice de flexibilité (FM) présente quelques difficultés pour localiser et déterminer la gravité des dommages. Par conséquent, dans cette étude, un réseau neuronal multicouche à rétropropagation est constitué pour aider à extraire la localisation et la sévérité des dommages des variations de la matrice de flexibilité. En se basant sur les travaux antérieurs, une architecture de réseau est choisie (Fig. 7); l'entrée, contenant les variations des valeurs de la matrice de flexibilité  $\delta_j$  comme vecteurs de dimension 64, la sortie est exprimée par un vecteur de localisation de taille  $1 \times 6$ , contenant les valeurs binaires 1, 0 pour indiquer respectivement un élément endommagé et non endommagé et un scalaire indiquant le degré d'endommagement.

L'apprentissage du réseau utilise une base de données constituée des résultats d'analyse de modèles numériques de la structure saine et endommagée. 480 scénarios de dommages ont été cumulés en simulant des dommages potentiels dans 6 zones.

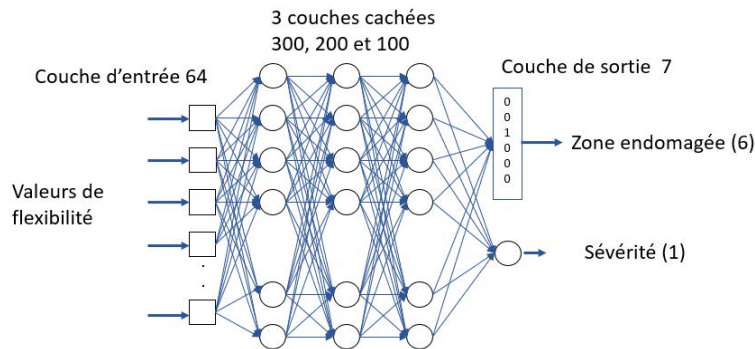


FIGURE 7. Architecture du réseau de neurones

#### X. PERFORMANCE DE LA METHODE HYBRIDE MATRICE FLEXIBILITE-RNA

Comme le montre les figures ci-dessous, l'apprentissage a été très rapide au début et il aboutit à une bonne précision à partir de 500 itérations. L'apprentissage s'arrête après 1000 itérations en atteignant une précision d'apprentissage de la localisation de 97%. Dans la phase test, l'exactitude sur la prédiction de la localisation a atteint 95%. La précision de l'ampleur en termes d'erreur quadratique moyenne pour les deux phases a atteint  $10^{-4}$ . En traçant la courbe des prédictions contre les valeurs cibles, on remarque que les points sont centrés par rapport à la diagonale médiane ( $R = 0.98$ ), ce qui témoigne d'une bonne performance du réseau pour la prédiction de l'ampleur des dommages (Fig. 8&9).

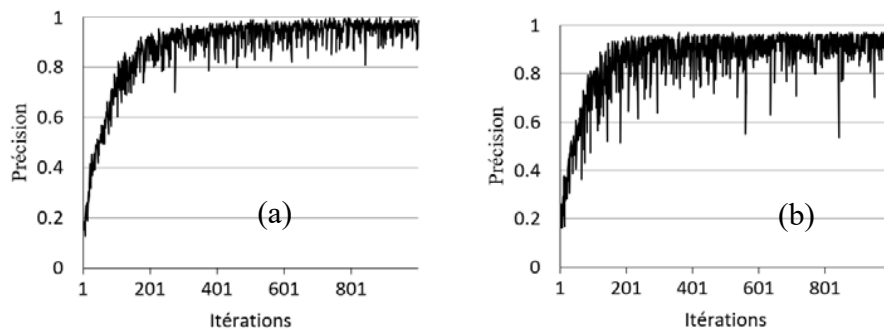
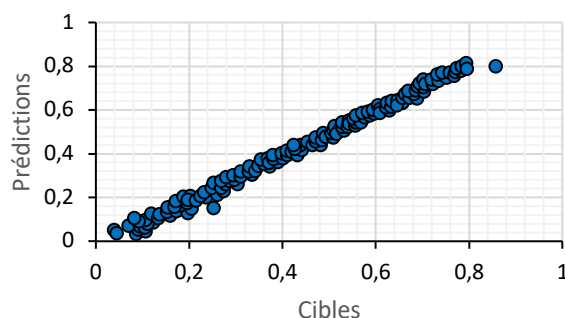


FIGURE 8. Courbe de convergence de la localisation (a) et la sévérité (b)



**FIGURE 9.** Courbes de la régression linéaire entre les prédictions de l'ampleur et les cibles

## XI. CONCLUSION

Malgré le progrès considérable que connaissent les techniques et algorithmes de détection des dommages, l'implémentation pratique des procédures de la surveillance de l'état de santé structurale des ouvrages de génie civil reste un challenge face aux efforts et recherches actuels. Dans cet optique, une stratégie de surveillance de l'état de santé d'un monument historique millénaire de Kalaa Beni-Hammad a été proposée. La détermination des positions candidates des capteurs a été d'abord effectuée en deux étapes avant la phase d'optimisation du nombre et des emplacements des capteurs en utilisant un algorithme génétique d'une part. Et les paramètres de l'algorithme, notamment, la taille des individus et la population, le mode de croisement et la mutation ainsi que la fonction objective et la sélection ont été choisis après plusieurs essais pour stabiliser la convergence de l'algorithme d'autre part. Les degrés de liberté représentant les points de mesure optimaux, sont utilisés pour générer les formes modales réduites des modes de vibration du modèle de l'ouvrage à l'état sain et endommagé. Seuls les modes qui ont été identifiés expérimentalement par des essais de vibrations ambiantes, sont utilisés pour le calcul des variations des matrices de flexibilité pour la constitution de la base de données d'apprentissage et de test d'un réseau de neurones à rétropropagation dont la prédiction de la localisation a atteint 95% et l'erreur quadratique moyenne de l'ampleur reste inférieure à  $10^{-4}$  en phase de test.

## REFERENCES

Abdulkarem, M., Samsudin, K., Rokhani, F.Z., Rasid, M.F. (2020) Wireless sensor network for structural health monitoring: A contemporary review of technologies, challenges, and future direction. *Structural Health Monitoring*, 19(3):693-735, doi:10.1177/1475921719854528

Al Qal'a of BaniHammad (Kalaa Beni-Hammad), <https://whc.unesco.org/en/list/102/>, accessed 11/10/2022.

Aras, F., Altay, G. (2015) Investigation of mechanical properties of masonry in historic buildings, *GRADEVINAR* 67 (5), 461-466, doi: 10.14256/JCE.1145.201

Bourahla, N., Assameur, Z., Abed, M., Mébarki, A. (2021) Modal identification and dynamic analysis of a 1000 years old historic minaret of Kalaa Beni-Hammad, *ENP Engineering Science Journal*, 1(2) :62-68, <https://doi.org/10.53907/enpesj.v1i2.56>

Cawley, P. (2018) Structural health monitoring: Closing the gap between research and industrial deployment, *Structural Health Monitoring*, 17(5) 1225-244, doi: 10.1177/1475921717750047

Cherid, D., Bourahla, N., Laghoub, M.S., Mohabeddine, A. (2022) Sensor number and placement optimization for detection and localization of damage in a suspension bridge using a hybrid ANN-PCA reduced FRF method, *International Journal of Structural Integrity*, 13(1) : 133-149, <https://doi.org/10.1108/IJSI-07-2021-0075>

De Beylie, L. (1909) La Kalaa des Béni Hammad. Une capitale Berbère de l'Afrique du Nord du XI siècle, Ernest Leroux, Paris, 1909

Djabali-Mohabeddine, H., Bourahla, N., Khemissa, D. and Rouaz, I. (2022) Performance of a Hybrid Neural Network Reduced Flexibility Index Method for Localization and Severity Detection of Damages in a Gravity Dam, *Pract. Period. Struct. Des. Constr.*, 27(1): 04021061, doi: 10.1061/(ASCE)SC.1943-5576.0000642

Dong, C-Z., Catbas, F.N. (2021) A review of computer vision-based structural health monitoring at local and global levels, *Structural Health Monitoring*, 20(2): 692-743.

DTR BC 2.48, Règles Parasismiques Algériennes RPA99 version 2003 – DTR BC 2.48, Centre National de Recherches Appliquées en Génie Parasismique (CGS), Algiers, 2004.

Flah, M., Nunez, I., Ben Chaabene, W. et al. (2021) Machine Learning Algorithms in Civil Structural Health Monitoring : A Systematic Review. *Arch Computat. Methods Eng.*, 28, 2621–2643, <https://doi.org/10.1007/s11831-020-09471-9>

Limongelli, M.P., Celebi, M. (2019) Structural health monitoring from theory to successful applications, Springer Nature Switzerland AG, doi 10.1007/978-3-030-13976-6

Mishra, M., Lourenço, P. B., Ramana, G.V. (2022) Structural health monitoring of civil engineering structures by using the internet of things: A review, *Journal of Building Engineering*, vol. 48, 2022,103954, <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.103954>

Nobahari, M., Seyedpoor, S.M. (2013) An efficient method for structural damage localization based on the concepts of flexibility matrix and strain energy of a structure, *Structural Engineering and Mechanics*, 46(2): 231-244, doi: 10.12989/sem.2013.46.2.231

Pinho, F., Lúcio, V., (2017) Rubble stone masonry walls in portugal: material properties, carbonation depth and mechanical characterization. *International Journal of Architectural Heritage*, 11:5, 685-702, DOI: 10.1080/15583058.2017.1289424

Sivasuriyan, A., Vijayan, D.S., Górski, W., Wodzyński, Ł., Vaverková, M.D., Koda, E. (2021) Practical implementation of structural health monitoring in multi-story buildings, *Buildings*, 11(6):263, <https://doi.org/10.3390/buildings11060263>

# Development of a fibre optic-based patch sensor for monitoring structures

Yago DE SOUZA GOMES<sup>1</sup>, Mohamed SAIDI<sup>1</sup> Anna LUSHNIKOVA<sup>1</sup>, Olivier PLE<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Université Savoie Mont Blanc, CNRS, UMR CNRS 5271, INES, LOCIE, Chambéry, 73000, France

**RESUME** The number of accidents involving the collapse of civil engineering structures, in addition to the cost of maintenance in the construction industry, has drawn the attention of researchers and builders over the last few years. Therefore, much attention is given to the importance of improving periodic measurements, analysis, and diagnostics of operating structures' integrity, frequently referred to as structural health monitoring (SHM). These monitoring activities were first operated by visual inspections. These methodologies have evolved with the emergence of new tools and devices that are leading SHM towards techniques of remote monitoring based on data transmission networks featuring alarming systems. Nowadays, fiber optic sensors represent a promising solution over existing sensors because of their unique features, such as the versatility for installation and to measure different parameters as well as their immunity to electromagnetic interference. In this project, part of the SENTMI Region project (PSPC Region 2020), an innovative 2D patch carrying weaved optical fibers is being developed in a partnership made by Leon Grosse, Inouid, Brochier Technologies, and the laboratory LOCIE from the University "Savoie Mont Blanc". Each of these partners adds up essential know-how in structural diagnostics in buildings and the construction of civil engineering structures, sensor devices, and optical fibers. The technology is being tested in concrete structures at the laboratory level using methods that include 2D digital image correlation (DIC). The preliminary main results are presented in this paper. Its performance has raised significant prospects over the possibilities for detecting the presence of water, temperature change, and cracks in structures. In particular, the optical sensor is able to detect crack openings of 0.04 mm. The potential applications at the real scale and their respective challenges are also discussed with the goal of pushing the limits of structural health monitoring.

**Mots-clefs** structural health monitoring, optical fiber sensors, crack detection, digital image correlation

## I. INTRODUCTION

Civil engineering is one of the most valuable industries in the world, costing billions every year. A considerable part of this figure is spent on maintenance. In 2021, the Public Works activity reached a turnover of €46.1 billion in France. Maintenance is responsible for €19.4 billion, thus 42.1% of this value (FNTP 2022).

The structures are often subjected to several events that accelerate the process of deterioration, such as earthquakes, rains, hurricanes, mistakes in design or execution, etc. For instance, in France, there are about 250,000 bridges, and according to a report on bridge safety submitted on June 15,

2022, the Senate's Regional Planning and Sustainable Development Committee estimates that between 30,000 and 35,000 structures are in poor structural condition. The Senate initiated this work of assessing bridges' and engineering structures' integrity in France after the Morandi bridge's collapse in Genoa, Italy. In this context, €120 million per year is set to be dedicated to the maintenance of France's national road network (Vie Publique 2022).

For this reason, much importance has been given to the strategies for continuous or regular measurement and analysis of key structural and environmental parameters under operating conditions, for warning of abnormal states or accidents at early stages, also called Structural Health Monitoring (SHM) (Villalba et al., 2013). Traditionally, the assessment of the condition of civil engineering infrastructures was carried out through periodical visual inspections by trained professionals, (Barrias, et al., 2018) which can lead to mistakes due to unprecise and inaccurate diagnostics that depend on each engineer's background among other factors. Nowadays, SHM is going towards techniques in which a great variety of parameters are automatically and remotely measured and treated based on data transmission networks featuring alarming systems that will help in decision-making.

In this context, the SENTMI project (PSPC Region 2020) aims to contribute to the evolution of monitoring techniques and devices, specifically in one of the most recent and promising solutions of this matter: the optical fibers sensors. The SENTMI project is a collaboration between the companies Léon Grosse, Inouid, and Brochier Technologies, and the laboratory LOCIE from Université Savoie Mont-Blanc. Together, these companies combine expertise in sensor development, optical fiber development, and civil engineering construction. The laboratory LOCIE has expertise in structural and energetic diagnostics for buildings.

This paper presents preliminary results on the development of a monitoring technology optical fiber-based for concrete infrastructures as a solution that brings not only reliable measurements of strain, temperature variation, and water presence, but also an easy application, efficient data storage, and warning system.

## II. METHODS AND EXPERIMENTAL INVESTIGATIONS

The patches were developed by Brochier technologies, specialized in the weaving of optical fibers, in many different configurations regarding the fibers' diameter, density, and length, among other parameters. They can be, both, embedded in concrete samples or glued on their surface, and connected at two ends by a light source and a detector. The detector, developed by Inouid, uses the AS7261 sensor from ams OSRAM, which is a chromatic white color sensor that provides XYZ color coordinates consistent with the CIE color space as well as the Near Infra-Red spectrum. This detector features wireless communication with computers where an application, also developed by Inouid, allows the management of acquisition and integration time, as well as exporting data in xlsx files. The sensor technology cannot be further explained as patents are pending.

In the LOCIE laboratory, concrete samples were manufactured using cement "performat CEM I 52,5N CE PM-CP2 NF" and prismatic steel formworks of size 10 cm x 10 cm x 40 cm (Figure 1). A mixture of sand (0-6 mm), gravel (4-10 mm), cement performat and water was used. Notch 2cm high, to ensure the location of the crack propagation, is done in the sample. For that, a prismatic

piece of wood is placed at the middle point of the samples' length before casting the concrete. A maximum bending moment should be mobilized to open a crack, consequently, three-point bending tests are done. The loading is applied in the middle part of the sample to the upright of the notch. Another specimen size of 15cm x 15 cm x 60 cm, with a different granulometric curve for the concrete, has been built and will be tested, as soon as possible, to analyse size effects.



**FIGURE 1.** SENTMI sample featuring a notch in the middle, after removing the formwork.

#### *A. Crack detection and measurement*

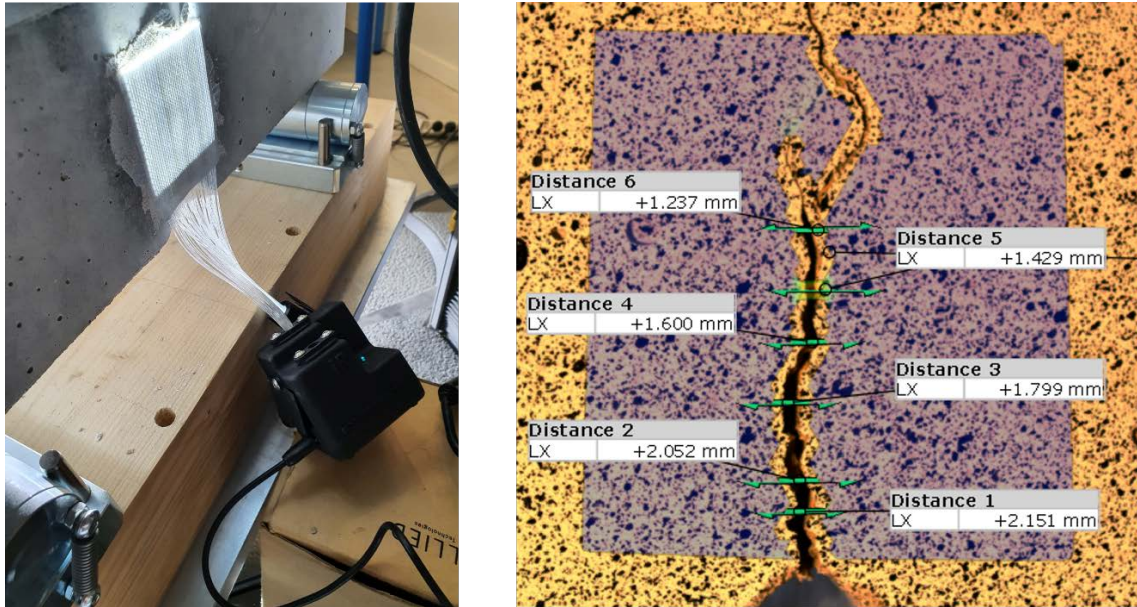
To calibrate the measurement of cracks, the method used consists in using on-surfaces patches and submitting samples to a three-point bending test in which a crack would appear at the region of interest (starting from the notch) where the SENTMI patch was placed. During the test, the crack is followed and measured by a camera through 2D digital image correlation, and this measured crack width is compared to the signal coming from the sensor. The samples were symmetrically placed on two parallel supports and bent via a compression die displacement driven, with a 0.3mm/min rate.

To compare the signal acquired from the SENTMI patch with the phenomenon of crack opening and evolution, the correlation between images was used, with a model NIKON D7000 and 60 mm focal length. This way, the evolution of the crack in the three-point bending test can be followed by setting a reference distance.

Following the recommendations of the DIC Good Practices Guide, from the International Digital Image Correlation Society (2017), in a 2D – DIC, the sample is assumed to be planar and to remain planar throughout the test, and to keep a constant stand-off distance. A speckle pattern was prepared with the application of a background white color painting throughout the region of interest (ROI) and then the application of roughly circular black color speckles at random locations for contrast with the white background.

The frame rate must be commensurate with the highest expected rate of variation of the quantity of interest (QOI). If the displacement between frames is too large, DIC algorithms may fail

to locate the subset position in the formed images (International Digital Image Correlation Society, 2018). 5 seconds rate was chosen for these tests, with 1/500 sec exposure time. The images are sized 4928 x 3264 pixels and 300 x 300 dpi resolution. These images were treated using the software GOM Correlate 2018, from where the distances between points were exported in xlsx files.

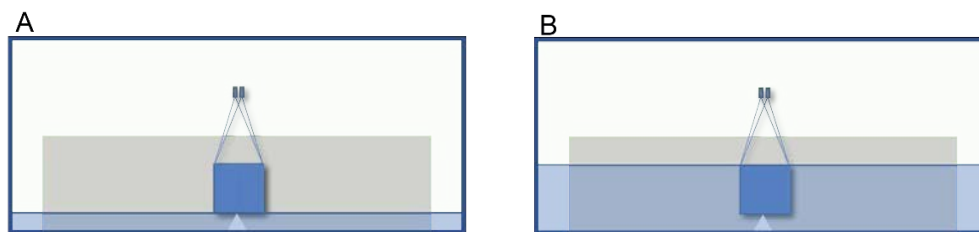


**FIGURE 2.** Left: SENTMI sensor; Right: 2D DIC performed at GOM Correlate 2018 Software.

*B. Water detection*

The SENTMI sensor is sensible to the water presence. As the technology relies on the optical phenomenon of the propagation of rays and accounts for the environment around the fibers, it reacts to the change of the medium because of the difference in the direction of propagation of light in water and air.

Embedded and on-surface patches are used in this method where samples are placed in a prismatic box and, during the test, the water level rises and falls linearly while the detector acquires the signal from the patch so the level of water can be compared to the signal. When measured in a dry condition and then submitted to the rise of water level, the sensor responded by lowering the intensity of light, indicating that fewer rays would be reaching the detector.

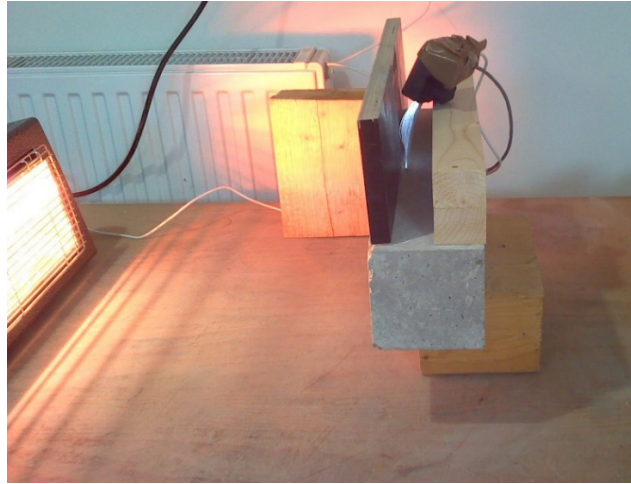


**FIGURE 3.** Scheme of the test for water detection. A and B represent the moment when the water first interact with the patch and the moment when the patch is totally submersed.



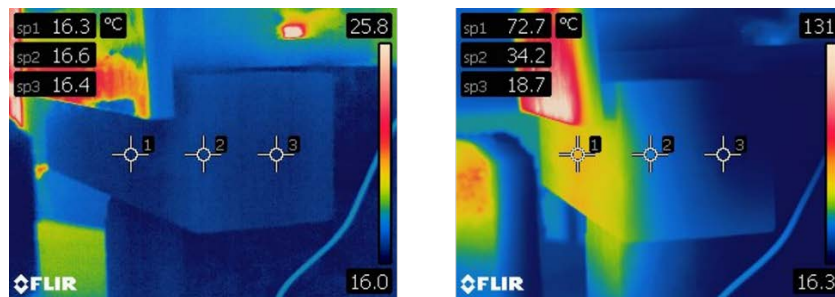
### C. Temperature response

For the experimental campaign that aims to monitor temperature variations in concrete structures, the patch was subjected to the application of a temperature gradient within the concrete sample. The embedded patch was positioned having its plane perpendicular to the horizontal plane, thus, perpendicular to the temperature gradient, with the fibers oriented vertically, 2 cm from the surface of the sample on which an infrared lamp was pointing at. The lamp heated the sample at one side while the patch connectors access was positioned at the top surface (Figure 4).



**FIGURE 4.** Setup for testing the patch response to a temperature gradient normal to the patch surface.

To measure the temperature, a thermal camera from FLIR Systems AB, model E60bx 1.0 was used (Figure 5). It is important to note that the camera is measuring the temperature at the surface level of the sample. Therefore, the distance from the patch to the measured spot on the external surface of the concrete structure must be taken into account.



**FIGURE 5.** Photos by FLIR E60bx 1.0 thermal camera.

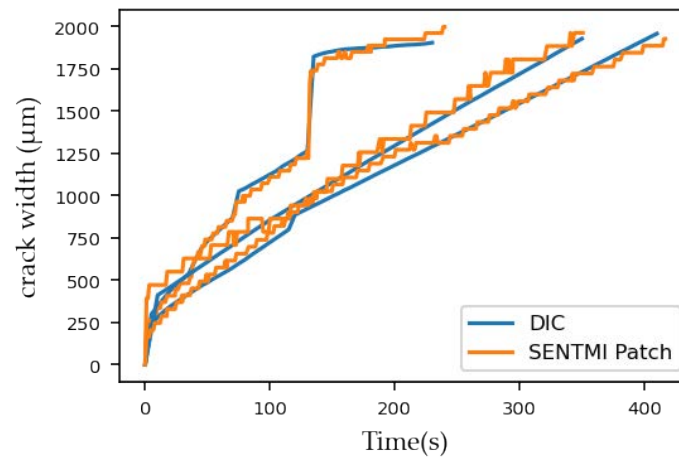
## III. EXPERIMENTAL RESULTS

### A. Crack detection and measurement

The patch measurements of light intensity over time, as well as the crack width measurements from the digital image correlation, after exported, were treated using python, to allow the

calibration of the sensor. A linear coefficient of correlation is used for this matter, and it corresponds to the sensor resolution. Then, the light intensity of the sensor is calibrated in function of the opening crack and compare to DIC (Figure 6). Python codes are responsible for finding the best coefficient by systematically trying different options and calculating the error between the two curves. This post-treatment considers the signal of when the crack starts as the value of reference (zero) and then works with the increments of the signal (Figure 6 show results on three tests).

The evolution of the patch configurations performed by Brochier Technologies and optimized on LOCIE concrete samples at Savoie Mont Blanc University allowed the SENTMI sensor to reach interesting results on sensor resolution. The configurations have been narrowed, and the best configurations are reaching a sensor resolution in a 0.04 mm order or higher. For this case, the sensor resolution is defined as the amount of crack width increment necessary to change in one unit the light intensity.



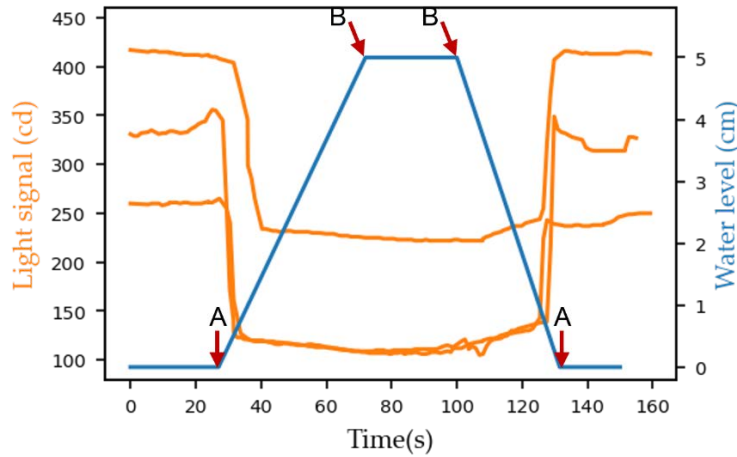
**FIGURE 6.** Main results of crack measurement. The blue line represents the crack width measured with 2D Digital Image Correlation (DIC), while the orange line represents the SENTMI patch signal.

Figure 6 is comparing the real crack width evolution (in blue) measured by Digital Image Correlation, and the signal acquired by the patch after post treatment (in orange). It is possible to analyse how the SENTMI patch signal follows the crack start and crack evolution by noting that the curves are almost overlapping each other. The crack width curve starts at the moment that the crack appears, that is, with a quick increase, and then this crack evolves slowly and almost constantly but with eventual abrupt increases due to the heterogeneity of the material (rupture of aggregates can cause non-linearities). It is interesting to see how the patch manages to follow these “jumps” in addition to smoother evolutions.

#### B. Water detection

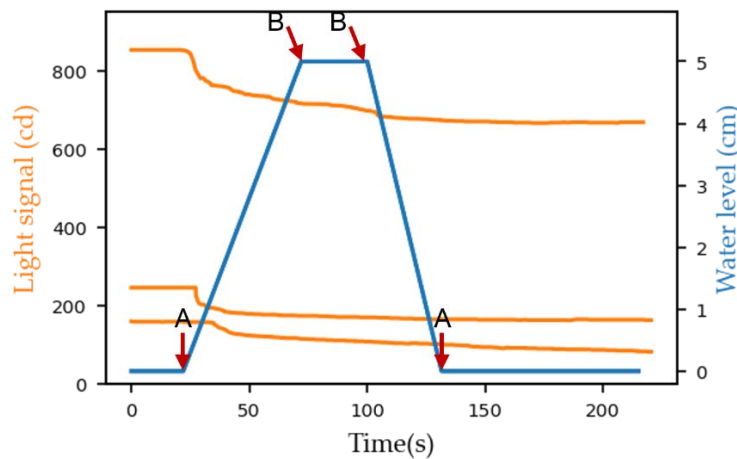
Signals collected from the patch are compared with the water level between the patch’s bottom and top. As the patches used are 5cm high, the blue curve (Figures 7) presents the water level at the patch that is embedded or glued on the sample. To facilitate water infiltration in samples featuring embedded patches, the tests, for those samples, were performed after creating cracks in the sample.

Points A and B represent the moment when the water first interacts with the patch and the moment when the patch is totally submerged, respectively.



**FIGURE 7.** Reaction of patches glued on the samples’ surface in function of the water level with three different ranges of light signal

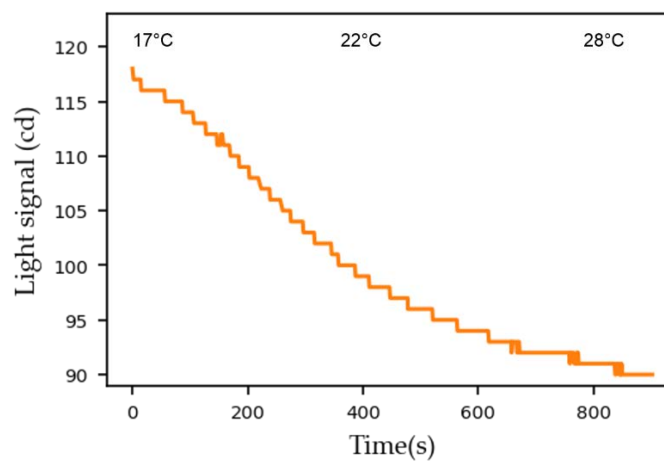
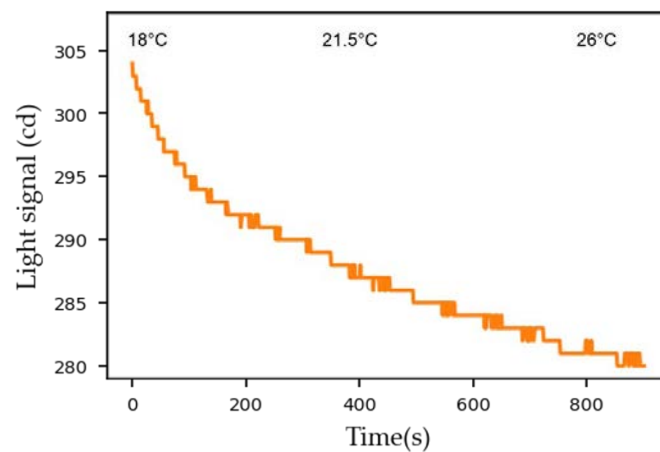
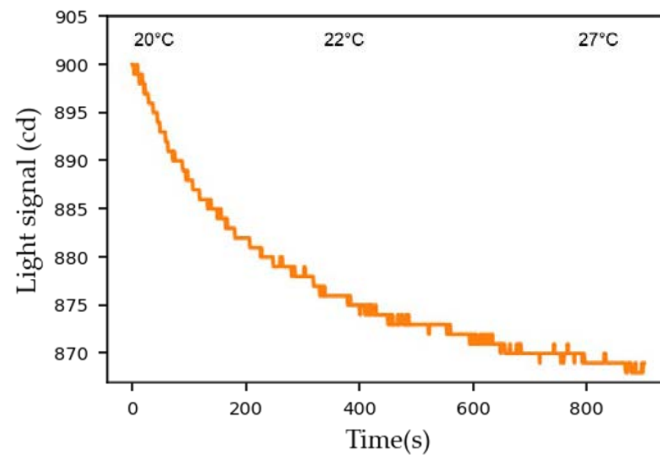
When the water level rises and reaches the bottom of the patch (point A) the sensor responds by lowering its intensity of light. This behavior is the same for embedded patches and on-surface patches. However, they present different behaviors in the second part of the test, which is the lowering of the water level. The on-surface patches (Figure 7) turn to increase back their light signal when the water level gets lower than the bottom of the patch again (point A), while the water is exiting the box. The embedded patches (Figure 8), on the other hand, keep decreasing their signal, toward stabilization, indicating to be sensible to concrete residual water.



**FIGURE 8.** Reaction of embedded patches in function of the water level, with three different ranges of light signal.

*C. Temperature response*

The signal of the patch is obtained and stored for 15 minutes while the infrared lamp is heating one side of the concrete sample. The patches embedded in the tested samples have shown to be sensitive to the variation of temperature and responded to the applied temperature gradient by lowering the light signal by 3% to 24% after an increment ranging between 7 °C and 11 °C on the sample's surface temperature.



**FIGURE 9.** Response of SENTMI patches to the applied temperature gradient, with three different ranges of light signal.

#### IV. DISCUSSION

The response of the patch to an approximately linear heating is, however, not linear. Thus, it rises the importance of an individual pre-calibration of each patch, so that a measurement can be reliable. In other words, one can only determine the temperature within the concrete structure if the curve of temperature related to the spectrum color coordinates for that specific patch is well known.

The difference in the behaviors of embedded patches and on-surface patches when detecting water presence indicates that the on-surface patches seem to be responding to the medium in the box but outside the sample, because of the quick signal increase when the water exits the box. The embedded patches, however, seem to have a response more linked to the degree of saturation of the sample's material, as the signal tends to maintain its value while the sample's interior is still wet.

For water detection and temperature variation detection, the embedded patch seems to be more appropriate in case of capillary rise and heat transfer within the structure, while for crack measurement, this approach (embedded) has a drawback which is the choice of placement. Like for other local sensors, one should know where the crack will appear, which is easy to ensure in the laboratory but not that easy in a real construction, since in the moment of construction, based on the calculated distribution of stresses, we can only predict the most probable locations for cracks. Another concern that is being studied regarding the transition from the laboratory to the construction site is the standardization of the gluing method of patches for cracks detection. For example, the method of implementation must be simple and systematic to avoid risks of error.

#### V. CONCLUSION

This paper presented the main preliminary results of an innovative fiber optic-based sensor for structural health monitoring, targeting the sensing of water presence and temperature variation within the structures, as well as the measurement of crack width. The sensor, which features a 2D patch carrying weaved optical fibers, is applied on concrete structures at the laboratory level, where different methods are proposed for the study of the response of the patch to different phenomena. Preliminary results are promising, and tests are now in parallel with real-scale tests, as in real constructions structures.

It was shown that the sensor with on-surface patches can follow the crack start and crack evolution in concrete, with a sensor resolution that reaches 0.04 mm. The results of the sensor when submitted to an increase in water level revealed a significant sensibility to the presence of water, with a decrease of signal between 20% and 50% for the embedded patches when the dry concrete becomes saturated. The sensibility of the patch to the change in temperature was also verified, with

a decrease of signal between 3% and 24% of the signal after an increasing between 7 °C and 11 °C the samples' temperature.

## ACKNOWLEDGEMENT

This work is performed thanks to the financial support of La Région AURA (PSPC 2020), as well as the dedication and teamwork of the participating members Leon Grosse, Inouid, Brochier Technologies, and the laboratory LOCIE from the University "Savoie Mont Blanc, that have been investing their financial and intellectual resources to create a useful tool in the construction industry for a more safe and efficient monitoring system.

## REFERENCES

Vie publique (2022). Sécurité des ponts : la dégradation se poursuit malgré les mises en garde du Sénat. Viewed January 10, 2023. <https://www.vie-publique.fr/en-bref/285508-securite-des-ponts-une-degradation-qui-se-poursuit>

FNTF - Fédération Nationale des Travaux Publics (2022). Les Travaux Publics en chiffres. Viewed January 9, 2023. <https://www.fntp.fr/data/secteur-en-chiffres/france/activite>

Barrias, A., Rodriguez, G., ... Villalba, S., 2018. Application of distributed optical fiber sensors for the health monitoring of two real structures in Barcelona. *Structure and Infrastructure Engineering* 14, 967–985. doi:10.1080/15732479.2018.1438479

Villalba, S., Casas, J.R., (2013). Application of optical fiber distributed sensing to health monitoring of concrete structures. *Mechanical Systems and Signal Processing* 39, 441–451. doi:10.1016/j.ymssp.2012.01.027

ams OSRAM (2016). AS7261 XYZ Chromatic White Color Sensor + NIR with Electronic and Smart Interface. Viewed 2022. <https://ams.com/ams-start>

iDICs – International Digital Image Correlation Society (2017). A Good Practices Guide for Digital Image Correlation. Viewed April, 2022. <https://idics.org/guide/>

# Evaluer la résistance sur site des structures en béton avec la nouvelle norme NF EN 13791/CN

**B. Godart**

*Affiliation Université Gustave Eiffel, Expert International*

## RESUME

La nouvelle norme NF EN 13791/CN publiée en 2021 a été profondément modifiée par rapport à sa version de 2013. Le principal objectif de cette norme est la détermination de la résistance caractéristique à la compression sur site en vue de son application avec l'EN 1990 et l'EN 1992-1-1. Elle couvre les deux grandes applications que sont l'estimation de la résistance à la compression en vue de l'évaluation d'une structure existante et l'évaluation de la classe de résistance à la compression d'un béton en cas de doute. La nouvelle norme intègre beaucoup plus d'éléments statistiques, se raccorde mieux aux Eurocodes, et renforce la sécurité des structures dans le cas d'un faible nombre de résultats d'essai. Elle reste néanmoins une norme relativement difficile à appliquer et le présent article se propose de rappeler les grandes lignes de la norme et d'explicitier les points difficiles ou délicats.

**Mots-clefs** Evaluation, résistance, compression, béton, structure.

## I. INTRODUCTION

Lorsque l'on procède à l'évaluation et au recalcul d'une structure existante en béton non armé, armé ou précontraint, il est fondamental de connaître la résistance en compression du béton. Si l'on peut parfois se baser sur les résistances mesurées à l'époque de la construction à condition que le dossier d'ouvrage contienne les Procès-verbaux des essais de compression opérés par l'entreprise ou par l'organisme de contrôle extérieur lors de la construction, il est dans certains cas nécessaire de confirmer ces résultats pour vérifier notamment si la résistance du béton n'a pas évolué depuis la mise en service de la structure ; dans d'autres cas, l'absence de dossier d'ouvrage nécessite de procéder à une évaluation de la résistance du béton dans la structure.

En 2007, le Comité Européen de Normalisation a publié une norme EN 13 791 (CEN, 2007) qui avait pour objectif de présenter des techniques d'estimation de la résistance à la compression du béton en place dans les structures et les éléments préfabriqués en béton, ces techniques étant basées sur des essais destructifs et non destructifs. Cette norme donnait déjà :

- des méthodes et des procédures permettant d'évaluer la résistance à la compression du béton en place dans les structures et les éléments préfabriqués en béton ;

- des principes et des conseils pour l'établissement de relations entre les résultats de méthodes d'essai indirectes et la résistance de carottes sur site ;
- des recommandations pour l'évaluation de la résistance à la compression du béton en place selon des méthodes indirectes ou combinées.

Cette norme traitait le cas de l'évaluation de la résistance du béton dans les structures existantes et le cas de l'évaluation de la conformité du béton en cas de litige sur la fourniture du béton ou d'exécution défectueuse lors de la construction d'une structure neuve. Cette norme a fait l'objet en 2013 d'un complément national (AFNOR, 2013).

La nouvelle norme (AFNOR, 2021) intègre beaucoup plus d'éléments statistiques, se raccorde mieux aux Eurocodes, et renforce la sécurité des structures dans le cas d'un faible nombre de résultats d'essai. Elle reste néanmoins une norme relativement difficile à appliquer et le présent article se propose de rappeler les grandes lignes de la norme et d'explicitier les points difficiles.

## II. RAPPEL SUR L'ANCIENNE NORME NF EN 13 791/CN

Pour l'évaluation d'une structure existante, cette norme (CEN, 2007) indiquait, pour une zone d'essai particulière, le nombre de carottes à prélever :

- si possible, on essayait de prélever au moins 15 carottes de façon à avoir un nombre statistiquement représentatif et à pouvoir appliquer les formules de référence données par la norme et qui étaient basées sur une loi statistique normale (méthode A) :

$$f_{ck,is} = \min (f_{m(n),is} - k_2 s ; f_{is,plus\ faible} + 4) \quad (1)$$

$f_{ck,is}$  étant la résistance caractéristique à la compression de la zone investiguée, avec :

$f_{m(n),is}$  : la résistance caractéristique moyenne des  $n$  éprouvettes

$s$  : l'estimation de l'écart type des valeurs de résistance des  $n$  éprouvettes, avec une valeur maximale de 2 MPa :

$$k_2 = 1,48$$

- si cela n'était pas possible (risque d'endommager un élément de structure, coût disproportionné des carottages, esthétique à préserver, etc...), alors on se limitait à un nombre de carottes compris entre 3 et 14, et on appliquait les formules suivantes (méthode B) :

$$f_{ck,is} = \min (f_{m(n),is} - k ; f_{is,plus\ faible} + 4) \quad (2)$$

$k$  étant fourni par le tableau 1 en fonction du nombre de carottes :



**TABLEAU 1. Valeur du coefficient k en fonction du nombre de carottes**

<b>n</b>	<b>k</b>
de 10 à 14	5
de 7 à 9	6
de 3 à 6	7

S'il s'avérait impossible de se baser sur des essais de compression sur éprouvettes prélevées pour évaluer la résistance en compression du béton dans la structure, alors on pouvait appliquer des méthodes d'auscultation non destructives (ou essais indirects), à condition de procéder à un étalonnage des essais indirects avec des essais de compression sur carottes. La norme autorisait trois méthodes indirectes qui étaient la mesure au scléromètre, la mesure de la vitesse du son et la mesure par essai d'arrachement.

La norme EN 13 791 prévoyait deux variantes pour établir la relation entre méthodes indirectes et méthodes directes :

- une variante 1 où la corrélation se faisait directement avec des essais de compression sur carottes et où il fallait au moins 18 couples de résultats (essai sur carotte, essai indirect) pour ajuster une courbe par analyse de régression ;
- une variante 2 où l'on utilisait une relation pré-établie (dénommée courbe de base) en l'étalonnant avec un minimum de 9 carottes prélevées pour essai de compression ; cet étalonnage se faisait en translatant la courbe de base pour l'ajuster sur les valeurs des essais de compression.

Le complément national NF EN 13791/CN de 2013 (AFNOR, 2013) proscrivait l'emploi de l'essai d'arrachement et fournissait des courbes pour évaluer les valeurs des facteurs de conversion liés aux dimensions des éprouvettes ; ces courbes étaient basées sur la relation suivante :

$$R_{c \Phi/h} = 0,64 + \frac{1}{\frac{h}{\Phi} + \frac{\Phi}{20}} \quad (\Phi \text{ et } h \text{ en cm}) \quad (3)$$

Face à des insuffisances de la norme EN 13791 de 2007, insuffisances qui seront évoquées dans la suite de cet article, le CEN décide de l'actualiser en publiant en 2009 la nouvelle version de la norme (CEN, 2009). Elle sera suivie en 2021 par la publication de son complément national (AFNOR, 2021) et par la diffusion d'un fascicule de documentation FD P18-471 qui est un guide d'application de la norme NF EN 13791/CN, qui précise le contexte des spécifications et qui reprend une partie du rapport technique CEN/TR 17086 publié par le CEN en 2020 (CEN, 2020). Nous allons à présent examiner ces nouveaux documents.

### III. LA NOUVELLE NORME NF EN 13791/CN

#### A. Principales modifications introduites

La norme a été entièrement révisée mais, pour des raisons de continuité, les approches méthodologiques et le domaine d'application ont été conservés, ainsi qu'une grande partie de la structure antérieure. Les principales modifications apportées sont les suivantes :

- la détermination de la résistance caractéristique à la compression sur site a été modifiée avec pour objectif de la rendre cohérente avec l'application de l'EN 1990 et de l'EN 1992-1-1 ; c'est ainsi que la loi de Student a été introduite en remplacement de la loi normale et que l'on a cherché à avoir une meilleure sécurité en cas de faible nombre de carottes ;
- des recommandations plus complètes sont fournies sur la définition d'un résultat d'essai, d'un mesurage, d'un volume de béton, d'une aire d'essai, d'une petite zone d'essai, d'une zone d'essai, et la façon de définir les aires d'essai et les zones d'essai avant de commencer les essais ;
- les nombres minimaux d'essais en compression pour obtenir un résultat d'évaluation ont été revus à la baisse car ils étaient difficiles à appliquer avec l'ancienne norme ;
- les approches A et B de l'EN 13791:2007 ont été supprimées, de même que les variantes 1 et 2 ; c'est ainsi que le concept d'avoir une courbe de base reliant les résultats d'essais non destructifs et ceux d'essais en compression a été, à juste raison, abandonné : il n'existe pas de courbe générique et la courbe dépend de chaque béton investigué.
- le test statistique de Grubbs a été introduit pour juger de résultats d'essais aberrants.

#### B. Les deux grands cas d'application de la norme (Articles 8 et 9)

La nouvelle norme conserve à la fois l'estimation de la résistance à la compression pour l'évaluation d'une structure existante (article 8) et l'évaluation de la classe de résistance à la compression d'un béton en cas de doute (article 9). La présentation de la norme en deux parties cherche à mettre l'accent sur les différences entre l'estimation de la résistance à la compression pour une évaluation structurelle et l'évaluation de la classe de résistance à la compression du béton fourni en cas de doute.

En effet, dans le premier cas (évaluation d'une structure existante) on suppose que l'on n'a pas d'information sur la résistance en compression du béton et donc l'analyse statistique qui est appliquée aux résultats d'essais ne présume pas de la résistance du béton. Dans le second cas (cas du doute sur la fourniture du béton), on suppose que le béton est conforme à sa spécification en ce qui concerne la résistance à la compression et la véracité de cette hypothèse est testée. Dans le cadre de l'analyse statistique, cette hypothèse est connue comme hypothèse nulle.

Les principes qui ont été retenus font qu'un faible ensemble de données conduira à une estimation plus faible de la résistance à la compression caractéristique in situ lors de l'application

de l'article 8, alors que dans l'article 9, plus l'ensemble de données est faible, plus le risque de rejet de béton est faible.

Cela signifie que dans l'application de la norme, il est hors de question d'appliquer les deux articles 8 et 9 sur un même jeu de données pour voir si « cela passe » ou pas avec l'un des 2 articles, car complètement contraire à l'esprit de la norme. Par contre en cas de doute sur la fourniture d'un béton ou sa mauvaise mise en œuvre dans l'ouvrage, il est possible d'appliquer d'abord l'article 9 pour vérifier si le béton livré était conforme à la norme NF EN 206/CN, puis dans un second temps d'appliquer l'article 8 pour évaluer la résistance du béton sur site de façon à pouvoir faire un recalcul de la structure et décider si la structure peut être acceptée ou pas.

### *C. Résistance à la compression du béton basée sur des carottes (Article 8.1)*

Comme l'indique la norme NF EN 13791/CN, il est fortement recommandé d'évaluer la résistance en compression du béton in situ par des essais de compression sur carottes.

Puisque l'EN 1992-1-1 est basée sur la résistance d'éprouvettes cylindriques d'élanement 2, la résistance in-situ de la norme NF EN 13791/CN est exprimée sur la base d'éprouvettes carottées d'élanement 2. Il est possible d'utiliser des cubes et dans ce cas la résistance à la compression sur cylindre d'élanement 2 est supposée être 0,82 fois la résistance du cube. Le facteur 0,82 est la valeur moyenne du rapport entre la résistance à la compression sur cylindre d'élanement 2 et la résistance sur cube pour la gamme de classes de résistance du béton, C12/15 à C90/105, couverte par le tableau 3.1 de la NF EN 1992-1-1. En effet, la résistance des cubes est d'environ 20 % supérieure à la résistance des cylindres d'élanement 2 en raison du confinement transversal des faces de l'éprouvette en contact avec les plateaux de la presse qui affecte l'ensemble du cube alors que ce phénomène n'affecte que les extrémités d'un cylindre d'élanement 2.

### **Choix des aires et zones d'essai**

La norme distingue une aire d'essai qui est une aire limitée sélectionnée pour les mesurages et sert généralement à estimer un seul résultat d'essai, d'une zone d'essai qui correspond à un ou plusieurs éléments structuraux similaires dont il est connu ou supposé qu'ils sont constitués d'un béton ayant les mêmes constituants et la même classe de résistance à la compression. Une zone d'essai comporte donc plusieurs aires d'essai.

Le choix de la zone d'essai est fonction du mode de construction de la structure et des livraisons de béton. A titre d'illustration, une zone d'essai peut correspondre à un poteau, un voile, une dalle, un ensemble de poteaux, un ensemble de voiles, un ensemble de poteaux et de dalles à condition que ces ensembles comprennent des éléments coulés sur la même journée avec les mêmes caractéristiques de béton.

### **Choix du diamètre et du nombre de carottes à prélever**

Si la norme NF EN 13791/CN spécifie de prélever des carottes de diamètre supérieur à 75 mm et d'élanement compris entre 2 et 1, elle autorise de prélever des carottes de diamètre compris entre 50 et 150 mm. De manière générale, plus le diamètre est faible et plus la variabilité de la résistance est forte, ce qui milite pour prélever des carottes de diamètre élevé. Mais surtout, on évite de

prélever des carottes de diamètre inférieur à 50 mm. En outre, la variabilité de la résistance mesurée augmente avec le rapport entre le diamètre de la carotte et la taille du plus gros granulat ; il est donc fortement déconseillé de descendre en dessous d'un rapport de 3 et recommandé d'avoir un rapport au moins égal à 5 si cela est possible. Ce qui conduit dans la plupart des cas à prélever des carottes de diamètre égal à environ 100 mm.

Dans une aire d'essai, la norme demande de prélever au moins 3 carottes de diamètre compris entre 50 et 75 mm ou au moins 1 carotte de diamètre supérieur à 75 mm pour obtenir un résultat.

Dans une zone d'essai, le prélèvement de carottes dépend de la taille de la zone :

- pour une zone d'essai « non petite » au sens de la norme, il faut prélever au moins 8 carottes de diamètre supérieur ou égal à 75 mm, ou au moins 12 carottes de diamètre compris entre 50 mm et 75 mm ; ces nombres sont inspirés de la référence (Breysse, 2021).
- dans une petite zone d'essai comprenant un à trois éléments de structure et ayant un volume total inférieur ou égal à environ 10 m<sup>3</sup>, il faut prélever au moins 3 carottes de diamètre supérieur ou égal à 75 mm, y compris au moins une carotte dans chaque élément.

#### **Influence de l'humidité de la carotte sur la résistance**

L'état d'humidité de la carotte influence la résistance mesurée. Une carotte sèche aura une résistance plus élevée que celle d'une carotte humide, toutes autres choses étant égales par ailleurs. On peut estimer que la résistance d'une carotte humide est réduite de 8 % à 12 % par rapport à une carotte sèche. La norme NF EN 13791/CN exige que la carotte soit testée dans un état d'humidité similaire à l'état d'humidité in situ. Il en découle que dans les éléments qui se trouvent dans un état sec ou semi-sec, la résistance à la compression de la structure est ainsi améliorée par rapport à celle des éprouvettes standard conservées dans l'eau ; mais dans d'autres circonstances, pour les éléments qui se trouvent dans un état humide, par exemple pour des fondations, la résistance in situ n'est pas améliorée de la même manière.

#### **Influence du diamètre de la carotte sur la résistance**

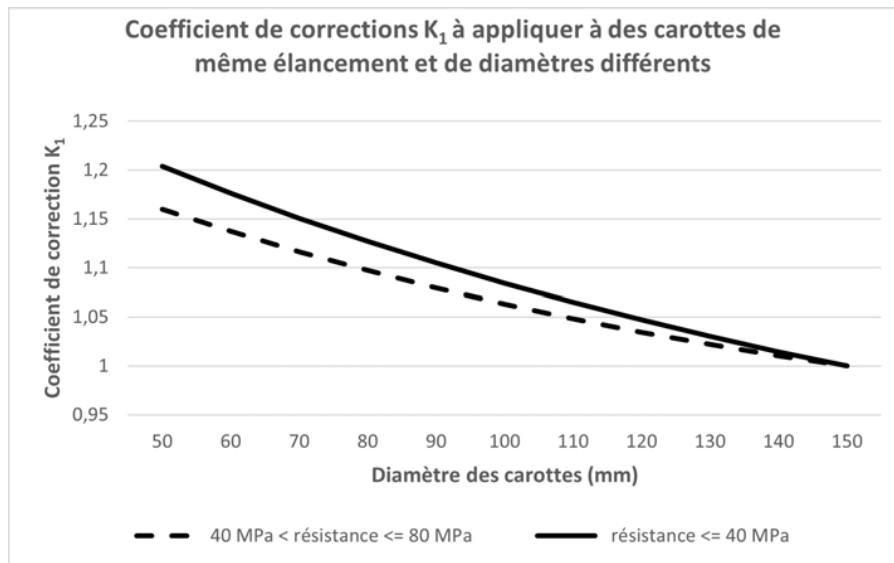
Le diamètre de la carotte influence la résistance mesurée et la variabilité de la résistance. Le complément national de la norme NF EN 13791 introduit un coefficient K1 de correction de la résistance en compression mesurée sur une carotte de diamètre donné pour se ramener à une résistance en compression évaluée sur une carotte de 150 mm de diamètre, selon la formule (4)

$$f_{c,h:150, \text{ carotte}} = K1 f_{c, h:\otimes, \text{ carotte}} \quad (4)$$

Ce coefficient est fourni par la figure 1 en fonction de deux plages de résistance du béton. Les équations des deux courbes de la figure 1 sont issues de la référence (El-Moussaoui, 2019) et sont les suivantes (avec pour diamètre  $x = \otimes$  en mm) :

- Courbe en traits continus :  $K1 = 108,748 / (-0,0003 x^2 + 0,244 x + 78,898)$

- Courbe en traits pointillés :  $K_1 = 106,358 / (-0,0004 x^2 + 0,2266 x + 81,368)$



**FIGURE 1** : Evolution du coefficient de correction  $K_1$  en fonction du diamètre

A l'inverse de ce que l'on observe sur des éprouvettes moulées, la résistance d'une carotte diminue avec son diamètre et ceci est expliqué par le fait que la surface d'une carotte comprend des morceaux de granulats sciés qui ne peuvent être retenus dans la surface que par l'adhérence à la matrice, et que la quantité de ces granulats sciés est proportionnellement plus importante sur des carottes de petit diamètre par rapport à des carottes de gros diamètre (différence de surface spécifique). De telles particules sont susceptibles de peu contribuer à la résistance de la carotte.

#### Influence de l'élancement de la carotte sur la résistance

Le rapport longueur / diamètre influence la résistance mesurée. La résistance diminue pour les rapports  $l/d > 1$  par rapport aux carottes de rapports  $l/d = 1$ . Ceci est principalement dû à la retenue des plateaux de la machine d'essai. Le complément national de la norme NF EN 13791 introduit un coefficient  $K_2$  de correction de la résistance en compression mesurée sur une carotte d'élancement donné pour se ramener à une résistance en compression évaluée sur une carotte d'élancement 2. Ce coefficient est donné par la formule (5) où  $E$  est l'élancement de la carotte :

$$K_2 = 0,18 E + 0,64 \quad (5)$$

#### Interprétation des essais de compression

L'interprétation des essais de compression se fait selon la taille de la zone d'essai.

##### a) Pour une zone d'essai « non petite » :

Il convient d'évaluer si cette zone « non petite » représente une seule classe de résistance du béton ; si les résultats d'essai démontrent que la zone d'essai peut présenter deux résistances à la compression, il faut :

- soit diviser l'ensemble de données en deux zones d'essai, en respectant les exigences minimales pour une zone d'essai ;
- soit diviser les données en deux ensembles et déterminer si la résistance moyenne est différente en utilisant, par exemple, le test de Student.

La ou les zones d'essai étant confirmée(s), il faut ensuite évaluer s'il y a une ou plusieurs valeurs de résistance jugées aberrantes avec le test de Grubbs avec un degré de signification de 1 % ou 5 %. Le test de Grubbs n'écartant les valeurs aberrantes que si celles-ci sont très éloignées de la moyenne, le complément national a ajouté un degré à 5 %. Si l'on n'est toujours pas satisfait avec le test de Grubbs, la norme permet d'utiliser une autre méthode établie d'évaluation des valeurs aberrantes d'un point de vue statistique. In fine, s'il existe des valeurs aberrantes, leur élimination ou leur conservation dépend du jugement de l'ingénieur.

Puis on évalue la résistance caractéristique in-situ ( $f_{ck, is}$ ) par zone d'essai à partir de la plus faible des 2 valeurs calculées à partir des équations (6) et (7) :

$$f_{ck, is} = f_{c, m(n)is} - k_n s \quad (6)$$

où  $s$  représente l'écart type de l'échantillon et est au moins égal à  $0,08 f_{c, m(n)is}$  et où  $k_n$  est fourni par le tableau 2 suivant :

**TABLEAU 2. Valeur du coefficient  $k_n$  en fonction du nombre de résultats d'essai.**

$n$	8	10	12	16	20	30	$\infty$
$k_n$	2,00	1,92	1,87	1,81	1,76	1,73	1,64

$$f_{ck, is} = f_{c, is, la plus faible} + M \quad (7)$$

où  $M$  est une marge donnée par le tableau 3 suivant :

**TABLEAU 3. Valeur de la marge en fonction de la valeur d'essai la plus faible.**

Valeur de $f_{c, is, la plus faible}$ (en MPa)	Marge en Mpa
$\geq 20$	4
$\geq 16$ et $< 20$	3
$\geq 12$ et $< 16$	2
$< 12$	1

#### **b) pour une petite zone d'essai**

Il convient de prendre la plus faible valeur de trois carottes ou plus (à condition que la dispersion des résultats d'essai ne soit pas supérieure à 15 % de la valeur moyenne) comme étant la résistance caractéristique à la compression sur site ( $f_{ck, is}$ ). Si la dispersion des résultats est supérieure à 15 %, il faut rechercher davantage d'informations sur cette petite zone d'essai...

### Résistance caractéristique de calcul du béton

La résistance caractéristique correspond à un fractile de 5 %. La résistance à la compression caractéristique du béton à 28 jours dans la structure ( $f_{ck,is,28}$ ) est supposée représenter 85 % de la résistance caractéristique correspondante ( $f_{ck}$ ) sur une éprouvette cylindrique normalisée d'élanement 2 à 28 jours ; c'est pourquoi la résistance caractéristique du béton à prendre en compte pour le calcul est donnée par la relation (8) suivante :

$$f_{ck} = f_{ck,is} / 0,85 \quad (8)$$

Ce coefficient ne doit pas être confondu avec le coefficient  $\eta = 0,85$  de la norme NF EN 1992-1-1/NA, Annexe A:2005 qui représente une réduction du coefficient partiel (ou coefficient d'incertitude) sur la valeur de  $\gamma_c$ .

#### *D. Evaluation basée sur une corrélation entre essais indirects et carottes (Article 8.2)*

Cette méthode est applicable à condition de procéder à un étalonnage des méthodes indirectes (scléromètre ou vitesse du son) avec des essais de compression sur carottes. Cela signifie qu'il est hors de question d'appliquer les formules de passage données par les fabricants de matériel. Il convient de réaliser l'auscultation par essais indirects avant de procéder au carottage, et il est recommandé d'utiliser les données de cette analyse pour choisir les positions de carottage. Les carottes doivent être prélevées au niveau des aires où des valeurs d'essai indirect sont disponibles. Conformément à la norme, la corrélation doit être fondée sur au moins 8 couples de résultats d'essai. On détermine alors la droite de régression linéaire la mieux ajustée à ces valeurs, et on juge si elle est raisonnable pour le béton évalué en fonction de son âge, de son type,... Puis, à l'aide de l'équation de régression linéaire établie, toutes les valeurs d'essai indirect valides sont converties en valeurs équivalentes de résistance à la compression. Puis, l'interprétation des résultats d'essais se fait selon le type de zone d'essai. Dans le cas courant (zone d'essai dite non spécifique, on évalue la résistance moyenne et l'écart-type global de la résistance à la compression sur site pour la zone d'essai en appliquant les formules 5 à 9 de la norme, puis on calcule la résistance caractéristique sur la base des formules (6) et (7).

#### *E. Evaluation basée sur des essais indirects pour prélever au moins 3 carottes dans une zone d'essai de moins de 30 m<sup>3</sup> (Article 8.3)*

Ce type d'évaluation peut être appliqué à une zone d'essai ne comprenant pas plus de 30 m<sup>3</sup> de béton afin d'estimer la résistance à la compression sur site en utilisant des méthodes indirectes sans étalonnage, lorsque la résistance à la compression du béton fourni ne pose pas de problème particulier. Dans cette zone, on identifie les aires de plus faibles résistances en compression à partir de résultats d'essais indirects, puis on prélève au moins 3 carottes de diamètre supérieur ou égal à 75 mm au voisinage de l'aire (ou des aires) d'essai ayant les valeurs indirectes les plus faibles, et on les soumet à des essais de compression. On considère que la résistance caractéristique in situ est obtenue à partir de la moyenne des 3 carottes à condition que la dispersion des résultats d'essai soit inférieure à 15 % de la valeur moyenne. Lorsque cette dispersion est supérieure à 15 % de la valeur moyenne, si une étude fournit un motif justifié de rejet de l'un des résultats d'essai sur carottes, la résistance à la compression sur site ( $f_{ck,is}$ ) retenue est la moyenne des valeurs valides restantes.

*F. Evaluation de la classe de résistance d'un béton fourni, en cas de doute (Article 9)*

Le « doute » englobe notamment le cas où la résistance à la compression d'échantillons prélevés pour le contrôle de la production est insuffisante et a conduit à une déclaration de non-conformité, et le cas où la résistance à la compression d'échantillons prélevés pour les essais d'identification est insuffisante, due à des problèmes durant l'exécution des travaux. Cet article 9 diffère assez peu de celui de l'ancienne norme. La norme européenne a ajouté un essai crible en utilisant une relation générale ou spécifique avec une procédure d'essai indirecte. Le complément national invite à éviter l'application de l'essai crible avec une relation générique (ainsi que l'annexe B informative) et privilégie l'évaluation de la classe de résistance à partir de carottes testées en compression ou à partir d'essais indirects plus des données d'essai sur carottes sélectionnées.

Pour conclure cet article, nous conseillons fortement de lire le FD P18-471 (AFNOR, 2021) qui fournit dans son annexe A de nombreux exemples détaillés d'application de la norme qui reste une norme difficile à bien assimiler, mais qui est justifié par la complexité du problème à traiter.

## REFERENCES

CEN (2007). Norme EN 13791 - Évaluation de la résistance à la compression sur site des structures et des éléments préfabriqués en béton. Janvier 2007

AFNOR (2013). Évaluation de la résistance à la compression sur site des structures et des éléments préfabriqués en béton — Complément national à la norme NF EN 13791. Mars 2013

CEN (2019). Norme EN 13791 - Évaluation de la résistance à la compression sur site des structures et des éléments préfabriqués en béton. Août 2019.

AFNOR (2021). Évaluation de la résistance à la compression sur site des structures et des éléments préfabriqués en béton — Complément national à la norme NF EN 13791. Octobre 2021.

AFNOR (2021). Fascicule de documentation FD P18-471 - Guide pour l'application de la norme NF EN 13791/CN et contexte des spécifications. Septembre 2021.

CEN (2020). CEN/TR 17086 - Further guidance on the application of EN 13791:2019 and background to the provisions . October 2020.

M. El-Moussaoui, R.K. Dhir & P. Robery (2019). Potential use of small-diameter concrete cores for in situ compressive strength assessment. ICE Mag.of Concrete Research, pp. 810 826.

D. Breyse & J. P. Balayssac Editors (2021). Non-Destructive In Situ Strength Assessment of Concrete - Practical Application of the RILEM TC 249-ISC Recommendations. RILEM State Art Reports, volume 32.

D. Breyse & J.L. Martinez-Fernandez (2013). Assessing concrete strength with rebound hammer: review of key issues and ideas for more reliable conclusion. Mater. Struct. Published online 25 July 2013. DOI:10.1617/s11527-013-0139-9



# Amélioration des performances thermique et énergétique des parois en blocs de terre comprimée: solutions géo et bio-sourcées

Giada Giuffrida<sup>a\*</sup>, Hamza Allam<sup>b</sup>, Laurent Ibos<sup>b</sup>, Abderrahim Boudenne<sup>a</sup>

*a Univ Paris Est Creteil, CERTES, F-94010 Creteil, France*

*b Univ Paris Est Creteil, CERTES, F-77567 Lieusaint, France*

*\* Auteur correspondant : giada.giuffrida@u-pec.fr*

**RESUME** La préoccupation croissante concernant l'impact environnemental de la construction contemporaine a mis l'accent sur la nécessité d'adopter de nouvelles technologies durables avec une énergie intrinsèque plus faible et une production de déchets minimisée, comme celles basées sur l'utilisation de matériaux en terre crue. Aujourd'hui, le principal défi pour les constructions en terre crue est de garantir des performances énergétiques satisfaisantes qui pourraient permettre une réelle concurrence avec les matériaux de construction conventionnels (plus polluants). Pour cette raison, ce travail se concentre sur l'analyse des performances des blocs de terre comprimée (BTC) commercialisés pour la construction des enveloppes verticales massives, avec une inertie thermique élevée, mais une résistance thermique à optimiser. Afin de surmonter ce problème, ce travail propose plusieurs solutions de construction de murs en BTC utilisant des isolants bio-sourcés compatibles, qui permettent une réponse énergétique mieux adaptée aux normes énergétiques européennes actuelles. Plus en détail, ce travail rapporte les premiers résultats de la caractérisation expérimentale des murs en BTC, comprenant les principales propriétés thermiques et hygrométriques, nécessaires à la compréhension de leur comportement, en vue de leur combinaison avec plusieurs isolants thermiques bio-sourcés.

**Mots-clefs** Construction en terre crue ; blocs de terre comprimée ; analyse des performances ; comportement thermique et hydrique.

## I. INTRODUCTION

La préoccupation croissante concernant l'impact environnemental du secteur de la construction contemporaine a mis l'accent sur la nécessité d'adopter de nouvelles technologies de construction durables avec une énergie intrinsèque plus faible, une efficacité énergétique plus élevée et une production de déchets minimisée. Dans ce contexte, la construction bio et geosourcée et en particulier la construction en terre crue sont des domaines prometteurs qui reposent sur l'utilisation de matériaux peu coûteux, caractérisés par leur grande disponibilité, leur non-toxicité, leurs processus de production *low-tech* et leur recyclabilité (Giuffrida et al, 2019). Comme le soulignent plusieurs travaux réalisés au cours des dernières décennies (Houben et Guillaud, 2006), la large gamme de technologies de construction en terre montre une grande adaptation à plusieurs conditions climatiques (climat chaud et tempéré, mais aussi continental), géographiques (zones

sismiques ou non) et aux propriétés des matériaux de base disponibles localement. Les applications prometteuses des technologies de construction en terre crue explorent les possibilités d'industrialisation, de préfabrication, de mécanisation et de numérisation (Schweiker et al, 2021 ; Gomaa et al, 2022). Il est de plus nécessaire d'accroître la fiabilité, les performances et la rationalisation des processus de production et de construction, sans négliger la rentabilité du produit fini. Plusieurs entreprises du secteur de la construction se sont tournées vers la production de matériaux contemporains en terre crue : parmi celles-ci, l'expérience pionnière de Cycle Terre (Paris) se distingue. En effet, elle a fixé sa production de blocs de terre comprimée, de mortiers et d'enduits à base de terre, sur les matériaux issus des excavations du réseau d'infrastructure du Grand Paris (Guide de conception et de construction, Cycle Terre). Afin d'adapter les performances des éléments de construction en terre crue aux exigences énergétiques élevées déterminées par les réglementations actuelles, il existe un besoin accru de travaux de recherche concernant d'une part l'évaluation des performances du matériau et d'autre part son comportement à l'échelle de la paroi et du bâtiment (par exemple au moyen de simulations numériques). Dans ce sens, l'étude des performances thermiques et hygrométriques des murs de façade en terre crue est fondamentale et, afin d'améliorer leur résistance thermique sans réduire leur inertie thermique, il semble prometteur de les combiner avec des couches extérieures d'isolants thermiques (Giuffrida et al, 2021 ; Goodhew et al, 2021) caractérisées par des propriétés environnementales et hygrothermiques comparables. Ce travail concerne la caractérisation initiale physique, thermique et hygrométrique des blocs de terre comprimée (dénommés BTCs) actuellement commercialisés par l'entreprise partenaire Cycle Terre. Les BTCs étudiés vont constituer la paroi de base qui sera étudiée au moyen de mesures à l'échelle réelle dans un équipement de boîte chaude gardée; les développements ultérieurs se concentreront sur l'évaluation et la prédiction des performances thermiques au moyen de simulations numériques de parois de BTCs isolées avec des matériaux d'isolation biosourcés.

## II. MATERIAUX ET METHODES

Les blocs de terre comprimée ont été fournis par l'entreprise partenaire Cycle Terre. Ces blocs sont conçus pour plusieurs applications, notamment pour des murs porteurs (pour les bâtiments à un ou deux étages), leur résistance à la compression étant d'au moins 2.00 MPa, mais aussi pour les applications de murs massifs en combinaison avec une ossature porteuse et enfin comme parement. Les BTCs sont réalisés en différentes tailles selon l'application, mais tous utilisent un mélange composé d'au moins 65% de terre crue (composée d'argiles, de limons, de sables et de petits graviers) et 35% de sable de la région parisienne (fiche technique Cycle Terre), avec un diamètre maximum de 6 mm.



**FIGURE 1.** Blocs en terre comprimée étudiés (gauche) et surface du bloc (droite)

La caractérisation du matériau proposée dans cet article concerne les propriétés physiques comme la masse volumique à l'état sec, et les propriétés hygrothermiques comme la conductivité thermique dépendant de l'humidité, la capacité thermique massique, l'isotherme de sorption et le coefficient d'absorption d'eau. Ce sont toutes des propriétés fondamentales du matériau, utiles pour décrire le comportement hygrothermique des matériaux poreux à des humidités faibles, moyennes et élevées, lors d'un transport couplé de chaleur et de masse à l'intérieur du matériau, ce dernier étant régi par la diffusion de vapeur seule à très faible humidité, par un mélange de gaz et d'eau dans le domaine hygroscopique, et par le transport de liquide au-dessus de 95% d'humidité relative (NF EN ISO 15148: 2003).

La masse volumique à l'état sec des BTCs a été déterminée selon la méthode (XP P 13 901:2022), après séchage des échantillons en étuve à 70 °C (environ 7% d'humidité relative), jusqu'à atteindre un poids constant, en considérant un état d'équilibre lorsque  $m_{(t, t+24)} < 0.2\%$ .

La porosité des BTCs a été estimée par la méthode suivante :

$$n(\%) = \left(1 - \frac{\rho_{apparente}}{\rho_{absolue}}\right) \times 100$$

La conductivité thermique, dépendante de la teneur en eau, a été évaluée après conditionnement d'échantillons de 2 cm d'épaisseur découpés des BTCs et laissés dans une enceinte climatique à une température constante de  $T=20^{\circ}\text{C}$ , alors que les humidités relatives étaient successivement augmentées (Bruno et al. 2020, Giuffrida et al. 2023), et en mesurant la conductivité thermique lorsque leur masse s'est stabilisée ( $m_{(t, t+24)} < 0,1\%$ ). Les échantillons ont été maintenus dans l'enceinte climatique puis testés avec un dispositif de type Hot Disk (NF EN ISO 22007-2), une méthode transitoire utilisant une sonde plane qui sert à la fois de dispositif de chauffage et de capteur de température. La sonde est placée entre deux échantillons identiques, lisses et plats, afin d'éviter tout contact avec l'air. Pour la mesure a été utilisée la sonde Kapton 5501, de rayon 6.403 mm, avec une puissance de 90 mW et un temps de mesure de 80s. Cette méthode de mesure permet de déterminer la conductivité thermique et la capacité thermique pour n'importe quelle teneur en eau, avec une procédure rapide et fiable.

L'isotherme de sorption est évalué conformément à la norme NF EN ISO 12751:2021 ; en particulier, l'étape de sorption consiste à placer successivement un échantillon préalablement séché (à 70 °C jusqu'à stabilisation de la masse  $m_{(t, t+24)} < 0,1\%$ ), dans plusieurs environnements à humidité relative croissante et à température constante. Dans ce cas, la température choisie est de 20°C, et les humidités relatives sont de 12,5%, 25%, 60%, 80% et 95%. L'échantillon est pesé périodiquement, et il reste dans un environnement donné jusqu'à l'obtention d'une masse constante ( $m_{(t, t+24)} < 0,1\%$ ).

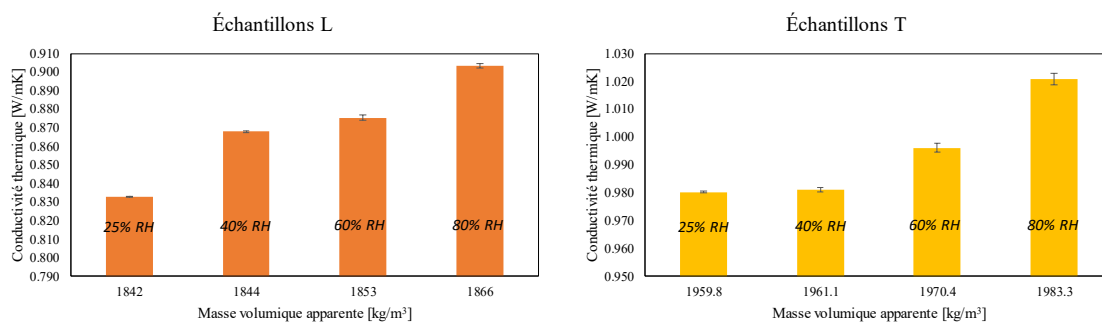
Le coefficient d'absorption d'eau  $A_w$  dû à l'action capillaire est déterminé par immersion partielle selon la norme NF EN ISO 15148:2003. Compte tenu de l'extrême affinité des BTCs non stabilisés étudiés avec l'eau, dans cette étude le contact avec l'eau a été médiatisé au moyen d'un panier perforé équipé de papier absorbant, afin que l'eau puisse passer sans toutefois provoquer de perte de matière dans l'eau. Des approches similaires ont déjà été utilisées dans la littérature, où le contact du bloc avec l'eau a été médié, par exemple, par une éponge ou du sable humides (Du et al. 2022, Guihéneuf et al. 2020, Eires et al. 2017, Costi de Castrillo et al. 2021). Les échantillons séchés en

étuve (à 70 °C jusqu'à stabilisation de la masse  $m_{(t, t+24)} < 0,1 \%$ ) sont ainsi mis en contact avec le niveau d'eau de 5 mm et laissés à tremper pendant une durée adaptée. Les échantillons sont retirés de l'eau et pesés à des intervalles de temps préétablis. Les résultats sont exprimés sous forme de rapport entre la variation de masse et la surface de base, puis tracés en fonction de  $\sqrt{t}$  pour calculer le coefficient d'absorption d'eau.

### III. RESULTATS ET DISCUSSION

Après séchage, la masse volumique sèche des BTCs se situe entre 1842 kg/m<sup>3</sup> et 2171 kg/m<sup>3</sup>, avec une valeur moyenne de 2006.5 kg/m<sup>3</sup>, conformément aux informations fournies par le producteur. La teneur en eau à l'humidité ambiante est égale à 2 %. La valeur de la masse volumique sèche a également été utilisée pour le calcul de la porosité totale des BTCs, pour laquelle une masse volumique absolue de 2,53 Kg/L a été déterminée comme la moyenne de trois essais au pycnomètre. La porosité moyenne estimée des BTCs est alors trouvée égale à 17,5 %, ce qui confirme la bonne répartition granulométrique et un compactage élevé par rapport aux autres blocs en terre, évalué par ailleurs à environ 33,6 % (Bruno et al, 2020).

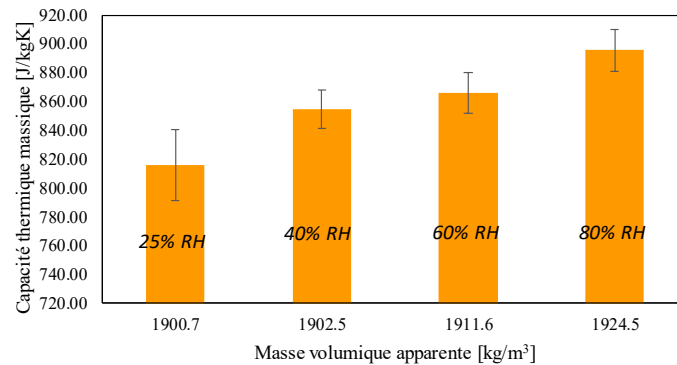
La conductivité thermique et la capacité thermique massique des BTCs ont été évaluées à l'intérieur de la chambre climatique, à la fois pour les échantillons coupés longitudinalement à la direction du flux de chaleur dans les murs réels (échantillons L) et pour les échantillons coupés perpendiculairement à la direction du flux de chaleur (échantillons T). Dans la figure 2, les valeurs de conductivité thermique sont tracées par rapport aux valeurs de masse volumique apparente pour chaque condition d'humidité relative. Les valeurs indiquées sont la moyenne de six mesures effectuées sur différents empilements de BTCs.



**FIGURE 2.** Conductivité thermique en fonction des valeurs de masse volumique apparente des BTC étudiés

Les échantillons L présentent des conductivités similaires pour les différentes conditions d'humidité relative, avec des valeurs allant de 0.833 W/mK à 0.873 W/mK à 25 % HR, de 0.866 W/mK à 0.869 W/mK à 40 % HR, de 0.874 W/mK à 0.878 W/mK à 60% HR, de 0.901 à 0.905 W/mK à 80% HR. En revanche, les échantillons T présentent des conductivités thermiques plus élevées allant de 0.979 W/mK à 0.981 W/mK à 25 % HR, de 0.980 W/mK à 0.982 W/mK à 40 % HR, de 0.993 W/mK à 0.998 W/mK à 80 % et de 1.018 W/mK à 1.025 W/mK à 80%RH. Cette différence de performance est apparemment due à une masse volumique plus élevée des échantillons T (pour qui on obtient des masses volumiques qui vont de 1958.8 kg/m<sup>3</sup> -à 25%RH- à 1983 kg/m<sup>3</sup> -à 80%RH- par rapport aux

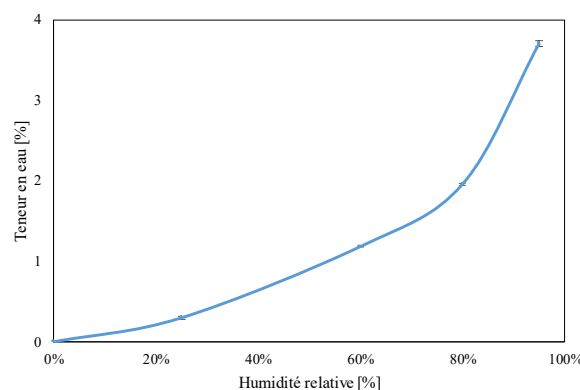
échantillons L que présentent des masses volumiques de  $1842 \text{ kg/m}^3$  -à 25%RH- à  $1866 \text{ kg/m}^3$  -à 80%RH-), ce qui est probablement une conséquence du processus de production des BTCs. Cette inhomogénéité des performances est intéressante car elle pourrait avoir des conséquences directes dans des murs bâtis grandeur nature où les BTCs peuvent être disposés aussi bien dans le sens longitudinal (simple paroi), que dans le sens transversal (double paroi).



**FIGURE 3.** Valeurs de capacité thermique massique par rapport aux valeurs de masse volumique apparente des BTC étudiés

La figure 3 présente la capacité thermique massique tracée par rapport aux valeurs de masse volumique apparente pour chacune des différentes conditions d'humidité relative. Même dans ce cas, la forte hygroscopicité des échantillons de BTCs a un effet sur la variation de la capacité thermique massique des BTCs. En effet, ces valeurs vont de 799 à 896 J/kg K pour les échantillons étudiés.

Comme on le sait, dans la région hygroscopique, jusqu'à environ 95 % d'humidité relative, un mélange de gaz et d'eau remplit les pores du matériau. L'isotherme de sorption évaluée à  $T=20^\circ\text{C}$  a montré la capacité des BTCs à stocker l'humidité, avec une augmentation moyenne de l'humidité massique de 0.297 %HR à 25%HR, 1.183 %HR à 60%HR, 1.957% à 80%HR et 3.704 à 95% HR dans le domaine hygroscopique (voir figure 4).



**FIGURE 4.** Isotherme de sorption moyenne des BTC étudiés

Au-dessus de 95% d'humidité relative, le transport de masse est régi par le transport en phase liquide, il est donc nécessaire d'évaluer le coefficient d'absorption d'eau pour comprendre la sensibilité du matériau à ce phénomène. En effet, le test de base doit être adapté afin de faciliter la pesée des échantillons à différents intervalles de temps, en utilisant des récipients perforés (qui

facilitent la manipulation) et un papier filtre, qui laissent passer l'eau, tout en évitant les pertes de matière. La figure 5 montre la courbe d'absorption d'eau par capillarité de trois échantillons de BTC. La valeur  $A_w$  moyenne, calculée après 24h, est  $0.14 \text{ kg/m}^2\text{s}^{1/2}$ .

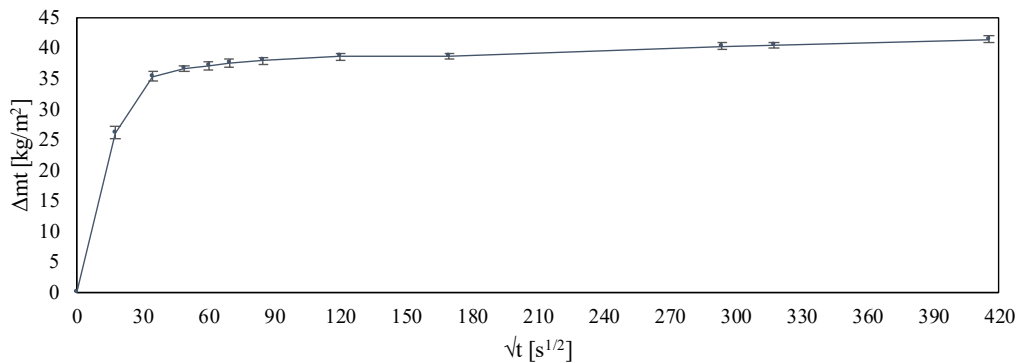


FIGURE 5. Courbe d'absorption d'eau des BTC étudiés

#### IV. CONCLUSION

Ce travail a permis de présenter les premiers résultats d'une campagne de caractérisation qui vise à évaluer les principales propriétés hygrothermiques de blocs de terre comprimée destinés à être utilisés dans des solutions de maçonnerie pour enveloppes. Les BTCs analysés sont fournis par la société Cycle Terre et réalisés avec des matériaux issus du chantier du réseau d'infrastructures du Grand Paris. Plus en détail, ce travail fait partie d'une recherche plus large qui vise à évaluer la compatibilité hygrothermique entre les murs en blocs de terre comprimée et les isolations thermiques biosourcées au moyen d'essais grandeur nature à l'intérieur d'une boîte chaude gardée et de simulations numériques basées sur des données expérimentales.

Le manuscrit rapporte les premiers résultats de la caractérisation expérimentale des BTCs analysés, comprenant les principales propriétés physiques (masse volumique à l'état sec, porosité), thermiques (capacité thermique massique, conductivité thermique) et hygrométriques (isotherme de sorption, absorption d'eau capillaire). Comme nous l'avons dit, ces données expérimentales seront utilisées ultérieurement pour la mise en œuvre de simulations hygrothermiques qui permettront une compréhension plus approfondie du comportement des matériaux de construction en terre crue en vue de leur combinaison avec plusieurs isolations thermiques biosourcées.

La caractérisation des matériaux proposée dans cet article permet d'affirmer que les BTCs étudiés ont :

- Une masse volumique sèche comprise entre  $1842 \text{ kg/m}^3$  et  $2171 \text{ kg/m}^3$ , avec une valeur moyenne de  $2089 \text{ kg/m}^3$ , conforme aux informations fournies par le producteur. La teneur en humidité naturelle à humidité ambiante (50%-60%) s'avère égale à 2%.
- Une porosité totale des BTC relevée à 17.5%, qui confirme la bonne répartition granulométrique et la forte compaction qu'ils subissent par rapport aux autres blocs crus et cuits.

- Des conductivités thermiques dépendantes de l'humidité allant de 0.833 à 0.905 W/mK pour les échantillons L (échantillons coupés dans le sens longitudinal du BTC) et de 0.979 à 1.025 W/mK pour les échantillons T (échantillons coupés dans le sens transversal du BTC). Cette différence de performance est apparemment due à une densité plus élevée d'échantillons coupés parallèlement à la petite dimension du bloc, comme le sont les échantillons T, ce qui est probablement une conséquence de leur processus de production.
- Des valeurs de capacité thermique massique allant de 799 à 896 J/kg K pour des valeurs croissantes d'humidité relative.
- Une augmentation de la teneur en humidité massique de 0.297 à 25 % HR, 1.183 à 60 % HR, 1.957 % à 80 % HR et 3.704 à 95 % HR lors d'un processus de sorption.
- Une valeur  $A_w$  moyenne, calculée après 24h, de 0.14 kg/m<sup>2</sup>s<sup>1/2</sup>.

D'autres caractérisations se concentreront sur l'évaluation de la capacité de tampon hydrique de BTCs et de leur perméabilité à la vapeur d'eau, qui est une propriété matérielle fondamentale ayant des conséquences directes sur la compatibilité hygrothermique des BTCs avec d'autres isolants thermiques biosourcés pour évaluer la perméabilité à grande échelle des assemblages muraux.

## REFERENCES

Bruno AW, Gallipoli D, Perlot C, Kallel H. Thermal performance of fired and unfired earth bricks walls. *Journal of Building Engineering* 2020; 28: 101017, <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2019.101017>

Costi de Castrillo M, Ioannou I, Philokyprou M, Reproduction of traditional adobes using varying percentage contents of straw and sawdust, *Construction and Building Materials* 2021; 294: 123516. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.123516>

Du Y, Habert G, Brumaud C. Influence of tannin and iron ions on the water resistance of clay materials. *Construction and Building Materials* 2022; 323: 126571. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.126571>

Eires R, Camões A, Jalali S, Enhancing water resistance of earthen buildings with quicklime and oil, *Journal of Cleaner Production* 2017; 142 (4): 3281-3292. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2016.10.141>

Fiche technique Bloc BTC Cycle Terre: [https://www.cycle-terre.eu/wp-content/uploads/2021/04/FT\\_BTC\\_201108.pdf](https://www.cycle-terre.eu/wp-content/uploads/2021/04/FT_BTC_201108.pdf)

Giuffrida G, Caponetto R, Nocera F. Hygrothermal Properties of Raw Earth Materials: A Literature Review. *Sustainability* 2019;11:5342. <https://doi.org/10.3390/su11195342>

Giuffrida G, Detommaso M, Nocera F, Caponetto R. Design Optimization Strategies for Solid Rammed Earth Walls in Mediterranean Climates. *Energies* 2021;14:325, <https://doi.org/10.3390/en14020325>

Giuffrida G, Costanzo V, Nocera F, Cuomo M, Caponetto R. Natural and recycled stabilizers for rammed earth material optimization. In: Littlewood J, Howlett RJ, Jain, L.C. (eds) Sustainability in Energy and Buildings 2022. SEB 2022. Smart Innovation, Systems and Technologies, vol 336. Springer, Singapore, 2023. [https://doi.org/10.1007/978-981-19-8769-4\\_16](https://doi.org/10.1007/978-981-19-8769-4_16)

Gomaa M, Jabi W, Soebarto V, Xie YM. Digital manufacturing for earth construction: A critical review. *Journal of Cleaner Production* 2022;338:130630, <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2022.130630>

Goodhew S, Boutouil M, Streiff F, Le Guern M, Carfrae J, Fox M. Improving the thermal performance of earthen walls to satisfy current building regulations. *Energy and Buildings* 2021: 240/110873 <https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2021.110873> Guide de conception et de construction. Fabriquer la ville bas carbone avec Cycle Terre, 2021: 01.

Guihéneuf S, Rangeard D, Perrot A, Cusin T, Collet F, Prétot S. Effect of bio-stabilizers on capillary absorption and water vapour transfer into raw earth. *Materials and structures*, 53(6), 138.

Houben H, Guillaud H. *Traité de Construction en Terre*. Éditions Parenthèses 2006 Marseille, France.

NF EN ISO 15148:2003. Hygrothermal performance of building materials and products: Determination of water absorption coefficient by partial immersion.

NF EN ISO 17892-3, Reconnaissance et essais géotechniques - Essais de laboratoire sur les sols - Partie 3 : détermination de la masse volumique des particules solides

NF EN ISO 12751:2021, Hygrothermal performance of building materials and products: Determination of hygroscopic sorption properties.

NF EN ISO 22007-2, Plastics - Determination of thermal conductivity and thermal diffusivity - Part 2: Transient plane heat source (hot disc) method

Schweiker M, Endres E, Goslar J, Hack N, Hildebrand L, Creutz M, Klinge A, Kloft H, Knaack U, Mehnert J, Roswag-Klinge E. Ten questions concerning the potential of digital production and new technologies for contemporary earthen constructions. *Building and Environment* 2021: 206:108240, <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2021.108240>

XP P 13 901: 2022, Blocs de terre comprimée pour murs et cloisons : définitions - Spécifications - Méthodes d'essais - Conditions de réception



# Influence de la nature du liant sur les propriétés physico-mécaniques des bétons de sol à base de sable argileux et de latérite

Alain Kamdem<sup>1,2</sup>, Javad Eslami<sup>1</sup>, Emmanuel Elat<sup>1</sup>, Jean Chills Amba<sup>2</sup>, Moussa Sali<sup>2</sup>, Albert Noumowé<sup>1</sup>

<sup>1</sup> CY Cergy Paris Université, Laboratoire de Mécanique et Matériaux du Génie Civil (LM2GC), Neuville sur Oise 95031 Cergy-Pontoise Cedex, France.

<sup>2</sup> Université de Douala, Laboratoire d'Energie, Matériaux, Modélisation et Méthodes (LE3M), PK17 Loghessou Douala, Cameroun.

**RESUME :** Les techniques d'amélioration et du traitement de sol (Soil Mixing et Jet Grouting) sont des opérations in-situ qui visent à mélanger le sol en place avec un liant hydraulique pour former du « béton de sol ». Le béton de sol est utilisé aujourd'hui aussi bien pour les ouvrages structurels ou non à caractères provisoires mais aussi semi-permanents et permanents. Au vu des multiples produits cimentaires qui existent sur le marché, il est important d'avoir une meilleure compréhension des propriétés physico-mécaniques du béton de sol, au travers d'études en laboratoire afin d'évaluer ces performances. Ce travail expérimental vise à étudier l'influence de la nature du liant et du dosage sur les propriétés mécaniques (compression uniaxiale, module d'élasticité statique) et physiques (étalement, masse volumique, teneur en air occlus et porosité accessible à l'eau) des bétons de sol à base de sable argileux et de latérite. Pour ce faire, nous avons utilisés trois types de liant : le CEM I 52.5, le CEM II 42.5 et le CEM III 32.5. Les formulations pour différents dosages en ciment (150 et 250 kg/m<sup>3</sup>) ont été obtenues pour une ouvrabilité constante comprise entre 32 et 33 cm correspondant à un béton de sol auto-plaçant. Les résultats obtenus de la résistance en compression montrent des valeurs plus élevées pour les bétons de sol formulés avec du CEM III 32.5, suivit du CEM I 52.5 et en fin le CEM II 42.5.

**Mots-clés :** Béton de sol, ouvrabilité, propriétés mécaniques, propriétés physiques.

## I. INTRODUCTION

Le béton de sol apparaît aujourd'hui comme un matériau attrayant dans le domaine de l'amélioration et du traitement de sol, au regard de ses aspects économiques et écologiques. Il permet d'une part de réduire la multiplication des carrières de granulats et leurs exploitations abusives grâce à l'utilisation du sol en place (in situ) et est généralement avec les faibles dosages en ciment (150, 200 kg/m<sup>3</sup>), d'autres part de réduire l'empreinte carbone du transport des granulats jusqu'aux sites de construction. Malgré les avancées technologiques dans le domaine, il est souvent difficile de prévoir la résistance du matériau [1]. Ainsi, lors de la conception d'une structure, la prudence est de mise et un facteur de sécurité élevé est choisi [2].

Babasaki et al. [4] ont montré qu'il y a quatre facteurs principaux qui influencent la croissance de la résistance du béton de sol : les caractéristiques du liant, la nature et l'état du sol

en place, les conditions de mélange et de cure. Porbaha et al. [5] affirment que, la résistance à la compression du béton de sol augmente avec le temps de la même manière que le béton. Il a été démontré dans les travaux Helson et al. [6] que, sur des sols argileux formulés avec du ciment CEM III 32.5, la résistance à la compression de ce matériau augmente avec le temps.

La nature du liant a un impact important sur les propriétés mécaniques et physiques des bétons de sol [5] et à ce jour, il existe très peu de recherches sur le sujet. Kawasaki a comparé l'effet du ciment Portland et du ciment aux laitiers pour des sols d'origines différentes, à savoir le sol de Kanagawa de la baie de Tokyo et le sol de Saga de l'île de Kyushu [7]. Les résultats montrent que l'effet des laitiers est très différent selon le type de sol, ce qui est attribué aux réactions chimiques complexes du processus d'hydratation [7].

Par le passé, les études sur les types de liant dans le cadre des bétons de sol étaient limitées car les travaux de recherche portaient essentiellement sur des ouvrages provisoires voir semi-permanent. De plus, peu d'études considèrent la consistance du béton frais. Dans cet article, un étalement constant est proposé pour travailler à une ouvrabilité constante pour deux types de sols et trois types de liant. Notre étude examine l'influence de la nature du liant sur les propriétés physico-mécaniques des bétons de sol à base de sable argileux et de latérite. Les analyses physiques et mécaniques, fournissent une meilleure compréhension, définissent le rôle du liant sur ces propriétés.

## II. Programme expérimental

### 1. Caractéristiques des matériaux

#### a) Les sols

Dans cette étude, deux sols ont été utilisés comme agrégats pour la réalisation du béton de sol : la latérite (dénommée LA) et le sable argileux (dénommé SA). Ces matériaux proviennent respectivement de Simbog à Yaoundé et de Japoma à Douala au Cameroun. Pour la latérite, deux classes granulaires ont été utilisées (0/5) et (0/10) et pour le sable argileux, une seule classe a été utilisée, dans le but de voir s'il y a une influence de la granulométrie sur les propriétés de ce matériau. La figure 1 montre les distributions granulométriques de LA et SA. Le tableau 1 présente les différentes proportions de fines, de sable et de gravier dans chaque sol.

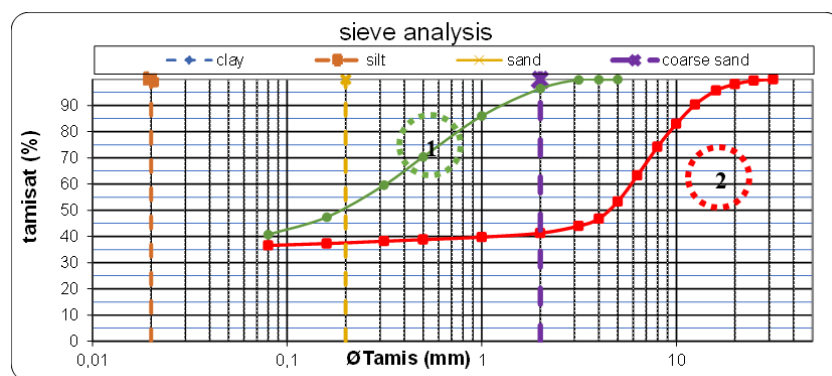


FIGURE 1. Analyse granulométrique par tamisage (norme NF EN 933-1) : Sable argileux (1) et Latérite (2)

**TABLEAU 1.** *Différentes proportions présentent dans le sable argileux et la latérite suite à l'AG.*

Paramètres	Sable argileux			Latérite		
	Fines	Sables	Graviers	Fines	Sables	Graviers
Valeurs	40,8 %	55,69 %	3,53 %	36,6 %	4,71 %	58,67 %

Le tableau 2 présente les différentes caractéristiques intrinsèques des matériaux utilisés pour la fabrication du béton de sol. Les essais de poids spécifique, pH, valeur au bleu de méthylène, limites d'Atterberg et d'équivalent de sable ont été réalisés respectivement suivant les normes : NF EN ISO 17892-3, NF-EN ISO 10523, NF EN 933-9, NF EN ISO 17892, NF EN 933-8. LA et SA ont une limite liquide  $W_L$  de 76,45% et 56,39% respectivement, un indice de plasticité  $I_p$  de 33,81% et 27,06%. Ces résultats montrent que LA est un sol plus plastique que SA et donc nécessitera une quantité d'eau plus importante lors de la formulation.

**TABLEAU 2.** *Caractéristiques intrinsèques de SA et LA*

Matériaux	$\rho$ (Kg/m <sup>3</sup> )	pH (-)	Surface BET [m <sup>2</sup> /g]	VBS (-)	LA (%)			ES (%)
					Wp	WL	Ip	
SA	2487	5.34	0.90	0.43	29.33 %	56.39 %	27.06 %	10.49
LA	2688	5.23	0.76	0.90	42.64 %	76.45 %	33.81 %	5.99

### b) Les ciments

Les ciments utilisés pour cette étude sont le CEM I 52.5 N CE CP2 NF et le CEM III / C 32.5N CE PM- ES NF fabriqués en France, respectivement par EQIOM et CALCIA, conformément à la classification européenne et le CEM II B-P 42.5 R NC fabriqué au Cameroun par CIMENCAM et conforme à la norme camerounaise NC 234 [8].

**TABLEAU 3.** *Caractéristiques intrinsèques des ciments utilisés*

Matériaux	$\rho$ (Kg/m <sup>3</sup> )	Surface BET [m <sup>2</sup> /g]
CEM I 52,5	3150	0.40
CEM II 42,5	3100	0.35
CEM III 32,5	2900	0.47

## 2. Dosages et formulations

Deux dosages en ciment (150 et 250 kg/m<sup>3</sup>) ont été retenus pour la confection des éprouvettes de béton de sol. Les abréviations retenues des bétons sol seront liées à la nature du matériau, la granulométrie, à la nature du ciment utilisé et à dosage. Par exemple, le béton de sol obtenu d'un mélange de SA de classe granulaire 0/5 avec du ciment CEM II 42,5 dosé à 250 kg/m<sup>3</sup> sera nommé BS5SA250\_II.

La méthode de formulation consiste tout d'abord à fixer la valeur du dosage en ciment. Puis, le rapport E/C est choisi intuitivement et on en déduit la quantité de sol à rajouter au mélange, de manière à obtenir 1 m<sup>3</sup> de béton frais. Le choix du dosage en eau est ensuite vérifié expérimentalement à l'aide d'un mini-cône. Les différentes formulations ont en effet été réalisées

à ouvrabilité constante en fixant un étalement compris entre 32 et 33 cm environ correspondant à un béton de sol autoplaçant.

*Tableau 1 : Formulation et étalement du béton de sol frais (CEM II 42.5).*

<b>Sable argileux (CEM II 42.5)</b>					
<b>Ciment [kg/m<sup>3</sup>]</b>	<b>Sol [kg/m<sup>3</sup>]</b>	<b>Eau [kg/m<sup>3</sup>]</b>	<b>E/C [-]</b>	<b>Mesure au mini-cône</b>	<b>cm</b>
150	1061	525	3,5	Etalement	33,0 ± 0,6
250	981	525	2,10		33,2 ± 1,0
<b>Latérite 5 mm (CEM II 42.5)</b>					
150	1026	570	3,80	Etalement	32,3 ± 0,8
250	939	570	2,28		32,8 ± 0,9
<b>Latérite 10 mm (CEM II 42.5)</b>					
150	1147	525	3,50	Etalement	31,2 ± 1,0
250	1060	525	2,10		32,3 ± 0,5
<b>Sable argileux (CEM III 32.5)</b>					
<b>Ciment [kg/m<sup>3</sup>]</b>	<b>Sol [kg/m<sup>3</sup>]</b>	<b>Eau [kg/m<sup>3</sup>]</b>	<b>E/C [-]</b>	<b>Mesure au mini-cône</b>	<b>cm</b>
150	1053	525	3,50	Etalement	34,1 ± 1,0
250	967	525	2,10		33,3 ± 0,8
<b>Latérite 5 mm (CEM III 32.5)</b>					
150	1017	570	3,80	Etalement	33,2 ± 1,2
250	924	570	2,28		33,6 ± 0,7
<b>Latérite 10 mm (CEM III 32.5)</b>					
150	1138	525	3,50	Etalement	32,7 ± 0,6
250	1045	525	2,10		33,4 ± 0,9
<b>Sable argileux (CEM I 52.5)</b>					
<b>Ciment [kg/m<sup>3</sup>]</b>	<b>Sol [kg/m<sup>3</sup>]</b>	<b>Eau [kg/m<sup>3</sup>]</b>	<b>E/C [-]</b>	<b>Mesure au mini-cône</b>	<b>cm</b>
150	1063	525	3,50	Etalement	30,8 ± 1,2
250	984	525	2,10		31,1 ± 0,7
<b>Latérite 5 mm (CEM I 52.5)</b>					
150	1028	570	3,80	Etalement	29,9 ± 1,1
250	943	570	2,28		30,4 ± 0,8
<b>Latérite 10 mm (CEM I 52.5)</b>					
150	1149	525	3,50	Etalement	29,5 ± 1,6
250	1063	525	2,10		30,1 ± 0,9

### 3. Confection des éprouvettes et cure

Le sol et le ciment sont tout d'abord mélangés manuellement à sec pendant 5 minutes environ à une vitesse de 63 tours/min, de manière à obtenir un mélange homogène. Suit par le malaxage mécanique avec de l'eau est ensuite effectué à l'aide d'un malaxeur CONTROLAB pendant 10 minutes, car au-delà le malaxage n'a plus vraiment d'effet sur la résistance du béton durci [8].

Le remplissage des moules est effectué en trois couches successives. Après chaque couche, les bétons de sol sont serrés par la méthode tapping (15 coups). Pour l'ensemble des mélanges, le remplissage des moules est achevé au plus tard dans les 45 minutes suivant le malaxage avec le ciment. Cela permet de limiter l'influence du temps de repos avant la mise en place sur les caractéristiques du matériau [8].

Directement après confection, les éprouvettes de béton de sol sont stockées dans les sacs plastiques, puis dans des bacs dans le but est de permettre un séchage endogène. Les éprouvettes de béton sol sont démoulées après 7 jours de cure dans les moules. Le mode de conservation adopté dans le cadre de ces travaux est une cure à l'eau saturée en chaux.

#### 4. Essais

Le volume d'air emprisonné pendant la phase de mélange du béton frais a été déterminée pour chaque formulation à l'aide d'un hydromètre selon la norme NF EN 12350-7 [9].

Les mesures de la porosité accessible à l'eau et de la densité apparente ont été effectuées sur des échantillons cylindriques de 40 mm de diamètre et de 100 mm de hauteur. La porosité et la densité apparente sont déterminées selon la norme NF P 18-459 [10]. Les mesures ont été effectuées à 28 jours d'âge.

Les essais de compression uni-axiale ont été réalisés conformément à la norme NF EN 12390-3 [11] sur des éprouvettes cylindriques de 60 mm de diamètre et 120 mm de hauteur. Les échantillons sont d'abord surfacés au soufre pour obtenir les deux surfaces d'appui parallèles. Les échantillons sont chargés sous contrainte contrôlée à un taux de 0,04 MPa/s avec une presse électromécanique.

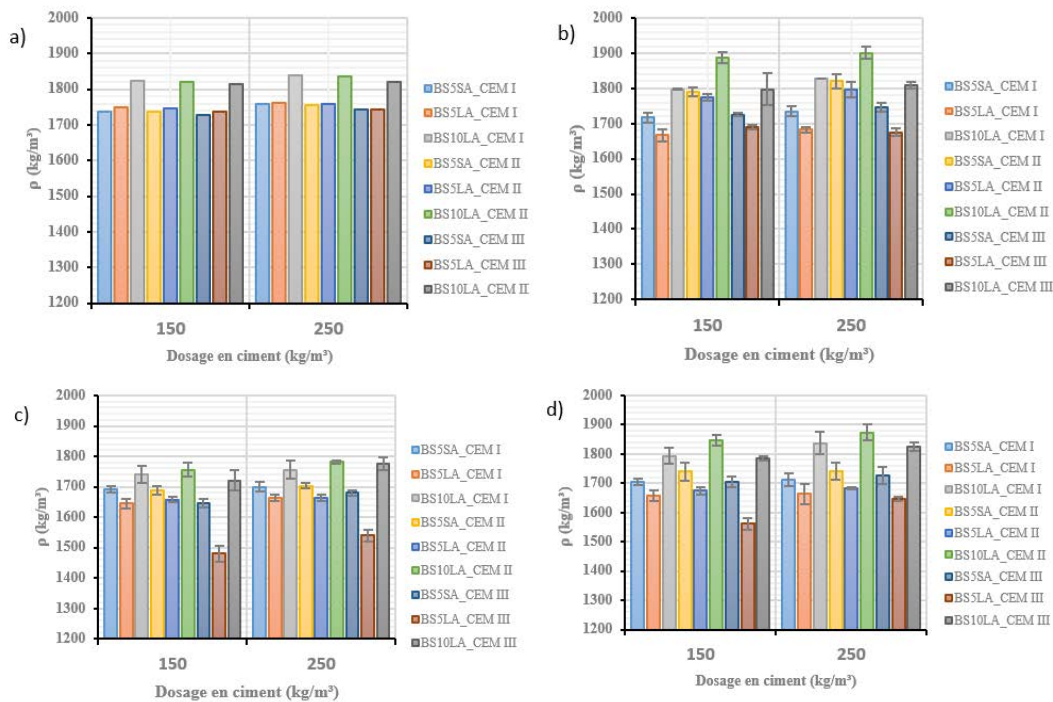
La mesure du module d'élasticité statique a été réalisée à l'aide d'une instrumentation utilisant des jauges de contrainte collées sur des éprouvettes de 60 mm de diamètre et 120 mm de hauteur. Les mesures ont été effectuées à 28 jours d'âge.

## III. RESULTATS ET DISCUSSIONS

### 1. Caractéristiques physiques du matériau à l'état frais et durci.

#### a) Masse volumique

Les résultats de densité obtenus sur les différents bétons de sol varient entre (1650 et 1900 kg/m<sup>3</sup>). Ces bétons peuvent être classés comme des bétons légers selon la norme FD P 18-457 [12]. Ces valeurs de densité mesurées sont comparables aux valeurs trouvées dans la littérature pour ce matériau [13], [8]. Nous notons l'évolution de la densité en fonction du dosage en ciment, Figure 2 (a, b, c et d).

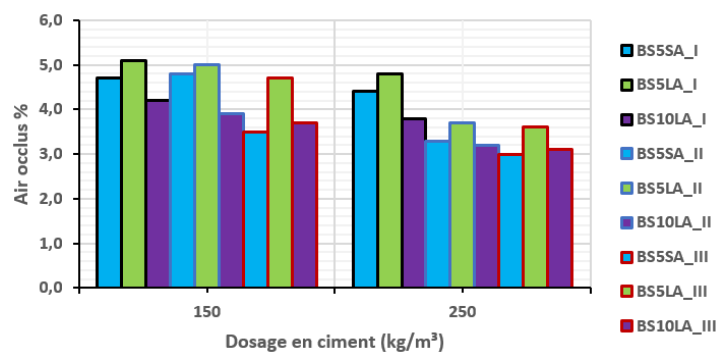


**Figure 2.** Evolution de la densité du béton de sol en fonction du dosage en ciment : a) densité théorique ; b) densité fraîche ; c) densité durcie à 28 jours ; d) densité durcie à 90 jours

La densité théorique obtenue dans la Figure (2.a) montre des valeurs plus élevées pour les bétons de sol formulés avec le CEM I 52.5, suivi du CEM II 42.5 et du CEM III 32.5. Ceci est peut-être expliqué par les valeurs de la densité des ciments qui est de 3150, 3100 et 2900 kg/m<sup>3</sup> respectivement pour CEM I 52.5, CEM II 42.5 et CEM III 32.5. Les résultats expérimentaux obtenus à l'état frais (Figure 2b), donnent des valeurs plutôt plus élevées pour les formulations réalisées avec le CEM II 42.5 suivi du CEM I 52.5 et du CEM III 32.5. Ceci s'explique par la surface spécifique, une propriété intrinsèque des ciments, qui est plus faible pour le CEM II (0,35 m<sup>2</sup>/g), suivi du CEM I (0,4 m<sup>2</sup>/g) et du CEM III (0,47 m<sup>2</sup>/g). Une étude similaire réalisée sur des mortiers par [14] a montré l'effet du broyage sur l'amélioration de ces propriétés.

**b) Air occlus**

Les pourcentages d'air occlus sont déterminés et présentés dans la figure 3.

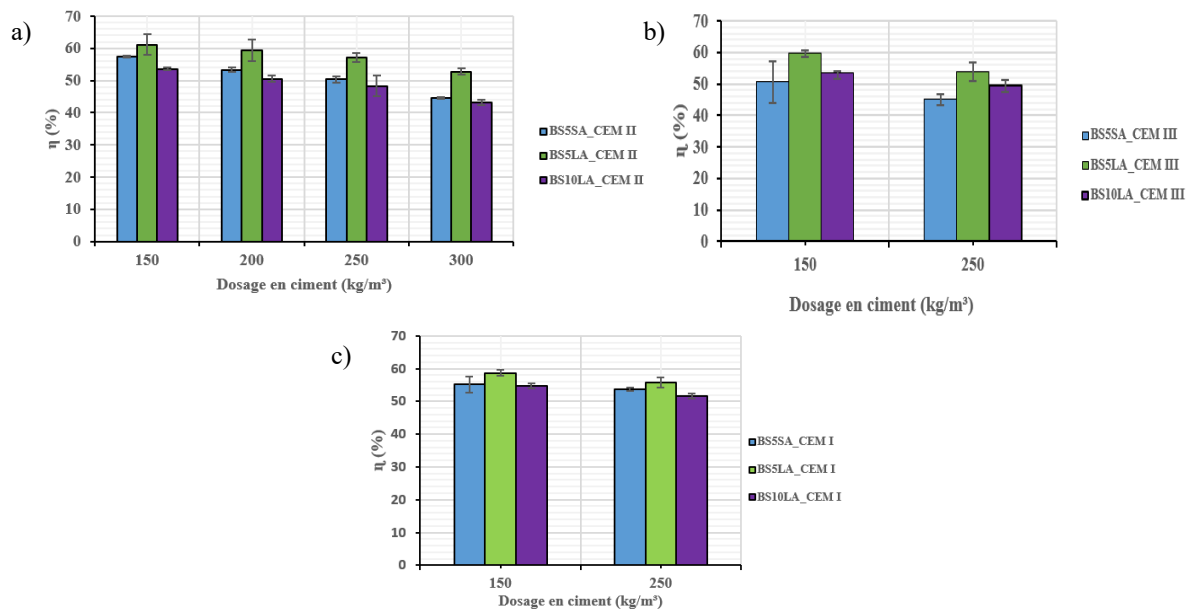


**Figure 3. Teneur en air d'occlusion du SA et LA pour des dosages de 150 et 250 Kg/m<sup>3</sup>**

Les résultats obtenus montrent une variation de la teneur en air occlus entre 3 et 4,8% pour les bétons de sol à base de sable argileux et entre 3,1 et 5,2% pour les bétons de sol à base de latérite. Les valeurs de ces résultats sont comparables à celles de la littérature, notamment celle de [13], qui a obtenu des teneurs en air occlus entre 2 et 6% sur des bétons de sol formulés à base de Kaolinite et de CEM III 32.5. Pour tous les bétons de sol, on note une diminution de la teneur en air occlus en fonction du dosage en ciment. Pour les deux dosages étudiés (150 et 250 kg/m<sup>3</sup>), les valeurs les plus élevées d'air occlus ont été obtenues sur les bétons de sol formulés avec le CEM I 52,5 suivi du CEM II 42,5 et du CEM III 32,5.

**c) Porosité accessible à l'eau**

La porosité à l'eau a été déterminée et présentée sur la figure 4 (a, b et c), qui montre l'évolution de la porosité en fonction de la nature et du dosage du ciment et de la nature du sol.



**Figure 4. Evolution de la porosité du béton de sol à base de SA et de LA en fonction du dosage en ciment à 28 jours : a) CEM II 42.5, b) CEM III 32.5, c) CEM I 52.5**

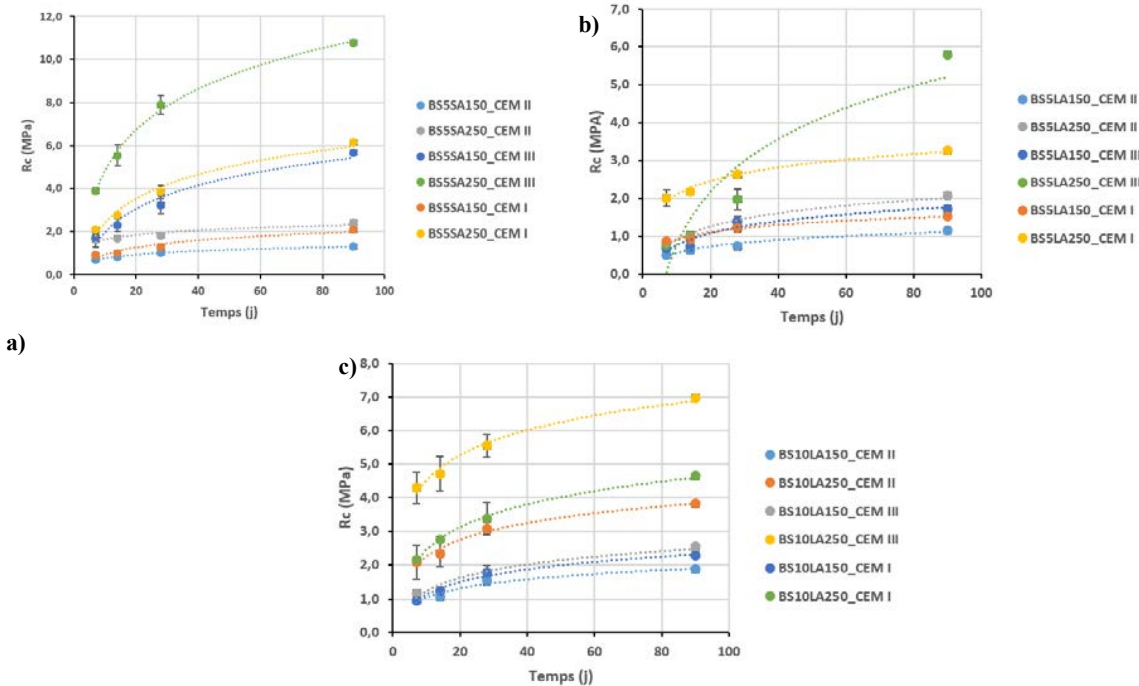
Les valeurs obtenues dans les figures montrent que plus la teneur en ciment est élevée, plus la porosité accessible à l'eau est faible. Ceci s'explique par le fait que l'augmentation du dosage en ciment rend le béton de sol plus dense et par conséquent réduit les pores du matériau. La porosité à l'eau est plus grande dans la latérite que dans le sable argileux pour la même granulométrie. Ceci peut s'expliquer par la plus grande quantité d'eau dans les formulations de latérite. Ces résultats sont cohérents avec ceux de [8] qui montrent que la porosité accessible à l'eau augmente avec la teneur en argile du matériau. On peut également constater que la porosité du béton à base de sable argileux formulé avec le CEM III 32.5 (50.7 % pour le dosage à 150Kg/m<sup>3</sup>) suivi du CEM I 52.5 (55.1 % pour le dosage à 150Kg/m<sup>3</sup>) est inférieure à celle du béton formulé avec le CEM II 42.5 (57.4 % pour le dosage à 150Kg/m<sup>3</sup>). Ceci peut s'expliquer par une meilleure compatibilité chimique du CEM III 32.5 avec ce sol que celle du CEM I 52.5 et du CEM II 42.5

observée par des examens microscopiques. Les valeurs des résultats du CEM III 32.5 sont cohérentes avec le travail [8].

**2. Propriétés mécaniques**

**a) Résistance à la compression uni-axiale**

La figure 5 (a, b et c) montre l'évolution de la résistance à la compression des bétons de sol à base de sable argileux et de latérite en fonction du temps formulés avec les trois types de ciment (CEM I 52,5, CEM II 42,5 et CEM III 32,5).



**Figure 5.** Evolution de la résistance en compression formulés avec du CEM I 52,5, CEM II 42,5 et CEM III 32,5 en fonction du temps : a) à base de sable argileux ; b) à base de latérite 5 mm ; c) à base de latérite 10 mm.

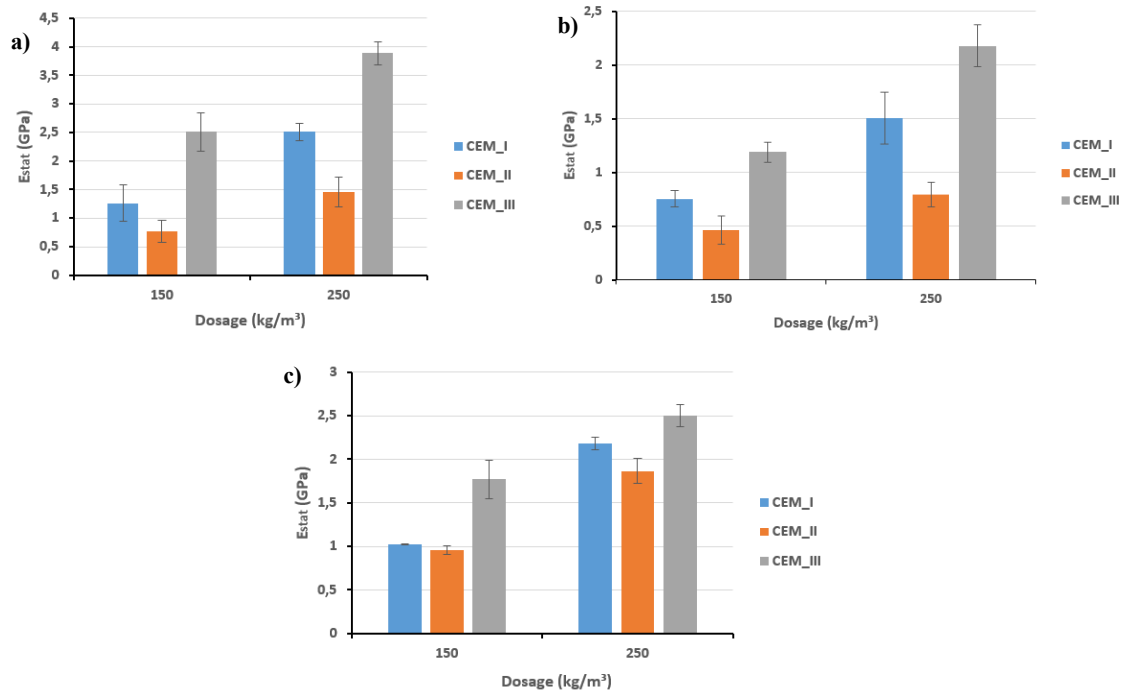
On note sur l'ensemble des courbes, une évolution logarithmique de la résistance en compression en fonction du temps. Il est a noté de manière générale, l'évolution de la résistance en compression en fonction du dosage en ciment. Cependant, Pour un même dosage en ciment (250 Kg/m<sup>3</sup> par exemple), on a une résistance en compression plus importante des bétons de sol formulés avec du CEM III 32.5 suivit de celui formulé avec du CEM I 52.5 et afin du CEM II 42.5. Ceci peut s'expliquer par une meilleure porosité accessible à l'eau obtenue sur le CEM III 32.5, suivit du CEM I 52.5 et du CEM II 42.5, traduisant une meilleure compacité avec le CEM III 32.5.

**b) Module d'élasticité Statique**

La figure 6 (a, b et c) montre l'évolution du module d'Young statique en fonction du dosage en ciment à 28 jours. Le module d'Young augmente avec la teneur en ciment et la granulométrie mais diminue avec l'augmentation de la quantité d'argile dans le sol. Les valeurs statiques du module d'Young sont les plus élevées pour les sols de sable argileux formulés avec CEM III 32.5 et



varient approximativement entre 2.5 et 4 GPa. Une diminution régulière de l'Estat peut être observée lorsque la teneur en argile augmente. Ceci est dû au fait qu'elle nécessite plus d'eau pour sa formulation. Les valeurs les plus basses de l'Estat sont obtenues avec les bétons à base de latérite formulés avec le CEM II 42.5 et se situent approximativement entre 0.5 et 1.5 GPa.



**Figure 6.** Evolution du module d'Young statique formulés avec du CEM I 52.5, CEM II 42.5 et CEM III 32.5 à 28 jours en fonction du dosage en ciment : a) à base de sable argileux ; b) à base de latérite 5 mm ; c) à base de latérite 10 mm.

#### IV. CONCLUSION

La résistance des bétons de sol dépend de plusieurs caractéristiques : la nature du sol, les agents stabilisants, les conditions de mélange et le type de cure [4]. Parmi tous les facteurs d'influence, ce travail expérimental s'intéresse particulièrement à l'influence de la nature du liant sur le comportement physico-mécanique des bétons de terre à base de sable argileux. Ces propriétés ont été étudiées et les résultats obtenus permettent de tirer les conclusions suivantes :

- Les valeurs de porosité sont comprises entre 43 et 62%. Ceci est dû aux teneurs très élevées nécessaires à la formulation de notre matériau, ce qui entraîne des densités très faibles (1650 et 1950 kg/m³).
- Les valeurs de la teneur en air occlus sont plus élevées dans les bétons de terre formulés avec le CEM I 52.5, suivi du CEM II 42.5 et enfin du CEM III 32.5. On note une diminution de la teneur en air occlus en fonction du dosage en ciment. Tout ceci montre l'influence de la nature et du dosage en ciment sur la teneur en air occlus du béton de sol.
- Les valeurs de résistance à la compression les plus élevées sont observées sur les différentes éprouvettes formulées avec le CEM III 32.5, suivi du CEM I 52.5 et du CEM II 42.5. Ces valeurs plus élevées sont obtenues sur les spécimens à base de sable argileux.

Cela indique une meilleure compatibilité de ce sol en raison d'une teneur en argile plus faible que dans la latérite.

- d) Les valeurs du module statique augmentent en fonction du dosage en ciment. Les valeurs les plus élevées sont obtenues pour les formulations avec le CEM III 32,5 (1,8 à 3,9 GPa), suivi du CEM I 52,5 (1 à 2,5 GPa) et enfin du CEM II 42,5 (0,5 à 1,5 GPa).

## REFERENCES

- [1] J. Tinoco. A. Gomes Correia. P. Cortez. (2014). Support vector machines applied to uniaxial compressive strength prediction of jet grouting columns. *Comput. Geotech.* 55, 132–140.
- [2] M. Topolnicki. G. Sołtys. 2012. Novel application of wet deep soil mixing for foundation of modern wind turbines. in: *Proceedings of the 4th International Conference on Grouting and Deep Mixing*. pp. 1–10.
- [3] J. Tinoco. A. Gomes Correia. P. Cortez. (2011). Application of data mining techniques in the estimation of the uniaxial compressive strength of jet grouting columns over time. *Constr. Build. Mater.* 25 (3), 1257–1262.
- [4] Babasaki. R.. M. Terashi. T. Suzuki. A. Maekawa. M. Kawamura and E. Fukazawa (1996). Factors influencing the strength of improved soil. *Grouting and Deep Mixing. 2nd International Conference on Ground Improvement Geosystems*.
- [5] Porbaha. A.. Shibuya. S.. & Kishida. T. (2000). State of the art in deep mixing technology. Part III: Geomaterial characterization of deep mixing. *Ground Improvement*. 4. 91–110.
- [6] Kitazume. M.. & Terashi. M. (2013). *The deep mixing method*. (L. C. Press. Ed.). (ISBN: 978-0-203- 58963-2).
- [7] Helson. Olivier. 2017. « Comportement thermo-hydro-mécanique et durabilité des bétons de sol : influence des paramètres de formulation et conditions d'exposition. » Université de Cergy-Pontoise.
- [8] NF EN 12350-7. Testing fresh concrete – Part 7 : air content – Pressure methods. June 2019.
- [9] AFNOR. NF P 18-459: Concrete - Testing hardened. Testing porosity and density. France. 2010.
- [10] NF EN 12390-3. Testing hardened concrete – Part 3: compressive strength of test specimens. June 2019.
- [11] ANOR NC 234: 2009-06 : cement – specifications.
- [12] FD P 18-457, Béton : Guide d'application des méthodes d'essais. 2005.
- [13] O. Helson. J. Eslami. A.-L. Beaucour. A. Noumowé. P. Gotteland (2016). Physical and mechanical properties of soilcrete mixtures: Soil clay content and formulation parameters.

[14] Dibouche Zahia, El-Hadj Kadri, Essiane Karim. (2019). Effet du broyage sur l'amélioration des propriétés mécaniques des mortiers.

# Conception des blocs de terre comprimée guidée par les réseaux Bayésiens

Sarah NASSAR<sup>1</sup>, Jacqueline SALIBA<sup>1</sup>, Cédric BAUDRIT<sup>1</sup>, Nadia SAIYOURI<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Université de Bordeaux, UMR 5295, Institut de Mécanique et d'Ingénierie (I2M), CNRS, Esplanade des Arts et Métiers, 33405 Talence, France

**RÉSUMÉ** En vue de la transition écologique, construire en terre semble une option intéressante d'un point de vue environnemental. Les blocs de terre comprimée (BTC) sont faciles à mettre en œuvre et assurent un confort hygrothermique. Néanmoins, les propriétés de la terre sont assez variables et il n'y a pas de formulation unique pour tous les types de terre. La norme XP13-901 relative aux BTC recommande un fuseau granulaire pour des résultats favorables notamment en termes de résistance mécanique. Par contre, la bonne performance des BTC n'est pas garantie si tous les paramètres qui entrent en jeu ne sont optimisés comme le pourcentage d'argile, la quantité d'eau, le mode de cure, la pression de compactage ainsi que le type et le pourcentage de stabilisant. Afin d'optimiser la formulation, plusieurs essais de laboratoire sont requis ce qui peut être coûteux en termes de prix, de temps et de matière. Dans cet article, un réseau bayésien est proposé en se basant sur des données issues de la littérature. Le modèle a la capacité de prédire les performances des BTC, notamment la résistance à la compression, en fonction de diverses formulations et différents procédés de fabrication. Le modèle peut également être utilisé comme un outil d'aide à la fabrication des BTC pour atteindre les performances ciblées.

**Mots-clés** bloc de terre comprimée, prédiction, réseau bayésien, résistance à la compression

## I. INTRODUCTION

Les blocs de terre comprimée (BTC) gagnent de plus en plus d'intérêt grâce aux avantages qu'ils présentent. En effet, ils sont à base de terre et ne sont pas cuits ce qui les rend à faible impact environnemental et simplifie aussi leur recyclage en fin de vie. Morton et al (2005) ont démontré une réduction de 14 tonnes de CO<sub>2</sub> en utilisant une maçonnerie en BTC au lieu de blocs de béton dans une maison de 97 m<sup>2</sup>. De plus, ce type de maçonnerie assure une régulation de l'humidité et un confort thermique permettant une économie d'énergie. A noter que les BTC absorbent dix fois plus d'humidité que les briques de terre cuite (Pacheco-Torgal and Jalali, 2012). Toutefois, étant à base de terre, il n'existe pas une composition unique pour les BTC mais plutôt des recommandations de fabrication. En effet, le sol présente une grande variabilité et des essais de laboratoire sont nécessaires à chaque fois pour optimiser la composition, les conditions de conservation et de fabrication des BTC (Fardoun et al., 2022a, 2022b; Kouta et al., 2021). Ces essais consomment beaucoup de matière, de temps et d'argent. Il est ainsi important de comprendre les relations entre les différents paramètres de fabrication qui rentrent en jeu et les propriétés recherchées. Vu la complexité et la grande variabilité des données sur les BTC dans la littérature, les méthodes issues de l'intelligence artificielle telles que l'apprentissage de modèles guidé par les

données offrent des perspectives pertinentes pour concevoir des outils de recommandations. Ces approches ont été utilisées pour concevoir des outils d'aide à la décision dans différents domaines dont celui du génie civil et de la construction (Lu et al., 2012). Mohtasham Moein et al (2022) ont réalisé une revue bibliographique des différents modèles utilisés dans la littérature pour la prédiction de la performance mécanique du béton en montrant l'importance de l'adaptation du choix du modèle à la complexité du problème posé. Tran et Do (2021) ont prédit l'indice portant californien pour des sols stabilisés en se basant sur le modèle de Light GBM qui dépend du calcul d'arbres de décision. Tran (2021) a utilisé les réseaux de neurones pour prédire la résistance à la compression de sédiments stabilisés. Même si ces approches ont prouvé leurs potentiels prédictifs, ils requièrent une quantité de données substantielles et les modèles sont difficilement interprétables et compris par des experts ce qui engendre un manque de confiance. Ils peuvent être regroupés dans une classe de modèles qui sont considérés comme des « boîtes noires ». Parmi les choix de modèles d'apprentissages possibles, celui des réseaux Bayésiens (Finn V. Jensen , Thomas D. Nielsen, 2007) présente l'avantage de décrire des systèmes complexes entachés d'incertitude, d'être lisible et interprétable par des non avertis et la capacité d'intégrer des connaissances expertes dans le processus d'apprentissage. Ils permettent de transformer la connaissance contenue dans des données parfois imprécises en modèle interprétable tout en intégrant une représentation flexible du savoir. Ils sont capables de porter un jugement ou d'apporter une estimation même lorsque les données ne sont pas toutes observées. Cette approche a été étudiée et utilisée dans des domaines qui vont du biomédical à la pétro-physique (Wiegerinck et al., 2011). Uitdehaag et al (2022) ont utilisé des réseaux bayésiens pour évaluer des sols dans des enquêtes judiciaires. Les réseaux bayésiens ont été aussi adoptés par Hu (2021) pour la prédiction de la liquéfaction de sols graveleux et par Taalab et al (2015) pour prédire le type de sol et tracer des cartographies.

L'objectif du présent travail est de construire un réseau bayésien pour exploiter les paramètres de fabrication des BTC à base des sédiments du bassin d'Arcachon et la résistance à la compression correspondante. Ces sédiments ont montré une très grande variabilité en fonction de la zone de prélèvement (Nassar et al., 2023) et ce modèle va permettre (1) de proposer une configuration vraisemblable des paramètres pour obtenir les performances mécaniques ciblées et (2) de prédire la résistance à la compression en fonction des paramètres observés.

## II. RÉSEAUX BAYÉSIENS

Les réseaux bayésiens sont des modèles graphiques probabilistes dont les nœuds représentent des variables aléatoires et dont les arcs codent les dépendances conditionnelles entre les variables. Ils permettent de représenter un modèle factorisé d'une loi de probabilité jointe qui peut s'écrire comme le produit de la distribution de probabilité de chaque nœud et de ses parents. Si l'ensemble des nœuds parents d'un nœud  $X_i$  est désigné par  $\text{Pa}(X_i)$ , la probabilité jointe peut se réécrire :

$$P(X_1, \dots, X_n) = \prod_{i=1}^n P(X_i | \text{Pa}(X_i)) \quad (1)$$

où  $P(X_i | \text{Pa}(X_i))$  représente la probabilité conditionnelle associée à la variable  $X_i$  sachant  $\text{Pa}(X_i)$ .

La construction d'un réseau Bayésien peut être établie par apprentissage à partir d'une base de données  $D$ . Celle-ci consiste à trouver un réseau Bayésien  $B \in B_n$  à l'aide d'un algorithme de recherche heuristique qui maximise une fonction score  $\varphi(B, D)$  établie à partir de l'équation (1) utilisant la base de données  $D$ . Différentes techniques d'apprentissage permettent d'identifier soit la structure du graphe (i.e. la topologie), soit les paramètres du réseau (i.e. les distributions de probabilités conditionnelles) ou une combinaison des deux à partir de données substantielles et/ou incomplètes combinées à une élicitation par des experts (Heckerman, 2008). A noter que le travail de l'expert n'est pas évident et a une tendance à être subjectif dans certains cas. Pour cela, des travaux antérieurs sur ce sujet ont proposé des outils sur lesquels l'expert peut s'appuyer. L'outil le plus simple à utiliser est l'échelle de probabilité (Druzdzel and Gaag, 2000). Cette dernière sert à attribuer des probabilités aux appréciations que l'expert peut avoir. L'utilisation de ces réseaux consiste en une "requête" exprimée sous forme de probabilités conditionnelles. La tâche la plus courante consiste à estimer les probabilités marginales  $P(X_Q | X_E)$  où  $X_Q$  est un ensemble de variables de requête et  $X_E$  un ensemble de variables observées. L'inférence consiste alors à calculer la probabilité de chaque état d'une variable  $X_Q$  lorsque l'état pris par les autres variables  $X_E$  est connu (Salmerón et al., 2018).

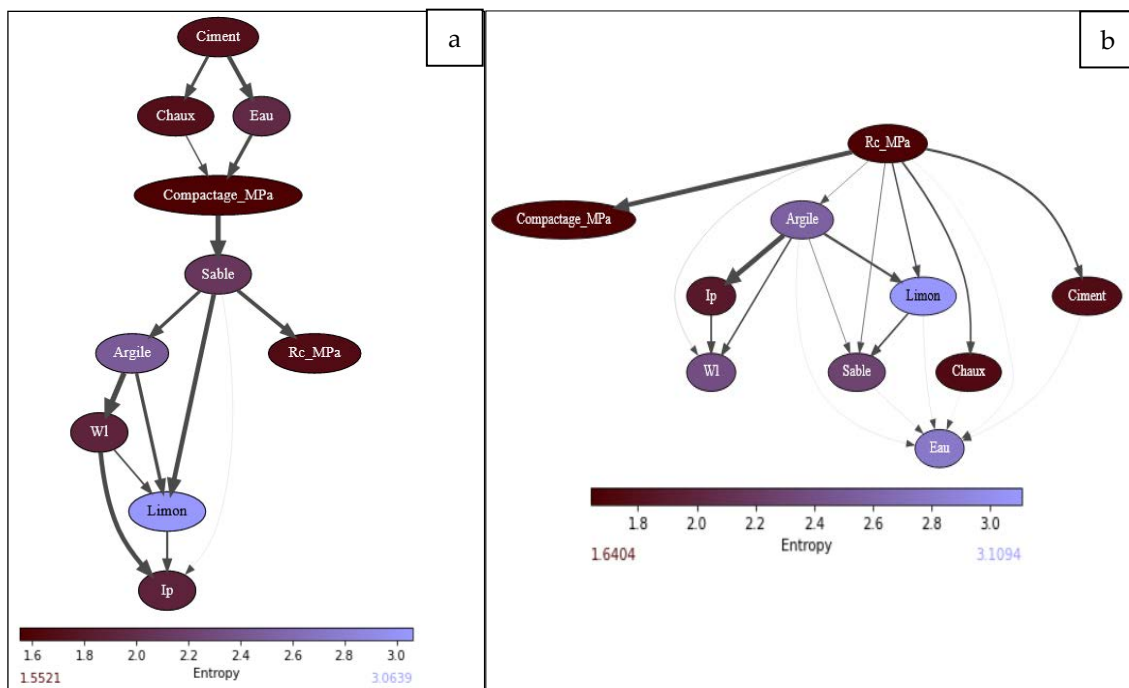
### III. BASE DE DONNÉES & CONSTRUCTION DU MODÈLE

Les BTC sont un mélange de terre, d'eau et dans certains cas de stabilisants compactés dans un moule. Entre autres propriétés, la performance mécanique et plus particulièrement la résistance à la compression sèche à 28 jours est recherchée. Cette résistance est affectée non seulement par la constitution des BTC mais aussi par le processus de fabrication et les conditions de conservation. La norme XP P13-901 (2001) donne des recommandations sur la granulométrie et la plasticité de la terre pour obtenir des résultats satisfaisants. La quantité optimale d'eau est souvent déterminée par des essais Proctor (afnor, 2014). Par ailleurs, l'augmentation de la pression de compactage et de la quantité de stabilisant peuvent améliorer la résistance (Mkaouar et al., 2019; Morel et al., 2007; Taallah et al., 2014). La relation entre ces paramètres est complexe et il est difficile de prédire l'impact final sur la résistance à la compression. Pour cela, des résultats d'expérimentation issus de la littérature ont été collectés pour constituer une base de données afin d'en extraire de la connaissance à l'aide des réseaux bayésiens. En particulier, l'intérêt est porté sur les conditions de fabrication et leur impact sur la résistance à la compression ( $R_c$ ) des BTC. Les paramètres retenus comportent les propriétés de la terre, du mélange et de la fabrication i.e. les pourcentages de sable, de limon et d'argile contenus dans la terre, l'indice de plasticité ( $I_p$ ) et la limite de liquidité ( $W_l$ ) de la fraction fine, la teneur en eau du mélange, le type et pourcentage de stabilisant et la pression de compactage. Les liants hydrauliques les plus couramment utilisés et en particulier le ciment et la chaux ont été considérés dans cette étude. D'autres paramètres comme la teneur en matière organique, la valeur de bleu sols ou la densité ayant un impact sur la performance peuvent être aussi ajoutés en plus de l'effet d'autres types d'additions et de liants. Par contre, ces derniers n'ont pas été pris en compte dans cette étude à cause de la limitation des données. La base de données collectée comporte au total 276 données.

### Structure du réseau bayésien

Les variables identifiées ont été discrétisées en intervalles pertinents et représentatifs à l'aide de l'expertise. Par exemple, le pourcentage de ciment, variant entre 0 et 20%, a été divisé en cinq intervalles ( $[0 ; 1[$  pour les BTC non stabilisés et  $[1 ; 5[$ ,  $[5 ; 10[$ ,  $[10 ; 15[$  et  $[15 ; 20]$ ) permettant de suivre au plus précis l'évolution de l'impact de l'addition du ciment.

Les modèles ont été construits et implémentés en utilisant la bibliothèque python pyAgrum<sup>1</sup> (Gonzales et al., 2017) dédiée aux modèles graphiques probabilistes permettant aux modélisateurs de créer, gérer et effectuer des inférences avec les réseaux Bayésiens. La construction de la première structure (figure 1 (a)) s'est basée sur l'algorithme Greedy Hill Climbing (méthode similaire à la méthode de descente de gradient adaptée aux données discrètes qui part d'un graphe non connecté, et manipule des arcs jusqu'à un minimum local) avec le score BDeu (Bayesian Dirichlet Equivalent) (Carvalho, 2009).



**FIGURE 1. Structures basées sur : a) un score et de b) l'expertise**

Le modèle a bien appris par exemple que les trois constituants du sol (le sable, le limon et l'argile) étaient bien reliés et ceci s'explique par leur complémentarité. Le modèle considère par exemple la chaux comme un des nœuds enfants du ciment ce qui peut être dû à la présence d'une combinaison de stabilisants dans la base de données. En revanche, la structure du modèle appris révèle des relations de dépendances discutables. En effet, le modèle suggère, par exemple, que la résistance à la compression est indépendante du pourcentage de ciment, de chaux et de la quantité d'eau dès l'instant que le pourcentage de sable est connu (i.e. seule la connaissance sur le pourcentage de sable est suffisante pour évaluer la résistance à la compression). Or, la connaissance du pourcentage du sable n'est pas suffisante à elle seule pour prédire la

<sup>1</sup> <https://agrum.gitlab.io/>

performance mécanique d'où l'importance de l'intégration de la connaissance experte pour enrichir les relations entre les paramètres. De ce fait, une seconde structure de modèle (voir Fig. 1.b) a été apprise en intégrant des connaissances expertes dans le processus d'apprentissage.

Des contraintes ont été ainsi imposées lors de l'apprentissage des données entre la résistance et tous les composants du mélange ainsi que la pression de compactage ayant un impact direct sur la performance (Mostafa and Uddin, 2016; Taallah et al., 2014) (figure 1 (b)). Le ciment et la chaux sont en relation avec l'eau pour prendre en compte la quantité d'eau consommée par les réactions d'hydratation. La quantité d'eau dépend aussi du mélange sable, limon et argile pour assurer une certaine plasticité et une densité optimale du mélange. Par ailleurs, l'argile dicte la limite de liquidité et l'indice de plasticité qui, à leur tour, sont corrélés à travers la limite de plasticité. A savoir que la limite de liquidité est une caractéristique du type d'argile et aura aussi un impact direct sur la résistance du BTC.

#### Validation

Il est important de valider le modèle afin de vérifier la précision des prédictions. Avec une petite base de données, comportant moins de 1000 combinaisons de BTC, un surapprentissage risque d'apparaître, c'est-à-dire que le modèle peut être adapté aux données d'entraînement mais pas à de nouvelles données (Brownlee, 2020). Pour cela, les données sont séparées en deux ensembles dédiés respectivement à l'apprentissage et à la validation. Il s'agira d'une validation croisée « tous sauf un » (Arlot, 2017). Elle consiste à exclure une seule donnée à la fois de la base de données pour tester la prédiction de sa résistance à la compression en fonction de ses autres paramètres.

**TABLEAU 1. Matrice de confusion de la structure basée sur l'expertise**

		Valeur prédite de la résistance à la compression (MPa)				
		[0 ;2[	[2 ;4[	[4 ;6[	[6 ;8]	
		<i>Occurrence</i>	155	71	46	4
Valeur réelle de la résistance à la compression (MPa)	[0 ;2[	146	<b>129</b>	13	4	0
	[2 ;4[	70	23	<b>34</b>	12	1
	[4 ;6[	49	3	22	<b>21</b>	3
	[6 ;8]	11	0	2	9	<b>0</b>

Le modèle est évalué à l'aide d'une matrice de confusion établie entre les valeurs réelles et les valeurs prédites. Le tableau 1 montre la matrice de confusion de la structure basée sur l'expertise. Cette matrice confronte les valeurs prédites de la résistance aux valeurs réelles. Par exemple, parmi 155 données prédites en étant dans l'intervalle [0 ;2[, 129 ont été correctement prédites et les autres 23 appartiennent à l'intervalle [2 ; 4[ et 3 à l'intervalle [4 ; 6[. Le modèle est alors précis à 83% pour la prédiction des résistances inférieures à 2 MPa. Selon cette matrice, c'est l'intervalle pour lequel le modèle est le plus fiable. Le manque de précision peut être dû à la non prise en compte de certains paramètres comme la teneur en matière organique, les conditions de cure, le type de compactage, la taille et la forme des éprouvettes ainsi que les conditions de



réalisation des essais mécaniques. Une plus grande base de données permettrait aussi des prédictions plus pertinentes.

Un calcul de précision donne une estimation globale de l'exactitude des probabilités du réseau. Il s'agit du rapport entre le nombre de prédictions correctes au niveau de la diagonale de la matrice (184) et le nombre total de prédictions (276). Le tableau 2 résume les précisions de chacune des deux structures évoquées dans cet article.

**TABLEAU 2. Précision des structures**

Structure	Précision
Basée sur un score - Figure 1 (a)	60%
Basée sur l'expertise pure - Figure 1 (b)	67%

La structure s'appuyant sur l'intégration de l'expertise présente une meilleure précision que le modèle issu purement des données (voir Tableau 2). Les résultats montrent l'importance de la contribution de l'expert et l'avantage que présente les réseaux bayésiens par rapport à d'autres modèles. Toutefois, des freins existent dans ce type d'approche. En effet, l'expertise présente aussi des incertitudes et ne pourra pas optimiser toutes les relations ou combler toutes les valeurs manquantes sur certains intervalles et ceci limitera la précision (Taalab et al., 2015). D'autres structures combinant l'expertise et le score pourront être aussi testées.

#### IV. RÉSULTATS ET DISCUSSION

Pour l'exploitation du modèle dans la conception de BTC, la structure couplant expertise et données (Figure 1 (b)) présentant une plus grande précision est retenue. Une première utilisation du modèle est d'estimer la résistance à la compression du BTC formé à base des sédiments prélevés du même endroit. Ces derniers ont été caractérisés par des essais géotechniques et les propriétés suivantes sont obtenus : Argile (47%), Limon (31%), Sable (22%), WI (62%), Ip (38%). Un exemple d'inférence est montré dans la Figure 2. Il s'agit d'un BTC non stabilisé formé à base des sédiments dont les propriétés connues ont été fixées avec  $8\% \leq \text{Eau} < 12\%$  et une pression de compactage considérée entre 1 et 2 MPa. Dans ce cas, le modèle estime que la résistance à la compression sèche à 28 jours pour le BTC sera vraisemblablement située entre 0 et 2 MPa avec une probabilité de 76,5% ce qui n'est pas suffisant pour être utilisé en construction (Jiménez Delgado and Guerrero, 2007). Ce modèle permettra alors d'anticiper et de proposer des alternatives pour optimiser les conditions de fabrication. Par exemple, l'utilisateur peut modifier certains paramètres comme la quantité d'eau, le pourcentage de ciment, etc. L'ajout de stabilisant peut être une solution d'amélioration de la performance mécanique et peut à son tour être testée sur le modèle avant tout essai de laboratoire. La figure 3 montre un exemple d'optimisation du cas dressé dans la figure 2. Il s'agit toujours des mêmes sédiments mais qui ont été cette fois-ci stabilisés par un mélange de ciment (entre 5 et 10%). La quantité d'eau est incrémentée pour prendre en compte l'hydratation du ciment et la stabilisation physique par compactage est proposée dans l'intervalle de [4 ; 8 MPa [. Dans ce cas, la résistance à la compression prévue est bien améliorée et pourra atteindre 4 à 6 MPa. Le mélange des sédiments des différentes régions

du bassin d’Arcachon ayant des distributions granulaires différentes pourrait être aussi envisagé pour l’optimisation du mélange en se basant sur ce réseau.

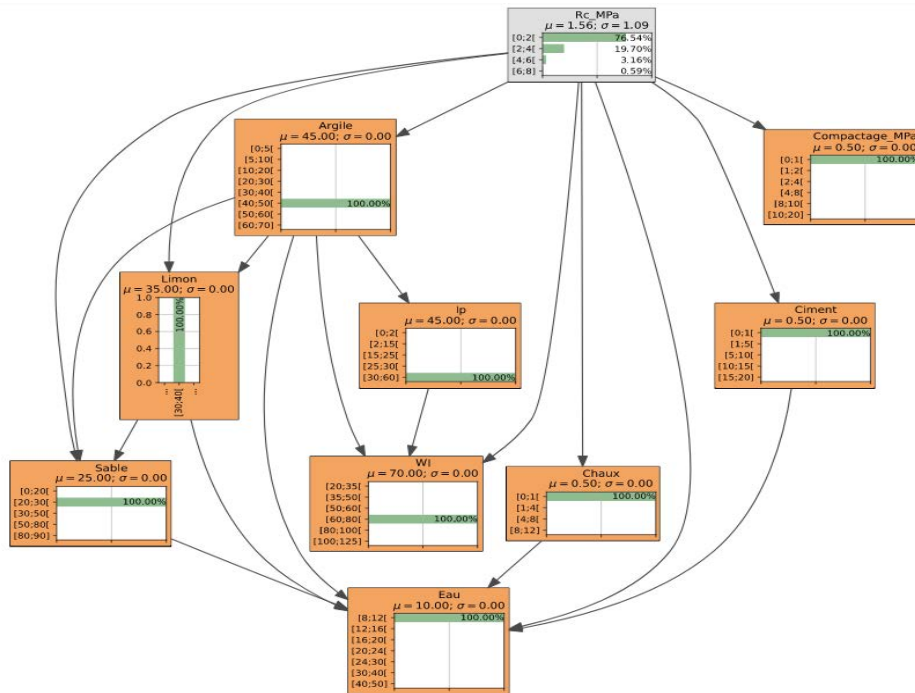


FIGURE 2. Exemple d’inférence de la structure basée sur de l’expertise pour un BTC non stabilisé

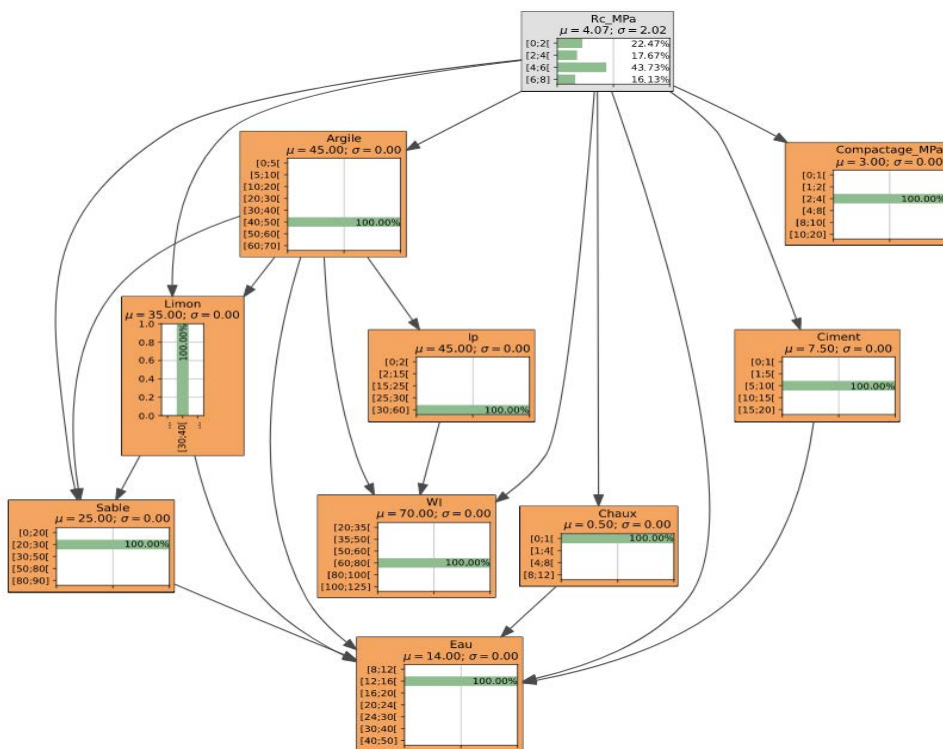


FIGURE 3. Exemple d’inférence de la structure basée sur de l’expertise pour un BTC stabilisé

En addition, pour un mélange bien adapté, le réseau bayésien permet aussi de cibler les propriétés voulues. Dans ce cas, il s'agit du chemin inverse et la résistance à la compression peut être fixée sur un intervalle donné afin d'observer les tendances des autres paramètres. Ceux qui seront difficiles à modifier peuvent aussi être fixés. Des stabilisations physiques ou chimiques proposées par le modèle pourront être pris en compte si c'est possible. Ainsi, les degrés de liberté seront restreints l'un après l'autre selon les choix adoptés pour enfin concevoir une combinaison de paramètres conduisant au résultat espéré.

## V. CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Les paramètres de fabrication des BTC sont nombreux avec des relations complexes et ont un impact sur leurs performances mécaniques. Par ailleurs, la variabilité des propriétés des terres nécessite une optimisation du mélange afin d'assurer une certaine consistance au niveau des performances visées. Cet article propose un modèle de conception de BTC à base de sédiments guidé par des réseaux bayésiens. Contrairement aux autres modèles d'apprentissage automatique, les réseaux bayésiens sont facilement interprétables et permettent d'intégrer de l'expertise. Dans le travail présenté, une meilleure précision a été obtenue pour le modèle s'appuyant sur l'expertise pour la définition des relations entre les paramètres. En s'appuyant sur ce modèle, la valorisation de sédiments dans des BTC est alors guidée avec une précision de 67% pour la prédiction de la résistance à la compression avant réalisation d'essais mécaniques au laboratoire.

Une plus grande base de données aidera sans doute à de meilleures prédictions et à élargir les intervalles de l'étude. Les paramètres considérés dans ce modèle pourront être affinés par la suite pour couvrir de plus grandes possibilités de fabrication de BTC comme une stabilisation par d'autres liants chimiques ou par ajout de fibres. Il serait aussi intéressant d'examiner d'autres propriétés comme les propriétés hygrothermiques et les indicateurs de la durabilité. Des méthodes d'apprentissage automatique différentes comme les réseaux de neurones, seront aussi investigués pour servir de comparaison.

## RÉFÉRENCES

- afnor, 2014. NF P94-093 Sols : Reconnaissance et essais — Détermination des références de compactage d'un matériau — Essai Proctor Normal — Essai Proctor modifié [WWW Document]. URL <https://viewerbdc.afnor.org/pdf/viewer/LGm05JFnXHA1?proxy=true> (accessed 1.24.23).
- Arlot, S., 2017. Validation croisée 37.
- Brownlee, J., 2020. LOOCV for Evaluating Machine Learning Algorithms. MachineLearningMastery.com. URL <https://machinelearningmastery.com/loocv-for-evaluating-machine-learning-algorithms/>
- Carvalho, A.M., 2009. Scoring functions for learning Bayesian networks. Inesc-Id Tec Rep 12, 1–48.
- Druzdzal, M.J., Gaag, L.C. van der, 2000. Building probabilistic networks: "Where do the numbers come from?" guest editors; introduction. IEEE Trans. Knowl. Data Eng. 12, 481.
- Fardoun, H., Saliba, J., Coureau, J.-L., Cointe, A., Saiyouri, N., 2022a. Long-Term Deformations and Mechanical Properties of Fine Recycled Aggregate Earth Concrete. Appl. Sci. 12, 11489. <https://doi.org/10.3390/app122211489>
- Fardoun, H., Saliba, J., Saiyouri, N., 2022b. Evolution of acoustic emission activity throughout fine recycled aggregate earth concrete under compressive tests. Theor. Appl. Fract. Mech. 119, 103365. <https://doi.org/10.1016/j.tafmec.2022.103365>

- Finn V. Jensen, Thomas D. Nielsen, 2007. Bayesian Networks and Decision Graphs.
- Gonzales, C., Torti, L., Wuillemin, P.-H., 2017. aGrUM: a Graphical Universal Model framework. Presented at the IEA/AIE 2017 - 30th International Conference on Industrial Engineering and Other Applications of Applied Intelligent Systems, Springer, p. 171. [https://doi.org/10.1007/978-3-319-60045-1\\_20](https://doi.org/10.1007/978-3-319-60045-1_20)
- Heckerman, D., 2008. A Tutorial on Learning with Bayesian Networks, in: Holmes, D.E., Jain, L.C. (Eds.), *Innovations in Bayesian Networks: Theory and Applications*, Studies in Computational Intelligence. Springer, Berlin, Heidelberg, pp. 33–82. [https://doi.org/10.1007/978-3-540-85066-3\\_3](https://doi.org/10.1007/978-3-540-85066-3_3)
- Hu, J., 2021. A new approach for constructing two Bayesian network models for predicting the liquefaction of gravelly soil. *Comput. Geotech.* 137, 104304. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2021.104304>
- Jiménez Delgado, M.C., Guerrero, I.C., 2007. The selection of soils for unstabilised earth building: A normative review. *Constr. Build. Mater.* 21, 237–251. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2005.08.006>
- Kouta, N., Saliba, J., Saiyouri, N., 2021. Monitoring of earth concrete damage evolution during drying. *Constr. Build. Mater.* 313, 125340. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.125340>
- Lu, P., Chen, S., Zheng, Y., 2012. Artificial Intelligence in Civil Engineering. *Math. Probl. Eng.* 2012, e145974. <https://doi.org/10.1155/2012/145974>
- Mkaouar, S., Maherzi, W., Pizette, P., Zaitan, H., Benzina, M., 2019. A comparative study of natural Tunisian clay types in the formulation of compacted earth blocks. *J. Afr. Earth Sci.* 160, 103620. <https://doi.org/10.1016/j.jafrearsci.2019.103620>
- Mohtasham Moein, M., Saradar, A., Rahmati, K., Ghasemzadeh Mousavinejad, S.H., Bristow, J., Aramali, V., Karakouzian, M., 2022. Predictive models for concrete properties using machine learning and deep learning approaches: A review. *J. Build. Eng.* 63, 105444. <https://doi.org/10.1016/j.job.2022.105444>
- Morel, J.-C., Pkla, A., Walker, P., 2007. Compressive strength testing of compressed earth blocks. *Constr. Build. Mater.* 21, 303–309. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2005.08.021>
- Morton, T., Stevenson, F., Taylor, B., Smith, N.C., 2005. Low Cost Earth Brick Construction: 2 Kirk Park, Dalguise - Monitoring and Evaluation [WWW Document]. URL <https://www.abebooks.com/9780955058004/Low-Cost-Earth-Brick-Construction-0955058007/plp> (accessed 11.18.22).
- Mostafa, M., Uddin, N., 2016. Experimental analysis of Compressed Earth Block (CEB) with banana fibers resisting flexural and compression forces. *Case Stud. Constr. Mater.* 5, 53–63. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2016.07.001>
- Nassar, S., Saliba, J., Saiyouri, N., 2023. Investigation of the possible valorization of Arcachon Bay dredged sediments in earth constructions. Presented at the CMSS23.
- Pacheco-Torgal, F., Jalali, S., 2012. Earth construction: Lessons from the past for future eco-efficient construction. *Constr. Build. Mater.* 29, 512–519. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.10.054>
- Salmerón, A., Rumí, R., Langseth, H., Nielsen, T., Madsen, A., 2018. A Review of Inference Algorithms for Hybrid Bayesian Networks. *J. Artif. Intell. Res.* 62, 799–828. <https://doi.org/10.1613/jair.1.11228>
- Taalab, K., Corstanje, R., Zawadzka, J., Mayr, T., Whelan, M.J., Hannam, J.A., Creamer, R., 2015. On the application of Bayesian Networks in Digital Soil Mapping. *Geoderma* 259–260, 134–148. <https://doi.org/10.1016/j.geoderma.2015.05.014>
- Taallah, B., Guettala, A., Guettala, S., Kriker, A., 2014. Mechanical properties and hygroscopicity behavior of compressed earth block filled by date palm fibers. *Constr. Build. Mater.* 59, 161–168. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.02.058>
- Tran, V.Q., 2021. Compressive Strength Prediction of Stabilized Dredged Sediments Using Artificial Neural Network. *Adv. Civ. Eng.* 2021, 1–8. <https://doi.org/10.1155/2021/6656084>
- Tran, V.Q., Do, H.Q., 2021. Prediction of California Bearing Ratio (CBR) of Stabilized Expansive Soils with Agricultural and Industrial Waste Using Light Gradient Boosting Machine 9.
- Uitdehaag, S.C.A., Donders, T.H., Kuiper, I., Wagner-Cremer, F., Sjerps, M.J., 2022. Use of Bayesian networks in forensic soil casework. *Sci. Justice* 62, 229–238. <https://doi.org/10.1016/j.scijus.2022.02.005>

Wiegerinck, W., Burgers, W., Kappen, B., 2011. Bayesian Networks , Introduction and Practical Applications.  
XP P13-901 Compressed earth blocks fo walls and partitions : definitions - Specifications - Test methods - Delivery acceptance conditions [WWW Document], 2001. URL (accessed 11.18.22).

# Caractérisation des terres en Nouvelle Aquitaine pour l'émergence de la filière terre crue

Madeline Delage<sup>1,2,3</sup>, Jacqueline Saliba<sup>1</sup>, Amélie Bourquard<sup>3</sup>, Pierre Lagrandmaison<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Université de Bordeaux, UMR 5295, Institut de Mécanique et d'Ingénierie (I2M), CNRS, Esplanade des Arts et Métiers, 33405 Talence, France.

<sup>2</sup> + intersections +, 24 rue d'Aurios, 33150 CENON, 888 826 898 R.C.S Bordeaux.

<sup>3</sup> Chapeau & Bottes, 6 bis lieu Blanchard, 33190 Saint-Sève.

**RESUME :** La demande de construction en terre dans la région Nouvelle Aquitaine est actuellement grandissante. Les motivations sont majoritairement environnementales. En effet, ce matériau a une empreinte carbone très limitée, et son réemploi est aisé, développant ainsi une économie circulaire. Ce matériau est également convoité pour ses qualités intrinsèques (propriétés hygrothermiques, qualité de l'air, acoustique, esthétique). Pour répondre à cette demande et développer la construction en terre dans cette région, une meilleure connaissance de la ressource locale disponible est nécessaire. Une méthode de caractérisation a été mise en œuvre sur une quarantaine de sols locaux différents à l'aide d'essais géotechniques et in situ. Nourri de retours d'expérience pratique et de la littérature scientifique et suivant une approche transdisciplinaire, cet article présente la méthodologie de caractérisation de ces sols afin de définir leur aptitude à la construction en terre. La convenance des terres caractérisées pour une potentielle construction en terre crue a été aussi étudiée en se basant sur les préconisations proposées dans la littérature.

**Mots-clés :** terre, caractérisation, région Nouvelle Aquitaine, convenance, construction en terre

## I. INTRODUCTION

A l'heure où les ressources constructives modernes ne sont plus viables en termes de consommation d'énergie, d'épuisement des ressources et d'émissions de gaz à effet de serre, repenser l'acte de construire dans sa globalité devient urgent. Les matériaux de construction conventionnels tels que le béton de ciment et l'acier ne peuvent plus être utilisés massivement et par défaut mais doivent être remplacés quand cela est possible, par des alternatives pérennes plus résilientes et décarbonées (Fardoun et al., 2022 (a, b), Kouta et al., 2022). La terre crue fait partie des candidats idéaux pour ce changement de paradigme. En effet, la terre est abondante, c'est même le principal déchet de l'industrie du bâtiment et des travaux publics, ce qui la rend disponible et accessible. Elle apporte de plus des propriétés acoustiques et hygrothermiques intéressantes et complémentaires aux matériaux biosourcés (Temeemi et Harris, 2004). En effet, elle permet d'ajouter de l'inertie thermique au bâtiment et ainsi répondre aux enjeux de confort d'été posés par le changement climatique. De nombreuses techniques existent et peuvent être adaptées aux terres disponibles localement, aux climats, et aux facteurs sociaux (esthétique et culture constructive locale) (Guide des bonnes pratiques de la construction en terre crue, 2018). La technique du pisé

consiste à damer de la terre humide en plusieurs couches dans un coffrage avec une épaisseur supérieure ou égale à 50 cm permettant de construire des murs massifs et monolithiques. Pour ce type de construction, la teneur en argile se situe entre 5 et 30 % (Fabbri et al., 2022) pour assurer la liaison des grains de terre, tout en limitant le risque de retrait. La terre est mise en œuvre à l'état hydrique humide, c'est-à-dire entre sec et plastique. Cette teneur en eau optimale varie selon les terres et permet d'atteindre la densité maximale pour une énergie de compactage donnée (Fabbri et al., 2022 ; François et al., 2017). Le torchis est constitué d'une structure portante en bois remplie d'un mélange de terre argileuse collante et contenant peu de sable avec des fibres végétales permettant d'éviter la fissuration du mélange au séchage avec un ajout d'eau afin d'obtenir un matériau plastique (Dewulf, 2015). L'adobe est une brique en terre crue façonnée à la main ou dans un moule en bois à l'état plastique et séchées à l'air libre avec une teneur en argile/limon comprise entre 5 et 70 % (Costi de Castrillo et al., 2017). Les briques de terre compressée (BTC) sont obtenues par compression de la terre contenant 0-40 % de gravier, 25-80 % de sable, 10-25 % de limon et 8-30 % d'argile dans des presses (Houben et Guillaud, 1989). En fonction du type d'application, l'addition des fibres est aussi possible modifiant ainsi leurs propriétés mécaniques, hygrothermiques et durabilité (Saliba et al., 2023). Concernant la bauge, plusieurs chercheurs ont rapporté un mélange typique constitué d'environ 30 % de graviers (> 2 mm), 35 % de sable (0,063/2 mm) et 35 % de limon (0,002/0,063 mm) et d'argile (< 0,002 mm = 2  $\mu$ m), avec une variation de  $\pm$  10 % de base de la bauge (Hamard et al., 2016). Plusieurs réflexions sont en cours aux échelles régionales, nationales et européennes afin de pallier les problématiques liées à la mise en œuvre traditionnelle lente, la sensibilité aux intempéries et la demande importante de main d'œuvre. Elles touchent notamment au sourçage en matière, au développement de connaissances des performances et bonnes pratiques, ainsi que le développement de techniques modernes. En Nouvelle Aquitaine, une demande grandissante de construction en terre crue est observée et une des difficultés de l'implantation de ce type de construction est liée à la faible connaissance des potentiels des ressources locales en terre. Les constructions historiques en terre connues aujourd'hui dans cette région ne permettent pas d'affirmer que le territoire est plus propice à une technique qu'une autre. Par ailleurs, plusieurs projets comme le projet [des terres] regroupant des artisans, des associations, des chantiers d'envergure et des entreprises sont en cours afin de diffuser les connaissances des particularités de la construction en terre à travers les concepteurs, entreprises de construction, outils et méthodes. Dans le cadre de ce projet, cette étude cherche à répondre aux questions suivantes interrogeant la ressource locale : quelles ressources en terre sont disponibles en Nouvelle-Aquitaine ? Pour quelle technique de construction sont-elles adaptées ? Deux approches ont été considérées vis-à-vis de la construction en terre : celle du maçon de terre crue avec des essais simples, artisanales et sensibles de la caractérisation de la terre ; et une approche géotechnique, s'appuyant sur les normes d'essais de caractérisation de la terre, utilisée aujourd'hui par les géotechniciens et les chercheurs.

## II. PROTOCOLE EXPÉRIMENTAL

### A. Ressources géologiques néo-aquitaines

La Nouvelle Aquitaine est une région dont les sous-sols sont assez sableux mais des couches plus argileuses sont aussi présentes. Les cartes géologiques réalisées par le Bureau de Recherches Géologiques et Minières (BRGM) renseignent sur la nature des sols. Par contre, ces dernières varient de manière significative parfois à 100 m près ainsi que dans la profondeur et les sols restent assez

inhomogènes. Par ailleurs, ces cartes ne permettent pas de savoir si les terres sont adaptées à la construction en terre. Ces ressources ont été autrefois exploitées pour la construction en terre cuite (Haurine, 2015). Pour le sourçage, les carrières de sable ou de grave sont intéressantes car il est fréquent qu'il soit nécessaire de retirer une couche de terre plus argileuse pour atteindre la couche recherchée. Cette terre est d'autant plus intéressante car elle constitue un coproduit de la carrière. Ces extractions sont alors appelées « scalpage » ou « terre de découverte ». L'analyse générale des ressources du territoire a ainsi mené au choix de sites où prélever les terres notamment les carrières (terres n° 1, 2, 3, 4, 5, 9, 10, 15, 17, 24, 25, 29, 30, 32, 35, 36, 37) qui constituent des gisements intéressants car d'une quantité généralement importante et plutôt homogène, les chantiers en cours (terres n° 6, 7, 8, 11, 12, 13, 20, 31, 34) permettant d'étendre la réflexion de la construction en terre dans des zones urbaines tout en réduisant la distance parcourue par la terre, les sites de stockage qui permettent d'inscrire la construction en terre dans une dynamique d'économie circulaire ainsi que les sites du patrimoine en terre existant (terres n° 18, 19, 22). 39 terres de Nouvelle-Aquitaine ont été récoltées en total.

#### B. Essais de caractérisation

Une première étude bibliographique a permis de déterminer les caractéristiques importantes pour la construction en terre crue et de recenser les différents essais pertinents.

**TABLEAU 1** Essais de terrain et de laboratoire réalisés

Caractéristiques de la terre	Essais de terrain	Essais de laboratoire
<b>Teneur en matière organique</b>	Essai de l'odeur	Essai de calcination XP P 94-047 : 1998
<b>Granulométrie</b>	Essai de la bouteille Essais sensoriels : visuel, touché, sonore, morsure séparation au creux de la main, lavage des mains	Tamisage humide et sédimentométrie NF EN ISO 17892-4:2018 et NF EN ISO 17892-4 : 2018
<b>État hydrique</b>	Texture, Touché Essai de la boule lâchée	Teneur en eau
<b>Plasticité</b>	Essai du cordon Essai de l'anneau	Limites d'Atterberg NF EN ISO 17892-12 : 2018
<b>Cohésion</b>	Essai du cigare Essai de la boule lâchée	Essai au bleu de méthylène NF EN 933-9+A1 : 2013
<b>Retrait gonflement</b>	Essai de la pastille	

L'état de l'art réalisé par (Fabbri et al., 2022) a répertorié les caractéristiques physiques, chimiques et minéralogiques étudiées dans la littérature scientifique selon les techniques constructives.














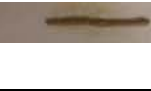
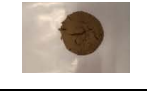

















(Delgado et Guerrero, 2007) ont réalisé un bilan normatif pour la sélection des sols pour la construction en terre non stabilisée afin de fournir un moyen de comparaison entre les différentes approches et recommandations proposées. Ils ont montré que la distribution granulométrique est la propriété la plus fréquemment mentionnée, suivie par la teneur en matières organiques et en sels. Les recommandations mentionnent aussi la plasticité, la cohésion, le retrait et la compactibilité mais avec souvent des imprécisions et des variations.

Le tableau 1 regroupe les différents essais de terrain et de laboratoire réalisés dans cette étude. A noter que pour les essais de terrain, les terres ont été tamisées à 5 mm et pour les essais réalisés à l'état plastique, les terres ont été préparées plus de 24 h en avance.

### III. RESULTATS ET DISCUSSIONS

#### A. Essais de terrain

La figure 1 montre l'aspect des éprouvettes des 7 premières terres obtenues avec les essais de terrain et notamment l'essai de l'anneau, l'essai du cordon, l'essai de la boule lâchée, l'essai du cigare et l'essai de la pastille. L'anneau se forme sans difficulté pour les terres 1 et 3 indiquant une forte teneur en argile, fissure et casse en plusieurs morceaux pour les terres 5 et 7 et s'effrite pour les terres 4 et 6 rendant l'anneau impossible à former. Le cordon se réalise facilement pour les terres 1 et 3 mais se fissure très rapidement pour les autres terres. La boule lâchée reste entière pour toutes les terres mais avec quelques fissurations pour les terres 4 et 6. L'essai du cigare montre des longueurs de l'ordre de 37 cm pour la terre 1, 26,5 pour la terre 3, 4,8 pour la terre 4, 6,9 pour la terre 5, 7,06 pour la terre 6 et 5,9 pour la terre 7.

N° terre	Essai de l'anneau	Essai du cordon	Essai de la boule lâchée	Essai du cigare	Essai de la pastille
1					
3					
4					
5					
6					
7					

**TABLEAU 1.** Aspect des éprouvettes avec les essais de terrain : essai de l'anneau, essai du cordon, essai de la boule lâchée, essai du cigare et essai de la pastille

L'essai de pastille montre peu de retrait pour les terres 3, 4, 5 et 7 et pas de retrait pour les terres 1 et 6. Par ailleurs, une bonne résistance a été obtenue pour les terres 1 et 3, moyenne pour les terres 5 et 7 et faible pour les terres 4 et 6. Ces résultats montrent une très bonne corrélation entre les différents essais de terrain. Les résultats révèlent une variabilité au niveau des propriétés des terres testées. Les essais de terrain ont été facilement réalisés et ont donné une évaluation qualitative des terres. Des scores ont été attribués à chaque sol reflétant l'observation comparative selon une méthode similaire à celle de (Sittona et Storya, 2016, Nassar et al., 2023). Cependant, certaines limites ont été notées concernant la subjectivité de cette évaluation et sa précision. En effet, ces essais sont basés sur la comparaison et nécessitent donc d'être réalisés par des professionnels expérimentés. (Sittona et Storya, 2016) ont aussi montré que les corrélations sont imparfaites. Les essais géotechniques permettent d'avoir plus d'informations et de précisions notamment concernant la distribution granulaire ainsi que la nature et la proportion de la phase active c'est-à-dire l'argile mais ont également leurs limites car plus longs, requérant plus de matériel et inapplicables sur le terrain.

#### *B. Analyse granulométrique*

La répartition de taille d'un grain est une caractéristique cruciale est déterminante pour la construction en terre ainsi que la nature des argiles déterminant leurs interactions avec l'eau. En effet, le squelette granulaire constitué de graviers, de sable et de limons possède une certaine compacité, ce qui confère plus ou moins de résistance au matériau. Une granulométrie étalée permet d'augmenter la densité. La figure 2 montre l'analyse granulométrique de quelques terres ainsi que les préconisations granulométriques pour la BTC selon la norme NF XP P13-901, pour la BTC, l'adobe et le pisé selon le traité de construction terre (Houben et Guillaud, 1989), et pour la bauge selon Clark (Clark, 2013) qui préconise par exemple une distribution régulière avec approximativement 1/3 de gravier, 1/3 de sable et 1/3 de limon et argile. Plusieurs familles peuvent être observées avec des sols grenus, des sols sableux et de sols argileux avec une teneur en argile qui varie de 5 % à 75 %. Certaines terres respectent le faisceau des courbes granulométriques recommandées pour la construction en terre et d'autres se retrouvent en dehors de cette zone.

En revanche, ces limites sont données à titre indicatif dans les références (Houben et Guillaud, 1989). (Rojat et al. 2020) ont montré que le classement avec les enveloppes de texture est inadapté pour sélectionner les caractéristiques de terre appropriées car ils ne reflètent pas la diversité des compositions de terres rencontrées sur le terrain et ne tiennent pas compte de l'activité des minéraux argileux qui est un paramètre important pour la mise en œuvre, la résistance et la durabilité. Ces auteurs préconisent de réaliser des essais expérimentaux afin d'étudier la faisabilité. Ces terres ne sont pas nécessairement contre-indiquées si elles ne respectent pas les enveloppes granulaires présentées précédemment. En effet, Fabbri et al. (Fabbri et al., 2022) ont répertorié un nombre significatif d'études scientifiques menées sur des terres en dehors de ces fuseaux. De plus, il est toujours possible d'adapter les propriétés physiques des terres en les tamisant, ou en mélangeant des terres de natures différentes.

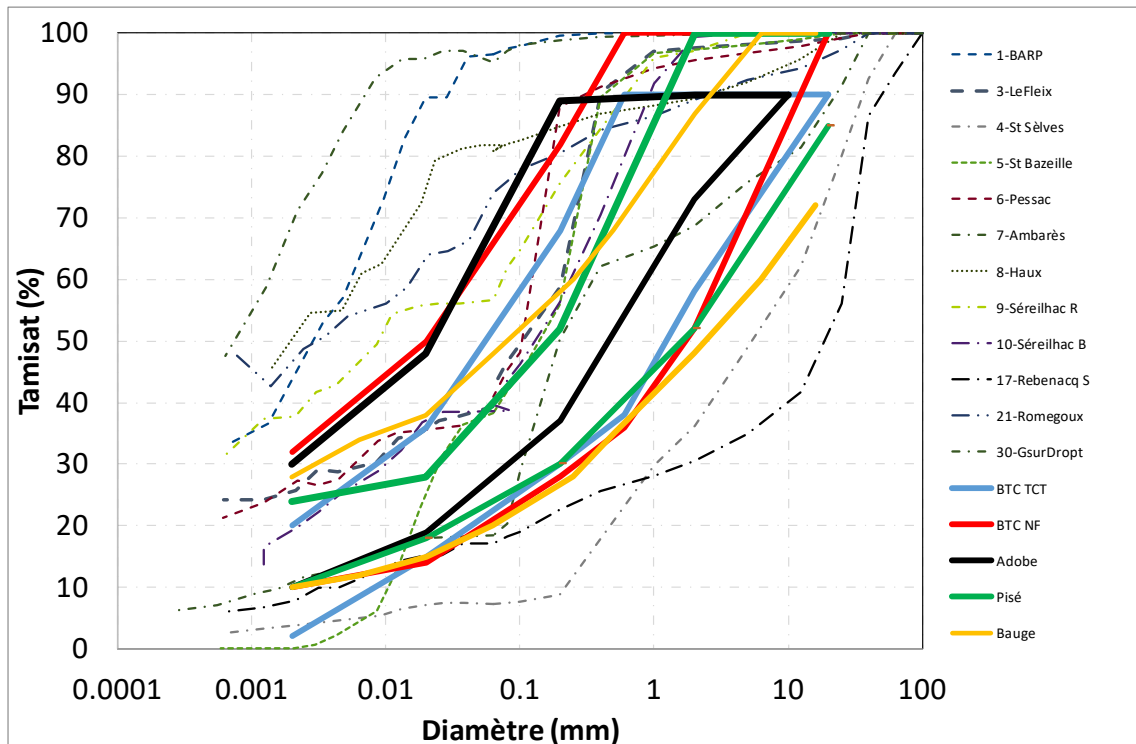


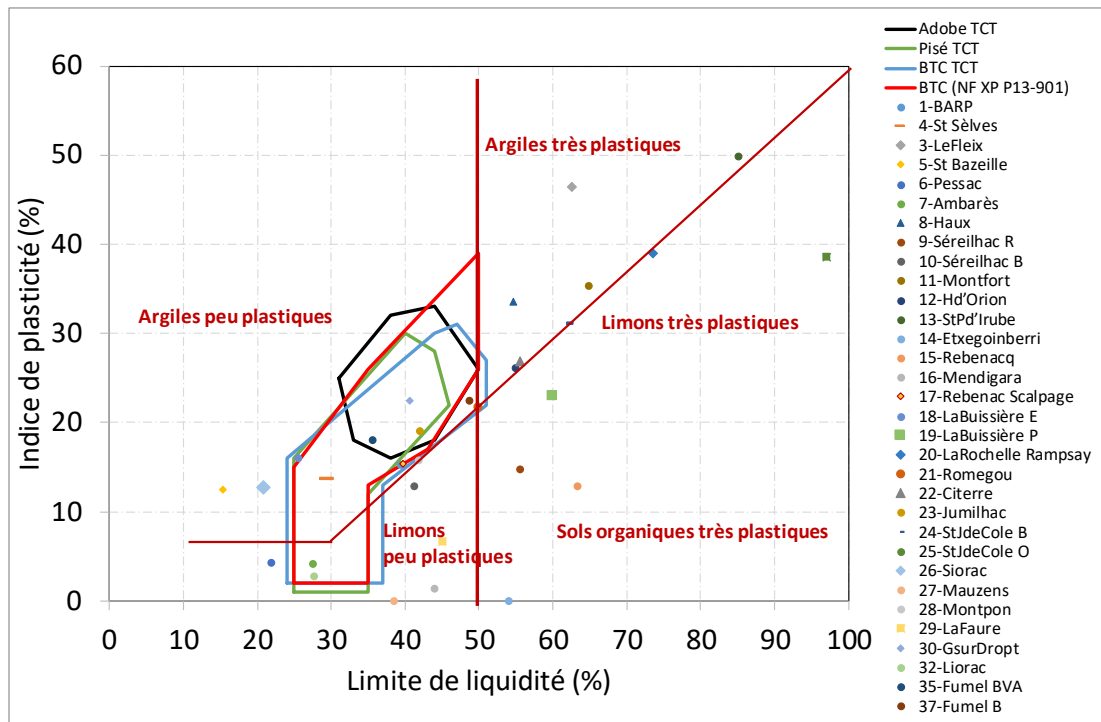
FIGURE 2. Courbes granulométriques des terres étudiées et correspondance aux préconisations

### C. Nature des argiles

La présence de l'argile est primordiale dans les constructions en terre car elle agit comme un liant sur les autres constituants comme le sable, les graviers et les fibres et apporte ainsi la cohésion qui modifie les propriétés de la terre. Une faible teneur en argile entraîne un manque de liaison entre les particules tandis qu'une forte teneur en argile peut provoquer un retrait important et par conséquent des fissurations. Plusieurs types d'argiles peuvent être retrouvés comme la Kaolinite, l'Illite et la Smectite. Leur structure moléculaire et empilement des feuillets impliquent des interactions plus ou moins fortes avec l'eau, se traduisant par un gonflement par adsorption d'eau et du retrait lors du séchage. La teneur en eau et la plasticité ont en outre une importance capitale lors de la mise en œuvre de construction en terre crue.

La figure 3 présente les relations entre l'indice de plasticité et la limite de liquidité ainsi que la correspondance des terres aux préconisations de plasticité pour la BTC selon la norme NF XP P13-901 et pour la BTC, l'adobe et le pisé selon le Traité de construction terre (Houben et Guillaud, 1989). Le résultat montre une importante variabilité avec des indices de plasticité allant de 0 % pour les terres sableuses, à 50 % pour les argiles limoneuses selon le rapport limon/argile. Selon l'abaque de Casagrande, des terres de natures différentes peuvent être distinguées selon les catégories suivantes : argiles peu plastiques, argiles très plastiques, limons peu plastiques et limons très plastiques ainsi que terres organiques. Une partie des terres respecte les zones de préconisations proposées dans la littérature (Houben et Guillaud, 1989) et serait à priori adaptée à plusieurs

techniques ou qu'à une seule technique de construction en terre et d'autres ne semblent convenir à aucune. Comme dit précédemment cela n'empêche pas leur utilisation car les limites sont données à titre indicatif.



**FIGURE 3.** Relations entre l'indice de plasticité et la limite de liquidité et correspondance des terres aux préconisations de plasticité

*D. Teneur en matière organique*

La teneur en matière organique (MO) est une caractéristique cruciale à la convenance ou non d'une terre pour la construction en terre crue. Elle doit être assez faible afin d'éviter des résistances mécaniques amoindries, le retrait dû à la disparition de cette matière et la porosité ainsi créée. (Houben et Guillaud, 1989) préconise une teneur en MO ne dépassant pas 2 à 4 %. Le pourcentage de MO influence aussi d'autres paramètres de caractérisation comme la plasticité et la valeur au bleu des terres du à la capacité de rétention des complexes argilo-humiques entre autres (Hamouche, 2016). L'essai de calcination donne cependant des résultats très différents des prévisions réalisées par l'essai de l'odorat dans le cadre de cette étude. Plusieurs terres présentent une teneur en MO très élevée et doivent donc être écartées ou traitées avant utilisation.

*E. Comparaison des deux approches : maçon de terre crue et essais géotechniques*

Les essais de terrain liés à la cohésion et à la plasticité présentent une bonne corrélation avec la valeur au bleu de méthylène et l'indice de plasticité obtenus par les essais de laboratoire. Le lien entre les autres essais est plus difficile à établir. La figure 4 montre le pourcentage de MO par l'essai de calcination, la valeur au bleu et la limite de plasticité des différents sols. Les valeurs de l'essai de

calcination semblent d’avantage corrélées à la limite de plasticité ( $w_p$ ) et à l’activité (VBS) des argiles qu’à la présence visible de composants organiques ou une odeur d’humus.

Un autre outil fréquemment utilisé par les géotechniciens est la classification GTR (NF P11-300), qui prend en compte les caractéristiques granulométriques, les limites d’Atterberg, et l’activité des argiles. Les résultats de classification GTR des terres ne coïncident pas non plus avec les convenances des terres pour la construction en terre crue. Deux terres très dissemblables du point de vue de la construction en terre peuvent avoir le même classement GTR (la terre 1 et la terre 10 par exemple). A l’inverse, des terres semblables du point de vue de la construction en terre, par exemple les terres 7 et 6, ont une classification GTR différente (A2 et B5). La classification GTR ne permet donc pas de classer les terres pour la convenance en construction terre crue.

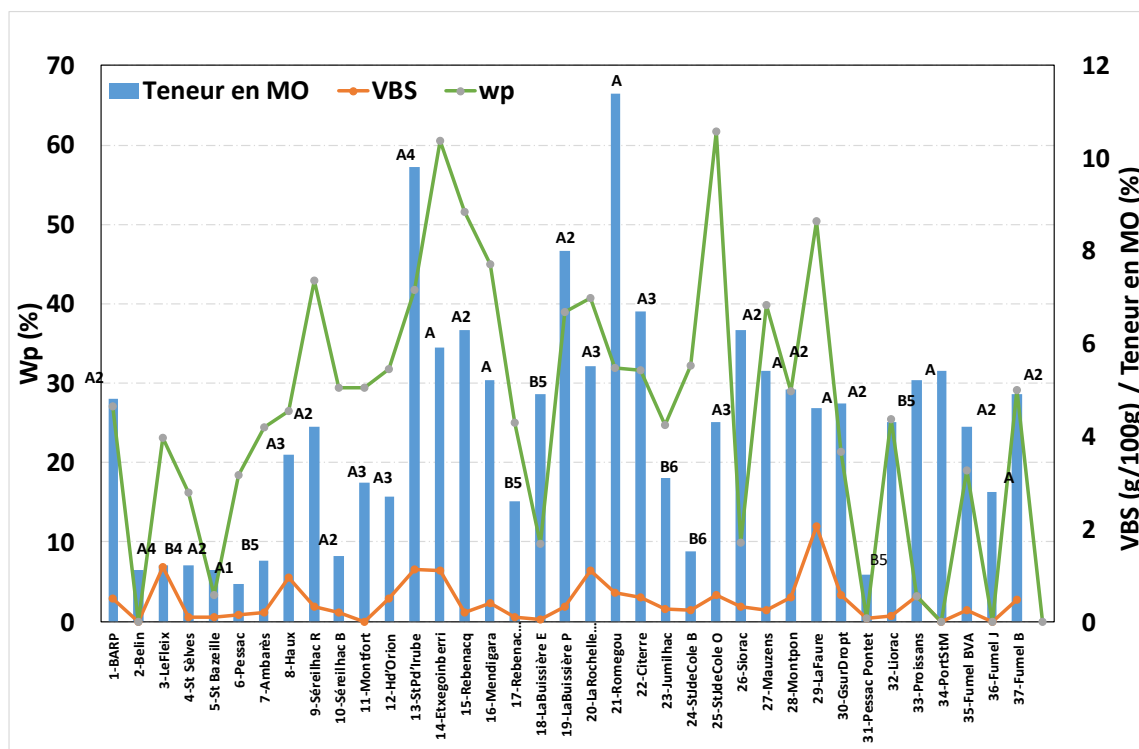


FIGURE 4. Classification GTR et variation de la teneur en MO, la valeur au bleu et la limite de plasticité

F. Retour critique sur la détermination des convenances

L’élaboration d’une méthodologie de convenance des terres s’est révélée bien plus complexe qu’estimé aux premiers abords. Si les résultats des essais de terrains et de laboratoire nous donnent des informations pertinentes pour caractériser la terre, le processus de transformation de la matière en matériaux implique de nombreux paramètres supplémentaires à prendre en compte. Les caractéristiques des terres testées peuvent être modifiées en amont de la mise en œuvre, par un simple processus de tamisage, ou d’ajout de sable. Les paramètres de mise en œuvre, tel que la hauteur des lits de terre pour un pisé par exemple, vont également affecter les propriétés de la construction en terre crue. Enfin, un grand nombre d’autres paramètres, non liés à la matière, jouent

un rôle majeur pour rendre ces techniques acceptables comme les conditions climatiques régionales et les savoir-faire locaux, les performances et l'esthétique recherchées. C'est pourquoi cette étude propose uniquement des pistes de convenance qui ne dispensent pas du besoin de prototypage et de mise au point de matériaux adéquats.

## CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

L'étude a caractérisé 39 terres constituant des potentiels gisements pour la construction en terre crue. Les ressources en terres caractérisées montrent une grande diversité de terres disponibles en Nouvelle Aquitaine, avec des potentialités pour une variété de techniques. Cette étude apporte des éléments pour soutenir le fait que la ressource locale pour la construction en terre crue est disponible et que plusieurs techniques de construction sont possibles, d'autant plus que des mélanges de ces terres entre elles sont également possibles. Cet article présente également un retour d'expérience sur la mise en place d'essais de laboratoire et in situ. Cette étude présente les limites et les complémentarités des deux approches du maçon et des essais de laboratoire. Les échanges entre praticiens, concepteurs et metteurs en œuvre (artisans, entreprise de maçonnerie, ...) ainsi que les chercheurs semblent être cruciaux pour développer cette filière. Enfin, l'adéquation des essais retenus pour ce protocole avec les exigences de la construction terre crue est à poursuivre afin de définir des systèmes de classification permettant une décision fiable et statistiquement représentative pour l'aptitude de la terre. Par ailleurs, la mise en place d'une approche performantielle est d'un grand intérêt en prenant en compte l'aspect mécanique et durabilité. De plus, afin de mieux comprendre la corrélation entre les essais géotechniques et de terrain, des investigations supplémentaires seront réalisées sur la base d'une analyse statistique multivariable.

## REMERCIEMENTS

Cette étude a été menée dans le cadre du projet [des terres] financé par la région Nouvelle Aquitaine, le département de Gironde, et la métropole de Bordeaux à travers un appel à projet. Nous souhaitons donc les remercier ainsi que toute l'équipe du projet [des terres] : l'association Chapeau et Bottes, le bureau d'études Intersections, et le collectif Cancan. Nos remerciements vont à tous les participants à cette étude, en premier lieu Bouchra El Oifi de l'I2M, et à toutes les personnes avec qui nous avons échangées au cours de ce travail notamment François Streiff, Imane Gay, Grégoire Aguetant, Noémie Dubrac et Olivier Damas.

## REFERENCES

- H. Fardoun, J. Saliba, J.-L. Coureau, A. Cointe, et N. Saiyouri, (2022). Long-Term Deformations and Mechanical Properties of Fine Recycled Aggregate Earth Concrete, *Appl. Sci.*, vol. 12, no 22, Art. no 22, janv., doi: 10.3390/app122211489.
- H. Fardoun, J. Saliba, et N. Saiyouri, (2022) Evolution of acoustic emission activity throughout fine recycled aggregate earth concrete under compressive tests », *Theor. Appl. Fract. Mech.*, vol. 119, p. 103365, doi: 10.1016/j.tafmec.2022.103365.
- N. Kouta, J. Saliba, et N. Saiyouri, (2021) Monitoring of earth concrete damage evolution during drying », *Constr. Build. Mater.*, vol. 313, p. 125340, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2021.125340.

- B. François, L. Palazon, et P. Gerard. (2017). Structural behaviour of unstabilized rammed earth constructions submitted to hygroscopic conditions. *Construction and Building Materials* 155, 164-175.
- M. Dewulf, (2015). Le torchis, mode d'emploi, Eyrolles.
- M. Costi de Castrillo, M. Philokyprou, et I. Ioannou. (2017). Comparison of adobes from prehistory to-date. *Journal of Archaeological Science: Reports* 12, 437-448.
- H. Houben et H. Guillot (1989), *Traité de construction terre*, Grenoble, Craterre.
- J. Saliba, A. Schultz, J. Moye, K. Pistol, Mechanical characterization and durability of earth blocks, 4th International Congress on Materials & Structural Stability Mohammed V University in Rabat Morocco 08-10 March, 2023 RILEM Spring Convention
- E. Hamard, B. Cazacliu, A. Razakamanantsoa, et J.-C. Morel. (2016). Cob, a vernacular earth construction process in the context of modern sustainable building. *Building and Environment* 106, 103-119.
- F. Haurine. (2015) Caractérisation d'atterrissements d'argiles récents sur le territoire français, en vue de leur valorisation dans l'industrie des matériaux de construction en terre cuite. *Sciences de la Terre*. Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, .
- A. Fabbri, J.-C. Morel, J.-E. Aubert, Q.-B. Bui, D. Gallipoli, B.V. Venkatarama Reddy, (2022). Testing and characterization of earth-based building materials and elements - State of the art report 274-TCE, Rilem.
- D. Clark, (2013). *Earth as a Contemporary Building Material*.
- XP P13-901, Blocs de terre comprimée pour murs et cloisons Définitions - Spécifications - Méthodes d'essai - Conditions de réception, AFNOR 2001
- F. Hamouche, R. Zentar, 2016. Influence des matières organiques sur les propriétés physiques des sédiments de dragage. *Academic Journal of Civil Engineering* 34, 908–914.
- CAPEB, ARPE Normandie, ARESO et al., 2018. Guide des bonnes pratiques de la construction en terre crue.
- NF EN ISO 17892-4 (2018), Reconnaissance et essais géotechniques - Essais de laboratoire sur les sols - Partie 4: Détermination de la distribution granulométrique des particules
- NF EN ISO 17892-12(2018) Reconnaissance et essais géotechniques - Essais de laboratoire sur les sols - Partie 12 : détermination des limites de liquidité et de plasticité
- NF EN 933-9+A1(juin2013), Essais pour déterminer les caractéristiques géométriques des granulats - Partie 9: qualification des fines - Essai au bleu de méthylène
- NF P11-300 : classification GTR Guide du terrassement Routier, 1992. Exécution des terrassements - Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières
- F. Rojat, E. Hamard, A. Fabbri, B. Carnus, F. McGregor, (2020) Towards an easy decision tool to assess soil suitability for earth building, *Construction and Building Materials*, Volume 257, 10, 119544
- J. D. Sittona, B. A. Storya, (2016) Estimating soil classification via quantitative and qualitative field testing for use in constructing compressed earth blocks *Procedia Engineering* 145 860 – 867
- S. Nassar, J Saliba, N. Saiyouri, Investigation of the possible valorization of Arcachon bay dredged sediments in earth constructions, 4th International Congress on Materials & Structural Stability Mohammed V University in Rabat Morocco 08-10 March, 2023 RILEM Spring Convention
- M. C. J. Delgado, I. C. Guerrero, (2005) The selection of soils for unstabilised earth building: A normative review, *Construction and Building Materials* 21 237–251
- A.A. Al-Temeemi, D.J. Harris, (2004) A guideline for assessing the suitability of earth-sheltered mass-housing in hot-arid climates *Energy and Buildings* 36 251–260

## Durabilité des armatures PRF exposées à un vieillissement sous charge : élaboration d'un programme d'essais et premiers résultats

Noémie Delaplanque<sup>1</sup>, Sylvain Chataigner<sup>1</sup>, Laurent Gailllet<sup>1</sup>, Marc Quiertant<sup>2</sup>, Karim Benzarti<sup>3</sup>, Arnaud Rolland<sup>4</sup>, Alvaro Saravia Flores<sup>5</sup>, David Bigaud<sup>6</sup>

<sup>1</sup> MAST-SMC, Univ Gustave Eiffel, F-44344 Bouguenais, France, noemie.delaplanque@univ-eiffel.fr, sylvain.chataigner@univ-eiffel.fr, Laurent.gailllet@univ-eiffel.fr

<sup>2</sup> MAST-EMGCU, Univ Gustave Eiffel, F-77447 Marne-la-Vallée, France, marc.quiertant@univ-eiffel.fr

<sup>3</sup> Navier, Univ Gustave Eiffel, ENPC, CNRS, F-77447 Marne-la-Vallée, France, karim.benzarti@univ-eiffel.fr

<sup>4</sup> Cerema, MAN, 9 rue René Viviani, 44200 Nantes, arnaud.rolland@cerema.fr

<sup>5</sup> Direction de la recherche et développement, ANDRA, F-92298 Châtenay-Malabry, France, alvaro.saravia@andra.fr

<sup>6</sup> Univ Angers, LARIS, SFR MATHSTIC, F-49000 Angers, France, david.bigaud@univ-angers.fr

**RESUME** Pour pallier le problème de la corrosion des armatures en acier, une solution consiste à utiliser des armatures en Polymère Renforcé de Fibres (PRF). Cependant, malgré leur grand potentiel, ces armatures restent encore peu utilisées en France, en raison notamment de données insuffisantes concernant leur durabilité dans les conditions de service. S'il existe déjà beaucoup d'études portant sur la durabilité des armatures en PRF à fibres de verre exposées à des environnements alcalins plus ou moins représentatifs du milieu béton, on connaît encore mal l'impact d'une exposition environnementale couplée à des sollicitations mécaniques (vieillissement sous charge). Le présent article présente donc les premiers résultats d'une étude de durabilité sur des armatures en Polymère Renforcé en fibre de Verre (PRFV) et de Carbone (PRFC) soumises à un vieillissement accéléré (enrobage de béton avec immersion en solution alcaline) à des températures de 20, 40 et 60 °C, ainsi que pour certaines armatures en PRFV, à un chargement maintenu en traction (jusqu'à 40 % de la résistance mécanique en traction des armatures). Cette étude est réalisée dans le cadre d'un partenariat entre l'Université Gustave Eiffel et l'Agence Nationale pour la gestion des Déchets Radioactifs (Andra) et s'inscrit dans la continuité des actions qui ont permis la publication d'un guide AFGC sur l'utilisation des armatures en PRF.

**Mots-clefs** durabilité, armature composite PRF, solution alcaline, béton, vieillissement sous charge



## I. INTRODUCTION

Pour pallier le problème de la corrosion des armatures en acier, une solution consiste à les remplacer par des armatures en Polymère Renforcé de Fibres (PRF). Ces dernières ne corrodent pas de par leur nature chimique et donc à terme pourraient présenter des résistances mécaniques supérieures à celles des armatures métalliques. Cependant ces armatures restent encore peu utilisées en France, en raison notamment de données insuffisantes concernant leur durabilité en conditions de service (Souchu, 2009). S'il existe déjà beaucoup d'études portant sur la durabilité d'armatures à fibres de verre (PRFV) exposées à des environnements alcalins, on connaît encore mal l'impact d'une exposition environnementale couplée à des sollicitations mécaniques (vieillessement sous charge (AFGC, 2021)). Plusieurs études s'accordent sur l'influence significative de l'application d'une charge en fluage sur les cinétiques de dégradation d'une armature soumise à un environnement agressif. L'étude de Byars (Byars et al., 2019), qui porte sur des armatures en PRFV et PRFC, montre ainsi que l'application d'une charge maintenue (dont l'intensité se situe entre 20 à 40% de la résistance mécanique à la rupture de l'armature) couplée à un vieillissement accéléré (à des températures de 23, 40 et 60°C) augmente les cinétiques de dégradation des armatures (i.e. de diminution de la résistance en traction) en milieu alcalin. En outre, (Byars et al., 2019) ont démontré que les armatures en PRFV sont plus sensibles à ces conditions de vieillissement que des armatures PRFC (Polymères Renforcés de Fibres de Carbone).

Le présent article expose les tout premiers résultats d'une étude de l'influence d'un chargement mécanique couplé à un vieillissement accéléré sur les cinétiques de dégradation des armatures en conditions cimentaires. La première partie est consacrée à la présentation du programme expérimental et la seconde partie présentera les premiers résultats obtenus à différentes échéances du vieillissement sans charge des armatures. Le vieillissement sous sollicitation mécanique est en cours de réalisation.

## II. PROGRAMME EXPERIMENTAL

### A. Présentation des armatures étudiées

L'étude porte sur des armatures composées d'une matrice vinylester renforcée de fibres de verre (PRFV) ou de fibres de carbone (PRFC). Toutes les armatures sont fabriquées par pultrusion et proviennent du même producteur. Les deux familles d'armatures sont sablées en surface (voir Figure 1) et possèdent un diamètre de 10 mm. Les principales propriétés des armatures PRFV fournies par le producteur sont données dans le Tableau 1.



FIGURE 1. État de surface des armatures PRFC et PRFV étudiées

**TABLEAU 1. Propriétés des armatures PRFV et PRFC fournies par le producteur**

Armature	Section (mm)	Aire effective (mm <sup>2</sup> )	Résistance à la traction directe garantie (MPa)	Module d'élasticité en traction (GPa)
PRFV	10	71	900	46
PRFC	10	71	2000	150

### B. Méthodes de caractérisation employées pour cette étude

La caractérisation des armatures porte classiquement à la fois sur ses propriétés mécaniques, mais également physico-chimiques. Cependant, dans cet article, seule la caractérisation des propriétés mécaniques est abordée. Pour chaque configuration de vieillissement, trois éprouvettes seront testées et caractérisées pour chaque essai.

#### i Résistance en traction et module élastique des armatures PRF

La résistance en traction et le module d'élasticité longitudinal des armatures ont été déterminés conformément à la norme américaine ASTM D7205 (ASTM, 2006), à la norme ISO 10406-1 (ISO, 2008) ainsi qu'aux recommandations françaises de l'AFGC (AFGC, 2021) sur l'emploi d'armatures en PRF en construction. Afin de ne pas endommager de manière excessive les extrémités des armatures pendant l'essai et d'éviter une rupture prématurée des armatures dans les mors de la presse, les armatures ont été préalablement équipées d'un système d'ancrage spécifique à chaque extrémité, composé d'un tube en acier et d'un mortier expansif permettant de répartir de manière plus homogène les contraintes radiales de serrage de l'armature. L'essai est réalisé sur une presse hydraulique de capacité 250 kN équipée d'une cellule de mesure de force, à une vitesse de 1 mm/min (Figure 2). La déformation de l'armature au cours du chargement est mesurée à l'aide d'un extensomètre optique vidéo.

#### ii Résistance en cisaillement interlaminaire

Les essais de cisaillement inter-laminaire (Short-beam tests) consistent en la réalisation d'un essai de flexion trois points de l'armature avec appuis rapprochés (voir Figure 2). Cet essai permet d'évaluer la résistance de l'interface entre les fibres et la matrice polymère. Les essais sont réalisés conformément à la norme ASTM D4475 (ASTM, 2006) ainsi qu'aux recommandations de l'AFGC (AFGC, 2021). La distance entre appuis a été fixée à cinq fois le diamètre de l'armature. L'essai est piloté en déplacement à une vitesse de 1 mm/min sur une presse électromécanique de capacité 100 kN, équipée d'un capteur de force additionnel de 50 kN permettant une mesure de force plus précise dans la plage de sollicitation de l'étude. La résistance au cisaillement inter-laminaire (R) est déterminée selon la formule de la norme d'essai ASTM (ASTM, 2002), à partir de l'effort à rupture (F) par la relation  $R = 0,849F/d^2$ , d étant le diamètre de l'armature en mm.



**FIGURE 2.** Essais de caractérisation en a) traction et en b) cisaillement inter-laminaire

### C. Programme de vieillissement des armatures en milieu alcalin

#### i Vieillissement sans sollicitation mécanique

Les éprouvettes destinées à être caractérisées par la suite en traction ou en cisaillement inter-laminaire, sont enrobées de béton (le diamètre total de l'éprouvette étant de 50 mm correspondant à une épaisseur d'enrobage de 22 mm) puis immergées dans une solution alcaline composée de 0,1 mol/L (4 g/L) d'hydroxyde de sodium (NaOH) et de 0,5 mol/L (28 g/L) d'hydroxyde de potassium (KOH) présentant un pH de 13.8 à des températures de 20 °C (température ambiante), 40 °C et 60 °C. Cette solution est couramment utilisée dans la littérature pour l'étude de la durabilité (Rolland, 2021) car elle est adaptée pour simuler la solution interstitielle contenue dans les pores du béton. En ce qui concerne la régulation de la température durant le vieillissement, celle-ci est assurée par une résistance thermique installée au fond de chaque bac à 40 et 60 °C.

Pour les éprouvettes de traction et de cisaillement inter-laminaire, 6 échéances seront réalisées pour le vieillissement sans charge (noté par la suite VSC) : E1= 30 jours, E2 = 60 jours, E3 = 90 jours, E4 = 180 jours, E5 = 360 jours, et E6 = 540 jours. Pour cela, 4 bacs d'immersions thermostatés sont utilisés (Erreur ! Source du renvoi introuvable.).



**FIGURE 3.** Salle de vieillissement des éprouvettes (VSC) contenant les bacs thermostatés

## ii Vieillissement couplé à un chargement maintenu en traction

Pour les vieillissements avec charge, que nous notons pour la suite VAC, 6 bâtis spécifiques de traction sont utilisés (Figure 4). Ces bâtis permettent la mise en charge des éprouvettes à l'aide d'un vérin hydraulique, puis le maintien de cette charge par blocage des déplacements (des remises en charge sont réalisées pour compenser les phénomènes de relaxation). Chaque bâti est équipé d'une cellule qui contient la solution alcaline dont la température est contrôlée. Des essais préliminaires ont permis de définir les délais de remise en charge des armatures. Deux niveaux de charge sont étudiés correspondant à 20 % et 40 % de la résistance moyenne initiale (i.e. avant vieillissement) des armatures. Les éprouvettes sont vieilles sur des périodes allant jusqu'à 90 jours. Cependant, les résultats présentés dans la suite sont sans charge appliquée. Ce programme est mené de manière parallèle à celui sans chargement appliquée.



**FIGURE 4.** Bâtis de vieillissement VAC pour les éprouvettes de traction

### *D. Optimisation du programme expérimental*

Afin d'optimiser la durée totale de la campagne de vieillissement avec charge, qui fait intervenir un nombre important de corps d'épreuve en raison de l'étude couplée de 2 paramètres de vieillissement (température et niveau de charge), un plan d'expérience optimisé a été établi.

Ce plan est basé sur le concept des matrices de Hoke construit sur 2 facteurs variables (ici la température et le niveau de charge). L'intérêt de cette stratégie est de réduire le nombre de combinaisons d'essais tout en conservant les informations utiles à l'étude du couplage des paramètres de vieillissement (cas de la matrice D1, voir Figure 5). On ajoute une configuration VSC à 40 °C (configuration #7) afin de disposer de trois températures pour ce niveau de chargement.

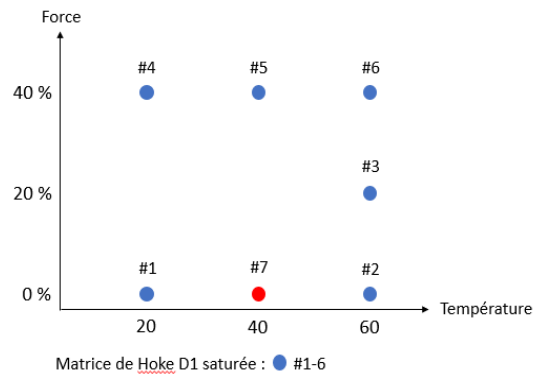


FIGURE 5. Matrice de Hoke du plan d'expérience des VAC

### III. PREMIERS RESULTATS OBTENUS

#### A. Évolution de la résistance en traction et du module d'élasticité

Des essais de traction ont été réalisés à chaque échéance et pour chaque température de VSC. Les modes de rupture typiquement observés sur les armatures en PRFV et en PRFC sont illustrés sur la Figure 6. Les armatures PRFV présentent une rupture « en plumeau », alors que les armatures PRFC présentent une rupture plus nette et localisée à différents endroits de l'armature. Il a été observé que les ruptures localisées ont été amorcées dans un premier temps au centre de l'armature, puis dans un second temps à proximité des ancrages, probablement par la libération (après la première rupture en partie courante) de l'énergie élastique emmagasinée lors du chargement.



FIGURE 6. Modes de rupture typiques des armatures PRFV (en bas) et PRFC (en haut)

La résistance en traction moyenne ainsi que le module d'élasticité longitudinal moyen pour chaque armature, à chaque échéance et aux différentes températures, sont présentées dans le Tableau 2, et sur les Figures 7 et 8. Pour chaque résultat, ce sont les valeurs moyennes des trois résultats qui sont pris en compte. Le module d'élasticité a été calculé par la relation :

$$E = \frac{\sigma_{50\%} - \sigma_{20\%}}{\varepsilon_{50\%} - \varepsilon_{20\%}}$$

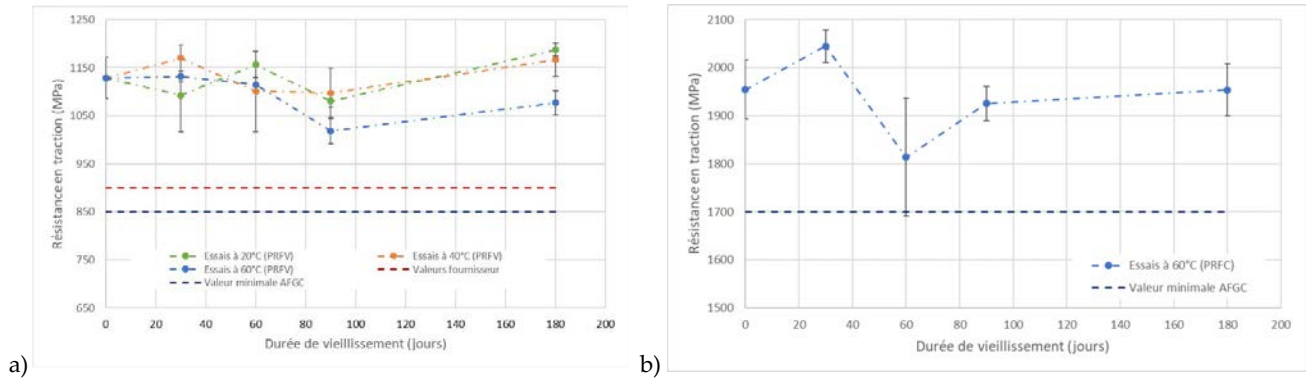
Avec E, le module d'élasticité longitudinal,  $\sigma$ , la contrainte à 50 et 20% de la résistance ultime de l'armature en question et  $\varepsilon$ , la déformation de l'armature mesurée à l'aide d'un extensomètre vidéo. Les écart-types ont été calculés par la technique de la « population totale » conformément aux recommandations du guide AFGC par la formule suivante :

$$S = \sqrt{\frac{\sum(x_i - \mu)^2}{N}}$$

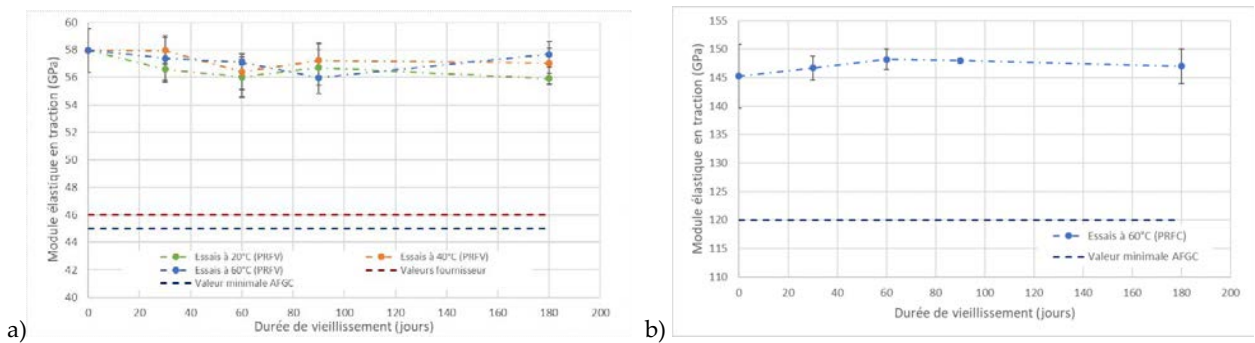
Avec S, l'écart-type,  $\mu$ , la moyenne arithmétique de la population et N, la population totale. En ce qui concerne les armatures en PRFV, on n'observe pas de variation significative de la résistance en traction ou du module élastique. Dans le cas des armatures PRFC, on constate que la résistance diminue significativement à l'échéance de 60 jours, puis tend à se stabiliser à une valeur qui avoisine celle de la référence. Le guide AFGC (AFGC, 2021) recommande d'obtenir un module élastique minimal de 45 GPa et de 120 GPa pour les armatures PRFV et PRFC, respectivement, pour l'utilisation des armatures dans les structures. Concernant la résistance en traction, le guide recommande pour des diamètres identiques à celle testée d'obtenir des résistances de 850 MPa et 1700 MPa pour les armatures PRFV et PRFC, respectivement. En comparant ces valeurs à celles obtenues lors de la caractérisation des armatures aux différentes échéances, on observe qu'au bout de 180 jours, les résistances et les modules élastiques obtenus restent supérieurs aux valeurs recommandées par le guide AFGC.

**TABEAU 2.** Résistances en traction et modules d'élasticité des armatures résultant des essais de traction

Nom éprouvette	Échéance de vieillissement	Force max (kN)	Contrainte max (MPa)	Module élastique (GPa)	Ecart-type contrainte (MPa)	Ecart-type module élastique (Gpa)
Référence_PRFV	0	88,62	1128,33	57,96	42,82	1,60
Référence_PRFC	0	153,50	1954,45	145,25	61,61	5,61
30j_20_PRFV	30	85,78	1092,25	56,59	75,34	0,79
60j_20_PRFV	60	90,81	1156,15	56,03	27,07	1,46
90j_20_PRFV	90	84,87	1080,56	56,72	12,86	1,30
180j_20_PRFV	180	93,23	1187,09	55,91	13,52	0,39
30j_40_PRFV	30	91,88	1169,58	57,94	26,96	0,97
60j_40_PRFV	60	86,41	1100,27	56,41	83,62	1,30
90j_40_PRFV	90	86,17	1097,10	57,22	52,73	1,24
180j_40_PRFV	180	91,61	1166,42	57,03	34,29	1,11
30j_60_PRFV	30	88,91	1132,02	57,38	11,60	1,69
60j_60_PRFV	60	87,51	1114,23	57,11	14,38	0,21
90j_60_PRFV	90	79,98	1018,36	55,99	27,71	1,17
180j_60_PRFV	180	84,54	1076,38	57,67	24,87	0,93
30j_60_PRFC	30	160,59	2044,73	146,72	34,19	2,10
60j_60_PRFC	60	142,45	1813,76	148,20	122,32	1,82
90j_60_PRFC	90	151,22	1925,39	147,97	35,39	0,37
180j_60_PRFC	180	153,43	1953,60	147,00	54,17	3,00



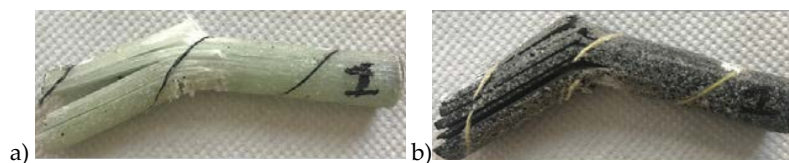
**FIGURE 7.** Évolution de la résistance en traction lors des premières échéances de vieillissement sans charge pour les armatures (a) PRFV et (b) PRFC



**FIGURE 8.** Évolution du module d'élasticité longitudinal lors des premières échéances de vieillissement sans charge pour les armatures (a) PRFV et (b) PRFC

*B. Évolution de la résistance en cisaillement inter-laminaire*

Les différents modes de rupture typiques obtenus à l'issue des essais de flexion 3 point rapprochés (short beam test) sont illustrés sur la Figure 9. Comme pour les essais de traction, pour chaque configuration de vieillissement et pour chaque échéance, trois essais ont été réalisés afin d'évaluer la dispersion des résultats. De plus, les écart-types ont été calculés par la même méthode décrite pour les essais de traction à rupture (méthode de la « population totale »).



**FIGURE 9.** Modes de rupture des armatures (a) PRFV et (b) PRFC après cisaillement inter-laminaire

Les résistances en cisaillement inter-laminaire de référence ainsi qu'aux différentes échéances après VSC (jusqu'à 180 jours) sont répertoriées dans le Tableau 3. Les deux courbes de la Figure 10 représentent l'évolution des résistances en cisaillement inter-laminaire des éprouvettes en PRFV et PRFC. A partir de ces résultats, nous ne notons pas de variation significative de la résistance en cisaillement inter-laminaire pour les armatures en PRFV contrairement aux armatures PRFC où une

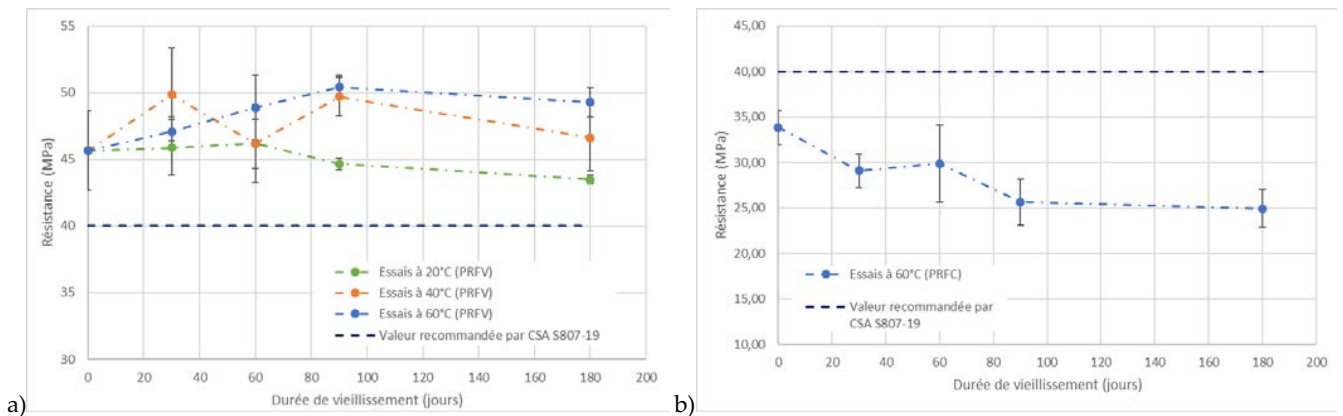
diminution plus importante est constatée, avec toutefois une tendance à la stabilisation à partir de 90 jours de vieillissement. Le guide Canadien (CSA S807-19, 2010) recommande des résistances minimales en cisaillement inter-laminaire de 50 MPa pour les conditions environnementales les plus sévères. On constate que les résistances obtenues pour les PRFV sont proches des valeurs recommandées par le guide mais restent faibles comparés aux données de la littérature. Concernant les armatures PRFC, dès les essais de référence, la résistance inter-laminaire des armatures est bien inférieure aux valeurs recommandées.

L'interface matrice/fibre de carbone semble plus sensible au vieillissement que l'interface matrice/fibre de verre. Ceci est probablement lié à la nature des ensimages utilisés qui sont en général plus adapté aux fibres de verre.

**TABLEAU 3. Résistances en cisaillement inter-laminaire résultant des essais de flexion 3 points rapprochés**

Specimen name	Strength (kN)	Resistance (MPa)	Standard deviation resistance (MPa)
Référence_PRFV	5,38	45,65	2,96
Référence_PRFC	3,99	33,86	1,88
30j_20_PRFV	5,40	45,88	2,09
60j_20_PRFV	5,44	46,18	2,93
90j_20_PRFV	5,26	44,67	0,45
180j_20_PRFV	5,12	43,50	0,30
30j_40_PRFV	5,87	49,87	3,46
60j_40_PRFV	5,44	46,17	1,87
90j_40_PRFV	5,86	49,70	1,47
180j_40_PRFV	5,49	46,62	2,49
30j_60_PRFV	5,55	47,09	1,09
60j_60_PRFV	5,75	48,88	2,45
90j_60_PRFV	5,94	50,43	0,90
180j_60_PRFV	5,81	49,30	1,10
30j_60_PRFC	3,43	29,10	1,83
60j_60_PRFC	3,17	29,87	4,24
90j_60_PRFC	3,02	25,64	2,53
180j_60_PRFC	2,94	24,92	2,07





**FIGURE 10.** Évolution de la résistance en cisaillement inter-laminaire pour le protocole de vieillissement sans charge (VSC) pour les armatures (a) PRFV et (b) PRFC

#### IV. CONCLUSIONS

Le programme expérimental mis en place dans le cadre de cette étude a pour but d'étudier la durabilité d'armatures composites de type PRFV et PRFC au travers de l'évolution de leurs propriétés mécaniques en traction et en cisaillement inter-laminaire. Pour cette étude, un programme de vieillissement basé sur le concept des matrices de Hoke a été établi dans le but d'optimiser l'utilisation des moyens expérimentaux disponibles et ainsi limiter la durée de la campagne expérimentale, tout en garantissant une quantité suffisante de résultats pour permettre leur exploitation.

Les premiers essais de caractérisation mécanique aux différentes échéances de vieillissement sans charge VSC en solution alcaline à trois différentes températures (20, 40 et 60°C) pour des échéances allant jusqu'à 180 jours, ont mis en évidence que les conditions de vieillissement n'affectent pas la résistance ni le comportement élastique des armatures composites PRFV et PRFC à ce stade, mais tendent cependant à dégrader la résistance en cisaillement inter-laminaire des armatures PRFC. Les résultats entre les deux types d'essais sont différents, ce qui souligne la complémentarité des deux approches.

Les vieillissements sans chargement mécanique seront par la suite comparés aux vieillissements avec une sollicitation maintenue (essais toujours en cours) afin d'observer l'impact éventuel d'une charge appliquée sur les cinétiques de dégradation. Des caractérisations physico-chimiques (mesure de la température de transition vitreuse, analyse infrarouge à transformée de Fourier) ainsi que des observations au MEB compléteront les caractérisations mécaniques, et permettront de mieux appréhender les mécanismes d'endommagement mis en jeu au cours des vieillissements.

## REFERENCES

P. Souchu, (2009). La corrosion des armatures danger majeur pour la durabilité des ouvrages en béton armé <http://doc.lerm.fr/>

Groupe de travail AFGC (2022). Utilisation d'armatures composites (à fibres longues et à matrice organique) pour le béton armé, 253, 2021.

E.A. Byars, P. Waldron, V. Dejke, S. Demis, S. Heddadin, (2019) Durability of FRP in concrete – deterioration mechanisms, Int. J. of Materials and Product Technology, Vo.19, 1-2

ASTM D7205/D7205M-06 (2006). Standard test method for tensile properties of fiber reinforced polymer matrix composite bars. American Society for Testing and Materials (ASTM), West Conshohocken, PA, USA

ISO/AWI 10406-1 (2008). Fibre-reinforcement polymer (FRP) reinforcement of concrete – Test methods. Organisation Internationale de normalisation (ISO)

ASTM D4475-21 (2006). Standard test method for apparent horizontal shear strength of pultruded reinforced plastic rods by the short-beam method. American Society for Testing and Materials (ASTM), West Conshohocken, PA, USA

ASTM D4475-02 (2002). Standard test method for apparent horizontal shear strength of pultruded reinforced plastic rods by the short-beam method. American Society for Testing and Materials (ASTM), West Conshohocken, PA, USA.

Rolland, A.; Benzarti, K.; Quiertant, M.; Chataigner, S. Accelerated Aging Behavior in Alkaline Environments of GFRP Reinforcing Bars and Their Bond with Concrete. *Materials* 2021, 14, 5700. <https://doi.org/10.3390/ma14195700>

CSA-S807-19 (2010). Spécification pour les polymères renforcés de fibres. Canadian Standards Association, Mississauga, ON, Canada

# Mise en œuvre opérationnelle de la modélisation thermique du béton dans les projets de construction

Abdelghafour Aït Alaiwa<sup>1</sup>, Yvan Thiebaut<sup>1</sup>, Lionel Linger<sup>1</sup>, Laurent Boutillon<sup>1</sup>

<sup>1</sup> *Département Scientifique, VINCI Construction Grands Projets, Nanterre, France*

**RESUME** La prévention des risques de réaction sulfatique interne, de fissuration au jeune âge et/ou l'estimation de la résistance au jeune âge dans les structures en béton demeure une tâche complexe à mettre en place dans les projets de construction. Plusieurs phénomènes couplés interviennent au cours du processus d'hydratation du béton qui doivent être décrits le plus finement possible. Cela requiert la détermination de données d'entrée associées à de nombreux essais (calorimétrie, résistance mécanique, relevés de température, essais physico-chimiques). Depuis plus d'une décennie, Vinci Construction Grands Projets a recours à la modélisation et la simulation numérique de ces phénomènes permettant d'intégrer les retours d'expériences de ses projets ainsi que ses actions de recherche internes vers ses nouveaux projets de construction au travers d'une méthodologie et de recommandations internes. Des exemples clés de construction illustrent la pertinence et l'adéquation aux projets de cette démarche. Cet article montre que le modèle utilisé permet une prédiction précise des champs de température lors du durcissement du béton des structures. Enfin, pour la prévention des risques cités précédemment et le respect des exigences issues des guides techniques et normes en vigueur, des simulations spécifiquement réalisées pour chaque projet sont utilisées pour aider le projet à optimiser les options de construction et la planification de leurs travaux dans les conditions optimales.

**Mots-clés** Modélisation, Hydratation du béton, Différentiel de température, Formation d'ettringite différée

## I. INTRODUCTION

Fournir un béton durable est une tâche essentielle pour les entrepreneurs et les concepteurs, quelles que soient les contraintes potentielles rencontrées pendant la construction. Ces dernières sont principalement liées à la disponibilité des ressources disponibles localement (liants, granulats), aux conditions environnementales qui affectent à la fois la production du béton (température initiale du béton frais) mais également les cinétiques de durcissement des bétons mis en œuvre.

Pour une analyse correcte de ces bétons durables au jeune âge, les évolutions des propriétés thermiques et mécaniques du matériau doivent être bien connues, tout autant que la relation entre celles-ci. Le principal défi est donc de décrire aussi finement que possible le comportement du béton au cours du bétonnage et dans la phase de murissement. La méthodologie adoptée par Vinci Construction Grands projets décrite dans Aït Alaiwa et al. [1] et Thiebaut et al. [2] intègre les dernières approches les plus avancées dans la modélisation du comportement au jeune âge des structures en béton, depuis les réactions chimiques produites pendant l'évolution de l'hydratation du liant jusqu'à l'analyse macroscopique de la structure du béton ([3],[4],[5],[6],[7],[8]), à travers des mesures corrélées in situ.

Cette méthodologie a été appliquée avec succès dans de nombreux cas réels de projets de Vinci Construction Grands Projets dans le monde entier, permettant à la fois la détermination du phasage optimal du bétonnage de nombreuses structures en béton et l'évaluation des risques de fissuration et

de réaction sulfatique interne de ces éléments en fonction des exigences de chaque projet de construction.

Bien que les moyens de prévention des risques d'origine thermique puissent sembler assez évident d'un point de vue théorique (utilisation d'additions minérales en substitution du ciment, limitation de la teneur en ciment, production de béton frais à basse température, bétonnage de nuit, réalisation de coulages de pièces massives par couches successives), leurs mises en œuvre sur site peuvent être moins « triviales ». En effet, elles dépendent principalement de la disponibilité des matériaux, des spécifications des projets, des problématiques de logistique et de coût associées.

Cet article montre que l'utilisation de simulations numériques peut être utilisée comme outil opérationnel pour permettre aux projets de s'adapter à ces conditions spécifiques et d'optimiser leurs procédés de construction.

## II. Méthodologie générale

Une vue d'ensemble des principales étapes de la méthodologie de VINCI Construction Grands Projets pour la modélisation thermique du béton est entièrement détaillée dans ([1],[2]) qui s'appuie sur les Recommandations du RILEM TC 287-CCS [3] et le Rapport sur l'état de l'art du RILEM TC 254-CMS sur la fissuration thermique des structures massives en béton [4]

Les résultats de la modélisation numérique sont comparés à des maquettes à grande échelle (typiquement autour de  $3\text{m}^3$ ) coulées dans les conditions réelles du site et surveillées à l'aide de thermocouples implantés dans l'élément en béton étudié, selon les procédures internes standardisées VINCI Construction Grands Projets. Sur la base de l'évolution de la température de la maquette, la modélisation numérique permet de valider et d'affiner le modèle, notamment concernant les propriétés thermiques du béton et les coefficients d'échange. En outre, la mise en place ce type de maquette en vraie grandeur contribue à contrôler la stabilité du béton frais lorsqu'il est manipulé et coulé selon les procédures d'exécution prévues par le projet. Une fois durci, des carottes peuvent également être prélevées pour contrôler les performances du béton. Un exemple de réalisation d'une maquette et de modélisation associée (FIGURE 1).

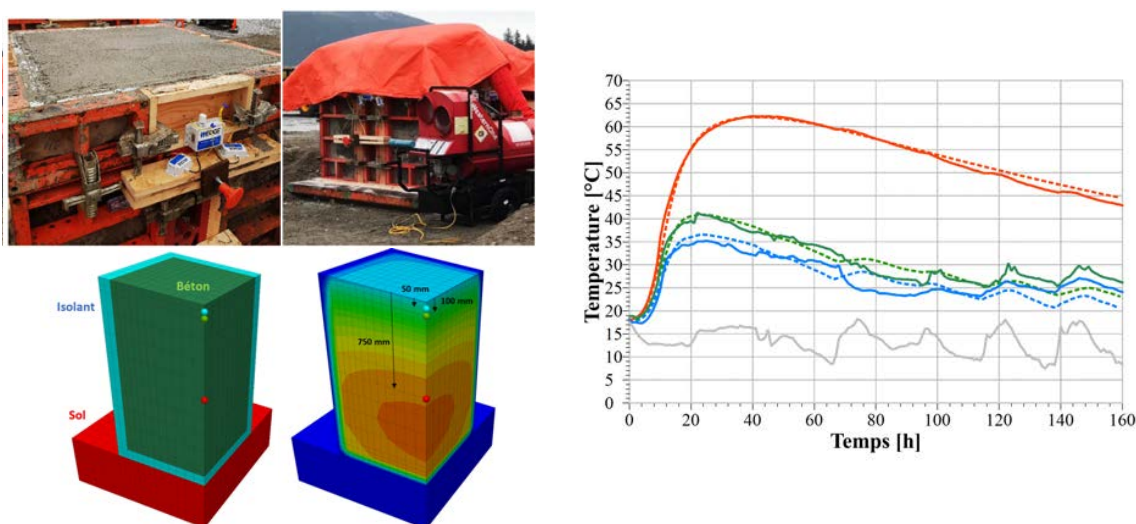


FIGURE 1. Exemple de coulage et de modélisation de maquettes thermiques (1/4 de la géométrie) à grande échelle

### III. Exemple de bétonnage de béton de masse - Projet de pont de l'Atlantique - Panama

VINCI Construction Grands Projets a réalisé ce pont routier en béton à haubans, à deux voies de circulation, d'une longueur de 1 050 mètres, avec une portée principale de 530 mètres, des pylônes de 212,5 mètres de haut et une hauteur libre de 75 mètres au-dessus du canal de Panama (FIGURE 2). La structure est située à 3 kilomètres au nord des écluses de Gatun, près de la ville de Colón. Le pont est conçu pour permettre le passage des énormes porte-conteneurs Post-Panamax dans le cadre des opérations de post-expansion du canal. Il permet également aux véhicules de traverser le canal de Panama du côté atlantique, que les écluses soient en service ou non. VINCI Construction Grands Projets par l'intermédiaire de son département scientifique a mis en œuvre la démarche d'analyse thermique énoncée précédemment sur une série d'éléments en béton dont ceux présentés en FIGURE 3 (jambes supérieures et inférieures des pylônes composés de nombreux voussoirs creux de 4,0 mètres).



FIGURE 2. Vue générale du pont de l'Atlantique au Panama

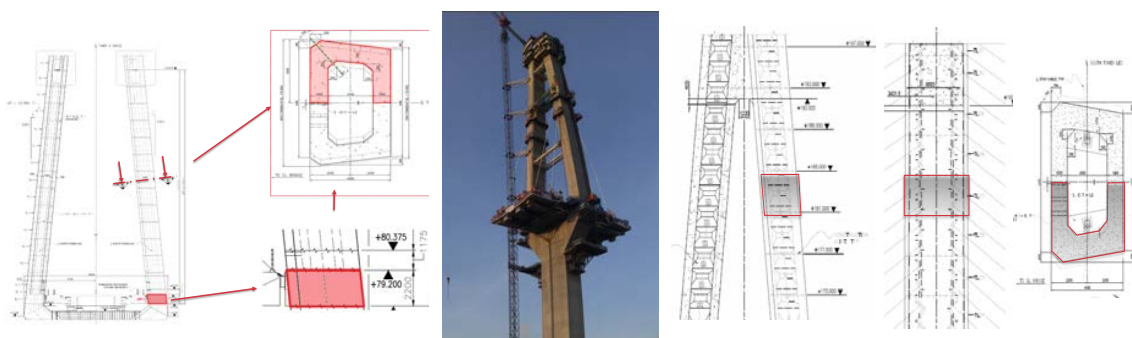


FIGURE 3. Jambes inférieures des pylônes (à gauche), jambas supérieures des pylônes (à droite)

Les conditions climatiques au Panama sont considérées comme des conditions de temps chaud pour les travaux de construction en béton. En effet, la température annuelle moyenne varie de 24 à 29°C avec un pourcentage annuel moyen d'humidité égal à 86%. Les pylônes sont coulés en place avec des matériaux exclusivement locaux, incorporés dans un béton à base de pouzzolane naturelle et de la fumée de silice en substitution partielle du ciment Portland local de type II (ASTM C150:2020). Les centrales à bétons du projet se sont avérées capable de produire du béton frais à une température initiale située autour de 26-27°C correspondant, après transport, pompage et mise en place du béton frais à environ 28-29°C.

Différentes solutions techniques pour maintenir la température du béton et les différentiels de température dans les éléments coulés en deçà des limites admissibles pour le projet avaient été envisagées et simulés à l'aide de la modélisation numérique ([9]). Les méthodes utilisées incluent à la fois la recherche de formulations de bétons aussi peu exothermiques que possible, le refroidissement du béton avant ou après sa mise en place, le recours à des bétonnages de petit volume et à des systèmes d'isolation thermique des coffrages selon les configurations de bétonnages.



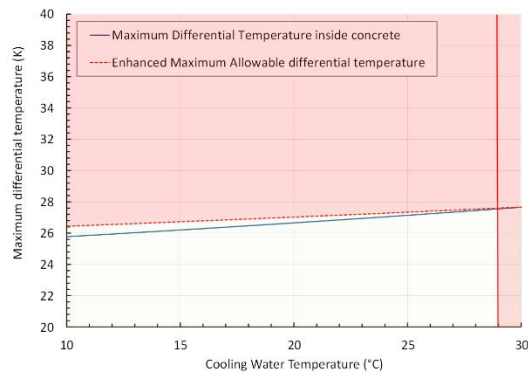
FIGURE 4. Refroidissement du béton à l'aide d'azote liquide

La minimisation de la chaleur d'hydratation du béton est souvent considérée comme le moyen le plus simple de diminuer les effets thermiques nuisibles dans le béton. Cependant, cette option n'est souvent que partiellement disponible, voire inexistante, selon l'emplacement du projet dans le monde. Au Panama, l'indisponibilité locale d'additions minérales telles que le laitier granulé moulu de haut fourneau (GGBS) et/ou les cendres volantes CV), combinée à des spécifications hybrides strictes liées aux performances mécaniques à atteindre, s'est révélé un facteur limitant pour développer des bétons à très faible chaleur d'hydratation. Les simulations thermo-numériques ont été utilisées pour déterminer pour chaque coulage de pièce massive, les limites de température initiales du béton frais, avec une petite marge de sécurité de 2°C ou 3°C maximum, permettant de respecter les seuils limites de température (température maximale et différentiel de température maximal). Lorsqu'il n'était pas possible de produire du béton à une température initiale inférieure à la limite estimée, nous avons mis en œuvre des solutions dédiées telles que des systèmes de post-refroidissement lorsque cela pouvait être mis en œuvre en toute sécurité (par exemple, en dessous de 100 m de hauteur au-dessus du sol pour limiter la pression de l'eau et la capacité des systèmes de suppression) pour de nombreux éléments massifs du pont.

Au-dessus de 100 m, nous avons mis en œuvre une autre technologie utilisant l'azote liquide pour refroidir le béton frais avant le coulage. Bien que très efficace et nécessitant un équipement spécifique modérément onéreux, le coût de l'azote liquide consommé de chaque "degré Celsius gagné" est très significatif. Les marges de sécurité concernant les prévisions de température (température maximale et différentiel de température) influencées par les conditions environnementales (rayonnement solaire, vent) doivent par conséquent être abaissées à leur minimum raisonnable.

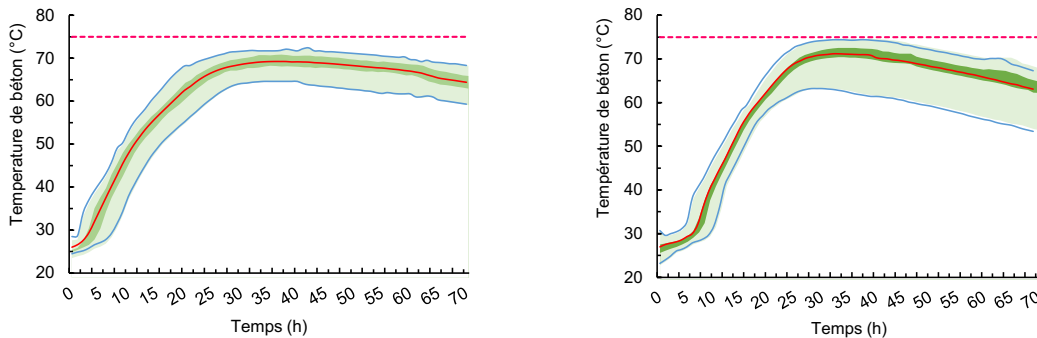


**FIGURE 5.** Mise en œuvre du système de post-refroidissement par eau externe



**FIGURE 6.** Décision pour les configurations de post-refroidissement par eau pour une température initiale de béton frais de 29°C

Grâce à ces techniques performantes, les bétonnages ont pu être autorisés en suivant les recommandations de configuration de système de post-refroidissement de l'eau (FIGURE 5, FIGURE 6) ou celles de limitation de la plage de température du béton frais avec ou sans injection d'azote liquide (FIGURE 4).



**FIGURE 7.** Enveloppe des enregistrements de température du béton à cœur des levées des pylônes – parties inférieures à gauche et parties supérieures à droite

Ce projet a illustré comment les simulations thermo-numériques permettent de sélectionner les meilleures mesures de prévention des risques d'origine thermique, au cas par cas, en fonction des différentes contraintes de construction sur les pylônes.

#### IV. Massif de fondation de la conduite forcée - Projet de Station de Transfert d'Énergie par Pompage d'Abdelmoumen - Maroc

VINCI Construction Grands Projets et ANDRITZ Hydro ont formé un consortium EPC (Engineering, Procurement and Construction) pour la conception, la construction et la mise en service de la centrale de transfert d'énergie par pompage d'Abdelmoumen (STEP) de 350 MW. Situé sur la rivière Issen dans la province de Taroudant et à proximité du réservoir existant d'Abdelmoumen au Maroc, le projet se trouve non loin de la ville d'Agadir, à environ 140 km au sud-ouest de Marrakech (FIGURE 8).



**FIGURE 8.** Station de Transfert d'Énergie par Pompage (STEP) d'Abdelmoumen – Maroc  
Conduite, turbines et pompes enterrée et sous station électrique

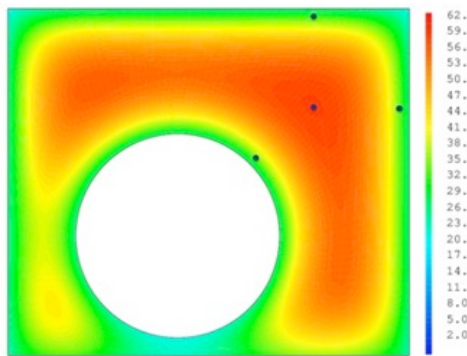
Le projet de la STEP d'Abdelmoumen prévoit la construction de deux réservoirs d'eau à des altitudes différentes, et entre les deux, au niveau du point bas de l'installation, une centrale hydroélectrique comprenant des pompes-turbines réversibles. L'eau stockée dans le réservoir supérieur sera libérée dans une voie d'eau de 3 km (incluant la conduite forcée et les tunnels), descendant sur 550 m vers le réservoir inférieur.

La plupart des bétonnages de ce projet concerne des éléments massifs en béton. Dans cette section, une étude thermique du cas spécifique d'un massif de déviation de la conduite forcée est présentée (FIGURE 9, FIGURE 10).



**FIGURE 9.** Description et réalisation d'un massif de déviation de la conduite forcée

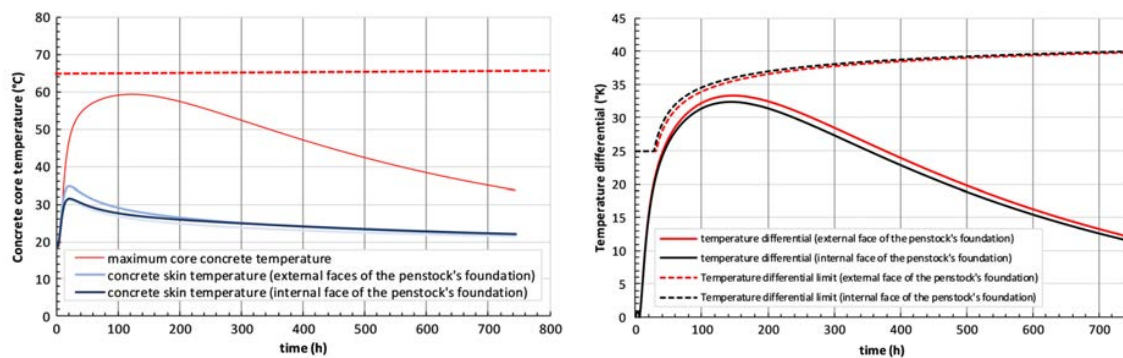




**FIGURE 10.** Évolution de la température dans une section transversale arbitraire

Pour ce projet, la norme nationale sur le béton (NM.10.1.008) ne permet pas d'incorporer des additions minérales susceptibles de réduire la chaleur d'hydratation du béton en substitution partielle du ciment CEM II/A-V employé (ciment à chaleur d'hydratation relativement faible). La zone de construction étant soumise à des restrictions d'utilisation des ressources en eau, le refroidissement du béton avant sa mise en place (à l'aide d'eau réfrigérée ou de glace en paillettes) reste la principale mesure de prévention pour maintenir la température et les différentiels thermiques au sens des éléments bétonnés en deçà des limitations admissibles, que ce soit par temps chaud (période estivale) ou par temps froid (période hivernale).

L'analyse thermique a permis de déterminer les meilleures conditions de bétonnage (température initiale du béton frais, type de coffrage) pour satisfaire tous les critères thermiques du client en limitant la température maximale du béton à 65°C et le différentiel maximal de température (FIGURE 11).



**FIGURE 11.** Évolution de la température maximale (à gauche) et du différentiel de température (à droite) au sein du massif de fondation

Une étude complémentaire de sensibilité a permis de sensibiliser l'équipe de construction du projet à l'importance primordiale des conditions limites à l'intérieur de la conduite forcée pendant la construction. En effet, la mise en place d'un système de ventilation dédié a été envisagée pour éviter l'accumulation de la chaleur libérée par le béton à l'intérieur de cette dernière, qui conduirait rapidement à une situation quasi-adiabatique et donc à une augmentation de la température globale du béton.

Pour ce projet, le refroidissement du béton avant la mise en place (à l'aide d'eau réfrigérée ou de glace en paillettes) et le coulage de nuit pendant les conditions estivales ont été les principales mesures mises en œuvre pour réduire la température élevée du béton de ces éléments.

## V. CONCLUSION

La prédiction précise du champ de température dans les éléments en béton lors de l'hydratation est un défi pour garantir la durée de vie souhaitées des structures considérées tout en minimisant les coûts de production. VINCI Construction Grands Projets a acquis la compréhension et l'expérience en matière de simulation du comportement thermique au jeune âge des structures en béton, illustrées par la variété des projets de construction récents décrits dans cet article

La méthodologie présentée permet aux différents chantiers la sélection des meilleurs compromis entre les phases de bétonnage, les formulations des bétons envisagées et les méthodes de construction retenues pour le projet de construction en fonction des pratiques et contraintes locales.

Les prédictions numériques démontrent la pertinence de la démarche mise en œuvre de manière quasi systématique pour l'analyse et l'évaluation des risques d'origine thermique dans les structures massives.

Cette méthodologie est très simple et nécessite le contrôle de l'évolution de la température à l'intérieur du béton, pendant l'hydratation du liant, comme seul paramètre de vérification, ce qui en fait une approche pratique mais fiable à réaliser sur site et permet d'optimiser les temps de construction, tout en réduisant les coûts d'exploitation et de maintenance.

## RÉFÉRENCES

- [1] Aït Alaiïwa, A., Thiebaut, Y., Linger, L., Boutillon, L., 2022. Operational implementation of concrete thermal modeling for construction projects. *Structural Concrete* 23, 3754–3771. <https://doi.org/10.1002/suco.202100725>
- [2] Thiebaut, Y., Multon, S., Sellier, A., Lacarrière, L., Boutillon, L., Belili, D., Linger, L., Cussigh, F., Hadji, S., 2018. Effects of stress on concrete expansion due to delayed ettringite formation. *Construction and Building Materials* 183, 626–641. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.06.172>
- [3] Azenha, M., Kanavaris, F., Schlicke, D. et al. 2021 Recommendations of RILEM TC 287-CCS: thermo-chemo-mechanical modelling of massive concrete structures towards cracking risk assessment, *Materials and Structures* 54, 135 (2021). <https://doi.org/10.1617/s11527-021-01732-8>
- [4] Azenha, M., Fairbairn, E.M.R. (Eds.), 2019. Thermal Cracking of Massive Concrete Structures: State of the Art Report of the RILEM Technical Committee 254-CMS, 1st ed. 2019. ed, *RILEM State-of-the-Art Reports*. Springer International Publishing: Imprint: Springer, Cham. <https://doi.org/10.1007/978-3-319-76617-1>
- [5] Buffo-Lacarrière, L. (2007). Prévission et évaluation de la fissuration précoce des ouvrages en béton. Toulouse, France, Oct. 2007.
- [6] Kolani, B. Buffo-Lacarrière, L., Sellier, A., Escadeillas, G., Boutillon, L., et Linger, L. 2012. Hydratation des ciments mélangés au laitier. *Cement and concrete composites*, 34(9) (2012), 1009-1018.
- [7] Buffo-Lacarrière, L. & Torrenti, J. M, 2015. CONCREEP 10: Expériences pour le contrôle de la fissuration du béton à un âge précoce": *Proceedings of the 10th International Conference on Creep, Shrinkage, and Durability of Concrete and Concrete Structures*, September 21-23, 2015 Vienna, Austria.
- [8] Bamforth, P.B., 2018. Control of cracking caused by restrained deformation in concrete. *CIRIA*, London.

[9] Ladouceur, L., Cordova, L., Agostini, L., et Linger, L. (2018). Concrete temperature management by alternatively using post-cooling or pre-cooling (liquid nitrogen) during construction of "Puente del Atlantico" in Panama: *Proceedings of the 5th International Congress Better, Smarter, Stronger*, October 7-12, 2018, Melbourne, Australia.

# Réseau de neurones artificiels pour la prédiction de la profondeur de carbonatation naturelle et accélérée de béton à base de laitier et de cendres volantes

P. Claude<sup>1,2,3</sup>, F. Duprat<sup>1</sup>, T. de Larrard<sup>1</sup>, J. Mai-Nhu<sup>2</sup>, P. Rougeau<sup>2</sup>, L. Marracci<sup>3</sup>, P. Guédon<sup>3</sup>

<sup>1</sup>Université de Toulouse, LMDC INSA-UPS, duprat@insa-toulouse.fr, delarrard@insa-toulouse.fr

<sup>2</sup>CERIB Epernon, P.CLAUDE@cerib.com, J.MAI-NHU@cerib.com, P.ROUGEAU@cerib.com

<sup>3</sup>Arcadis ESG, Paris, louis.marracci@arcadis.com, pascal.guedon@arcadis.com

**RESUME** La carbonatation est un des principaux phénomènes de dépassivation de l'acier dans les structures en béton armé. La prédiction de ce phénomène présente une importance majeure, surtout concernant les bétons contenant des liants bas carbonés. Ce papier propose une méthodologie pour la prédiction de la profondeur de carbonatation dans différents bétons basée sur l'utilisation d'un Réseau de Neurones Artificiels (RNA). 17 sources sont utilisées pour construire la base de données et obtenir 2278 sets de données. De plus, un des principaux avantages de cette méthode est de permettre la considération de conditions accélérées et naturelles avec un seul modèle. De cette façon, il est possible d'obtenir des équivalences entre différentes conditions de carbonatation. Pour cela, 21 variables sont prises comme données d'entrée et concernent la composition du matériau, les conditions de cure, du préconditionnement et de l'exposition au dioxyde de carbone. Les coefficients de détermination obtenus lors de l'étape d'apprentissage et de validation sont égaux à 0.99 et 0.96 respectivement. Afin de justifier l'utilisation de ce modèle dans un contexte opérationnel, des études de cas sont réalisées sur différentes parties d'ouvrages d'art et permettent l'obtention de résultats satisfaisants (avec une erreur absolue moyenne inférieure à 2.5mm, relativement faible comparée aux valeurs d'enrobages de béton généralement utilisées).

**Mots-Clefs** Carbonatation, Réseau de neurones artificiels, Béton décarboné, Structure en béton armé, Initiation de la corrosion

## I. INTRODUCTION

La prédiction de la durée de vie résiduelle des structures en béton armé est l'un des principaux défis des ingénieurs en génie civil. En effet, le béton est le matériau le plus utilisé en construction, et sa grande versatilité complexifie son étude comme sa modélisation. Outre ses propriétés mécaniques, le béton protège les armatures des agressions extérieures et assure la passivation de l'acier grâce à ses propriétés physico-chimiques. En effet, l'un des principaux phénomènes responsables de la dégradation du béton armé est la corrosion des armatures. La formation de produits de corrosion, de volumes molaires supérieurs à celui de l'acier, conduit à des pressions internes et in fine à la formation de fissures [1]. Le phénomène de corrosion est souvent décrit

comme deux phases se produisant successivement, l'initiation puis la propagation. L'amorçage correspond à la pénétration d'espèces agressives dans le matériau béton vers la surface de l'armature et in fine, à la dépassivation de l'acier. La propagation a lieu une fois la couche de passivation dissoute et consiste en la formation de produits de corrosion [2].

Dans le béton armé, l'acier est protégé des agressions extérieures par le matériau environnant. Les hydrates, et essentiellement la portlandite  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , contenus dans la matrice cimentaire, confèrent des propriétés alcalines à la solution interstitielle avec un pH généralement compris entre 12 et 13 [3]. Selon le diagramme de Pourbaix de l'acier, cette plage de valeur de pH conduit à la stabilité de l'acier et à la formation d'une couche passive composée d'oxydes à sa surface [4]. Cependant, différentes espèces agressives peuvent entraîner son altération. L'un des principaux est le dioxyde de carbone qui provoque la carbonatation des hydrates qui composent la matrice cimentaire. Dans un premier temps, le  $\text{CO}_2$  pénètre dans la matrice cimentaire, principalement sous forme gazeuse, se dissout dans la solution interstitielle poreuse et forme des ions carboxyle  $\text{CO}_3^{2-}$  [5]. Ce phénomène conduit à une chute de la valeur du pH au sein de la solution interstitielle, ce qui provoque la dissolution des hydrates de la matrice cimentaire. Par la suite, le calcium contenu dans les hydrates est libéré sous forme ionique  $\text{Ca}^{2+}$  et réagit avec les ions carboxyles  $\text{CO}_3^{2-}$  pour former de la calcite  $\text{CaCO}_3$ . Une fois que l'essentiel des hydrates a réagi, le pH de la solution interstitielle descend à des valeurs plus acides pour lesquelles la couche d'oxyde devient instable [4]. Lorsque le front de carbonatation atteint la zone entourant la barre d'armature, elle provoque finalement la dépassivation de l'acier et permet à la corrosion de se propager.

De nombreuses variables influencent la carbonatation et doivent être prises en compte pour prédire son impact. Premièrement, divers paramètres environnementaux sont influents. La carbonatation est maximisée pour une humidité relative comprise entre 50 et 70 % [5]. Sur la base de ce postulat, l'humidité relative extérieure, l'exposition à la pluie et l'état initial du matériau modifieront la vitesse de carbonatation. Il a été montré qu'une augmentation de la température tend également à augmenter le processus de carbonatation [6]. De manière cohérente, une augmentation de la pression partielle de dioxyde de carbone entraîne également une augmentation de la cinétique de carbonatation [1]. Deuxièmement, les paramètres matériaux intrinsèques tels que la composition du béton impactent ce phénomène. Une augmentation de la teneur en liant conduit généralement à une augmentation de la résistance à la carbonatation, car des quantités d'hydrates plus importantes sont formées et des propriétés de diffusion plus faibles sont obtenues [7]. Jusqu'à un certain point, une réduction de la teneur en eau a également un impact positif sur la résistance à la carbonatation. Il est important de noter que, sous une certaine valeur du rapport eau-liant, les performances du matériau sont réduites en raison d'une viscosité élevée empêchant une mise en place du béton satisfaisante [7]. La nature du liant, qui influence les types et les teneurs en hydrates, a également un impact important. Le clinker, contenu dans le ciment de Portland, est essentiellement responsable de la formation de la portlandite, principale espèce responsable de la résistance à la carbonatation. Les additions pouzzolaniques et hydrauliques ont la particularité de consommer la portlandite pour former du C-S-H [8]. Les C-S-H ont une cinétique de carbonatation plus faible et ne contribuent donc pas de la même manière à la résistance à la carbonatation [7]. Le type, la quantité et la qualité des granulats influencent également la carbonatation. En effet, les bétons sont généralement composés de 60 à 85 % de granulats en volume [1]. Par conséquent, leurs

propriétés de diffusion auront un impact sur la diffusivité globale du béton. C'est encore plus évident lorsque des granulats de béton recyclé (GBR) possédant une porosité élevée sont utilisés dans la fabrication du béton [9, 10]. Enfin, la réalisation de la cure impacte les propriétés globales du matériau, notamment sa capacité à résister à la carbonatation.

Pour évaluer la résistance à la carbonatation d'un béton spécifique dans un environnement précis, différentes méthodes ont été développées dans la littérature. Les modèles analytiques, nécessitant un nombre réduit de paramètres, permettent une représentation simple du phénomène [11, 12]. Cependant, l'utilisateur est souvent limité en termes de situations qu'il peut envisager. Des modèles avancés, tels que les modèles par éléments finis, permettent de prendre en compte un plus large éventail de contextes [7, 13]. Néanmoins, le nombre de paramètres et la charge de calcul de ces modèles numériques rendent leur utilisation complexe et chronophage, ce qui peut être un inconvénient dans un contexte opérationnel [14]. De plus, pour la plupart des modèles développés dans la littérature, la connaissance de certains paramètres obtenus expérimentalement est nécessaire, impliquant un investissement financier et temporel supplémentaire. Dans cet article, un autre type de modèle de carbonatation, basé sur l'utilisation d'un réseau de neurones artificiels (RNA), est proposé, dépendant uniquement de paramètres de formulation et de données environnementales.

Les RNA sont des systèmes non linéaires composés de différentes couches de neurones artificiels. La première couche correspond aux paramètres d'entrée du modèle, tandis que la dernière correspond à la sortie. Les couches intermédiaires, dites couches cachées (hidden layers), sont composées de neurones et sont associées à des fonctions d'activation responsables des résultats renvoyés par chaque neurone en fonction des entrées [15]. Chaque neurone est un intégrateur qui effectue la somme pondérée de ses entrées et soumet sa valeur à la fonction d'activation [16]. Généralement, tous les neurones d'une couche sont connectés à ceux contenus dans la couche précédente et suivante par des poids. Ces poids sont définis, avec les biais, lors de la phase d'apprentissage, qui est basée sur une méthode appelée rétropropagation (back-propagation). Elle consiste en un processus itératif conduisant à la minimisation de l'erreur sur un ensemble d'apprentissage. Essentiellement, ce processus calcule le gradient du réseau dans l'espace des poids. Un ensemble d'apprentissage est composé de paires d'entrées-sorties  $(x_i, y_i)$ . Pour chaque paire, l'erreur du modèle est calculée comme étant la différence entre la sortie prédite  $g(x_i)$  et  $y_i$ , la sortie réelle. Ensuite, l'algorithme modifie les valeurs des poids pour réduire la perte du modèle et augmenter sa précision [17]. Une fois l'apprentissage terminé, la validation du modèle est effectuée sur un jeu de données différent.

## II. DEVELOPPEMENT DU RESEAU DE NEURONES ARTIFICIELS

En génie civil, les modèles RNA sont généralement utilisés pour aider à analyser des phénomènes complexes impactant la structure [18]. La durabilité des bétons étant l'un des aspects les plus difficiles à évaluer, un développement croissant des RNA dans ce domaine a été observé au cours des dernières décennies [15]. Le manque d'ensemble de données conséquent dans ce domaine est l'un des principaux inconvénients, en particulier pour considérer les bétons décarbonés. Pour cette étude sur la carbonatation, 2775 jeux de données ont été collectés à partir de 17 sources présentant

des résultats sur des bétons formulés à base de filler, laitiers, cendres volantes et de GBR. 397 jeux de données ont été écartés en raison de manque d'informations. Ensuite, une sélection basée sur les résultats d'une Analyse en Composantes principales a permis d'éliminer 100 points de données non conformes, laissant un total de 2278 ensembles de données.

**TABLEAU 1. Distribution de la base de données.**

Paramètre	Moy	Std	Min	25%	50%	75%	Max
Classe de résistance (MPa)	48.7	4.9	32.5	42.5	52.5	52.5	52.5
Clinker (kg/m <sup>3</sup> )	263.8	75.1	52	205	270	311.	486
Filler (kg/m <sup>3</sup> )	12.1	30.2	0	0	0	0	190
Laitier (kg/m <sup>3</sup> )	30.9	61.9	0	0	0	38.2	295
Cendres volantes (kg/m <sup>3</sup> )	41	63.4	0	0	0	81.2	280
Sable (kg/m <sup>3</sup> )	835	136.	426	761	831	945	1350
Absorption d'eau du sable (%)	1.3	1.17	0.1	0.85	0.85	1.4	8
Masse volumique du sable (kg/m <sup>3</sup> )	2576	63.9	2220	2580	2580	2590	2660
Gravillon (kg/m <sup>3</sup> )	966	151.	736	862	923	1050	1314
Absorption d'eau des gravillons (%)	1.42	0.87	0.21	0.98	1.08	1.86	5.64
Masse volumique des gravillons (kg/m <sup>3</sup> )	2588.3	57.4	2370	2580	2590	2590	2770
Eau efficace (kg/m <sup>3</sup> )	170.2	18.3	112	155	171	182	225
Temps de cure (jours)	58.1	67.5	0	28	29	90	540
Température de cure (°C)	20.1	0.74	20	20	20	20	27
Humidité relative de la cure (%)	86.4	16.3	50	95	95	95	100
Température du préconditionnement (°C)	27.8	12.5	20	20	20	45	60
HR du préconditionnement (%)	70.5	33.9	20	20	95	95	100
Temps de préconditionnement (jours)	6.5	14.8	0	0	0	14	90
Température de carbonatation (°C)	19.63	6.4	5	18.2	20	20.2	45
HR de carbonatation (%)	67.6	6.8	40	65	65	71.1	95
Pression partielle de CO <sub>2</sub> (%)	10	18.3	0.03	0.04	1	5	100
Temps de carbonatation (jours)	279	177	0	28	365	729	1823

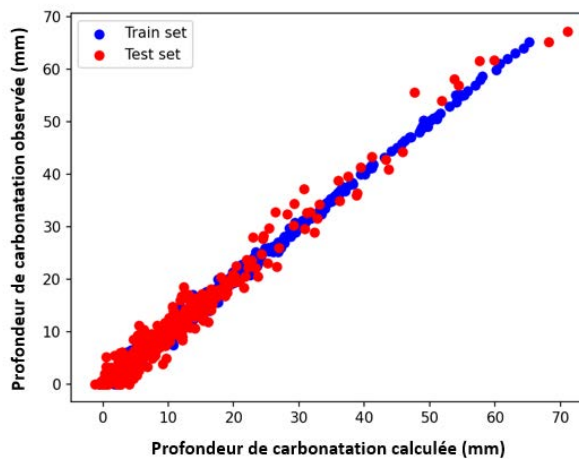
21 variables sont considérées comme paramètres d'entrée et concernent : la composition du béton, les conditions de cure, le préconditionnement et l'exposition au dioxyde de carbone. Ils sont tous résumés dans le tableau 1, ainsi que leur répartition avec les valeurs moyennes, les écarts-types de Pearson, des percentiles et les valeurs minimales et maximales. Les données provenant des 17 références rapportées dans le tableau 2 ont été séparées en trois catégories. La première contient les sources traitant de bétons avec GBR, la deuxième les sources sans résultat de carbonatation naturelle et la dernière les sources restantes. L'influence des GBR est considérée directement à travers les paramètres relatifs aux sables et aux granulats (absorption d'eau et masse volumique).

L'architecture du réseau est composée de 4 couches cachées contenant respectivement 45, 40, 35 et 30 neurones. Cette conformation a été choisie avec la réalisation de différents tests sur l'influence des nombres de couches et de neurones. Le jeu de données initial a été séparé en deux sous-ensembles de données de façon à maximiser la précision du modèle. Le premier est composé de 75% des données globales et a été utilisé pour effectuer l'apprentissage du modèle. Le second,

composé de 25 % de la base de données initiale, a servi à valider le modèle et à obtenir un coefficient de détermination égal à 0,96 (voir figure 1). L’algorithme utilisé a été écrit en Python avec l’aide du module Scikit-learn.

**TABLEAU 2.** Références de la base de données.

Référence	Taille de l’ensemble	Contribution	Nombre avec GBR	Carbonatation naturelle	Carbonatation accélérée
[9, 10, 19, 20]	187	8.2%	163	139	48
[1, 6, 7, 15, 21-26]	491	21.6%	0	0	491
[12, 27, 28]	1600	70.2%	0	1130	470
<b>Total</b>	<b>2278</b>	<b>100%</b>	<b>133</b>	<b>1269</b>	<b>1009</b>



**FIGURE 1.** Validation du RNA sur la base de données.

L’ensemble de données de validation a également été utilisé pour calculer l’erreur absolue moyenne (MAE = 1,3 mm) et l’erreur relative moyenne (MRE = 23,9 %). La valeur assez élevée de MRE s’explique par une proportion élevée de données comprises entre 0 et 20 mm. Les résultats obtenus sont cependant assez satisfaisants et justifient l’utilisation de ce modèle pour la réalisation de prédictions sur des structures en béton armé.

Une analyse de sensibilité a été réalisée pour évaluer l’impact des paramètres sur les résultats. La méthode consiste à calculer l’importance des différentes variables par permutation. Les résultats sont rapportés dans la figure 2. Tout d’abord, une valeur de référence, prise aléatoirement dans les bornes de validation du modèle, est évaluée sur un ensemble de paramètres fixé. Un paramètre de l’ensemble est ensuite modifié et le résultat est recalculé. La valeur d’importance du paramètre permuté correspond alors à la différence entre les deux résultats obtenus. Cette différence est évaluée pour chaque paramètre et l’opération est répétée un nombre de fois représentatif [29].



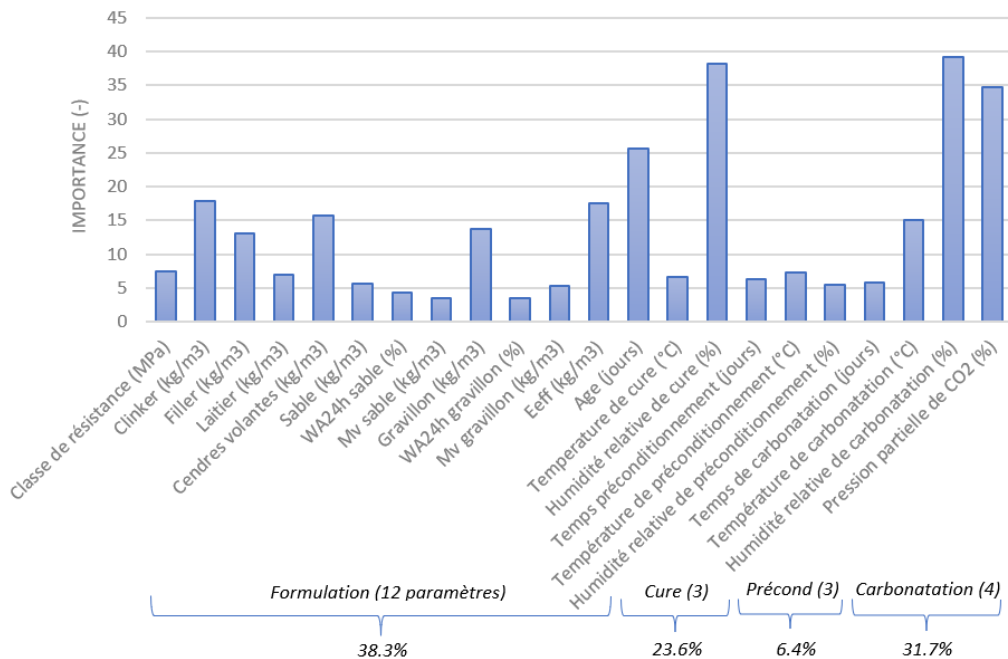


FIGURE 2. Importances des paramètres d'entrée du modèle RNA.

Il est important de préciser que les résultats de l'analyse de sensibilité dépendent de la base de données, sa répartition et de la normalisation des données. Par conséquent, les résultats présentés sur la figure 2 sont représentatifs du modèle construit sur la base de données présentée dans les tableaux 1 et 2. Cette évaluation montre que les conditions de cure et de carbonatation exercent une influence plus élevée sur le résultat que le préconditionnement. En effet, les sensibilités associées à l'humidité relative de carbonatation, à la pression partielle de CO<sub>2</sub>, et celles de l'humidité relative et du temps de cure possèdent les valeurs les plus élevées. Les quantités d'eau, de clinker, de cendres volantes, de gravillons et de filler semblent être les variables de formulation les plus impactantes. On peut noter que les teneurs en sable et laitier ont peu d'influence. Il est possible que l'éventail des valeurs utilisées pour l'apprentissage ne soit pas suffisamment large pour se traduire par un impact significatif sur ces deux paramètres lors de l'analyse de sensibilité. Certains manques dans la base d'apprentissage peuvent entraîner des erreurs d'estimations dans le cadre d'une utilisation opérationnelle de ce modèle et doivent donc être bien identifiées.

### III. ETUDE DE CAS

Le modèle est maintenant utilisé pour prédire la profondeur de carbonatation mesurée en différents points sur trois viaducs (VIPP) localisés dans le sud de la France. Les mesures furent réalisées 38 ans après la fabrication des ouvrages. Un accord de confidentialité empêche la divulgation des emplacements exacts ainsi que les références des structures. Les formulations de base de chaque zone structurale sont présentées dans le tableau 3. Les paramètres environnementaux ont été extraits d'un site web météorologique open source [30] : la température et l'humidité relative moyenne sont respectivement de 16 °C et 80 %. Une cure humide d'une journée à 20°C et 95% HR

et aucun préconditionnement sont considérés. En raison de l'absence de données concernant les autres paramètres d'entrée du modèle, les valeurs moyennes issues de la base de données ont été utilisées pour ces prédictions.

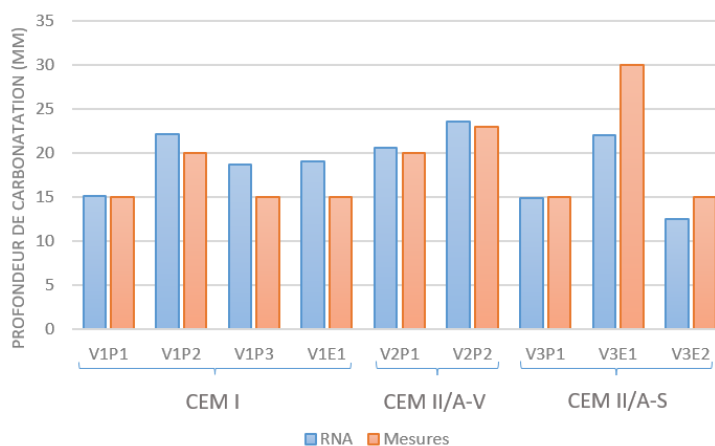
**TABLEAU 3.** Compositions des différentes zones d'ouvrages.

Nom	Ciment	Clinker (kg/m <sup>3</sup> )	Laitier (kg/m <sup>3</sup> )	Cendres volantes (kg/m <sup>3</sup> )	Eeff/Ltot
V1P1	CEM I	420	0	0	0.49
V1P2	CEM I	375	0	0	0.52
V1P3	CEM I	425	0	0	0.51
V1E1	CEM I	480	0	0	0.51
V2P1	CEM II/A-V	323.4	0	61.6	0.43
V2P2	CEM II/A-V	331.8	0	63.2	0.5
V3P1	CEM II/A-S	411.6	78.4	0	0.46
V3E1	CEM II/A-S	348.6	66.4	0	0.61
V3E2	CEM II/A-S	315	60	0	0.52

La nomination retenue pour les éléments de structure a été la suivante : Vx correspond au Viaduc numéro x, Py correspond à la Poutre numéro y, tandis que Ez est l'Entretoise numéro z.

Étant donné que le modèle a été créé sur une base de données contenant des résultats obtenus pour des durées de carbonatation maximales de 5 ans. Il n'est donc pas possible de calculer directement la profondeur de carbonatation mesurée après 38 ans car cette durée se situe en dehors des bornes de validation du modèle. Par conséquent, il a été décidé de calculer la profondeur de carbonatation à 90, 365 et 730 jours avec le modèle RNA, puis de calculer le taux de carbonatation (K) permettant d'obtenir la profondeur de carbonatation (Xc) pour le temps désiré (t), en utilisant l'équation 1 qui est généralement utilisée pour calculer la diffusion de la carbonatation [7, 1]. Les valeurs finales obtenues sont exposées dans la figure 3.

$$X_c = K \cdot \sqrt{t} \quad (\text{Eq. 1})$$



**FIGURE 3.** Profondeurs de carbonatation expérimentales et obtenues par modélisation pour les différentes zones des VIPP.

L'erreur absolue moyenne (MAE) obtenue est égale à 2,42 mm tandis que l'erreur relative moyenne (MRE) est de 12,52 %. On peut voir sur la figure 3 que, en excluant les zones à base de CEM II/A-S, le modèle donne des valeurs conservatives car légèrement supérieures.

#### IV. CONCLUSION

Dans cet article, il est montré la possibilité d'utiliser un modèle RNA basé essentiellement sur des résultats à court terme pour évaluer la profondeur de carbonatation à long terme sur des structures en béton armé. Ce travail valide également l'utilisation d'une loi en racine carré du temps pour le calcul de la profondeur de carbonatation (voir équation 1) puisque les valeurs finales de MAE et MRE sont acceptables et égales à 2,42 mm et 12,52 %. Il peut cependant être ajouté que des erreurs d'estimations plus élevées semblent être trouvées sur les bétons à base de laitiers (CEM II/A-S). Il convient de noter que, d'une part, peu de données étaient disponibles pour la création du modèle et, d'autre part, l'ensemble de données d'entraînement ne correspondait pas à la période d'exposition considérée dans l'étude de cas, ce qui a pu entraîner certains biais d'estimations.

Les conclusions suivantes peuvent être tirées de cette étude :

- Les paramètres les plus impactants concernent les environnements de cure et d'exposition à la carbonatation. Le préconditionnement imposé avant les essais de carbonatation semble avoir moins d'effets sur la sortie du modèle. Ceci est en désaccord avec certains résultats de la littérature [1]. Une raison à cela pourrait être la quantité insuffisante de données avec un préconditionnement sévère, conduisant à une analyse de sensibilité non représentative pour ces paramètres (figure 2).
- Parmi les paramètres matériaux, des impacts relativement importants sont associés aux quantités de clinker, d'eau efficace, de cendres volantes, de gravillon et de filler. Les quantités de laitier et de sable semblent avoir un impact moindre sur la profondeur de carbonatation. Concernant la répartition des teneurs en cendres volantes et en laitiers présentées dans le tableau 1, qui sont similaires, il est possible de conclure que les laitiers ont un impact plus faible sur la capacité de résistance à la carbonatation que les cendres volantes.
- Le coefficient de détermination de 0,96 obtenu sur le jeu de validation ainsi que les valeurs de MAE et MRE de 1,3mm et 23,9% montrent la possibilité de prendre en compte un nombre élevé de données d'entrée ainsi que des particularités comme la présence de Granulats de Béton Recyclé (GBR) dans 7,2 % de l'ensemble de données initial, sans perturber le processus d'apprentissage.

En résumé, un outil d'évaluation générique, multi-variables et facile à utiliser est présenté pour la prédiction des profondeurs de carbonatation. Il est important de noter que la base de données peut être encore étendue grâce à de nouvelles données, de sorte que l'efficacité globale de la prédiction soit améliorée. L'outil RNA pourrait également être utilisé pour améliorer les formulations de bétons et les conditions opératoires en termes de durabilité vis-à-vis de la carbonatation. Ce type de modèle pourrait notamment être utilisé dans le cadre d'une approche performantielle. Enfin, de nombreux paramètres d'exposition ne sont pas pris en compte dans cette étude, tels que l'exposition

au vent ou l'ensoleillement. De même, l'orientation de la structure n'est pas considérée. Il s'agit là de limites au modèle qui peuvent entraîner d'éventuels biais de calculs.

## REFERENCES

- [1] Schmitt L, (2019), Durabilité des ouvrages en béton soumis à la corrosion : optimisation par une approche probabiliste. *PhD*, LMDC Toulouse, France.
- [2] Tuuti K, (1982) Corrosion of steel in concrete. *Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm*.
- [3] Bullard, J., Jennings, et Al. (2011), Mechanisms of cement hydration. *Cement and Concrete Research*, 41(12), pp.1208-1223.
- [4] M. Pourbaix (1966), Atlas of Electrochemical Equilibrium in Aqueous Solutions, *Pergamon Press*.
- [5] Turcry P, Oksri-Nelfia L, Younsi A, Ait Moktar A, (2014), Analysis of an accelerated carbonation test with severe preconditioning. *Cement and Concrete Research*, 57, pp 70-78.
- [6] P. Liu, Z. Yu, Y. Chen (2019), Effects of temperature, relative humidity and carbon dioxide concentration on concrete carbonation, *Magazine of Concrete Research*.
- [7] J. Mai-Nhu (2013), Corrosion des armatures du béton : couplage carbonation/chlorures en présence de cycles hydriques, *Thèse de doctorat de l'Université de Toulouse III*.
- [8] K. Sisomphon, L. Franke (2007), Carbonation rates of concretes containing high volume of pozzolanic materials, *Cement and Concrete Research*, Vol. 37, pp1647-1653.
- [9] V. Carevic, et Al. (2019), Model for practical carbonation depth prediction for high volume fly ash concrete and recycled aggregate concrete, *Construction and Building Materials*, 213, pp194-208.
- [10] R. Kurda, et Al. (2019), Carbonation of concrete made with high amount of fly ash and recycled concrete aggregates for utilization of CO<sub>2</sub>, *Journal of CO<sub>2</sub> utilization*, 29, pp12-19.
- [11] S. Von Greve-Dierfield, C. Gehlen (2016), performance based durability design, carbonation, part 1 – benchmarking of European present design rules, *Structural Concrete*, 17, pp 309-328.
- [12] M. Carcassès, F. Cussigh, F. Toutlemonde (2021), PerfDuB, Définition de seuils de performance en fonction des classes d'exposition, *Rapport de synthèse/livable GT2B*.
- [13] E. Bastidas-Arteaga (2010), Contribution for sustainable management of reinforced concrete structures subjected to chloride penetration, *PhD thesis*, Nantes university.
- [14] P. Claude, F. Duprat et Al. (2022), Probabilistic approach for concrete structures exposed to combined carbonation-chloride-induced corrosion, *ESREL 2022*, pp 1609-1616.

- [15] Y. Kellouche, B. Boukhatem et Al. (2021), Neural network model for predicting the carbonation depth of slag concrete, *Asian Journal of Civil Engineering*.
- [16] H. Abdi, D. Valentin, B. Edelman (1999), Neural Networks, *Quantitative Applications in the Social Sciences 124, a Sage university paper*.
- [17] S.-C. Wang (2003), Artificial Neural Network, *Interdisciplinary Computing in Java Programming*, Kluwer Academic Publishers chapter 5, pp81-85.
- [18] Rebouh, R., Boukhatem, B., Ghrici, M., & Tagnit-Hamou, A. (2017), A practical hybrid NNGA system for predicting the compressive strength of concrete containing natural pozzolan using an evolutionary structure. *Construction and Building Materials*, 149, pp778–789.
- [19] N., Otsuki, S., Miyazato, W., Yodsudjai (2003), Influence of Recycled Aggregate on Interfacial Transition Zone, Strength, Chloride Penetration and Carbonation of Concrete, *Journal of materials in civil engineering*, ASCE, pp 443-451.
- [20] M., Gomes, J., de Brito (2009), Structural concrete with incorporation of coarse recycled concrete and ceramic aggregates: durability performance, *Materials and Structures*, 42, pp663-675.
- [21] S., Hussain, D., Bhunia, S.B., Singh (2017), Comparative study of accelerated carbonation of plain cement and fly-ash concrete, *Journal of Building Engineering*, 10, pp26-31.
- [22] V., Shah, S., Bishnoi (2018), Carbonation resistance of cements containing supplementary cementitious materials and its relation to various parameters of concrete, *Construction and Building Materials*, 178, pp219-232.
- [23] Q. Zhao, X. He, J. Zhang, J. Jiang (2016), Long-age wet curing effect on performance of carbonation resistance of fly ash concrete, *Construction and Building Materials*, 127, pp577-587.
- [24] H. Cui, et Al. (2015), Experimental study on effects of CO<sub>2</sub> concentrations on concrete carbonation and diffusion mechanisms, *Construction and Building Materials*, 93, pp522-527.
- [25] C. lu, W. Wang, et Al. (2018), Effects of micro-environmental climate on the carbonation depth and the pH value in fly ash concrete, *Journal of Cleaner Production*.
- [26] C. Duran Atis (2003), Accelerated carbonation and testing of concrete made with fly ash, *Construction and Building Materials*, 17, pp147-152.
- [27] M. D. A. Thomas, J. D. Matthews (1992), Carbonation of fly ash concrete, *Magazine of Concrete Research*, 44, pp217-228.
- [28] Q. Huy Vu, G. Pham, et Al. (2019), Impact of different climates on the resistance of concrete to natural carbonation, *Construction and Building Materials*, 216, pp450-467.
- [29] 4.2. Permutation feature importance (no date) *scikit*. Available at: [https://scikit-learn.org/stable/modules/permutation\\_importance.html](https://scikit-learn.org/stable/modules/permutation_importance.html) (Accessed: December 31, 2022).
- [30] CLIMAT : Bilan mondial du mois de novembre 2022 (no date) *Accueil*. Available at: <https://lameteo.org/index.php/climatologie/12-climatologie> (Accessed: December 31, 2022).

# Etude de cas de la modélisation numérique d'un pont en béton atteint de Réaction Sulfatique Interne

Thomas Jochyms<sup>1</sup>, Yvan Thiebaut<sup>1</sup>, Laurent Boutillon<sup>1</sup>, Djemal Belili<sup>2</sup>, Alain Sellier<sup>3</sup>, Stephane Multon<sup>3</sup>, Laurie Lacarriere<sup>3</sup>, Lionel Linger<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Département Scientifique, VINCI Construction Grands Projets, Nanterre, France

<sup>2</sup> COFIROUTE, VINCI Autoroutes, Nanterre, France

<sup>3</sup> LMDC, Université de Toulouse, INSA, UPS, France

## RESUME

La Réaction Sulfatique Interne (RSI) est une pathologie de béton générant des gonflements internes pouvant mener sur le long terme à de la fissuration et à la réduction des propriétés mécaniques. Des signes significatifs de RSI sont apparus sur de nombreuses structures en béton construites dans les années 90 et au début des années 2000, période où cette pathologie n'était pas bien cernée. Aujourd'hui se posent les questions de modalités conceptuelles, d'appréciation de leur fonctionnement dégradé, d'évaluation de leur durabilité résiduelle, des besoins en maintenance, de leur éventuel confortement structurel et/ou remplacement. La nécessité d'élaborer des outils explicatifs et prédictifs pour y répondre se révèle alors primordial.

Depuis plus de 10 ans, le Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions (LMDC) et VINCI Construction Grands Projets se sont associés pour développer un modèle numérique capable de simuler l'évolution et les effets de ce phénomène sur les ouvrages existants. Le but de cette publication est de présenter une étude de cas d'un pont en béton affecté par la RSI et qui est régulièrement surveillé depuis plus de 15 ans.

Ces modèles impliquant en entrée un très grand nombre de données (parfois difficiles à évaluer et/ou connaître) correspondant à de multiples variables, des études de sensibilité ont été réalisées et les résultats sont comparés à différentes mesures effectuées sur la structure qui confortent leur validité.

**Mots-clefs** Modélisation, Réaction Sulfatique Interne, Pont, Endommagement

## I. INTRODUCTION

Les ouvrages étudiés sont des ponts à poutres préfabriquées précontraintes construits en 1995. 10 ans après leur mise en service, des premières fissures ont été identifiées sur certaines poutres de rive. En 2007, des analyses en laboratoire ont révélé la présence d'ettringite différée dans la pâte de ciment et ont conclu à une pathologie liée à de la Réaction Sulfatique Interne (RSI). Depuis cette date, ces ponts font l'objet d'un suivi périodique pour évaluer l'évolution des désordres.

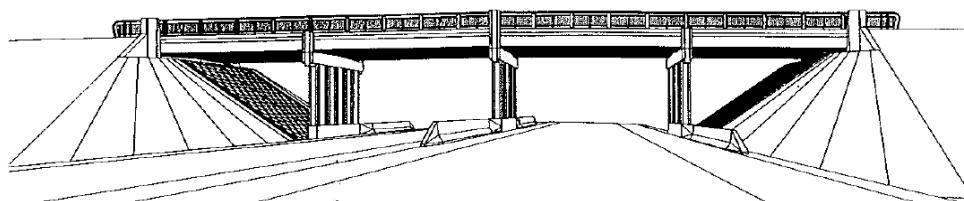


FIGURE 1. Vue globale de la structure

Pour valider l'origine des désordres et prédire l'évolution de cette pathologie, un modèle aux éléments finis a été réalisé avec le logiciel CAST3M (CEA) incluant des analyses thermiques, hydriques, thermodynamiques, chimique, et mécaniques. Tous les résultats ont ensuite été comparés aux mesures réalisées au cours de ces 15 dernières années.

## II. PHÉNOMÉNOLOGIE

L'ettringite est un sulfo-aluminate hydraté résultant soit du processus d'hydratation habituel du ciment au jeune âge (appelé ettringite primaire), soit d'une précipitation tardive à long terme (appelé ettringite secondaire ou différée). Le volume théorique maximal d'ettringite différée  $\phi_{MAX}$  qui peut se former dans le béton peut être déduit de la composition chimique du ciment. Cependant, sa formation n'est jamais complète et résulte de deux processus chimiques :

- Au jeune âge, si la température du béton dépasse une valeur seuil, les hydrates primaires sont progressivement dissous, libérant des ions sulfates et aluminates dans la solution porale. Le volume potentiel "maximal" d'ettringite secondaire  $\phi_{POT}$  qui pourrait se former dépend de la quantité d'ions libérés à la fin de cette phase de dissolution (c'est-à-dire de la durée de la période "chaude"). Concernant les ouvrages étudiés, il est avéré qu'au cours du processus de préfabrication des poutres, la température d'étuvage en usine a été souvent très élevée et mal monitorée. Ce qui, combiné à la chaleur générée par l'hydratation du ciment, a conduit à des températures dans le béton dépassant largement la température seuil de dissolution.
- A long terme, en présence d'eau, les ions sulfates et aluminates reprécipitent lentement pour former un volume d'ettringite différée  $\phi(t)$  qui augmente avec le temps. Les poutres de rive des ouvrages étudiés ont le rôle de corniche et sont directement exposées aux intempéries. Par conséquent, le béton est partiellement saturé en eau, ce qui entraîne des conditions favorables au développement de la RSI comparativement aux poutres centrales, moins exposées.

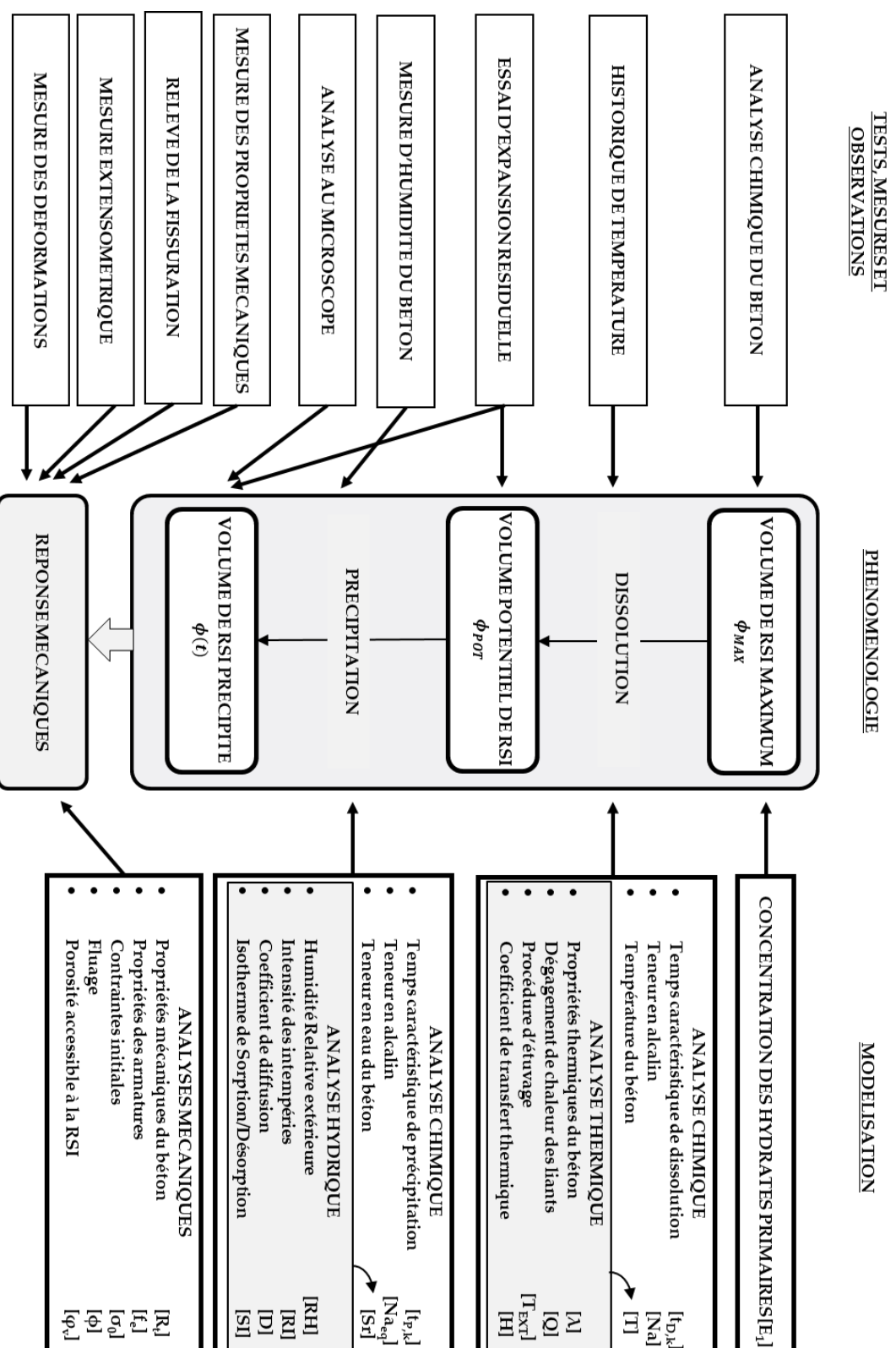


FIGURE 2. Phénoménologie de la formation de la RSI et corrélations avec les mesures in-situ et la modélisation numérique



Le volume cristallin de l'ettringite différée étant beaucoup plus important que la somme des ions qui la composent, sa précipitation entraîne des pressions internes dans le béton durci. La réponse mécanique d'une structure affectée par la RSI se traduit ainsi par l'apparition de déformations (gonflement) associé à une dégradation des propriétés mécaniques du béton et un faciès de fissuration pouvant être spectaculaire.

Chaque étape du phénomène de formation de la RSI peut être quantifiée par des essais, des mesures et des observations sur les structures. L'ensemble du processus peut également faire l'objet d'analyses numériques afin de mieux comprendre l'origine et l'évolution de la pathologie afin d'appréhender le comportement futur des ouvrages. Il est néanmoins nécessaire de mettre en parallèle les mesures in-situ et les résultats numériques afin de fiabiliser au maximum les résultats (Figure 2).

### III. TESTS, MESURES ET OBSERVATIONS

#### A. Analyses chimiques du béton

Quatre échantillons de béton ont été extraits de quatre poutres différentes afin d'évaluer la composition chimique du ciment. Pour contre-vérifier ces mesures, les fiches techniques du ciment ont été utilisées. Grâce à ces informations, le volume maximal de RSI  $\phi_{MAX}$  est estimé à  $3,8\% \pm 0,3\%$  du volume du béton.

D'après les travaux de Kchakech [1], la température seuil au-delà de laquelle les hydrates primaires se dissolvent dépend de la concentration en alcalin équivalente  $Na$  dans la solution interstitielle :

$$T_{th} = T_{th,ref} \begin{cases} 1 & Na < Na_k \\ (Na_k/Na)^n & Na \geq Na_k \end{cases} \quad (1)$$

Avec  $T_{th,ref} = 80^\circ\text{C}$ ,  $Na_k = 0,28 \text{ mol/l}$  et  $n = 0.19$ .

D'après les résultats des analyses chimiques, la concentration en alcalin équivalente est estimée à  $1,0 \text{ mol/l} \pm 0,2 \text{ mol/l}$  ce qui conduit à une température seuil comprise entre  $61^\circ\text{C}$  et  $66^\circ\text{C}$ .

#### B. Historique des températures

Aucune mesure directe de la température interne au béton n'a été effectuée pendant la préfabrication des poutres. Cependant, d'après les données de l'usine de préfabrication, l'étuvage a été maintenu pendant 8h avec des températures variant de  $50^\circ\text{C}$  à  $70^\circ\text{C}$ . Les modèles montrent qu'associés à la chaleur dégagée lors de l'hydratation du ciment et compte tenu de la température du béton à sa mise en œuvre, ces étuvages ont généré des températures internes ayant dépassés, parfois largement et pendant une durée significative, les températures seuil estimées précédemment.

### C. Relevé de la fissuration

Les fissures constatées sont principalement subhorizontales et s'étendent sur toute la longueur de la face externe des poutres de rive. Un faïençage plus ou moins marqué est également présent en partie supérieure. Des carottages centrés sur les fissures les plus importantes ont montré qu'elles s'étendent sur une profondeur limitée de 3 à 4 cm.

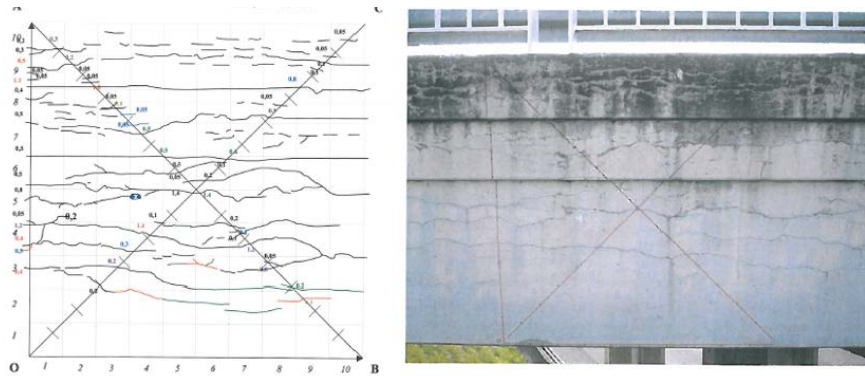


FIGURE 3. Fissures horizontales et indice de fissuration

Depuis 2010, l'indice de fissuration de 48 poutres de rive appartenant à 25 ouvrages distincts est relevé périodiquement. L'indice varie de 0,2 mm/m à 5,0 mm/m avec une distribution uniforme sur la population étudiée. L'hétérogénéité de ces résultats provient sans doute d'une formation très variable de la RSI due à des conditions d'étuvage non homogènes. Dans tous les cas, on observe aujourd'hui une évolution lente de l'ouverture des fissures depuis le début des mesures ( $< 0.1\text{mm/m/an}$ ). Ainsi, on peut conclure que l'évolution de la pathologie arrive à son terme aujourd'hui.

### D. Mesures de déformation et déflexion structurelle

Des mesures de déformation des poutres par des fibres optiques et des extensomètres ont également été réalisées. Cependant, ces mesures sont fortement affectées par la déformation thermique et hydrique du béton qui sont difficiles à compenser. Ainsi, d'importantes fluctuations au cours des années masquent le signal général d'expansion.

Entre 1997 et 2016, les déflexions à mi-travée ont été relevées. En corrigeant les déformations dues aux tassements des appuis, il apparaît qu'aucune déflexion notable ne s'est produit durant ces 20 dernières années. On peut donc conclure que la RSI n'a pas eu d'impact mesurable sur les déplacements verticaux des travées atteintes.

### E. Essais d'expansion résiduelle

Entre 2007 et 2022, un total de 125 échantillons prélevés sur 48 poutres de 12 ponts différents ont été soumis à des essais d'expansion. 83 % de ces essais ont montré une expansion supérieure à 0,04%, qui est le seuil conventionnel français pour conclure à un potentiel de RSI significatif [4] et 23% des échantillons une expansion supérieure à 0,30%. Il est à noter que ces essais ont été réalisés entre 12 et 17 ans après la mise en service des ouvrages. Ainsi, pour les poutres ayant des

conditions hydriques favorables, une partie de l'ettringite différée a déjà précipité au moment du prélèvement des échantillons et donc ces mesures n'indiquent qu'un gonflement résiduel et non total.

A contrario, les essais réalisés sur les poutres centrales du tablier peuvent être considérés comme représentatifs du potentiel maximal de RSI car ces poutres ne présentent aucun signe de gonflement significatif (absence de fissure, même fine). Le potentiel de RSI ne s'est donc à priori pas ou très peu exprimé ce qui s'explique par une cinétique extrêmement lente du fait d'une teneur en eau limitée, les poutres courantes n'étant pas exposées aux intempéries.

Sur la base de l'expansion maximale mesurée sur les poutres internes (0,45%), on peut conclure que le volume potentiel d'ettringite différée qui peut se former sur ces poutres est égal à  $\phi_{POT} = 1,2\%$ . Comme le volume maximal de RSI basé sur l'analyse chimique est d'environ  $\phi_{MAX} = 3,8\%$ , cela signifie que seulement 30% des hydrates primaires auraient été dissous.

#### F. Mesures de l'humidité relative

Selon les travaux de Al Shamaa [3] il est montré que la cinétique de RSI est quatre fois plus lente à 98% d'humidité relative (RH) qu'à 100% de RH et presque nulle pour des RH inférieures à 90%. Il est évident que cette grande non-linéarité pourrait être problématique pour la prédiction de la cinétique de la RSI dans des structures non saturées, pour lesquelles la détermination précise d'une gamme aussi étroite de teneur en eau reste techniquement extrêmement compliquée.

Néanmoins, pour tenter d'évaluer ces teneurs en eau, 9 hygromètres ont été installés en 2022 dans une poutre de rive et une poutre centrale. Les premiers mois de suivi indiquent que la poutre de rive a un degré de saturation supérieure à 98% et que la poutre centrale un degré de saturation inférieur à 85%. Ces résultats tendent à confirmer l'impact de l'exposition aux intempéries sur la teneur en eau du béton et donc de la différence de faciès de fissuration entre ces poutres.

#### G. Propriétés mécaniques

En 2017, 24 mesures du module d'Young du béton et de la résistance à la compression ont été réalisées sur des échantillons extraits de poutres de rive. Il apparaît que le module des poutres de rive non endommagées est égal à  $80 \text{ GPa} \pm 10 \text{ GPa}$  contre  $60 \text{ GPa} \pm 5 \text{ GPa}$  pour les poutres de rive fissurées. En ce qui concerne la résistance à la compression, des valeurs de  $55 \text{ MPa} \pm 5 \text{ MPa}$  sont mesurées sur les poutres de rive non endommagées et  $40 \text{ MPa} \pm 5 \text{ MPa}$  sur les autres. On peut conclure que, dans ce cas, la RSI a entraîné une diminution des propriétés mécaniques de l'ordre de 20 à 30 %.

#### H. Principaux résultats des campagnes d'essais

A partir de toutes ces données, il est possible de conclure les points suivants :

- Il est confirmé que les poutres étudiées sont affectées par la RSI car de l'ettringite secondaire est observée dans la pâte de ciment ;

- L'étuvage des poutres en usine a conduit à des températures du béton supérieures au seuil de dissolution des hydrates primaires ;
- Les poutres de rive, exposées aux intempéries, ont une teneur en eau suffisante pour permettre une cinétique de précipitation significative de l'ettringite secondaire ; ce qui n'est pas le cas des poutres courante
- Les évolutions de l'indice de fissuration indiquent que le développement de la pathologie est aujourd'hui presque terminé dans les poutres de rive ;
- Les principales propriétés mécaniques du béton des poutres de rives les plus affectées ont diminué d'environ 20 à 30 % en raison de la RSI ;
- Aucune déformation verticale n'est mesurable sur les poutres, malgré la RSI.

#### IV. MODELISATION

##### A. Formulation du modèle chimio-mécanique

La modélisation de la RSI est réalisée avec le modèle de Sellier [1] B. Kchakech. (2015). Etude de l'influence de l'échauffement subi par un béton sur le risque d'expansions associées à la Réaction Sulfatique Interne. *Thèse de doctorat, Paris Est, France*

[2] A. Sellier, S. Multon (2018). Chemical modelling of Delayed Ettringite Formation for assessment of affected concrete structures". *Cement and Concrete Research, Elsevier, 2018, 108, pp.7286.*

[3] M. Al Shamaa, S. Lavaud, L. Divet, G. Nahas, J.M. Torrenti (2014). ] et est divisée en quatre étapes principales. Premièrement, les concentrations initiales d'hydrates sont introduites sur la base de la formulation du béton et de la composition chimique du ciment. Deuxièmement, la phase de dissolution est évaluée sur la base d'une analyse thermique. Troisièmement, la phase de précipitation est calculée sur la base d'une analyse hydrique. Et enfin, le volume d'ettringite différé  $\phi$  est transformé en une pression de pore  $P_g$  (Eq (3)) pour évaluer le comportement mécanique de la structure.

$$P_g = M_g \left( \phi - \left( \frac{\phi_v C_g P_g}{R_t} + b_g \text{tr}(\overline{\varepsilon}^e + \overline{\varepsilon}^c + \overline{\varepsilon}^{p,m}) + \text{tr}\overline{\varepsilon}^g \right) \right) \quad (3)$$

Dans l'équation (3),  $M_g$  est le module de Biot,  $b_g$  le coefficient de Biot,  $R_t$  la résistance à la traction du béton,  $C_g$  le facteur de concentration des contraintes.  $\phi_v$  est le volume à remplir, dans une éprouvette exempte de contraintes, autour des sites de RSI avant que la pression ne commence à endommager la matrice du béton.  $\overline{\varepsilon}^e$  est le tenseur de la déformation élastique,  $\overline{\varepsilon}^c$  le tenseur de déformation de fluage,  $\overline{\varepsilon}^{p,m}$  les déformations plastiques associées à la fissuration et  $\overline{\varepsilon}^g$  la déformation plastique induite dans le squelette solide par la pression interstitielle.

Cette pression de pore est introduite dans un modèle mécanique qui prend également en compte le fluage et l'endommagement. Pour cette analyse, la contrainte totale  $\sigma_i$  est évaluée à

partir de l'endommagement  $D_{DEF}$  (dû à la RSI) et  $D_{struct}$  (dû aux fissures structurales) et de la contrainte effective  $\tilde{\sigma}_i$ .

$$\sigma_i = (1 - D_{DEF})(1 - D_{struct})\tilde{\sigma}_i \tag{4}$$

$$\tilde{\sigma}_i = \tilde{\sigma}_i' - b_{\sigma} P_{\sigma} \tag{5}$$

$$\tilde{\sigma}_i' = \lambda \text{tr}\overline{\epsilon}^p + 2\mu\epsilon_i^p \tag{6}$$

Avec  $\lambda$  et  $\mu$  les coefficients élastiques de Lamé du béton non endommagé.

*B. Phase de dissolution*

*1. Influence de la température du seuil de dissolution*

Sur la base de la meilleure estimation des propriétés thermiques du béton et d'une température d'étuvage supposée égale à 60°C, la température maximale atteinte à l'intérieur de la poutre de rive est d'environ 80°C. Comme indiqué précédemment, la température seuil de dissolution des hydrates primaires varie entre 61°C et 66°C selon la concentration d'alcalin mesurée.

**Erreur ! Source du renvoi introuvable.** illustre l'intensité de dissolution (c'est-à-dire le rapport entre la quantité d'hydrates primaires dissous sur la quantité totale d'hydrates primaires formés en premier lieu) calculée sur une section transversale 2D pour une poutre interne et une poutre de rive, en fonction de la valeur de la température seuil de dissolution.

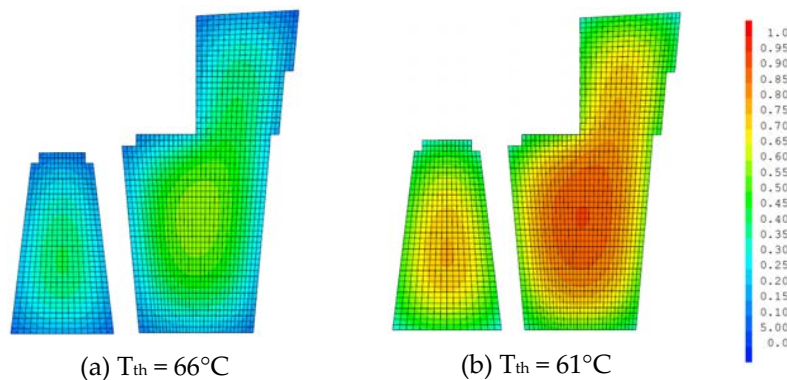


FIGURE 4. Intensité de dissolution en fonction de la température seuil de dissolution (TCEPA)

Dans les deux cas, il apparaît logiquement que l'intensité de la dissolution est plus importante au centre de la section plutôt que sur la peau en raison d'un échauffement plus important au cœur. De plus, il apparaît qu'une différence de 5°C de la température seuil peut conduire à dissoudre 40% d'hydrates primaires en plus.

Comme mentionné précédemment, l'intensité maximale de dissolution a été estimée à 30% au cœur des poutres internes grâce aux essais d'expansion. Cette valeur est proche de la valeur calculée avec une température seuil de 66°C. Par conséquent, ce scénario jugé réaliste a été considéré pour la suite de l'étude.

a. *Influence de la température d'étuvage*

Pour expliquer la variabilité du potentiel de RSI mesuré à partir d'échantillons in situ, une étude paramétrique a été réalisée en faisant varier la température d'étuvage.

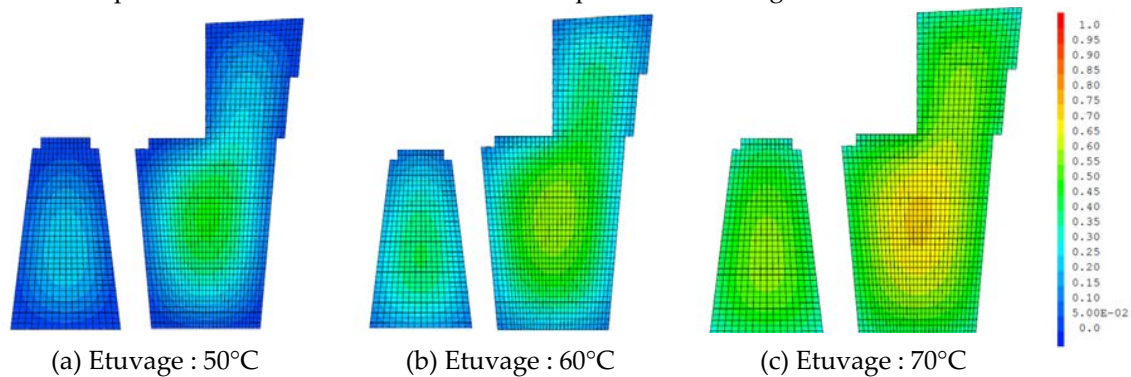


FIGURE 5. Intensité de dissolution en fonction de la température d'étuvage (TCEPA)

Pour des températures d'étuvage variant de 50°C à 70°C, l'intensité de la dissolution au centre des poutres internes varie de 10% à 50%. On peut en conclure qu'une température d'étuvage significativement supérieure à 60°C semble peu probable même dans les pires cas. Notons qu'une température d'étuvage sensiblement inférieure à 60°C conduit à une faible dissolution et peut expliquer les faibles valeurs d'expansion mesurées sur certaines poutres.

C. *Phase de précipitation*

La cinétique de précipitation est principalement déterminée par la teneur en eau interne du béton. Pour l'estimer avec une précision suffisante, il est nécessaire de réaliser une étude hydrique. Sans pluie, les échanges d'eau à l'intérieur du béton se font principalement grâce à la vapeur d'eau (en équilibre avec l'humidité relative extérieure) et l'eau liquide jouant un rôle de réservoir. Lorsque le béton est soumis à la pluie, l'eau liquide pénètre rapidement dans le béton par absorption capillaire et sort lentement par diffusion. En considérant ces deux sources d'eau, une grande moitié des poutres de rive exposées aux intempéries a un degré de saturation supérieur à 98%. Partout ailleurs, le béton a un degré de saturation inférieur à 90% (Erreur ! Source du renvoi introuvable.b). En utilisant les résultats de la phase de dissolution (Erreur ! Source du renvoi introuvable.a), il est possible d'estimer l'évolution de la précipitation d'ettringite secondaire dans le temps (Erreur ! Source du renvoi introuvable.c). Finalement, seule la zone située à l'intersection entre la zone à fort potentiel de RSI et la zone à fort degré de saturation peut être soumise à une précipitation d'ettringite différée significative. Sur la base de cette évaluation, on peut conclure qu'environ 50% de la réaction a été produite en 2003 et environ 90% en 2015. En outre, elle confirme que la RSI ne s'est pas ou très peu manifestée dans les poutres internes, ce qui est conforme aux observations et aux essais in situ.

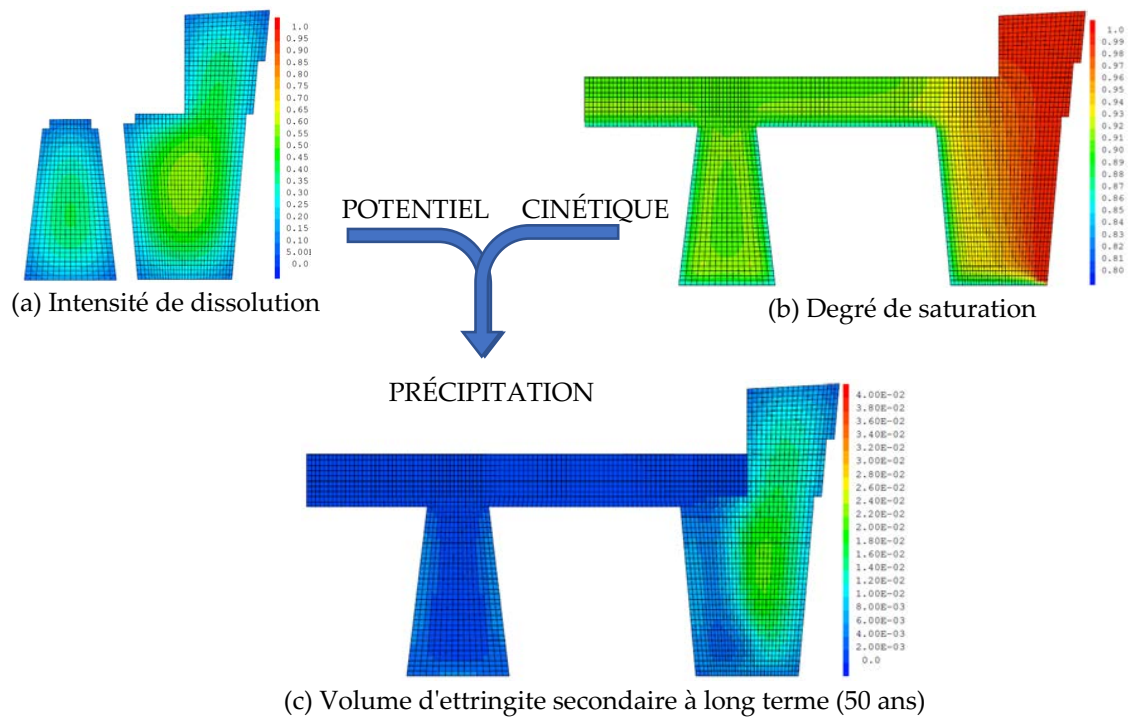


FIGURE 6. Précipitation de l'ettringite secondaire

D. Réponse mécanique

Le gradient de précipitation de l'ettringite secondaire dans les poutres crée un différentiel de déformation (gonflement) interne qui conduit à la fissuration du béton (**Erreur ! Source du renvoi introuvable.**). Le modèle montre des fissures très ouvertes sur les faces externes de la poutre de rive et pas de fissure sur la sur la poutre interne. Ce schéma de fissuration modélisé correspond bien à celui observé in situ. Pour vérifier l'évolution des fissures calculées, la largeur moyenne des fissures par rapport à la hauteur de la poutre est extraite et comparée à l'indice de fissuration in situ.

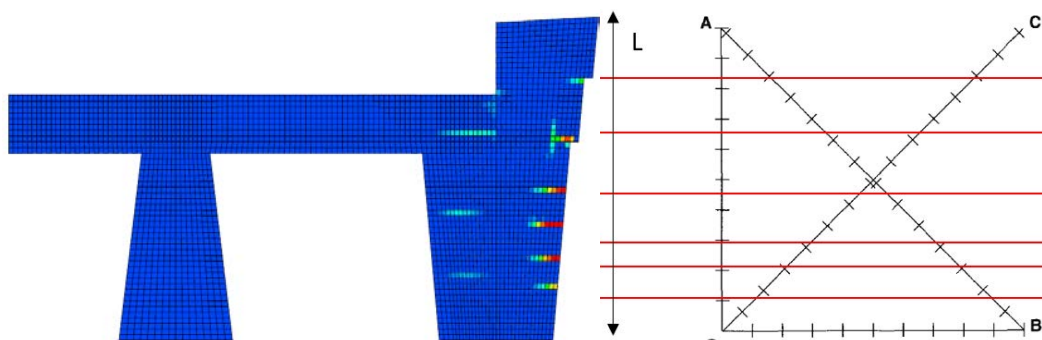


FIGURE 7. Cartographie de l'ouverture des fissures et transformation en indice de fissuration

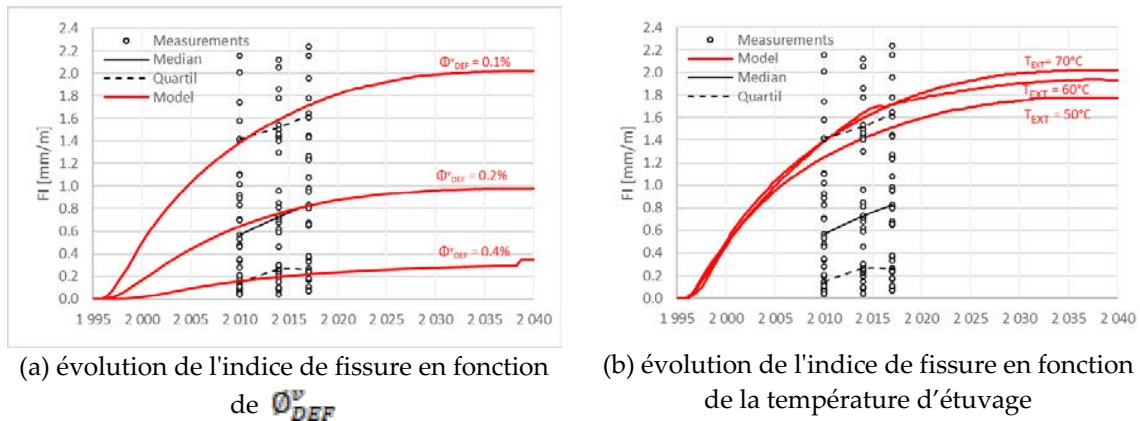


FIGURE 8. Evolution de l'indice de fissuration

L'un des principaux paramètres déterminant la réponse mécanique de la structure est le volume de vide  $\phi_v$  accessible à la RSI (Eq. (3)). Ce paramètre est difficile à évaluer et dépend de la nature du béton. Grâce à une analyse de sensibilité (Figure 8a) du modèle confronté aux mesures d'indice de fissuration, cette valeur peut être estimée entre 0,1% et 0,4%.

En ce qui concerne la température d'étuvage, son impact sur l'indice de fissuration est visiblement plus faible (Erreur ! Source du renvoi introuvable.b). Cela est lié au fait que les fissures sont induites par un gonflement différentiel entre le cœur et la peau et non par un gonflement absolu. En effet, le potentiel de RSI est plus important pour une température d'étuvage élevée, mais le gradient de ce potentiel au sein de la poutre reste très similaire.

## V. CONCLUSION

Bien que le modèle numérique utilisé pour étudier l'effet de la RSI, et notamment sa partie pomécanique, a été validé en laboratoire sur des mini structures en béton armé et précontraintes [5], la modélisation de la RSI sur les structures réelles reste un exercice difficile en raison de la complexité des phénomènes. De nombreux paramètres doivent être considérés pour représenter fidèlement chaque étape du développement de la pathologie. Certains de ces paramètres ont un impact majeur comme la concentration initiale en alcalins, le degré de saturation du béton et le volume des vides accessibles à la RSI. Cependant, il est très difficile voire parfois impossible de les mesurer directement avec une grande précision. Il est préférable de chercher une combinaison de paramètres permettant de reproduire l'évolution du comportement macroscopique de la structure plutôt que de rechercher la valeur de chaque paramètre individuellement. Notons qu'il est possible de trouver des combinaisons différentes de paramètres d'entrée donnant un même résultat global.

Par conséquent, la clé de l'étude d'un ouvrage atteint de RSI est d'avoir des mesures sur plusieurs années car la cinétique de la pathologie est très longue. De plus, les mesures effectuées



au cours des premières années de la vie de la structure sont plus riches en informations que celles effectuées 20 ans plus tard, car la cinétique est plus rapide à cette période.

## REFERENCES

- [1] B. Kchakech. (2015). Etude de l'influence de l'échauffement subi par un béton sur le risque d'expansions associées à la Réaction Sulfatique Interne. *Thèse de doctorat, Paris Est, France*
- [2] A. Sellier, S. Multon (2018). Chemical modelling of Delayed Ettringite Formation for assessment of affected concrete structures". *Cement and Concrete Research, Elsevier, 2018, 108, pp.7286.*
- [3] M. Al Shamaa, S. Lavaud, L. Divet, G. Nahas, J.M. Torrenti (2014). Coupling between mechanical and transfer properties and expansion due to DEF in a concrete of a nuclear power plant, *Nucl. Eng. Des. 266 (2014) 70–77.*
- [4] B. Godart, L. Divet (2017). Recommandations pour la prévention des désordres dus à la formation retardée d'ettringite. *Guide technique français GTI5-A*
- [5] Y. Thiebault. (2018). Evaluation de structures en béton armé atteintes de réaction sulfatique interne. *Thèse de doctorat, Laboratoire Matériaux et Durabilité des Construction, Toulouse, France*

# Réparation et renforcement de structure béton par enrobage de béton à l'aide de connecteurs de cisaillement

Gaël LE BLOA<sup>1</sup>, Enzo GUYOT<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Hilti Western Europe

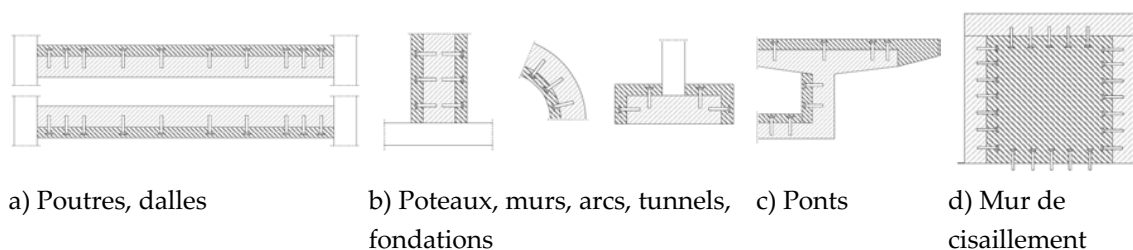
**RESUME** Avec les enjeux environnementaux et patrimoniaux actuels, la réhabilitation des ouvrages en béton est devenue de plus en plus importante au cours de la dernière décennie. Parmi les nombreuses méthodes existantes de renforcement des structures en béton armé, les techniques par revêtement ou ajout d'une nouvelle couche de béton est une alternative intéressante. Cette technique de renforcement des ouvrages, bâtiment ou ouvrages d'art, permet à la fois d'augmenter la résistance de structures dégradées, endommagées ou faisant l'objet de défauts de conception ou d'exécution afin de prolonger leur durée d'utilisation ou d'adapter la structure à de nouvelles conditions d'exploitation (changement d'usage). La norme européenne relative au calcul des structures en béton armé EN 1992 établit des règles de dimensionnement des surfaces de reprise béton. Toutefois pour les interfaces renforcées par des connecteurs de cisaillement, le TR 066 de l'EOTA propose une méthode de dimensionnement plus précise vérifiant tous les modes de ruines en présence. L'article présente ainsi cette technique de renforcement et examine les règles de calcul qui décrivent la résistance de l'interface béton. Il fournit des informations sur la préparation de la surface de reprise et l'implantation des connecteurs post-installés sur la base du TR 066. Enfin, des outils pour modéliser et calculer ces joints structuraux sont présentés.

**Mots-clefs** Structure béton, Renforcement, Reprise de bétonnage, Connecteur

## I. INTRODUCTION

Recourir aux techniques de renforcement et de réparation des structures en béton armé ou précontraint est devenu de plus en plus fréquent avec les nouveaux enjeux environnementaux et patrimoniaux. En effet, partout dans le monde, il existe des ouvrages en béton armé qui nécessitent d'être renforcés ou réhabilités pour de nombreuses raisons. D'une part, leurs structures porteuses, de qualité, de capacité et de fonction très variables, vieillissent et se dégradent toutes avec le temps. Environ 85 à 90 % des structures construites dans le monde ont déjà atteint une durée de vie supérieure à 20 ans et un grand nombre d'entre elles devraient ou devront être remplacées ou réparées du fait de leur état d'endommagement. D'autre part, des erreurs pouvant avoir été commises lors de la phase de conception ou de construction, certaines structures doivent être renforcées ou remises à niveau avant de pouvoir être utilisées. Enfin, des modifications d'usage pour un bâtiment ou un ouvrage, peuvent imposer des transformations (augmentation significative de la demande dans le secteur des transports par exemple) si de

nouvelles exigences ou une évolution des normes imposent de renforcer les structures correspondantes. Lorsque l'une de ces situations se présente, l'ingénieur doit évaluer s'il est plus économique de renforcer la structure déjà construite plutôt que de la remplacer. Dans le premier cas, il dispose de nombreuses techniques bien adaptées aux ouvrages ou bâtiments en béton existants. Citons, par exemple : (i) le béton projeté ; (ii) différents types de revêtements comme des fibres ou des lamelles de carbone ou encore une nouvelle couche de béton rapportée ; (iii) des câbles de précontrainte disposés à l'extérieur de la structure, c'est-à-dire une précontrainte additionnelle par post-tension. Parmi les méthodes citées, le procédé de renforcement des structures en béton par enrobage ou ajout d'une nouvelle couche de béton rapportée est une alternative intéressante. Quelques applications clés sont présentées Figure 1. Dans le cas d'un renforcement d'ouvrages d'art comme des ponts et tunnels, la mise en œuvre sur chantier peut être divisée en quelques étapes simples rappelées Figure 2. La nouvelle couche de béton est généralement coulée directement ou appliquée en tant que béton projeté. Sa fonction est d'augmenter l'aire des sections fléchies de l'élément en béton (en augmentant les zones résistantes à la compression et à la traction sous sollicitations de flexion) selon l'application et la mise en œuvre de cette couche de béton supplémentaire.



**FIGURE 1.** Coupe de principe de renforcement d'éléments structurels par recouvrement de béton dans le cas d'applications bâtiments et de génie civil (Crédit : EOTA)



**FIGURE 2.** Présentation simplifiée des étapes d'exécution lors d'un renforcement de pont

## II. COMPORTEMENT LE LONG D'UNE SURFACE DE REPRISSE (INTERFACE BETON)

La Figure 3a illustre l'état de contrainte d'une poutre sans activation des contraintes de cisaillement entre les deux couches de béton (interface non renforcée). Dans ce cas, les couches se comportent indépendamment les unes des autres. Attention, il s'agit là d'une représentation

simplifiée car, même dans le cas d’une interface non renforcée, une liaison adhésive existe nécessairement entre les deux couches de béton. À noter d’ailleurs que cette liaison adhésive subit déjà des déformations relatives de 0,03 mm à 0,05 mm dues à une fissuration au sein de l’interface. Pour obtenir une liaison monolithique, c’est-à-dire une continuité des déformations sur la hauteur de la section considérée, des connecteurs sont installés au niveau de l’interface (Figure 3b), créant ainsi une section composée de béton. La Figure 4 illustre différents connecteurs disponibles pour le renforcement des ouvrages (de la vis à béton aux connecteurs scellés).

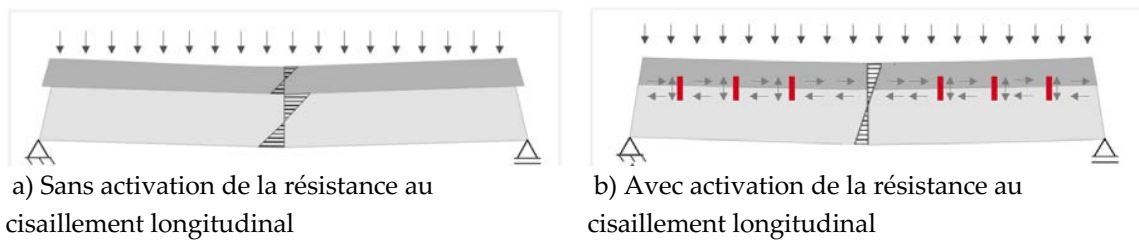


FIGURE 3. Contraintes de cisaillement au niveau de l’interface (schémas de principe)

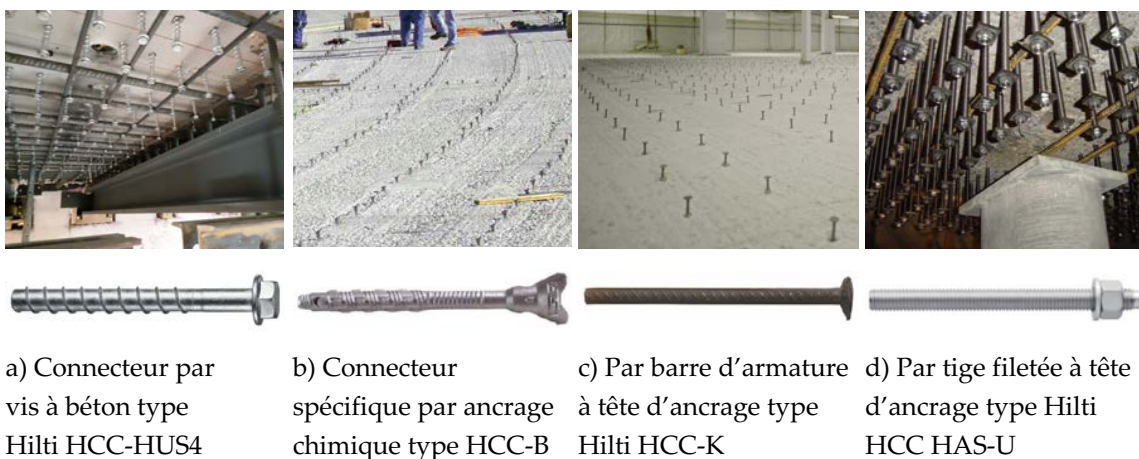
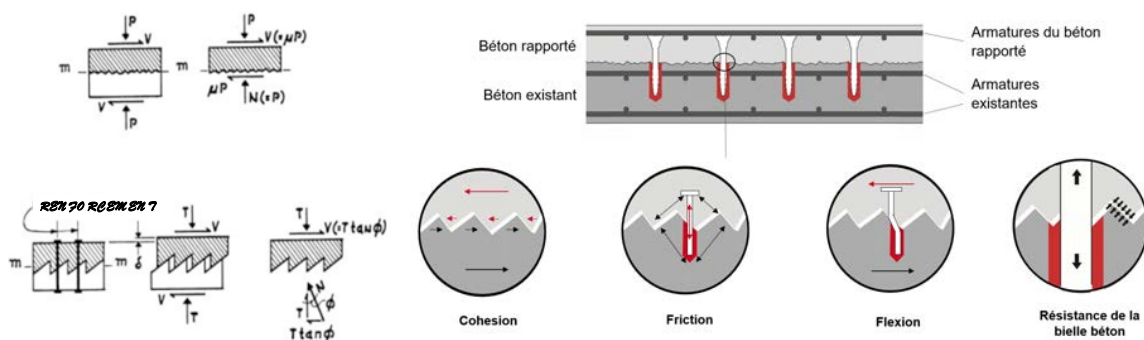


FIGURE 4. Types de connecteurs disponibles et mise en œuvre (type Hilti HCC)

Le comportement de l’interface soumise à des contraintes de cisaillement longitudinales peut être décrit à l’aide de la théorie du cisaillement-frottement (ou « shear-friction theory » en anglais). Cette théorie part de l’hypothèse initiale que le mécanisme de transmission des contraintes de cisaillement au niveau d’une surface de reprise (interface béton) soumise à des forces extérieures de cisaillement et de compression, est assuré exclusivement par un phénomène de frottement. En règle générale, un simple modèle en « dents de scie » est utilisé pour illustrer les fondements de cette démarche (Figure 5a). Il est toutefois à noter que le terme de « shear-friction theory » est trompeur car il englobe en réalité plusieurs autres phénomènes physiques et mécaniques.

Cette théorie a été élaborée aux alentours de 1960 (Birkeland et Birkeland (1966)). Elle a ensuite été développée par Mattock et Hawkins (1972) pour définir la composante mécanique suivante : la cohésion (adhérence par verrouillage de forme). La résistance à la compression de bielles de béton

en présence de connecteurs a été intégrée à la théorie suivant une proposition de Loov (1978). Finalement, Randl (1997) décrit dans son article que le transfert de l'effort de cisaillement au droit de la surface de reprise renforcée par des connecteurs de cisaillement (goujons) se décompose en trois mécanismes : la cohésion, le frottement et l'effet goujon. Il est à noter que plus la rugosité de la surface est importante, plus la résistance au cisaillement et la rigidité en cisaillement du joint augmentent mais aussi qu'elle influe sur la répartition de la résistance totale entre les trois composantes. Dans les cas extrêmes, lorsque l'interface est excessivement rugueuse, les connecteurs placés au niveau du joint sont principalement soumis à un effort de traction alors que, lorsque l'interface est lisse, l'effet goujon prédomine sur les connecteurs (cisaillement & flexion).



a) « Shear-friction theory » selon le modèle en « dents de scie » de Birkeland (1966)

b) Transfert de l'effort de cisaillement dans le joint composite renforcé, cohésion/couplage, frottement et effet goujon, sur l'exemple d'un connecteur (type Hilti HCC-B ou HCC-K)

FIGURE 5. Principe de transfert des efforts à l'interface béton

### III. CADRE REGLEMENTAIRE ET LIMITES DE L'EUROCODE 2

La norme européenne actuelle relative au calcul des structures en béton, Eurocode 2, la NF EN 1992-1-1 (2005), établit des règles pour le calcul de la résistance au cisaillement des surfaces de reprise (interface béton-béton). Alors que ce code prend en compte uniquement la cohésion, les contraintes externes et le frottement, le Rapport Technique TR 066 de l'EOTA (2020) s'intéresse également à l'effet goujon des connecteurs post-installés. Ce critère est évidemment nécessaire car, en cas de déplacement relatif des couches de béton, les contraintes provenant des deux directions de chargement s'additionnent au niveau du connecteur, réduisant considérablement la force de traction axiale utilisable. Ce comportement dépend du produit choisi.

D'autre part, la norme NF EN 1992-1-1 (2005) partant de l'hypothèse qu'une armature de cisaillement est suffisamment ancrée, comme c'est le cas avec les éléments en béton partiellement précontraint, son mode de ruine décisif correspond à l'atteinte de la limite d'élasticité de calcul de l'acier,  $f_{yd}$ . En effet, en analysant l'expression 6.2.5 de l'EN 1992-1-1 (2005), exprimant la valeur de calcul de la contrainte de cisaillement à l'interface, c'est la contrainte  $f_{yd}$  de l'acier qui est

considérée. Or, cette hypothèse n'est pas atteignable lorsque l'on se trouve en situation de connecteurs post-installés.

Le Rapport Technique TR 066, EOTA (2020), prend en considération les modes de ruine individuels des connecteurs post-installés. Ainsi, lors de la vérification, la contrainte sur l'acier  $\sigma_s$  du connecteur, calculée à partir de la résistance nominale sous tension, est utilisée à la place de la limite d'élasticité. La résistance nominale sous tension est égale à la résistance décisive, en tenant compte de tous les types de ruine possibles selon la norme NF EN 1992-4. Ces paramètres sont évalués à l'aide du Document d'Évaluation Européen (DEE) n°332347-00-0601, « Connecteurs de renforcement de structures béton existantes par application d'une couche supérieure de béton », et sont obligatoires pour effectuer la vérification du calcul au titre du rapport TR 066.

En synthèse, le Rapport Technique TR 066, EOTA (2020), représente aujourd'hui l'état de l'art pour le calcul des joints de cisaillement (béton rapporté) avec connecteurs post-installés.

#### IV. EFFORTS AGISSANTS AU DROIT DE LA SURFACE DE REPRISE SELON TR066

Trois types d'actions sont couverts par le rapport TR 066 : les actions statiques et quasi-statiques, la fatigue et le sismique. Seules les deux premières font l'objet d'une analyse dans cet article dont deux types de forces agissent sur le système : les efforts extérieurs, et les efforts internes dus au retrait différentiel du béton aux extrémités de l'élément. Ces efforts activent des forces de traction perpendiculaires à l'interface qui sont reprises par les connecteurs et transférées dans les deux couches de béton. Il est permis de diviser la surface de reprise (interface béton) en différentes zones pour s'adapter à la variation de la contrainte de cisaillement sur la longueur (voir Figure 2.3 du TR 066, EOTA (2020)). Pour les surfaces rugueuses et très rugueuses, il n'est pas permis de redistribuer les contraintes, la valeur maximale de chaque zone est alors déterminante. La redistribution des contraintes n'est autorisée que pour les interfaces lisses, si la conception est effectuée en considérant une interface renforcée.

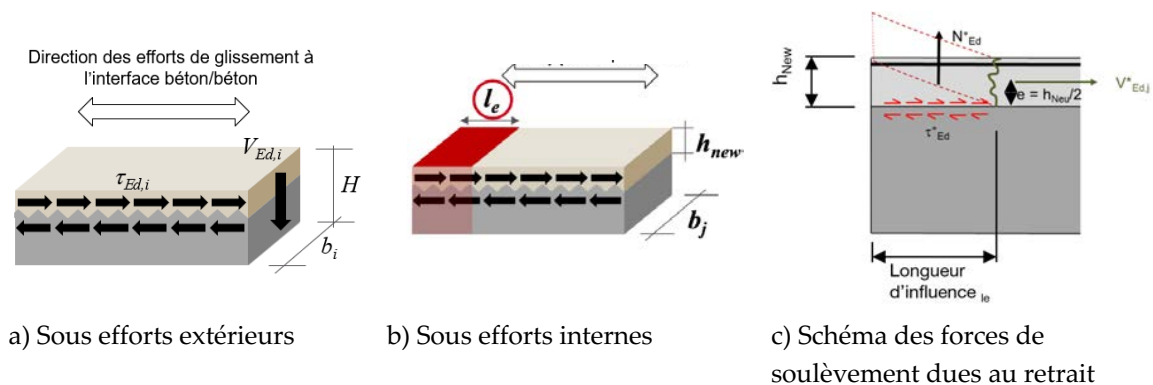
##### A. Efforts extérieurs

Pour déterminer la contrainte de cisaillement appliquée, l'effort tranchant  $V_{Ed,i}$ , est converti en contrainte de cisaillement  $\tau_{Ed,i}$  agissant parallèlement à l'interface sur une section  $i$  donnée (Figure 6a). Ces zones de longueur  $l_i$  peuvent être définies sur la base de la répartition de la contrainte de cisaillement due aux efforts extérieurs (répartition de l'effort tranchant), pour laquelle la contrainte de cisaillement maximal sur la section est considérée. Ainsi, normalement, l'effort tranchant de calcul  $V_{Ed}$  est calculé à partir de la résistance à la flexion de la section transversale (la rupture par cisaillement de l'élément ne doit pas être le facteur déterminant). Mais  $V_{Ed}$  peut également être calculé à partir des forces de compression et/ou de traction appliquées à la section, par analyse de l'effort de cisaillement longitudinal.

##### B. Efforts internes dus aux déplacements différentiels imposés

Le TR 066, EOTA (2020), prend également en considération les contraintes induites par des déplacements différentiels imposés comme le retrait. Ce phénomène de retrait différentiel est

maximal aux extrémités de l'élément dans le cadre d'un dimensionnement sous action statique et quasi-statique. En effet, il génère, dans cette zone des contraintes de cisaillement  $\tau^{*Ed}$  parallèles au joint de liaison et des forces de soulèvement  $N^{*Ed,j}$  (Figure 6c). Ces forces de soulèvement sont prises en compte sur une longueur d'influence  $l_e$  donnée, située aux extrémités de l'élément, en fonction de la rugosité de la surface et de la hauteur de la nouvelle couche de béton (Figure 6b et §2.1 du TR 066, EOTA (2020)). Ainsi, le Rapport Technique TR 066, EOTA (2020), distingue la contrainte de cisaillement due aux efforts agissant sur les zones d'extrémités (éq. 2.2 et 2.3 du TR 066, EOTA (2020)) et l'effort de traction dû à l'effet de soulèvement (éq. 2.4 TR 066, EOTA (2020)). Ces forces de soulèvement  $N^{*Ed,j}$  doivent être inférieures à la résistance à la traction  $N_{Rd}$  du connecteur, en tenant compte du mode de ruine prédominant. Plus la nouvelle couche de béton est haute et sa surface rugueuse, plus la longueur  $l_e$  à prendre en compte sera élevée.



**FIGURE 6. Conversion de l'effort tranchant  $V_{Ed,i}$  [N] en contrainte de cisaillement  $\tau_{Ed,i}$  [MPa] agissant parallèlement à l'interface du joint béton/béton**

## V. RESISTANCE AU CISAILLEMENT DE LA SURFACE DE REPRISE

Il convient de déterminer la valeur de la résistance de calcul du cisaillement au droit de la surface de reprise  $\tau_{Rd}$  afin de vérifier l'inéquation  $\tau_{Rd} \geq \tau_{Ed}$ . Ensuite, deux configurations sont à considérer pour le calcul de la résistance au cisaillement de la surface de reprise : avec et sans renfort au cisaillement (c'est-à-dire avec ou sans connecteurs à l'interface).

### A. Résistance au cisaillement sans connecteur

La première configuration vise une liaison rigide à l'interface béton-béton sans renforts de cisaillement, basée sur l'hypothèse d'une bonne adhérence et sans contraintes de traction perpendiculairement à la surface de reprise. Dans un tel cas, la valeur de résistance au cisaillement de la surface est obtenue par deux termes : la liaison adhésive (éq. (1), terme n°1) et le frottement dû aux efforts normaux extérieurs (éq. (1), terme n°2), sans prendre en considération une résistance additionnelle (absence de connecteurs). Les coefficients correspondants, donnés dans le Tableau 2.2 TR 066, EOTA (2020), dépendent de  $R_t$  la profondeur de rugosité du joint.

La valeur de résistance au cisaillement de la surface de reprise (interface béton/béton) est finalement limitée par la résistance de la bielle de compression du béton (éq. (1), terme n°3). Ainsi la résistance au cisaillement maximale admissible (valeur limite) de la surface de reprise est environ égale à 30 % de la valeur de calcul de la résistance à la compression du béton  $f_{cd}$ . Si la condition  $\tau_{Rd} \geq \tau_{Ed}$  n'est pas remplie, des connecteurs sont requis aux extrémités en plus de ceux qui sont installé sur toute la longueur de l'interface pour pouvoir reprendre l'action du cisaillement longitudinal.

$$\tau_{Rd} = \underbrace{c_a \cdot f_{ctd}}_1 + \underbrace{\mu \cdot \sigma_n}_2 \leq \underbrace{0,5 \cdot v \cdot f_{cd}}_3 \quad (1)$$

*B. Résistance au cisaillement avec renforcement par connecteurs*

La seconde configuration concerne une interface (liaison) non rigide pour laquelle un déplacement relatif est toléré au niveau de la surface de reprise et où un renforcement au cisaillement est considéré par le biais de connecteurs. Le calcul de la résistance au cisaillement de la surface de reprise inclut donc tous les mécanismes déjà introduits (éq. (2), termes N°1 à 3). Cette résistance est ensuite limitée par la résistance intrinsèque du béton (bielle béton).

$$\tau_{Rd} = \underbrace{c_r \cdot f_{ck}^{\frac{1}{3}}}_1 + \underbrace{\mu \cdot (\sigma_n + \kappa_1 \cdot \alpha_{\kappa 1} \cdot \rho \cdot \sigma_s)}_2 + \underbrace{\kappa_2 \cdot \alpha_{\kappa 2} \cdot \rho \cdot \sqrt{\frac{f_{y,k}}{\gamma_s} \cdot \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c}}}_3 \leq \underbrace{\beta_c \cdot v \cdot \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c}}_4 \quad (2)$$

Tout d'abord, dans le cas d'une surface de reprise avec connecteurs (renforcement au cisaillement), l'expression  $c_r \cdot f_{ck}^{1/3}$  décrit le verrouillage mécanique, et non l'adhérence. Cette expression dépend de la résistance à la compression du béton ainsi que de la rugosité de la surface. En effet, la valeur du coefficient  $c_r$  dépend uniquement de la rugosité de l'interface et varie de 0 à 0,2 (valeur nulle pour les surfaces lisse et très lisse). Il est à noter que le paramètre de cohésion  $c_a$  est remplacé par un coefficient de verrouillage mécanique  $c_r$ .

Avec un déplacement relatif croissant, les couches de béton tendent à se séparer davantage. Les connecteurs équilibrent ce phénomène de décollement mais en étant soumis à une contrainte de traction, engendrant des efforts de compression entre les surfaces, et pour conséquence un frottement entre les deux couches. Les efforts de compression peuvent également être causés par des forces extérieures, prises en compte par le terme  $\sigma_n$ . Cependant, les connecteurs ne pouvant résister que jusqu'à une charge maximale correspondant à leur rupture en traction, le mode de ruine présentant les valeurs de résistance les plus faibles détermine la contrainte  $\sigma_s$  dans l'acier.

Le coefficient  $\alpha_{\kappa 1}$  est lui fondé sur la proportion d'effort de traction agissant sur le connecteur. Pour les surfaces lisses :  $\alpha_{\kappa 1} = 0$  et l'« effet goujon » est causé par le déplacement relatif des deux couches de béton. Dans ces conditions et suivant la valeur du déplacement relatif, les connecteurs sont soumis, en plus des contraintes de traction dues au frottement, à des contraintes de



cisaillement et à des contraintes de flexion. Plus la charge augmente, plus le béton situé dans la zone proche de la surface de reprise se dégrade, entraînant ainsi une redistribution de la résistance plus en profondeur. Ceci a pour effet d'augmenter l'excentricité au niveau du connecteur entre l'effort de cisaillement et de compression qui en résulte, engendrant ainsi des contraintes de flexion additionnelles. Ainsi le facteur  $\alpha_{k2}$  prend en compte ce phénomène.

## VI. OUTILS DE CALCUL ET BONNE PRESCRIPTION TECHNIQUE

Choisir le bon produit n'est pas une tâche évidente pour l'ingénieur. La façon la plus simple d'identifier la meilleure solution (choix du type de connecteur) consiste à utiliser un logiciel prenant en compte toutes les hypothèses de calcul et permettant d'adapter ces calculs selon le connecteur retenu (voir la liste non exhaustive de produits disponibles Figure 4) comme Hilti PROFIS Engineering ( <https://profisengineering.hilti.com/> ). Il permet en effet de réaliser un calcul spécifique pour la connexion étudiée (dimensionnement de la surface de reprise) conformément aux exigences du rapport technique TR 066 de l'EOTA (2020), et au travers de produits industriels dont les performances sont garanties par une Spécification Technique Européenne.

## VII. CONCLUSION

En synthèse, le Rapport Technique TR 066 de l'EOTA (2020) représente aujourd'hui l'état de l'art pour le calcul des joints de cisaillement (béton rapporté) avec connecteurs post-installé tenant compte de l'effet goujon et de la contrainte sur l'acier calculée à partir de la résistance nominale sous tension à la place de la limite d'élasticité, comme précisé dans la NF EN 1992-1-1. Trois types d'actions sont couverts par ce document : les actions statiques et quasi-statiques, la fatigue et le sismique pour lesquels la rugosité de surface est un paramètre clé dans le dimensionnement.

## VIII. REFERENCES

CEN (2005) NF EN 1992-1-1 : Eurocode 2 - Calcul des structures en béton - Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments.

EOTA (2020) TR066 EOTA Technical Report, Design and requirements for construction works of post installed shear connection for two concrete layers, Amendement Nov. 2020

Birkeland, P.W. et Birkeland, H.W. (1966). Connections in precast concrete construction », *American Concrete Institute, Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 63, No. 3, pp. 345-368.

Mattock, A.H. et Hawkins, N.M. (1972). Shear transfer in reinforced concrete - recent research, *Precast/Prestressed Concrete Institute, PCI Journal*, Vol. 17, No. 2, pp. 55-75.

Loov, R.E. (1978) Design of precast connections, article présenté lors d'un séminaire organisé par *Compa International Pte*, Singapour, Ltd, 8 p.

Randl, N. (1997) Investigation of force transmission between old and new concrete at different joint roughnesses. *Innsbruck, Leopold-Franzens-University Innsbruck*, Dissertation.

# Réhabilitation de la Corniche John Fitzgerald Kennedy à Marseille

Tancrède de Folleville<sup>1</sup>, Lorianana Pace<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Setec Tpi

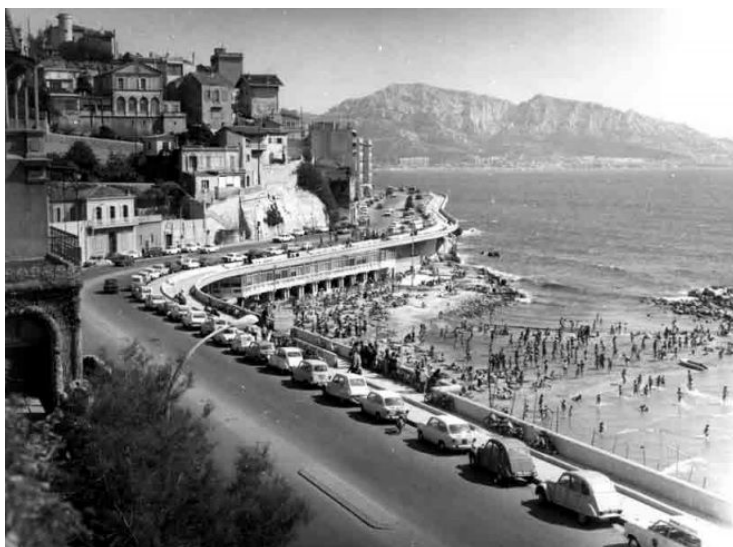
<sup>2</sup> Setec Diadès

**RESUME** La corniche du Président John Fitzgerald Kennedy à Marseille, est une route qui longe la mer Méditerranée, de la plage des Catalans jusqu'aux plages du Prado. Des travaux d'élargissement réalisés entre 1954 et 1968 ont permis de créer une promenade piétonne en encorbellement au-dessus de la mer. Cette promenade qui s'étend sur 2 km environ est constituée de deux trottoirs séparés par un banc continu, souvent considéré comme le plus long banc du monde. Les ouvrages en béton armé et précontraints supportant l'élargissement de la corniche ont été soumis depuis plus de cinquante ans à un environnement marin particulièrement agressif. Après avoir réalisé le diagnostic de l'ouvrage, la Direction des Infrastructures de la Métropole d'Aix-Marseille-Provence a confié à Setec la maîtrise d'œuvre complète de la réhabilitation de la Corniche Kennedy. Entre 2018 et 2022, la Corniche Kennedy a ainsi fait l'objet d'importants travaux de réhabilitation, utilisant des techniques modernes pour prévenir et traiter la principale pathologie de l'ouvrage, la corrosion. Le banc et le parapet ont été remplacés par des éléments en BFUP à base de fibres synthétiques, les nouvelles dalles ont fait l'objet d'une approche performancielle spécifique pour la formulation du béton et les éléments existants ont fait l'objet d'une protection cathodique par courant imposé spécialement dimensionnée. La corniche Kennedy a reçu en Octobre 2022 le 1<sup>er</sup> Prix 2022 Excellence Award de l'American Concrete Institute dans la catégorie « Restore and repair ».

**Mots-clefs** Protection cathodique, BFUP, réhabilitation, corrosion

## I. PRESENTATION D'UN OUVRAGE EMBLEMATIQUE DE LA VILLE DE MARSEILLE

La Corniche Kennedy, route côtière emblématique de la ville de Marseille, fut édifée entre 1848 et 1863 et relie la plage des Catalans aux plages du Prado. Elle doit son nom au président américain John Fitzgerald Kennedy, à la suite de son assassinat en 1963. En raison de sa localisation et des liaisons que cette route offre aux citoyens, la Corniche Kennedy est devenue un axe majeur de la ville de Marseille, et est donc très fréquentée. Elle fait l'objet de travaux d'élargissement entre 1954 et 1968 afin de créer une promenade piétonne en encorbellement surplombant la mer.



**Figure 1 : La corniche Kennedy en 1970**

Les travaux d'élargissement se sont déroulés en trois phases successives. Le tramway de l'époque fut supprimé pour créer une chaussée à 2x2 voies de circulation. Les citoyens partagent la route entre automobilistes, cyclistes et piétons. La promenade piétonne se compose de deux trottoirs dénivelés, séparés par le plus long banc du monde, et d'un parapet à l'extrémité de l'ouvrage, servant de garde-corps. Les promeneurs peuvent profiter d'un panorama sur la mer et les îles du Frioul sur près de 2 km. Des consoles, réparties tous les 4 mètres linéaires, constituent la structure d'élargissement. Elles sont ancrées sur un mur de soutènement continu ou sur des ouvrages d'art supportant localement les routes. En effet, six brèches, importantes à franchir, ont été identifiées entre la plage du Prophète et la source du Roucas Blanc. Au droit de ces brèches, les consoles des encorbellements sont fixées sur des ouvrages d'art de type caisson en béton précontraint.



**Figure 2 : Vue de la Corniche Kennedy depuis la mer**

C'est sur ces consoles que reposent les dalles en béton armé sur lesquelles se trouvent les deux trottoirs et le banc. Tous les ouvrages supportant l'élargissement de la Corniche ont été soumis à un climat méditerranéen et un environnement marin particulièrement agressif qui sont à l'origine

de la présence de dégradations importantes sur l'ouvrage. Le contact permanent de la structure avec les embruns et les éclaboussures de la face inférieure de la corniche par les vagues, ont accéléré la dégradation des éléments constitutifs de la Corniche : traces de rouille, fissures avec traces de calcite, épaufrures et décollement du béton par plaque avec armatures apparentes. Au début des années 2000, les ouvrages de franchissement ont fait l'objet de travaux de renforcement par précontrainte additionnelle. L'encorbellement situé sur les ouvrages a été renforcé par la mise en œuvre de béton projeté ferraille en sous-face des dalles ainsi que sur les faces latérales des consoles. Ces travaux ne concernant que 500 mètres des 1,7 km de la Corniche, et de nombreuses zones localisées étaient dans un état critique, d'où la nécessité d'engager d'importants travaux de réhabilitation.



**Figure 3 : Désordres observés sur un parapet et une dalle de l'ouvrage**

## II. DIAGNOSTIC ET PROJET DE REPARATION

Selon le diagnostic préliminaire réalisé par Ginger en 2014 à la demande du maître d'ouvrage, la pathologie majeure de l'ouvrage est liée à la corrosion des aciers, due à la pénétration des chlorures dans le béton, au-delà des zones d'enrobage avec un taux de concentration supérieur aux normes actuelles. En effet, des mesures de potentiel ont été réalisées afin de déterminer l'activité corrosive des armatures. Les cartographies de potentiel ont mis en avant des valeurs inférieures à  $-200$  /  $-250$  mV, ce qui se traduit par une probabilité de corrosion active supérieure à 90% selon les normes ASTM C876. Des analyses chimiques ont également été réalisées sur le béton de la corniche. Les résultats des essais ont montré que la teneur en ions chlorures, rapportée à la masse de ciment, est supérieure à 0,4%, taux maximal autorisé par la norme NF EN 206/CN en vigueur pour les bétons neufs, sur une profondeur allant jusqu'à 6 cm. Les mesures de béton d'enrobage ont montré que les armatures ont un enrobage moyen inférieur à 4 cm, elles ont donc été contaminées de manière générale par les chlorures. C'est dans ce contexte que la Direction des Infrastructures d'Aix-Marseille-Provence Métropole (Difra) a entrepris un vaste projet de réhabilitation de la corniche et choisi, en 2016, d'en confier la maîtrise d'œuvre complète aux ingénieurs du groupe Setec. Le projet de réparation concerne l'ensemble des structures de la Corniche depuis le Marégraphe jusqu'à l'hôtel Nhow sur une longueur de 1,7 km, à l'exception des ponts qui ont déjà été réparés en 2010 et des murs de soutènement. En fonction de leur état, les éléments structurels sont soit réparés, soit remplacés par des éléments neufs. La corniche étant située à proximité du "Marégraphe" (site classé monument historique) et pour répondre à la

demande du maître d'ouvrage, le projet a été conçu pour préserver l'aspect architectural des structures d'origine de la Corniche, tout en utilisant des techniques modernes de génie civil pour leur conférer une plus grande durabilité. Le diagnostic visuel complet de l'ouvrage, réalisé par drone en 2016, marque le commencement des études et a permis de dresser une véritable cartographie des désordres et d'estimer leur gravité, déjà en nette évolution par rapport au diagnostic de 2014.

#### A. Les consoles

En fonction de l'état des dommages et de l'exposition, les consoles sont soit réparées, soit renforcées par moilage. Les consoles existantes ont été équipées d'un système de protection cathodique par courant imposé, tandis qu'un système de prévention cathodique a été installé sur les consoles neuves. Ce système permet de polariser cathodiquement la structure à protéger en faisant circuler un courant électrique continu entre la structure et une anode auxiliaire. Avant de déployer cette protection sur l'ensemble du linéaire, un test pilote a été réalisé en 2015 sur 5 dalles et consoles de la corniche. Il a démontré son efficacité en atteignant au moins un des trois critères de la norme NF EN ISO 12696 :

- un potentiel instantané hors courant  $< -720$  mV par rapport à une électrode 0,5 M Ag/AgCl/KCl,
- une dépolarisation d'au moins 100 mV à partir du moment où le système est éteint et pendant moins de 24 heures,
- une dépolarisation d'au moins 150 mV à partir du moment où le système est éteint, pendant une période de plus de 24 heures.

Entre 0,2 et 2 mA/m<sup>2</sup>, la structure est protégée cathodiquement en empêchant l'apparition de nouveaux sites de corrosion. Entre 2 et 20 mA/m<sup>2</sup>, la structure est protégée cathodiquement en arrêtant la corrosion active.

Des investigations complémentaires liées à la protection cathodique ont également été menées au cours du projet. Des mesures de la résistivité des bétons ont permis d'affiner le dimensionnement du système et de définir la tension de sortie des redresseurs. Les investigations ont également mis en évidence des défauts de continuité entre les armatures d'un même encorbellement. Les consoles ont donc dû faire l'objet d'une mise en continuité électrique systématique des armatures durant les travaux, indispensable à la diffusion du courant.

#### B. Dalles

De nouveaux éléments préfabriqués en usine ont remplacé les dalles endommagées, avec une formulation de béton spécifique C60/75 devant répondre aux nouvelles exigences du fascicule 65 concernant l'approche performancielle (mesure porosité, perméabilité apparente au gaz, coefficient de diffusion des chlorures, et résistivité électrique). Une nouvelle étanchéité a également été appliquée sur toutes les dalles (nouvelles et existantes). Les dalles sont posées en appui isostatique sur chaque console moisée puis clavées entre elles.

### *C. Banc et parapet*

Les bancs et le parapet ont été déposés sur toute la longueur de la corniche et remplacés par de nouveaux éléments préfabriqués en BFUHP (Béton Fibré Ultra Hautes Performances). Les fibres sont des fibres synthétiques pour assurer une meilleure durabilité contre la corrosion. La teinte claire du BFUHP a été choisie par l'architecte et le Maître d'Ouvrage à partir d'éléments témoins ayant fait l'objet d'un séchage suffisant, de manière à se rapprocher le plus possible des bétons existants afin de préserver l'homogénéité de l'ensemble.

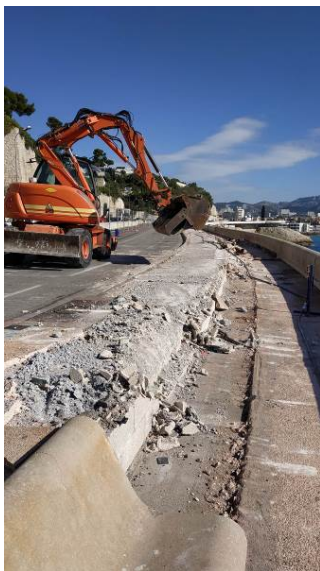
Les nouveaux bancs sont conçus avec le même profil que les bancs existants. Le parapet a été redessiné pour respecter les normes de hauteur pour la sécurité des usagers, en épaississant légèrement la coiffe. Ces éléments ont été réalisés dans des moules en acier. La particularité de cette fabrication est de devoir s'adapter au site et de respecter l'exigence du marché de 1 cm entre chaque élément de banc ou parapet. Pour atteindre cet objectif, un relevé en scan 3D de l'existant a été réalisé et le bureau d'études d'exécution Egcem a conçu les plans des pièces avec un calepinage très précis des biais aux abouts, pour épouser les courbes de la corniche.

La réparation des ouvrages conservés se fait, quant à elle, de manière traditionnelle par purge des bétons dégradés et ragréage, puis par la mise en œuvre d'une protection cathodique par courant imposée ( PCCI ). Cette technique consiste à faire circuler un faible courant électrique à travers le béton, entre une anode auxiliaire rapportée en titane et les armatures passives du béton, pour protéger ces dernières de la corrosion. L'architecture et le dimensionnement du système de protection cathodique ont été conçus initialement par la société A-Corros, à partir des résultats d'une campagne d'investigations diverses effectuées en phase avant-projet (mesure d'enrobage, mesure de résistivité électrique du béton, mesure de la continuité électrique des armatures, etc.). Les consoles les plus abîmées sont renforcées par moilage, à l'aide de deux demi-console coulées en béton auto plaçant de part et d'autre de la console existante à renforcer, et ancrées par des scellements dans le mur de soutènement. Elles sont également protégées par PCCI.

### **III. DEROULEMENT ET CONTROLE DES TRAVAUX**

Le phasage des travaux a été étudié de manière à avoir le moins d'impact possible sur les riverains, tout en priorisant les zones les plus dégradées. L'ensemble du linéaire a été divisé en quatre tranches de travaux, dont la longueur varie de 300 à 600 mètres. La première tranche a débuté au cours de l'automne 2018, elle a été réalisée par le groupement Bouygues TPRF/Corexco. Les tranches de travaux 2 à 4 ont été attribuées au groupement Eiffage Génie Civil/ GTM Sud/ Colas/ Freyssinet. Après 4 ans de travaux, la dernière tranche de travaux s'est achevée au printemps 2022. Les travaux ont eu lieu pendant la période hivernale, pour restituer l'ouvrage aux Marseillais et aux touristes de mai à septembre. Pendant les périodes de travaux, la circulation des véhicules est réduite temporairement à 2 x 1 voie pour libérer les emprises nécessaires au chantier, mais un cheminement piéton est néanmoins conservé côté mer. Des palissades de chantier transparentes préservent la vue sur la mer et les riverains peuvent ainsi suivre au quotidien l'avancée du chantier.

L'échafaudage ayant servi aux quatre phases du chantier pour accéder à la structure a fait l'objet d'une réparation au cours des travaux à la suite de dégâts météorologiques. La récupération des éléments métalliques dans la mer a également dû être réalisée. Les travaux ont consisté à réaliser différents ateliers les uns après les autres. Tout d'abord, les trottoirs ont été démolis à l'aide d'une fraiseuse et les bancs existants ont été évacués vers une décharge agréée.

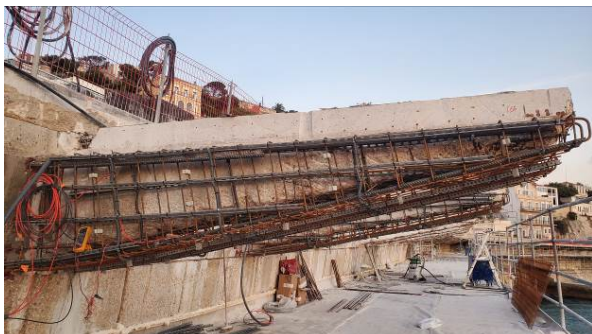


**Figure 4 : Démolition des trottoirs**

Le parapet et les dalles qui devaient être remplacés, ont été sciés et enlevés, tout en veillant à ce que l'eau de sciage soit récupérée par aspiration. Des bâches imperméables ont été utilisées à cet effet sur les moyens d'accès sous-jacents.

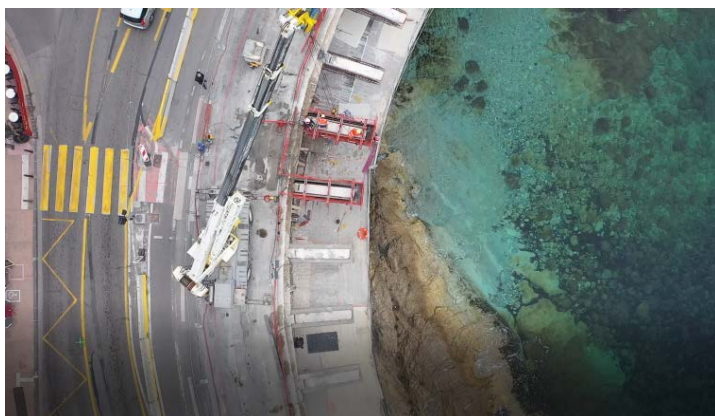
Ensuite, les consoles ont été traitées en fonction de leur état de dégradation :

- Réparation simple : identification des zones à traiter, délimitation et purge jusqu'à trouver un béton sain, rognage de l'acier, et brossage, ragréage avec un mortier de réparation compatible avec le béton existant. Plusieurs consoles ayant fait l'objet d'une réparation simple ont également été équipées d'un système de protection cathodique,



**Figure 5 : Mise en œuvre de la protection cathodique par courant imposé sur les moisages et la console existante**

- Moulage : identification et purge des zones dégradées du support existant. Création de plusieurs gorges pour la continuité par soudure de l'ensemble des armatures de la console existante. Carottage et scellement des barres d'ancrage dans le mur de soutènement de part et d'autre de l'encorbellement existant. Mise en place de cages d'armatures équipées de rubans anodiques sur les faces latérales extérieures des consoles (prévention cathodique) ainsi qu'à l'interface entre les consoles existantes et les consoles de moulage et en sous-face (protection cathodique du corbeau existant). Mise en place du coffrage en U et bétonnage.



**Figure 6 : Coffrages mis en œuvre sur consoles**

De nouvelles dalles, préfabriquées en usine, ont été posées sur les consoles renforcées, et le nouveau parapet, constitué d'éléments de 1 mètre, préfabriqués en BFUP, a été scellé à l'extrémité de ces derniers. Les dalles neuves ou existantes ont été imperméabilisées sur toute la surface du porte-à-faux, après avoir préparé le support par microbillage.



**Figure 7 : Pose des dalles**

Les nouveaux bancs, dont la longueur individuelle varie entre 1 et 2 mètres, pour suivre la courbure de la Corniche, ont ensuite été installés en fonction de l'existant. Les travaux de superstructures se finalisent par la reconstruction, par les équipes de Colas, des trottoirs haut et bas en béton rose, ainsi que des escaliers en pierre de Cassis. La dernière opération a consisté en la



dépose de l'ensemble des dispositifs de circulation et clôture de chantier et ainsi rendre aux Marseillais et joggeurs cette nouvelle partie de trottoirs pour de nombreuses années.



**Figure 8 : Pose des bancs et parapets**



**Figure 9 : Pose des bancs et parapets**

De nombreux contrôles ont été effectués par l'ensemble des intervenants à chaque étape des travaux. La protection cathodique a fait l'objet de plusieurs points d'arrêt, qui ont nécessité un accord formel du Maître d'œuvre, avant la poursuite des travaux :

- vérification de la continuité des armatures des consoles existantes. Pour ce faire, la résistance électrique entre deux armatures doit être inférieure à 1 ohm,
- vérification de l'absence de court-circuit entre les rubans anodiques et les armatures protégées cathodiquement,
- vérification des connexions négatives sur les armatures (retour du courant électrique vers le redresseur).

Les bétons utilisés dans les nouveaux éléments ont également fait l'objet de nombreux contrôles, notamment le béton utilisé pour la préfabrication des nouvelles dalles et développé avec une approche performancielle. Avant le début de la préfabrication, des essais de convenue ont été réalisés sur l'absorption d'eau et sur la résistivité électrique. Les résultats de ces essais devaient être comparés aux valeurs de l'essai d'étude de la formule de béton proposée par l'entreprise et

validée par le maître d'œuvre. Des essais de contrôle ont été effectués pendant la construction pour valider les dalles préfabriquées par le laboratoire de contrôle extérieur Ginger.

Le tableau ci-dessous énumère tous les contrôles effectués sur les indicateurs de durabilité.

**TABLEAU 1. Vérification de la continuité électrique des armatures sur un encorbellement existant.**

Nature des indicateurs	Calendrier des tests	Fréquence minimale des contrôles	Résultats attendus
Tests d'aptitude			
P	28 jours	1	$\geq 0,8, \rho$ (études) 28j
absorption d'eau	28 jours	1	$\leq 1,1$ . Absorption d'eau (études) 28j
Tests de contrôle			
P	28 jours	Une mesure tous les 100 m <sup>3</sup>	$\geq 0,8, \rho$ (études) 28j
Absorption d'eau	28 jours	Une mesure tous les 100 m <sup>3</sup>	$\leq 1,1$ . Absorption d'eau (études) 28j
	90 jours	Une mesure tous les 500 m <sup>3</sup>	< 11
perméabilité au gaz	90 jours	Une mesure tous les 500 m <sup>3</sup>	< 150
apparent chlorure diffusion coefficient	90 jours	Une mesure tous les 500 m <sup>3</sup>	< 3

#### IV. SURVEILLANCE ET ENTRETIEN DES STRUCTURES

Pour la Corniche Kennedy, le contrat de travaux prévoit le suivi de l'installation par le constructeur pendant une période d'un an. Ce suivi est réalisé par du personnel certifié et comprend une analyse mensuelle (pendant les 3 premiers mois) puis trimestrielle (de 6 à 9 mois) des données de fonctionnement et de performance de l'installation, recueillies par le système de télésurveillance. Il prévoit également l'ajustement des paramètres de fonctionnement et une visite de l'installation à 12 mois. Après la première année, le suivi de l'installation et des performances du système est réalisé par une société spécialisée pour le compte du maître d'ouvrage.

La norme NF EN ISO 12696 précise que la surveillance consiste à effectuer les tâches suivantes au moins une fois par an :

- Mise à jour de tous les enregistrements de données et des inspections précédentes,
- Vérification des performances et réglage du système en fonctionnement,
- Examen visuel de l'installation,
- Fourniture d'un rapport de surveillance comprenant l'interprétation des données recueillies et les recommandations/ajustements effectués sur l'installation de protection cathodique.

Le maître d'ouvrage doit également procéder à une surveillance et à un entretien régulier de la corniche réparée, avec à minima une inspection périodique tous les 6 ans.

## V. PRINCIPALES QUANTITES

Après quatre ans de travaux, 219 dalles remplacées, 7300 mètres carrés d'étanchéité, 219 consoles renforcées, 2600 mètres carrés de surfaces protégées par un système de protection cathodique par courant imposé, 1700 mètres carrés de surfaces réparées, 1100 mètres linéaires de bancs remplacés, 1700 mètres linéaires de parapet remplacés, et 6700 mètres carrés (670 m<sup>3</sup>) de béton rose coulés, pour un investissement de 19 millions d'euros de travaux, la corniche a retrouvé sa splendeur d'antan au printemps 2022, pour le plus grand bonheur des touristes et des Marseillais.

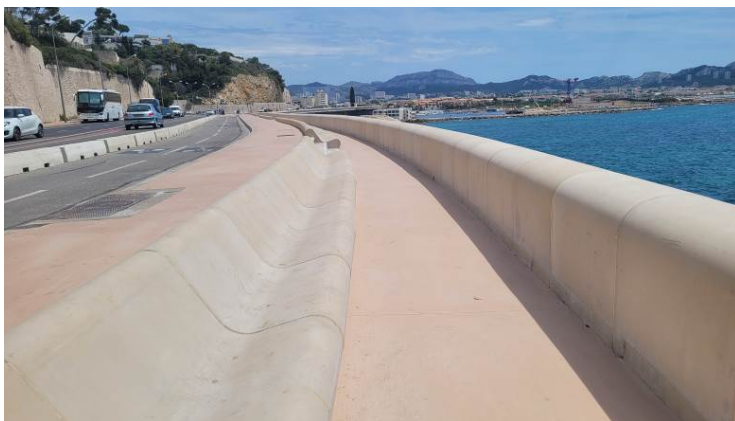


Figure 10 : La corniche Kennedy réouverte au public

## REFERENCES

B. Beunard, La Corniche Marseillaise entre regards distingués et loisirs populaires (Les annales de la recherche urbaine n°85)

ASTM C876-15 Standard Test Method for Corrosion Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete, (2016-12 last updated)

Standard NF EN 206/CN Bétons structuraux de bâtiments et d'ouvrages de Génie Civil (2014-12 last updated)

Standard NF EN ISO 12696 Protection cathodique de l'acier dans le béton, (2016-12 last updated)

Ministère des travaux publics, des transports et du tourisme (France) Circulaire n° 34 du 12 Avril 1958 (1958-05)

ACI – First place Restor and Repair – Octobre 2022  
<https://www.youtube.com/watch?v=LDA1U5ax5AA>

# Travaux de renforcement et d'entretien spécialisé du VIPP 1381 sur le Reyran – A8

Christophe Chanonier<sup>1</sup>, Guillaume Palamini<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Setec Diadès

**RESUME** Le viaduc du Reyran est un ouvrage de type Viaduc Indépendant à Poutres Précontraintes (VIPP) à 3 travées qui porte l'autoroute A8, à proximité de Fréjus dans le Var (83). Il est constitué de deux tabliers disjoints réalisés au début des années 1960. En 1990, chacun des tabliers d'origine a été élargi à l'aide de nouvelles poutres disposées côté voie lente de chaque tablier existant. L'ensemble tablier d'origine – tablier d'élargissement est solidarisé par le biais d'entretoises précontraintes constituées de tubes métalliques.

Dans le cadre du programme de diagnostic des VIPP sur le réseau ESCOTA, il a été établi, à la suite des investigations spécifiques et d'un recalcul, la nécessité d'effectuer des travaux d'entretien spécialisé et de renforcement de l'ouvrage.

Les travaux principaux sont :

- renforts en composites collés,
- précontrainte additionnelle,
- réfection des joints de chaussée transversaux et longitudinaux,
- dételage et ré-attelage transversal de l'ouvrage d'origine avec l'ouvrage d'élargissement,
- réinjection de quelques câbles de précontrainte existants.

Outre les spécificités inhérentes à l'exploitation autoroutière conservée pendant les travaux, et les enjeux environnementaux d'un ouvrage se situant en zone Natura 2000 et hébergeant des espèces protégées, la conception du renforcement de l'ouvrage a nécessité une analyse structurelle spécifique du joint longitudinal présent entre la structure d'origine et l'élargissement, y compris à l'aide d'un suivi spécifique pendant travaux.

L'opération de renforcement a été réalisée dans un environnement très contraint en termes d'exploitation, avec des contraintes environnementales très fortes, et avec un comportement structurel spécifique. Les travaux ont été réalisés par le groupement GTM / FREYSSINET/ CIREME/ EUROVIA.

**Mots-clefs** Elargissement, précontrainte, renforcement, environnement, VIPP

**Keywords** Précontrainte ; VIPP ; Renforcement ; Renfort composite ; Environnement

## I. PRESENTATION D'UN OUVRAGE PARTICULIER

Le viaduc du Reyran est un ouvrage de type Viaduc Isostatique à Poutres Précontraintes (VIPP) à 3 travées qui porte l'autoroute A8 au Nord de Fréjus.

Il est constitué de deux tabliers disjoints réalisés au début des années 1960. En 1990, chacun des tabliers d'origine a été élargi à l'aide de nouvelles poutres disposées côté voie lente de chaque tablier existant. L'ensemble tablier d'origine – tablier d'élargissement est solidarisé, au niveau des entretoises d'origine, par le biais d'entretoises précontraintes constituées de tubes métalliques. L'ouvrage d'origine repose verticalement sur des corbeaux métalliques fixés à l'ouvrage d'élargissement.

L'ouvrage comprend donc deux tabliers distincts, soit un par sens de circulation. Chaque tablier est constitué de 3 travées ; deux travées de rive de 32,40 m de portée et une travée centrale de 41,25 m de portée, soit une longueur totale de 106,04 m.

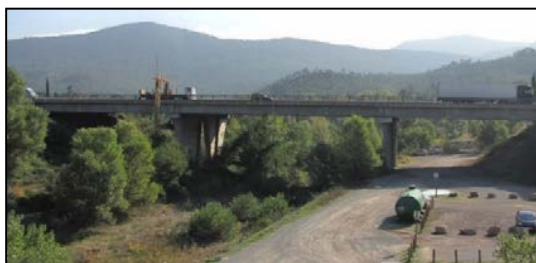


FIGURE 1. Elévation Nord du Viaduc



FIGURE 2. Vue des travées 1 et 2 coté Sud

Les travées de rive de chaque tablier possèdent 4 poutres d'origine et 2 poutres d'élargissement alors que la travée centrale de chaque tablier se compose de 5 poutres d'origine et de 2 poutres d'élargissement.

Chaque pile est fondée sur un massif de béton, commun aux 2 tabliers, surmontant les pieux de la fondation primitive, qui a été cisailée lors de la rupture du barrage de Malpasset en 1959.

Il est à noter que les piles ont également été élargies pour supporter les poutres d'élargissement. Cet élargissement a été réalisé via l'utilisation de précontrainte additionnelle transversale extérieure.



FIGURE 3. Travée de rive élargie avec zoom sur une entretoise métallique de liaison et des corbeaux métalliques d'appui

## II. CONCEPTION DU RENFORCEMENT DE L'OUVRAGE

### A. Contexte du renforcement

Le viaduc du Reyran fait partie de la génération des VIPP réalisés avant 1965, dont la technologie a montré quelques limites sur les points suivants :

- mauvaise, voire absence d'injection, dans certains conduits de précontrainte,
- utilisation d'aciers de précontrainte sensibles à la fissuration sous contrainte,
- insuffisance d'étriers verticaux aux abouts des poutres dans les zones d'effort tranchant,
- faible pourcentage d'armatures passives longitudinales,
- manque de ductilité structurelle.

C'est dans ce contexte que Setec Diadès a été missionné pour réaliser la Maitrise d'œuvre études et travaux de renforcement de cet ouvrage.

### B. Modélisation et recalcul de l'ouvrage

Les modèles de calculs ont été élaborés avec le logiciel PYTHAGORE développé par le groupe Setec. Dans la réalisation des modèles, les différentes phases ont été prises en compte avec un phasage précis des différentes étapes importantes de la vie de l'ouvrage.

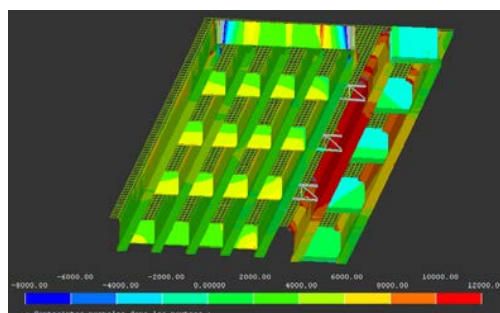


FIGURE 4. Modélisation sous Pythagore

Le recalcul effectué à la suite de la modélisation a mis en exergue un déficit de résistance à l'effort tranchant au niveau du hourdis et des poutres de l'ouvrage d'origine qui est notamment dû à une insuffisance de ferrailage.

Cette faiblesse de ferrailage, identifiée sur les plans d'exécution, a également été corrélée lors de campagnes de relevé par radar du ferrailage existant.

La société ESCOTA a donc décidé de renforcer les poutres de l'ouvrage à l'effort tranchant via la pose de bandes composites. Les abouts des poutres sont également renforcés pour satisfaire aux vérifications et exigences des bielles d'abouts et aux effets de coin, phénomènes également mésestimés à l'époque de construction du viaduc.

Sur la base du modèle de calcul calibré à l'issue des essais de chargement avant travaux, la précontrainte additionnelle a été dimensionnée pour respecter les exigences des Eurocodes mais également en fonction de l'état résiduel de l'ouvrage.

### III. CONTRAINTES ET ENJEUX

#### A. *Maintien de l'exploitation*

Une des principales exigences du Maître d'Ouvrage a été la gestion et le maintien de l'exploitation pendant toute la durée des travaux.

Les travaux de précontrainte additionnelle ainsi que la réfection des équipements (joints de chaussée, étanchéités, enrobés) ont ainsi nécessité une modification de l'exploitation par un phasage adapté :

- circulation à voie réduite sur l'ouvrage d'origine seulement (hors élargissement), avec mise en place d'un dispositif de type SMV béton au niveau du joint longitudinal. Cela permet d'isoler le différentiel altimétrique entre l'ouvrage d'origine et celui d'élargissement lors de la mise en tension de la précontrainte et de ne pas mettre en danger les usagers de l'autoroute,
- basculement des deux sens de circulation sur un seul tablier lors des travaux le nécessitant afin de réaliser les travaux hors exploitation.

Une anticipation de l'ensemble des balisages mis en œuvre avec des échanges récurrents avec l'exploitant de l'autoroute en phase de préparation s'est mise en place. Ce point a été primordial pour la réussite des travaux et pour assurer la sécurité de tous.

#### B. *Forts enjeux environnementaux*

Le viaduc du Reyran se situe dans une zone NATURA 2000. Toute intervention sur le site doit donc respecter le code de l'environnement et les règles d'intervention liées à ce type de zone.

Des études environnementales très en amont diligentées par la Maître d'Ouvrage, et réalisées par Naturalia, ont mis en évidence des enjeux environnementaux forts dont le principal est la présence de nombreuses espèces de chauves-souris, dont certaines s'avèrent endémiques au site dans la région PACA, ainsi que la présence de 2 types d'hirondelles qui ont réalisé leur nid sous l'ouvrage : les hirondelles de rochers et les hirondelles rousselines.

Les risques du chantier envers le milieu naturel étaient ainsi de plusieurs types :

- destruction d'habitats, d'écosystèmes, d'espèces animales et végétales dans les zones de dépôt des matériaux ou des déchets nécessaires à la réalisation du chantier,
- dérangement de la faune par une activité inhabituelle,
- détérioration des écosystèmes par le biais des risques de pollution en particulier dans le cours du Reyran,
- risque d'incendie, lié notamment à la présence d'engins de chantier.

Dans ses études réglementaires, le Maître d'Ouvrage s'est engagé à faire respecter un calendrier écologique pour limiter les atteintes du projet sur l'avifaune et la chiroptérofaune. Il a ainsi été prévu d'effectuer les travaux sur deux années, en se restreignant à une fenêtre automnale et hivernale, d'octobre à fin mars.

Grâce à la mise en œuvre de la mesure précédente, la période de travaux s'est concentrée essentiellement pendant la phase d'hibernation des Pipistrelles et du Molosse de Cestoni, deux

espèces de chauves-souris présentes sous l'ouvrage. Afin de limiter l'impact vis-à-vis de cette période sensible, un dispositif a été installé au démarrage du chantier par Naturalia (coordonnateur environnement) afin d'empêcher l'accès des corniches, gargouilles et drains aux chiroptères et ainsi réduire autant que possible le risque de destruction d'individus. En cas de présence d'un individu, un dispositif anti-retour est installé afin de permettre à celui-ci de sortir mais de ne plus pouvoir se réinstaller provisoirement sous l'ouvrage.



**FIGURE 5. Dispositif anti-retour pour les chiroptères**

En début et fin des deux phases travaux, l'échafaudage a été mis à disposition des chiroptérologues de Naturalia afin qu'ils puissent mettre en place puis retirer les dispositifs prévus pour obstruer temporairement les gîtes à chiroptères. Le tablier non traité est, quant à lui, resté entièrement accessible et laissé à disposition des chiroptères. Les deux tabliers (nord et sud) ont été restitués en intégralité aux oiseaux et chiroptères pour la période de mise-bas et de nidification lors des deux années.

En parallèle, afin d'augmenter les chances de recolonisation de l'ouvrage par l'avifaune, l'entreprise avait obligation de conserver tout ou partie des nids présents sous l'ouvrage d'art, positionnés généralement au niveau des angles droits à la jonction poutre/tablier. Une fois l'accès possible à l'intrados de l'ouvrage au démarrage du chantier, un constat contradictoire a été réalisé en présence du maître d'œuvre, du groupement travaux et du coordonnateur environnement afin de repérer conjointement les nids et les différentes solutions à mettre en œuvre au cas par cas pour les protéger. D'une manière générale, de la rubalise a été mise en œuvre afin d'identifier et prévenir l'ensemble des intervenants de la présence d'un nid et lors des phases sensibles, une bâche a été installée afin de les protéger contre la poussière/résine provoquée par les travaux. En outre, des interférences avec l'implantation des bandes composites en hourdis ont dû être traitées, soit par mise en place de 2 bandes composites de part et d'autre du nid, soit par mise en place de deux couches sur les bandes adjacentes. Un calepinage précis des nids a donc été réalisé dans le cadre des études d'exécution afin d'implanter en fonction les lés de composites pour le renforcement.





**FIGURE 6.** Protection et identification des nids d'hirondelles sous l'ouvrage



**FIGURE 7.** Calepinage des bandes composites en fonction des nids d'hirondelles rousselines

#### **IV. REALISATION DES PRINCIPAUX TRAVAUX**

##### *A Echafaudage*

Dans le contexte environnemental du projet, le choix du type d'échafaudage et de son implantation nécessaire à la réalisation des travaux sont essentiels. Afin de limiter les démarches administratives et notamment celles liées aux contraintes environnementales du site, la mise en place d'un échafaudage partiellement suspendu (accès des échafaudages en pied de pile) est apparue comme étant la meilleure solution. En outre, un platelage étanche de l'échafaudage a été mis en place afin de protéger de toute pollution accidentelle le lit de Reyran situé en contrebas de l'ouvrage.



**FIGURE 8.** Vue de l'échafaudage sur le tablier Sud

### *B Mise en place du renfort composite*

Avant toute intervention, la cohésion superficielle du béton et la résistance au cisaillement ont été mesurées à l'aide d'un essai de pastillage au dynamomètre de traction (essai SATEC) afin de s'assurer du bon état du support de collage des bandes composites, et de la conformité aux essais préalables et aux hypothèses des études d'exécution. Afin de préparer le support, l'ensemble des zones de renforcement de l'ouvrage a été sablé afin d'éliminer toutes les parties non adhérentes et dans le but de créer une rugosité propice à une bonne adhérence du renforcement. Conformément aux règles d'application de l'avis technique du matériau employé, des congés en mortier hydraulique ont été réalisés pour respecter le rayon admissible suivi par le tissu. Les bandes de tissu, plus fortement sollicitées à l'effort tranchant, proches des zones d'appui et des câbles extradossés, ont été ancrées à leurs extrémités par des mèches scellées dans le hourdis.

Lors de la pose des bandes composites, un contrôle a été systématiquement effectué afin de s'assurer que la température du support est au minimum supérieure de 3°C à celle du point de rosé. Compte tenu de la période hivernale de réalisation des travaux imposés par les contraintes environnementales et afin de pallier ce problème de température, un chauffage des zones concernées par la pose de bandes composites a été mis en place sur l'échafaudage.

Le tissu, avant sa pose, a été imprégné à l'aide d'une encolleuse qui permet de garantir l'imprégnation des fibres par la résine sur la totalité de la surface de la bande imprégnée.



**FIGURE 9. Pose des bandes composites avec chauffage d'appoint**

Enfin, un contrôle à la caméra thermique a été effectué par le contrôle extérieur, assuré par le Cerema, afin d'identifier la présence éventuelle de défauts de collage. Pour permettre la mise en évidence des défauts, les renforts sont chauffés légèrement afin de créer une différence de température entre les zones correctement collées et celles présentant un éventuel défaut.

### *C Précontrainte Additionnelle*

Le groupement d'entreprise a proposé de préfabriquer les blochets d'ancrages à proximité de l'ouvrage sur une aire de préfabrication foraine prévue à cet effet. Ce choix présentait les avantages suivants :

- simplifier la réalisation du ferrailage et du coffrage des blochets,
- faciliter le coulage des blochets (pas de pompage),
- limiter le risque de pollution relatif aux possibles fuites de laitance au-dessus du lit du Reyran.

Une importante préparation a dû être organisée pour implanter les blochets en tenant compte des dimensions réelles des poutres et du positionnement des câbles de précontraintes existants présents dans les poutres. En effet, chaque blochet est unique : le positionnement de leurs ancrages dépend de ces éléments. Un contrôle radar a permis de repérer les aciers actifs et passifs ainsi que les gaines existantes afin d'adapter l'implantation et la réalisation des carottages nécessaires au passage des barres de précontrainte pour la fixation des blochets.



**FIGURE 10.** Aire de préfabrication des blochets

La période de réalisation des blochets s'est déroulée pendant la période la plus froide de l'année, ce qui a contraint le groupement d'entreprise et le Maître d'œuvre à être vigilants aux températures pendant le coulage et la montée en résistance du béton. Des coffrages calorifugés, chauffés et munis d'un thermostat, afin de réguler la température, ont ainsi été mis en place. Un enregistrement des températures, notamment la nuit, a permis de s'assurer des bonnes conditions de prise du béton au jeune âge.

Les blochets ont été acheminés à leur position définitive à l'aide de palans ancrés au niveau du hourdis de l'ouvrage.

En ce qui concerne la précontrainte additionnelle, les quelques chiffres suivants illustrent les travaux réalisés :

- 30 déviateurs métalliques
- 1160 ml de gaine PEHD
- 5800 ml de torons TGG – soit environ 7 tonnes
- 60 tromplaques + blocs d'ancrage + capots de protection
- 4 tonnes de coulis



**FIGURE 11.** Déviateurs métalliques et vérins de mise en tension des câbles de précontraintes

## V. INSTRUMENTATION MISE EN PLACE

Une première instrumentation de l'ouvrage a été mise en œuvre dès la phase APROA par le Cerema intervenant en contrôle extérieur pour suivre l'ensemble du processus de réparation de l'ouvrage, avec trois objectifs :

- valider la modélisation de l'ouvrage en confrontant les résultats des calculs avec les mesures réalisées lors des essais de chargement avant travaux,
- suivre l'efficacité et les effets des phases de mise en tension de la précontrainte additionnelle,
- qualifier l'amélioration du comportement général de l'ouvrage en analysant les résultats de mesures lors des épreuves de chargement après travaux.

Ainsi, des sections de mesure des profils de Navier (sections de jauges de micro-déformation) ont été mises en place au droit des zones subissant des sollicitations complexes et présentant des difficultés de modélisation (proximité des entretoises de liaison entre l'ouvrage d'origine et l'élargissement notamment) mais aussi dans des zones où les efforts sont régularisés afin d'analyser les effets de la mise en tension de la précontrainte additionnelle et des surcharges lors des essais après travaux. Compte-tenu de la difficulté de modélisation du comportement de la liaison entre l'ouvrage d'origine et l'ouvrage d'élargissement (différence d'inertie des poutres et différence d'âge entre les deux ouvrages entraînant un comportement différent vis-à-vis du fluage et du retrait), les entretoises métalliques ainsi que les corbeaux de support du hourdis ont été suivis respectivement par jauges de déformation pour suivre une éventuelle déformation des tubes des entretoises métalliques et par des capteurs de déplacement pour suivre d'éventuels décollements des corbeaux métalliques.

En phase travaux, en respect des prescriptions techniques du marché, l'instrumentation réalisée par le groupement d'entreprises, comprenait également la mise en place d'une instrumentation spécifique visant à appréhender le fonctionnement de la liaison entre l'ouvrage existant et l'élargissement, dans le but de suivre les déplacements relatifs des structures pendant toute la durée du chantier, notamment lors des phases critiques de dépose des éléments métalliques de liaison.



**FIGURE 12. Instrumentation en place à la liaison ouvrage existant / ouvrage d'élargissement**

Pour cela, 21 capteurs de déplacement en montage tri-axes ont été installés à la liaison entre l'ouvrage d'origine et celui d'élargissement, au niveau des entretoises métalliques. Les palpeurs ont été raccordés à des loggers (centrale d'acquisition autonome) qui transfèrent les données récoltées

---

vers un serveur dédié et sécurisé, sur lequel il est possible de paramétrer les capteurs à distance (seuils, fréquences...).

En quantifiant les déplacements entre les deux structures en temps réel dans les trois directions lors des différentes étapes de renforcement de l'ouvrage, l'instrumentation a notamment facilité la remise en œuvre des entretoises métalliques situées entre les poutres de l'existant et de l'élargissement.

Lors de la réalisation des épreuves de chargement de fin de travaux, des mini-prismes d'auscultation ont été installés aux  $\frac{1}{4}$ ,  $\frac{1}{2}$  et  $\frac{3}{4}$  de la portée de chacune des poutres, ce qui représente un maillage d'environ 60 points de mesure. Le suivi géométrique lors des essais a été assuré par 3 stations robotisées de très haute précision (TS50 et TS60 Leica).

## VI. ÉPREUVES DE CHARGEMENT ET CONCLUSIONS

Quinze cas de chargement ont été réalisés en 1 nuit, à l'aide de 4 camions. Les cas de charge effectués avant travaux ont été reproduits à l'identique de ceux réalisés avant travaux afin de confirmer la bonne exécution et l'efficacité des travaux de renforcement.

L'analyse des données acquises lors des épreuves après travaux a montré que les sections de Navier ont un comportement linéaire, et que l'ouvrage d'origine et l'ouvrage d'élargissement ont un comportement renforcé homogène.

La mise en place de cette instrumentation croisée, conçue dès la phase étude et suivie sur chantier par la MOE Travaux, a été une réussite puisqu'elle a permis à tous les protagonistes du projet de s'assurer en temps réel, et avec une fiabilité accrue, du bon comportement de l'ouvrage, durant toutes les phases d'un chantier complexe et à forts enjeux, sur un VIPP élargi, avec des spécificités particulières de conception.

# Monitoring des ouvrages renforcés par composites à l'aide de fibres optiques et corrélation d'image

E. Ferrier<sup>1</sup>, L. Michel<sup>1</sup>, A. Armonico<sup>1</sup>

<sup>1</sup> *Laboratoire des Matériaux Composites pour la Construction, Université Claude Bernard Lyon 1, 82 bd Niels Bohr, 69622 Villeurbanne, France*

**RESUME** Cet article présente une étude expérimentale de méthode d'extensométrie par capteurs à fibres optiques noyés dans les renforts composites combinés à de la corrélation d'image (DIC). L'objectif est de pouvoir proposer une méthodologie d'exploitation des données permettant le suivi des ouvrages d'art renforcés par PRF et estimer leur durée de vie résiduelle. La méthodologie a été calibrée sur des poutres en béton armé (RC) renforcées à l'aide de polymères renforcés de fibres de carbone (CFRP). Deux configurations de poutre avec deux rapports d'acier différents ont été testées en flexion 4 points. Toutes les poutres ont été renforcées sur leur zone tendue à l'aide de deux couches de CFRP équipées de capteurs à fibre optique distribuées (DFOS) entre les deux couches. Ces capteurs permettent de mesurer la répartition des contraintes mécaniques du composite lors de l'essai, avec une résolution spatiale millimétrique. Les déformations enregistrées ont permis de déduire l'évolution des contraintes de cisaillement à l'interface CFRP/béton. Les ouvertures de fissures développées le long des poutres ont été mesurées par corrélation d'images numériques, ce qui a permis d'analyser l'effet de la localisation et de l'influence de l'ouverture des fissures sur le profil des contraintes de cisaillement interfaciales. A partir de ces résultats, un monitoring des renforts composites collés est envisageable pour l'estimation de l'état résiduel des structures renforcées

**Mots-clefs** monitoring, renforcement composite, béton armé, fibre optiques, mesure de champs.

## I. INTRODUCTION

Les structures en béton représentent une grande partie du paysage du bâtiment en Europe. Après la Seconde Guerre mondiale, les structures en béton ont été largement utilisées dans les villes détruites et sont devenues la principale technique de construction d'après-guerre. Le vieillissement de ces structures est l'un des enjeux principaux pour les maîtres d'ouvrage pour les décennies à venir (R. Wan, 2018, I. Maruyama (2019)). Aussi, la surveillance de l'état des structures est un domaine d'étude qui s'est imposé dans la communauté scientifique, visant à anticiper l'effondrement des structures en prêtant attention aux structures stratégiques (c'est-à-dire les ponts et les barrages). Plusieurs technologies ont été développées à cet effet. La plus ancienne consiste en des mesures périodiques locales avec des compteurs physiques ou des inclinomètres, nécessitant un haut niveau d'expérience et de connaissances dans le choix des points d'intérêt (POI) pour estimer les comportements globaux. Parallèlement au développement scientifique, ces

technologies ont été améliorées et automatisées, fournissant de nouveaux outils tels que les jauges de contrainte et les inclinomètres. Cela a permis de générer une base de données et de faire un suivi sur du long terme. Les zones de mesure sont toujours très locales et définies par l'ingénieur. Pour la surveillance de l'état des structures, les outils précédemment proposés sont toujours utilisés dans la pratique, mais l'ensemble de données a été amélioré à l'aide de capteurs de nouvelle génération. Premièrement, les capteurs acoustiques sont principalement utilisés pour acquérir le niveau de dommage dans les structures en béton armé (A. Behnia, 2014). De plus, les capteurs à fibre optique sont devenus l'un des outils les plus précieux en génie civil et dans d'autres domaines d'étude (Leung, 2001). Leur capacité à permettre une surveillance discrète ou continue les rend remarquablement polyvalents même s'ils présentent un coût élevé. Plusieurs études publiées ont utilisé ces technologies. Le cas échéant, des technologies discrètes (c'est-à-dire des réseaux de Bragg à fibre, (P. Ferdinand, 2000) ou des capteurs optiques distribués (c'est-à-dire la rétrodiffusion de Rayleigh, C. G. Berrocal, 2021) ont été utilisés.

En complément, de nombreuses structures sont réparées ou renforcées à cause de leur vieillissement ou de l'évolution des sollicitations. Certaines d'entre elles ont déjà été renforcées par l'emploi de systèmes à base de polymères tels que les polymères renforcés de fibres de carbone (CFRP, F. Miccelli, 2021). Des règlements et plusieurs articles ont expliqué les procédures de renforcement et les modes de rupture dans les éléments renforcés (M. Issa, 2020). L'un des modes de défaillance les plus diffusés est le décollement, lorsque la matrice (c'est-à-dire la résine époxy) atteint sa résistance ultime au cisaillement. Le décollement peut être décrit par deux scénarios différents : le décollement de la plaque en extrémité ou le décollement à mi-portée (M. R. ARAM, 2008). Le premier commence près de l'extrémité du PRFC et se propage dans la couche externe de béton (c'est-à-dire le décollement cohésif) ou avec la matrice (décollage adhésif). La seconde est la déformation locale autour d'une fissure de flexion ou de cisaillement. Les codes réglementaires de calcul existants (TR55 2004, ISIS, 2001, SIA166, 2004) fournissent plusieurs formules pour prédire le décollement. Compte tenu du lien étroit entre le décollement et le comportement de l'interface, de nombreuses études ont été menées pour fournir des modèles capables de décrire le comportement du joint de colle (C. Mazzotti, 2008). Des modèles numériques prédictifs ont également été développés à cette fin, mais ceux-ci nécessitent le calibrage de plusieurs paramètres, ce qui les rend difficiles à appliquer dans les études de cas les plus courantes (Y.T. Obaidat, 2009).

Sur ce constat, la présente étude fournit une méthodologie pour évaluer le comportement de l'interface entre composite et béton d'une poutre renforcée en CFRP en utilisant la valeur de l'ouverture de fissure comme donnée d'entrée. L'objectif est de fournir un outil utile à l'ingénieur pour estimer le niveau de santé des structures avant le point de non-retour. Cette étude a été menée grâce à l'interprétation d'un ensemble de données expérimentales obtenues en testant deux types de poutres en béton armé en flexion 4 points et trois spécimens dans un test à double recouvrement. Les poutres sont coulées avec deux rapports d'acier et équipées d'un tissu CFRP intelligent. Ce renfort composite se compose de deux couches de carbone contenant un capteur à fibre optique (C.K.Y. Leung, 2001) permettant de mesurer la déformation avec une résolution spatiale élevée (égale à 2,6 mm) et capable de fournir des informations à la fois sur la contrainte de cisaillement de l'interface et sur la fissuration (M.P. Whelan 2002). Des mesures simultanées du

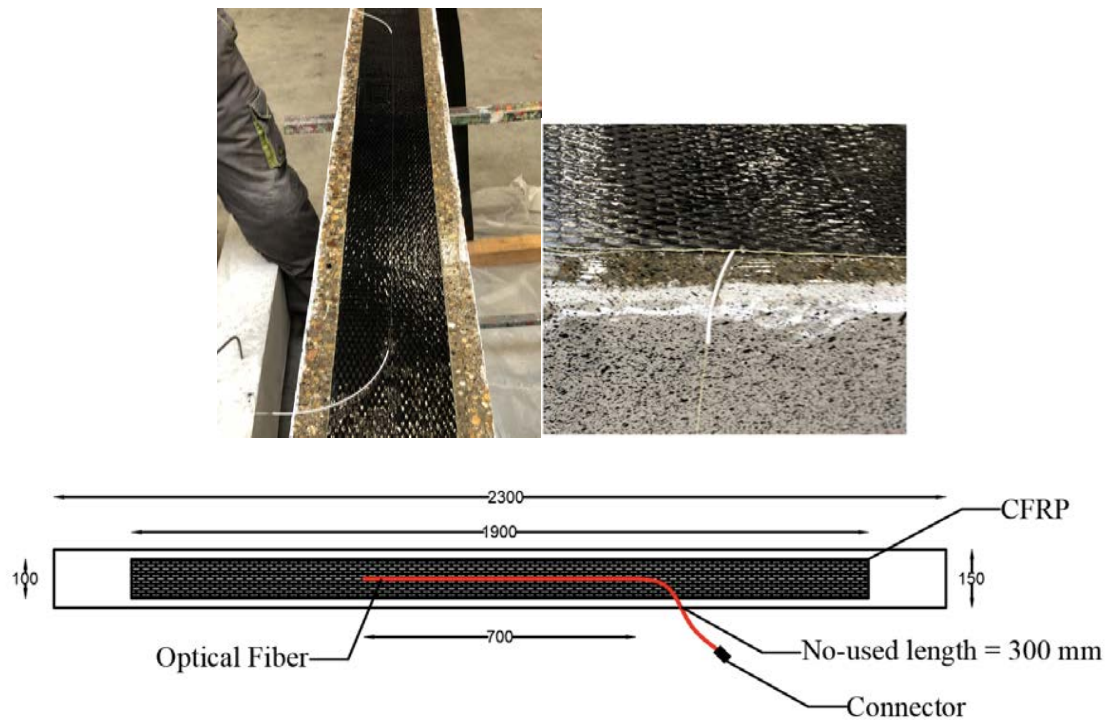
champ de déformation sur une face latérale des poutres sont fournies à l'aide de la corrélation d'images numériques (DIC, T. Grabois, 2017)).

L'objectif de cette recherche est double : l'utilisation de CFRP intelligent qui permet de renforcer les structures existantes et, en même temps, de les doter d'un système de surveillance précis capable de fournir des informations sur l'adhérence et la fissuration en phase d'exploitation.

## II. DESCRIPTION DE L'INSTRUMENTATION

Cette étude se concentre sur le comportement en flexion des poutres en béton armé qui ont été renforcées avec CFRP. En particulier, il propose différentes méthodes de mesure pour suivre le comportement des interfaces des composites. Des poutres de section rectangulaire ont été testées en flexion et contrôlées à l'aide de différentes technologies de mesure. Le champ de déplacement de surface a été acquis à l'aide de la technique de corrélation d'images numériques (DIC) ; la déflexion a été surveillée à l'aide de deux capteurs de déplacement (LVDT). Quant à la déformation des composites, elle a été acquise en utilisant des jauges de contrainte électriques et un capteur à fibre optique distribué (DFOS) basé sur le principe de rétrodiffusion de Rayleigh (OFDR). Toutes les poutres RC ont été renforcées à l'aide de deux couches de tissu CFRP de largeur 100 mm sur une longueur de 1900 mm. La surface inférieure tendue des poutres en béton armé a été traitée par ponçage mécanique afin d'optimiser l'adhérence entre composite et béton conformément aux techniques usuelles. La première couche de CFRP a été collée à l'aide d'une résine époxy. Après avoir posé la première couche, une fibre optique d'un mètre de long a été placée directement sur la première couche composite imprégnée de résine, laissant l'extrémité libre et munie d'un connecteur pour le dispositif capteur (Figure 1). La deuxième couche recouvrait le capteur optique, tout en faisant attention à ne pas le casser. Une jauge de contrainte supplémentaire a été appliquée sur la deuxième couche de CFRP (Figure 1).





**FIGURE 1.** Détail de la position des fibres optiques dans les composites

#### A. *Fibres optiques*

Un dispositif à base de capteur à fibre optique distribué a été utilisé pour la mesure de la déformation du composite le long du plan de collage. Il reçoit des données optiques en utilisant le principe de réflectométrie dans le domaine fréquentiel-Rayleigh, ayant une erreur aléatoire inférieure à 0,1 GHz qui correspond à 1  $\mu\text{m}/\text{m}$ . L'appareil peut définir tous les paramètres d'acquisition tels que la résolution spatiale, l'étalonnage et le rapport d'acquisition. Dans cette étude, la configuration de la machine pour un capteur optique d'un mètre de long a été définie avec un rapport d'acquisition de 1 Hz et une résolution spatiale de 2,6 mm. L'acquisition des données a été effectuée selon la procédure indiquée par T. Grabois (2017) pour éviter la perte de données en cas de fissure.

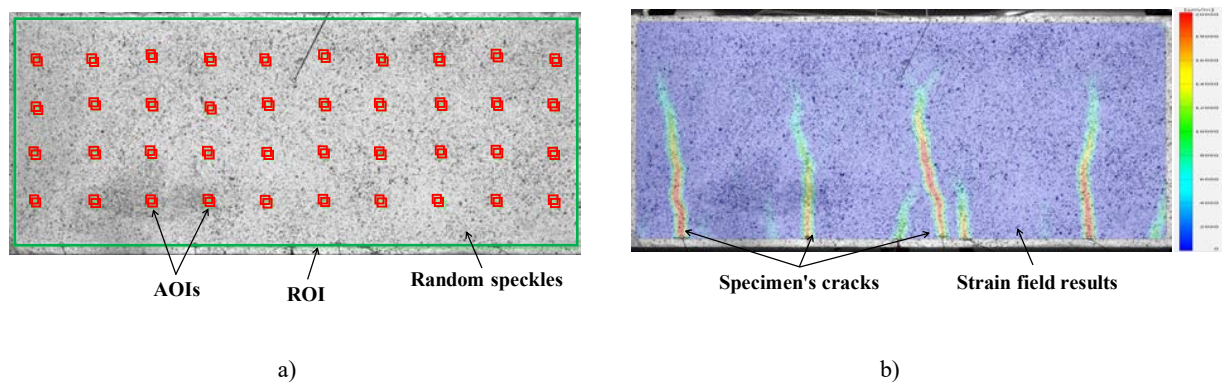
#### B. *Mesure de champs par image digitale*

La corrélation d'images numériques (DIC) est une technique optique sans contact qui exploite les théories de corrélation pour mesurer les altérations des données. Les surfaces des échantillons ont été préparées avec un fond blanc et des mouchetures noires. L'acquisition des images et la préparation des échantillons ont été réalisées selon les bonnes pratiques de corrélation d'images numériques. Un ensemble de photos en niveau de gris a été capturé à l'aide d'un objectif standard, puis post-traité à l'aide d'un logiciel de corrélation commercial (GOM Correlate). Tout d'abord, le logiciel définit une région d'intérêt (ROI) contenant de petites facettes appelées la zone d'intérêt (AOI) avec des tailles de pixels bien définies. La taille de l'AOI est directement proportionnelle à la dimension du speckle (les gros speckles correspondent à de

grands AOI). Ensuite, le logiciel identifie les centres AOI et la distance entre eux en l'utilisant comme référence. Les distances définies des images suivantes sont comparées à la référence, générant un déplacement et une cartographie du champ de déformation.

Dans cette étude, la ROI correspond à la zone médiane du faisceau avec une section de 600 x 250 mm<sup>2</sup> environ. Les tailles des AOI sont égales à 30 pixels, avec une distance de 20 pixels entre leurs centres (Figure 2).

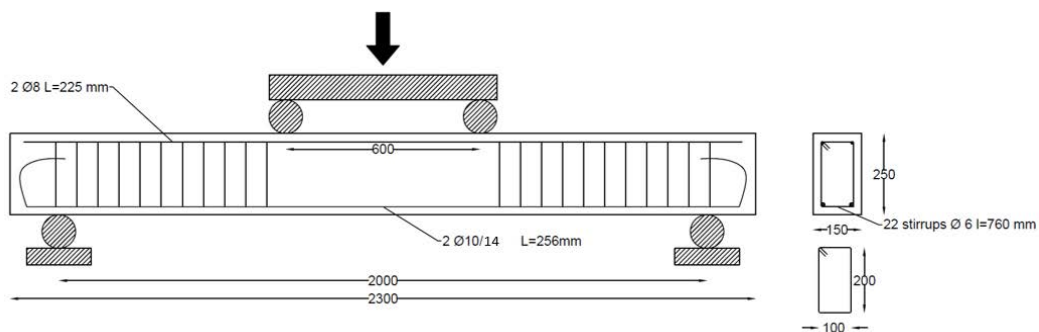
Cette technique permet donc d'obtenir l'ouverture de fissure, leur espacement ainsi que leur hauteur dans la zone d'étude. La résolution spatiale permet d'obtenir une mesure avec une précision de 0,02 mm.



**FIGURE 2.** Principe de la corrélation d'image, définition des zones de mesures et exemple de résultats

**III. ESSAI DE FLEXION**

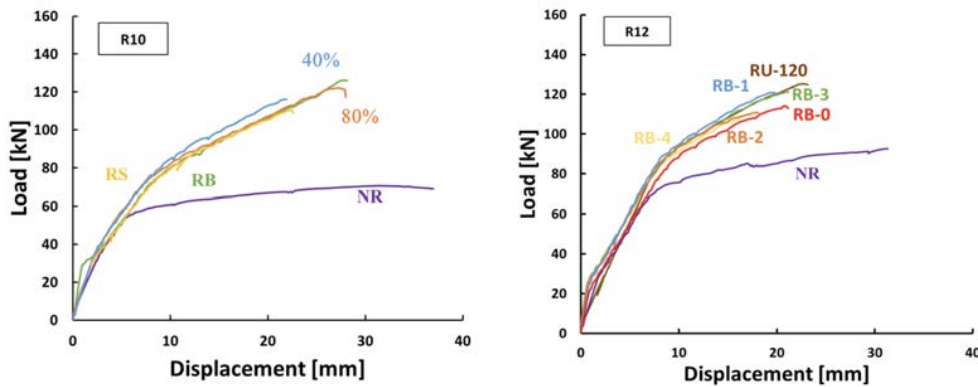
Douze poutres de 2,00 m de portée et de section 150 x 250 mm<sup>2</sup> chacune ont été coulées. Deux ratios d'acier ont été choisis. Les barres d'armature ont un diamètre de 10 et 14 mm, soit des rapports d'acier égaux à 0,41 % et 0,82 %, respectivement. La poutre type est illustrée à la figure 3. Les barres d'armature longitudinales en acier ont été équipées d'une jauge de contrainte dans la zone centrale.



**FIGURE 3.** Poutres et dispositif d'essais

*A. Comportement global des poutres*

Le comportement global peut être illustré par des courbes charge-déplacement, en utilisant la déflexion centrale détectée par les LVDT à mi-portée. Les principaux résultats pour les poutres renforcées sont présentés à la figure 4. Il est possible de noter que dès que les aciers plastifient les renforts composites permettent d'augmenter la capacité portante de la structure.

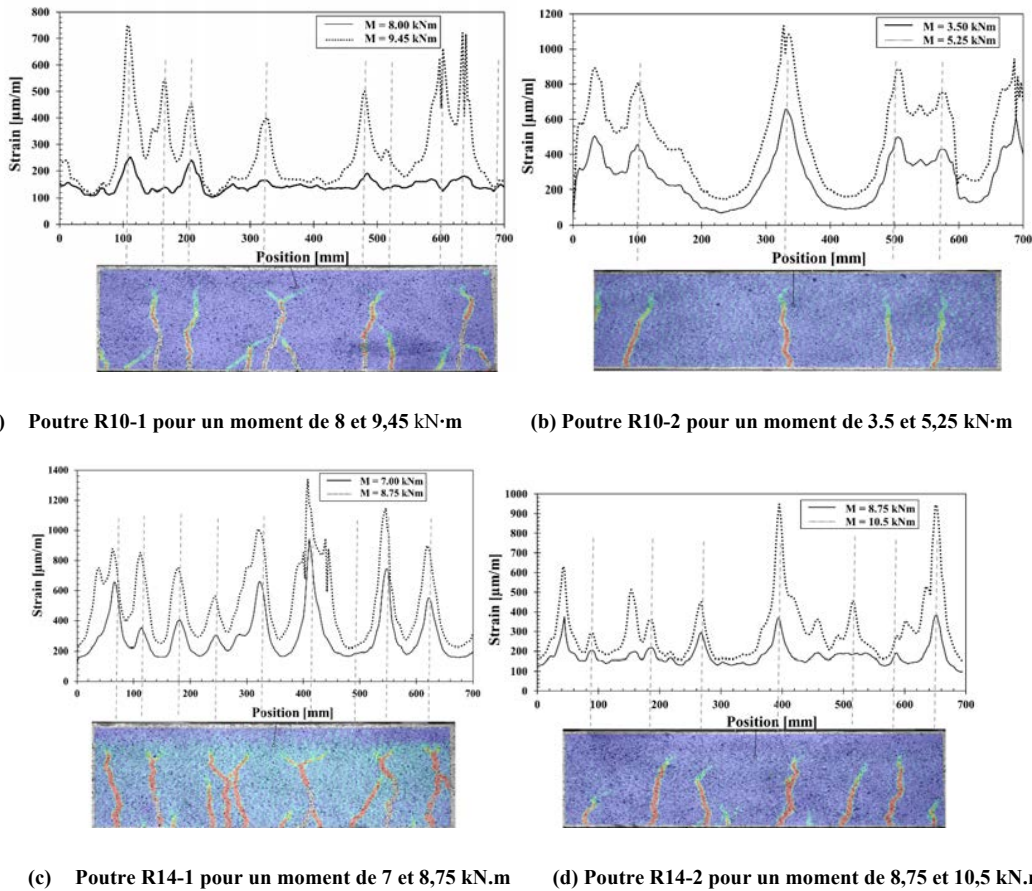


**FIGURE 4.** Courbes charge-déplacement pour les deux groupes de poutres

#### *B Comportement en déformation le long du composite*

La présence de renfort carbone produit des effets locaux liés à la largeur de fissure et donc à la génération de contraintes tangentielles. En règle générale, le décollement est la principale cause de défaillance des poutres renforcées en l'absence d'ancrage. La présence de la fibre optique permet de se concentrer sur les fissures, qui peuvent être détectées à l'aide des mesures de déformation (une fissure représente le point de crête local du profil de déformation, voir figure 5).

Les résultats du monitoring de la fibre optique nous ont permis d'estimer le profil de déformation de la poutre. Comme indiqué sur les courbes de la figures 5, en détectant les points de crête des données des déformations, les positions des fissures sont identifiables. Une corrélation avec les mesures de champs permet de confirmer que ces mesures de déformations correspondent bien aux fissures et à leur ouverture. Les fibres optiques insérées dans le composite peuvent alors servir à faire un monitoring dans le temps de la fissuration et du risque de décollement du renfort composite.



**FIGURE 5.** Evolution des déformations le long des composites et profil des fissuration sur le côté des poutres

L'analyse des profils de déformation sur composite permet de tracer le profil de contrainte tangentielle à l'interface composite-béton. Sur la base de l'équilibre mécanique, il est possible de définir le comportement de l'interface, comme le montre la figure 6. Ensuite, en utilisant les résultats de déformation fournis par la fibre optique et en employant la différence de déformation sur une longueur, il est possible de définir le comportement global du faisceau en termes de  $\tau(x)$ . Le profil de déformation sur le composite permet par intégration de déterminer la contrainte de cisaillement le long de la zone de mesure. Lorsque le décollement se produit les déformations du composite sont constantes et la contrainte de cisaillement nulle.

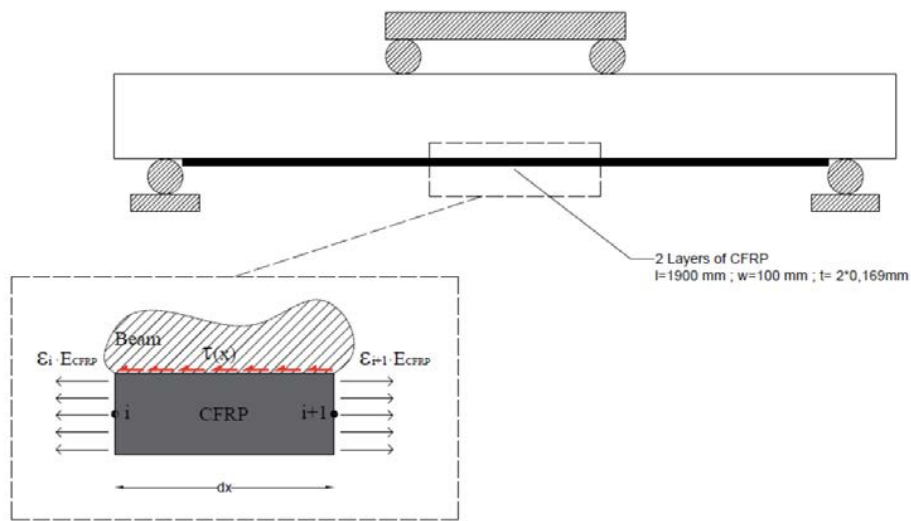
$$\tau(x) = \frac{(\epsilon_{i+1} - \epsilon_i) \cdot E_{FRP} \cdot t}{dx} \tag{1}$$

where

$\epsilon_i$  deformation du composite au point  $i$ ;

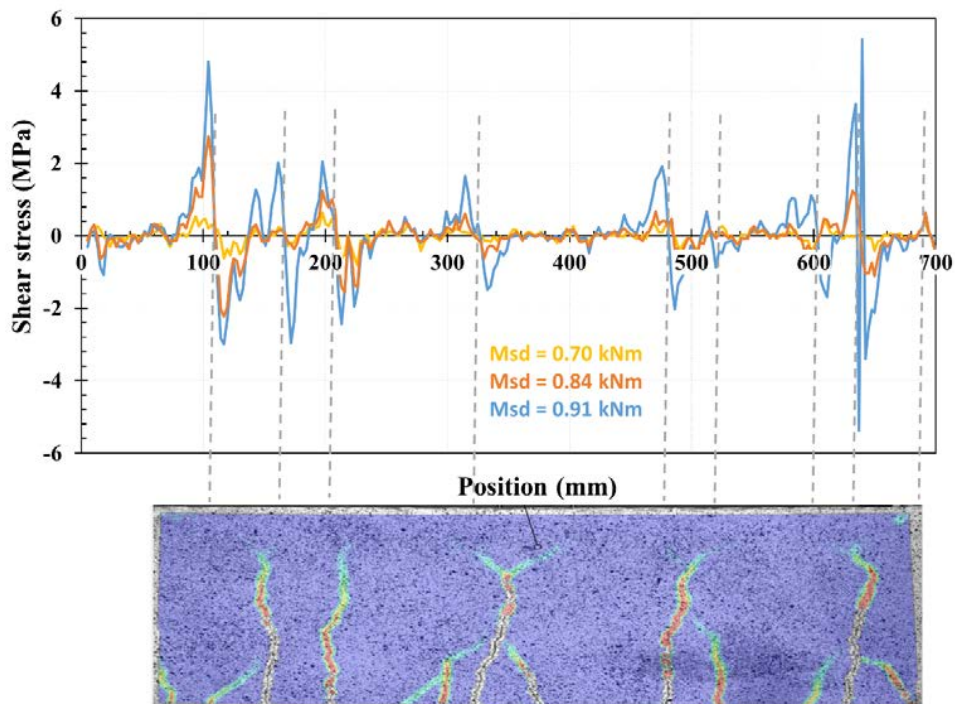
$E_{FRP}$  module d'élasticité du composite;

$t$  épaisseur du composite;  $dx$  pas de mesure soit 2.6 mm.



**FIGURE 6.** Détail du calcul des contraintes de cisaillement à l'interface composite-béton

L'analyse des contraintes permet à la rupture de justifier le décollement du renfort composite avec des niveaux de contrainte d'adhérence proche de 4 MPa. Cette technique d'exploitation du monitoring permettrait sur un ouvrage d'effectuer un suivi des contraintes de cisaillement et de s'assurer de l'intégrité du renforcement mis en place.



**FIGURE 7.** Visualisation des contraintes aux interfaces composites-béton

## 5. CONCLUSIONS

La présente étude vise à fournir un outil de suivi structurel pour les éléments renforcés. Une fois la structure renforcée par composite, il est difficile d'apprécier la durée de vie résiduelle de l'ouvrage. L'utilisation de nouvelles technologies de monitoring ces dernières années (c'est-à-dire la fibre optique et la corrélation d'images numériques) permet d'obtenir un ensemble de données complet qui précise les champs de déformation et de contrainte. Des essais sur poutres ont été effectués munies de fibre optique et préparées pour effectuer de la corrélation d'image.

Le CFRP intelligent a été implémenté dans les poutres testées et a été utilisé pour à la fois mesurer la contrainte de l'interface et déterminer l'emplacement des fissures. Sur la base des résultats expérimentaux, un modèle semi-empirique, capable de fournir la valeur de la contrainte à l'interface autour d'une fissure en utilisant sa largeur comme seule entrée, a été proposé et validé. Les profils de contrainte d'adhérence en cisaillement ont été reconstruits pour une poutre de référence montrant des résultats cohérents. Ce type d'instrumentation peut être mise en place sur ouvrage pour permettre un suivi à long terme du comportement des ouvrages renforcés.

## REFERENCES

- R. Wan-Wendner, 'Aging concrete structures: A review of mechanics and concepts' (2018), *Bodenkult. J. Land Manag. Food Environ.*, vol. 69, pp. 175–199, doi: 10.2478/boku-2018-0015.
- I. Maruyama and P. Lura (2019), 'Properties of early-age concrete relevant to cracking in massive concrete', *Cem. Concr. Res.*, vol. 123, p. 105770, Sep. 2019, doi: 10.1016/j.cemconres.2019.05.015.
- A. Behnia, H. K. Chai, and T. Shiotani, (2014) 'Advanced structural health monitoring of concrete structures with the aid of acoustic emission', *Constr. Build. Mater.*, vol. 65, pp. 282–302, Aug. 2014, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2014.04.103.
- C. K. Y. Leung, 'Fiber optic sensors in concrete: the future ?' (2001), *Ndt E Int.*, vol. 34, no. 2, pp. 85–94, 2001.
- P. Ferdinand (2000), 'Optical fiber Bragg grating inclinometry for smart civil engineering and public works', in *Fourteenth International Conference on Optical Fiber Sensors*, 2000, vol. 4185, p. 41855O.
- M. P. Whelan, D. Albrecht, and A. Capsoni (2002), 'Remote structural monitoring of the Cathedral of Como using an optical fiber Bragg sensor system', in *Smart structures and materials 2002: smart sensor technology and measurement systems*, 2002, vol. 4694, pp. 242–252.
- C. G. Berrocal, I. Fernandez, and R. Rempling (2021), 'Crack monitoring in reinforced concrete beams by distributed optical fiber sensors', *Struct. Infrastruct. Eng.*, vol. 17, no. 1, pp. 124–139, 2021.
- F. Micelli, A. Cascardi, and M. A. Aiello (2021), 'Pre-Load Effect on CFRP-Confinement of Concrete Columns: Experimental and Theoretical Study', *Crystals*, vol. 11, no. 2, p. 177, 2021.
- M. Issa and E.-S. Ismail (2020), 'Long-term deflections of FRP reinforced concrete beams', *HBRC J.*, vol. 16, pp. 269–282, Sep. 2020, doi: 10.1080/16874048.2020.1812897.
- S. Schweizer I. Architektenverein (2004), 'Klebebewehrungen (externally bonded reinforcements)', *SIA166*, 2004.

- ISIS Canada (2001), *Strengthening Reinforced Concrete Structures with Externally-bonded Fibre Reinforced Polymers [computer File]*. ISIS Canada, 2001.
- A. Darby, T. Ibell, and J. Clarke (2004), *TR55 Design guidance for strengthening concrete structures using fibre composite materials*. The Concrete Society, 2004.
- M. R. Aram, C. Czaderski, and M. Motavalli (2008), 'Debonding failure modes of flexural FRP-strengthened RC beams', *Compos. Part B Eng.*, vol. 39, no. 5, pp. 826–841, Jul. 2008, doi: 10.1016/j.compositesb.2007.10.006.
- C. Mazzotti, M. Savoia, and B. Ferracuti (2008), 'An experimental study on delamination of FRP plates bonded to concrete', *Constr. Build. Mater.*, vol. 22, no. 7, pp. 1409–1421, Jul. 2008, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2007.04.009.
- Y. T. Obaidat, S. Heyden, and O. Dahlblom (2009), 'The effect of CFRP and CFRP/concrete interface models when modelling retrofitted RC beams with FEM', *Compos. Struct.*, vol. 92, no. 6, pp. 1391–1398, May 2010, doi: 10.1016/j.compstruct.2009.11.008.
- T. Grabois, J. Neggers, L. Ponson, F. Hild, and R. Toledo Filho (2017), 'On the validation of integrated DIC with tapered double cantilever beam tests', *Eng. Fract. Mech.*, vol. 191, pp. 311–323, Mar. 2018, doi: 10.1016/j.engfracmech.2017.12.015.

# Impact de l'irradiation au jeune-âge sur la physico-chimie de la pâte de C<sub>3</sub>S

Rémy Hoarau Belkhiri<sup>1,2</sup>, Stéphane Poyet<sup>2</sup>, Mejdj Neji<sup>1</sup>, Elisa Leoni<sup>3</sup>, Stéphane Esnouf<sup>3</sup>, Alexandre Dauzères<sup>1</sup>, Thibault Charpentier<sup>4</sup>

<sup>1</sup> Institut de Radioprotection et de Sécurité Nucléaire (IRSN), PSE-ENV/SEDRE/LETIS, Fontenay-aux-Roses,

<sup>2</sup> Des-Service de recherche en corrosion et comportement des matériaux (S2CM), CEA, Université Paris-Saclay, Gif-sur-Yvette, France

<sup>3</sup> Des-Service de Physico-Chimie (SPC), CEA, Université Paris-Saclay, Gif-sur-Yvette, France

<sup>4</sup> NIMBE, CEA, CNRS, Université Paris-Saclay, CEA Saclay, F-91191 Gif-sur-Yvette cedex, France

Les matériaux cimentaires sont communément utilisés comme matrice de conditionnement de déchets radioactifs de faible et moyenne activité ; ce processus implique l'exposition de la matrice d'immobilisation aux rayonnements ionisants pendant la prise. L'influence d'une irradiation sur l'hydratation d'une matrice cimentaire modèle a ainsi été considérée dans cette étude ; une pâte de C<sub>3</sub>S a été soumise à un débit de dose de 2,5 kGy/h pendant 14 jours, pour une température de 35 °C et à l'aide d'une source gamma <sup>60</sup>Co. Les propriétés minéralogiques et microstructurales du matériau ont ensuite été déterminées puis systématiquement comparées à deux pâtes analogues témoins, ayant respectivement été soumises à une température d'hydratation de 35 et 20 °C. Aucune différence majeure n'a été mesurée entre le matériau sain et irradié hydraté à 35 °C, tandis qu'un taux d'hydratation moindre et une porosité plus fine a été identifié sur le matériau hydraté à 20 °C. Ces observations laissent suggérer que l'impact d'une irradiation gamma, se limite à une cinétique d'hydratation accrue de la pâte cimentaire modèle, par l'intermédiaire d'une élévation de la température. Néanmoins, une quantité d'eau liée moins importante sur les C-S-H ainsi qu'une diminution de la porosité capillaire accessible ont été identifiées sur les échantillons irradiés, la phénoménologie en cause n'est pas encore élucidée.

**Mots-clefs** Ciment, Hydratation, Irradiation, Déchets radioactifs

## I. CONTEXTE ET INTRODUCTION

En vue de leur gestion, certains déchets Faible Moyenne Activité-Vie Courte et Moyenne Activité – Vie Longue sont immobilisés par des matériaux cimentaires. Employés sous forme de coulis ou de mortiers, ces matrices d'enrobage sont directement exposées aux rayonnements ionisants produits par les déchets. L'influence d'une exposition aux rayonnement gamma durant l'hydratation du matériau constitue le cœur de cette étude.

Une pâte de ciment est un milieu constitué d'une phase solide et d'une phase liquide. Lorsqu'un tel matériau est exposé à des rayonnements ionisants émis par les radionucléides contenus dans les déchets FMA-VC et MA-VL, la phase solide ne subit pas d'évolution notable (Le Pape, 2020; Maruyama et al., 2013). En revanche, la phase liquide peut être dissociée et décomposée



chimiquement, par radiolyse (Allen et al., 1952; Weiss, 1944). Il convient néanmoins de préciser que la plus grande partie de l'énergie transmise par le rayonnement est convertie sous forme d'énergie thermique, seulement une faible partie de celle-ci conduit à une dégradation chimique de l'eau (Parr, 1980). L'irradiation d'une pâte de ciment au jeune âge ne devrait théoriquement provoquer qu'un impact sur la phase aqueuse, donc sur la cinétique d'hydratation et marginalement sur les équilibres chimiques en solution. Néanmoins, ces perturbations thermodynamiques et chimiques sur un matériau cimentaire en cours d'hydratation, pourraient engendrer des modifications, susceptibles d'entraîner des conséquences à plus long terme. Actuellement, les quelques données disponibles dans la littérature ne permettent pas de statuer sur un potentiel effet de l'irradiation sur l'hydratation de la matrice cimentaire. Des résultats contradictoires sur les propriétés mécaniques (Glinicki et al., 2021; Khmurovska et al., 2018) et microstructurales (Burnham et al., 2016; Khmurovska et al., 2018) ont été observées, probablement en raison de différences dans les procédures expérimentales.

Afin d'estimer au mieux quels sont les potentiels changements ayant lieu lors de l'hydratation d'une pâte de C<sub>3</sub>S exposée à un rayonnement ionisant, plusieurs propriétés du matériau sont rigoureusement analysées. La minéralogie et la microstructure sont notamment étudiées avant d'être systématiquement comparées à des échantillons témoins non irradiés.

## II. MATERIAU ET METHODES

### *Elaboration d'échantillons et irradiation*

Cette étude a été réalisée sur un matériau cimentaire modèle, une pâte de C<sub>3</sub>S, afin de permettre une évaluation sur les phases principales du matériau, C-S-H et portlandite (CH). Les échantillons ont été élaborés à partir d'anhydre manufacturé par Septodont et de densité de 3,101. Pour le gâchage des échantillons, un rapport massique eau/ciment (E/C) de 0.5 a été choisi. L'anhydre a été mélangé manuellement pendant 5 minutes avec de l'eau déminéralisée. La pâte a ensuite été coulée dans six tubes en polystyrène, de 7 cm hauteur et 1,5 cm de diamètre, qui ont été ensuite disposés sur plaque vibrante pendant 2 minutes avant d'être uniformément répartis dans différents autoclaves de 207 cm<sup>3</sup> chacun. Dans l'autoclave destiné à être irradié, un piège à hydrogène (Chlique et al., 2015) a été préalablement introduit pour prévenir la formation d'une atmosphère explosive ; tous les autoclaves ont par la suite été scellés hermétiquement.

Les irradiations ont été effectuées sur la plateforme EPICUR (IRSN), utilisant une source gamma <sup>60</sup>Co pour un débit de dose gamma de 2,5 kGy/h. L'irradiation a duré 346 h, soit 14 jours, à une température moyenne comprise entre 30 et 35 °C, les échantillons irradiés 22 minutes après gâchage ont absorbés une dose cumulée de 870 kGy. Les autoclaves témoins ont été placés dans deux étuves différentes ; le premier, semblable à l'autoclave irradié, a été disposé dans une étuve à 35 °C ; le second, dans une étuve à 20 °C. À l'issue de la période d'irradiation, les trois autoclaves ont été ouverts, les échantillons emballés dans du parafilm puis stockés dans une poche sous vide à température ambiante, jusqu'au 28e jour de leur hydratation. Ils ont alors été coupés en tranches de 0,5 cm environ puis séchés par cryosublimation sous vide puis conservés de façon similaire à précédemment jusqu'à analyse.

*Analyses*

La minéralogie a été caractérisée par diffraction des rayons X (DRX) à l'aide d'un diffractomètre Panalytical Aeris : rayonnement Cu-K $\alpha$  entre 10° et 70°. Les analyses qualitatives et quantitatives des résultats ont été faites via le logiciel HighscorePlus et en employant la méthode Rietveld. Les acquisitions ATG et RMN configuration MAS  $^{29}\text{Si}$ ,  $^1\text{H}$ ,  $^{27}\text{Al}$  sont similaires à (Kangni-Foli et al., 2021), les mesures par « Cross Polarization Magic Angle Spinning » ont été faite avec un recyclage de 8 ms. Les protocoles d'analyse de microstructure sont similaires à (Dewitte et al., 2022) pour l'adsorption/désorption azote et (Kangni-Foli et al., 2021) pour la porosimétrie mercure.

**TABLEAU 1.** Synthèse des paramètres pour l'analyses des données de DRX  
Références qualitatives ICDD 2021-2; Références quantitatives Cambridge Structural Database

Analyse	Reference	Méthodologie
Qualitative	Portlandite ; Alite	Background; search peak ; default profile fit; search and match
Quantitative	Portlandite; Alite ; C-S-H	Scale Factor; Flat Background; More background; Specimen Displacement, Lattice Parameters (5 % <sub>min</sub> ); Caglioti W (5% <sub>min</sub> ); Rp = 0.06933 ; Rwp = 0.10834

L'ensemble des caractérisations a été répétée afin d'assurer une faible dispersion des résultats . Par souci de clarté, dans la suite, l'ensemble des résultats de quantification sont rapportés à une masse de pâte séchée, en g/100g masse sèche.

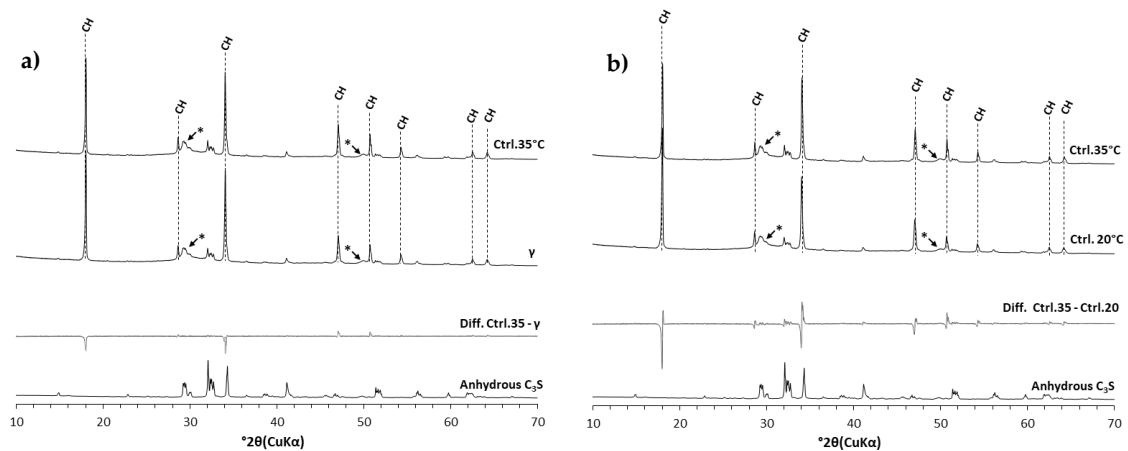
### III. RESULTATS ET DISCUSSIONS

#### *Effet de la température sur l'hydratation*

Les échantillons irradié et sain à 35 °C présentent des diffractogrammes semblables (figure 1a) avec de très légères variations dans les hauteurs et largeurs de pic pouvant être attribuées à l'incertitude de mesure. Cette observation indique la présence de phases anhydres et hydratés en proportion et structures cristallographiques d'apparence identique. En revanche, l'échantillon ayant subi une cure à 20 °C présente des différences plus notables dans les hauteurs de pic de C<sub>3</sub>S et de CH, par comparaison avec l'échantillon sain 35 °C (figure 2b). Ce dernier présente une quantité d'hydrate légèrement plus importante et à l'inverse, moins importante d'anhydre par rapport à l'échantillon sain 20 °C. Ces observations, bien que d'un faible ordre de grandeur, sont confirmées par les différents outils de quantification considérés (tableau 2), et sont en accord avec la littérature (Lothenbach et al., 2007). Par ailleurs, aucune phase carbonatée n'a été identifiée.

La comparaison entre l'ensemble des échantillons, suggère qu'une élévation de la température de cure conduirait à diminuer la quantité d'eau liée aux C-S-H, phénomène déjà reporté dans la littérature (Gallucci et al., 2013), en addition d'une quantité d'anhydre moindre. Quant aux différences identifiables sur les quantités de portlandite déduites des mesures par ATG, il est nécessaire d'ajouter que ces variations ne sont pas statistiquement significatives et ne peuvent par

conséquent être attribuées avec certitude à un effet de l'irradiation. L'élévation de la température d'hydratation est ainsi corrélable avec une augmentation du taux d'hydratation de la pâte de C<sub>3</sub>S.



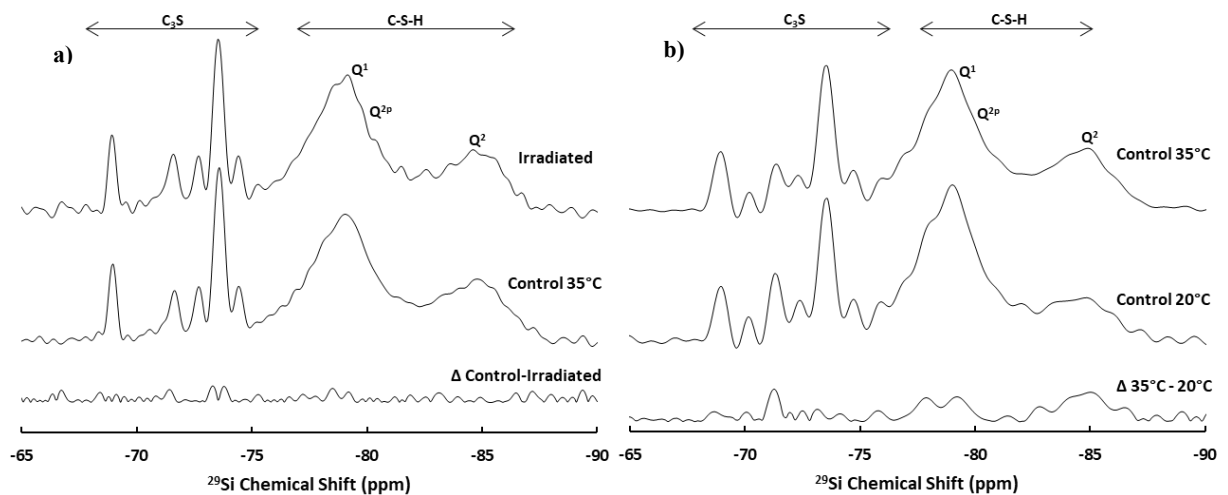
**FIGURE 2.** Diffractogrammes des échantillons Sains et irradié, influence d’une irradiation au jeune âge a) sain 35°C et irradié b) sain 20°C et sain 35°C  
Le diffractogramme comparatif grisé a été obtenu en soustrayant les intensités des autres diffractogrammes considérés

**TABLEAU 2.** Quantification des phases de C<sub>3</sub>S sain 20°C, C<sub>3</sub>S sain 35°C et C<sub>3</sub>S irradié obtenues par analyses ATG, DRX (Rietveld) et modélisation numérique d’après (Lothenbach et al., 2008b)

	%mass. C-S-H		%mass. Ca(OH) <sub>2</sub>			%mass. C <sub>3</sub> S <sub>Res</sub>	
	DRX (QPA)	Théo.	ATG	DRX (QPA)	Théo.	DRX (QPA)	Théo.
Sain 20°C	60,8	57,6	27,5 ± 0,2	28,3	30,4	10,9	12,0
Sain 35°C	57,9 ± 3,0	60,1	27,9 ± 0,1	29,6 ± 1,7	31,6	12,6 ± 1,8	8,3
Irradié	63,5 ± 1,0	60,1	27,1 ± 0,2	25,4 ± 0,4	31,6	11,1 ± 1,5	8,3

De plus, les analyses de RMN MAS <sup>29</sup>Si effectuées sur les différents échantillons suggèrent que les phases consécutives des échantillons curés à 35°C présentent une structure atomique analogue : les différences entre les résonances de l'échantillon sain et irradié ne mettent pas en avant de variations notables dans la structure de l'anhydre et des C-S-H (figure 3a). Cette similarité structurale entre les deux échantillons tend à montrer l'absence d'impact direct de l'irradiation sur ces dites phases.

En revanche, la mesure comparative entre les échantillons sains de la figure 3b souligne l'influence de la température de cure sur la structure du matériau. L'échantillon sain à 35 °C présente une résonance légèrement plus importante au niveau des sites Q<sub>2</sub>, entre -87 et -82 ppm, à laquelle s'ajoute une résonance légèrement plus faible des sites Q<sub>1</sub> et Q<sub>1b</sub>, entre -82 et -76 ppm. Ces observations peuvent être reliées à un allongement des chaînes de C-S-H sur l'échantillon correspondant. A cet allongement des chaînes, pourrait s'accompagner une diminution du rapport Ca/Si comme semble l'indiquer certains résultats consultables dans la littérature (Roosz et al., 2016).



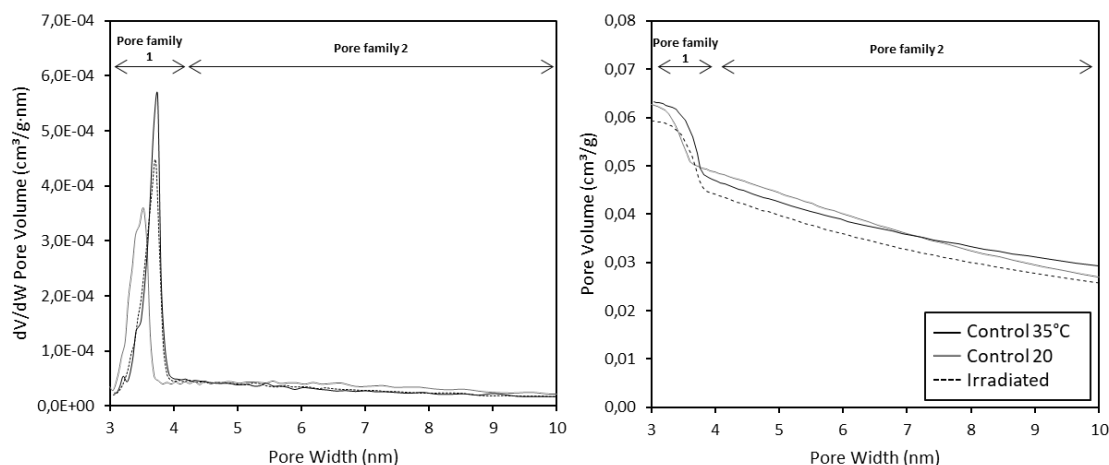
**FIGURE 3.** Résultats RMN  $^{29}\text{Si}$  MAS sur les échantillons sains et irradiés, influence d'une irradiation au jeune âge a) sain  $35^\circ\text{C}$  et irradié b) sain  $20^\circ\text{C}$  et sain  $35^\circ\text{C}$

Des changements sont également détectables sur les pics correspondants au  $\text{C}_3\text{S}$ , entre  $-75$  et  $-70$  ppm, pouvant suggérer un taux de dissolution plus faible lors de l'hydratation de l'échantillon à  $20^\circ\text{C}$ . Cette quantité d'anhydre résiduelle apparente est en accord avec le résultat des analyses DRX (tableau 2). À cette augmentation de la quantité de sites  $\text{Q}_2$  sous l'effet d'une température de cure plus importante, s'accompagne une variation dans la microstructure du matériau et plus particulièrement sur les distributions de taille de pores.

Les mesures de porosité par adsorption/désorption à l'azote, mettent qualitativement en évidence une distribution bimodale (figures 4a et b). La famille de pore 1 est comprise entre 3 et 4 nm tandis que la famille de pore 2 correspond à la porosité au-delà de 4 nm. Il est possible d'observer sur les échantillons curés à  $35^\circ\text{C}$ , une augmentation du volume poreux entre 3 et 4 nm, une légère hausse du diamètre des pores sur cette même plage ainsi qu'une diminution du volume poreux, supérieur à 5 nm, par rapport à l'échantillon à  $20^\circ\text{C}$ .

Cette évolution du volume mésoporeux, c'est-à-dire entre 3 et 50 nm, a également été répertoriée dans la littérature (Lothenbach et al., 2007), une augmentation de la porosité capillaire au détriment des pores inclus dans les C-S-H ayant été proposée pour justifier ces résultats (Lothenbach et al., 2008a). Une autre étude (Gallucci et al., 2013) suggère qu'une température de cure plus élevée conduit à la formation de C-S-H plus dense et présentant une quantité d'eau liée plus faible, ce qui expliquerait la présence de pore de diamètre légèrement plus important dans la famille 1 des échantillons curés à  $35^\circ\text{C}$ , par rapport à celui à  $20^\circ\text{C}$ . La diminution du volume poral mesuré dans la famille 2 pourrait être pareillement induite par une densification des C-S-H.

Des mesures de porosité au mercure auraient pu confirmer ou infirmer ces observations, notamment sur la porosité capillaire, mais n'ont pu être réalisées, du fait du manque d'échantillon de pâte de  $\text{C}_3\text{S}$  curés à  $20^\circ\text{C}$  disponible.



**FIGURE 4.** Résultats d'adsorption/désorption azote, influence d'une irradiation au jeune âge  
 a) Distribution de taille de pore entre 3 et 10nm b) Volume poral cumulé entre 3 et 10 nm

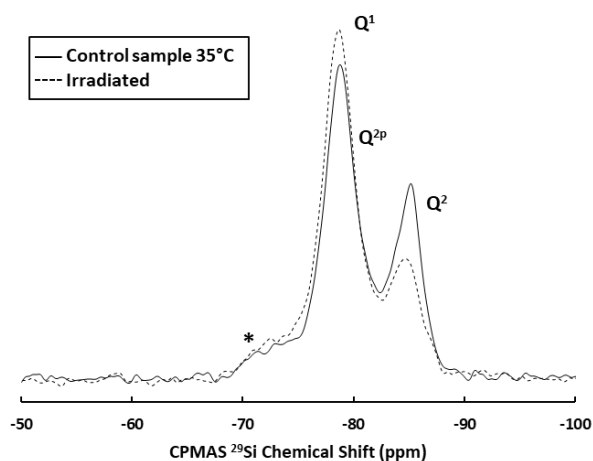
D'autre part, bien que présentant une distribution de taille de pore analogue, l'échantillon irradié paraît présenter un volume poral, sur la famille de pore 1, différent par rapport à son témoin comme le suggèrent les figures 4a et b. Malheureusement, il n'est pas possible de conclure sur une variation statistiquement significative tant le volume poral varie d'une mesure à l'autre, dans la gamme comprise entre 3 et 4 nm.

Il apparaît ainsi, d'après ces analyses, que la minéralogie et la microstructure de la pâte irradiée soient identiques à celles présentes dans le matériau témoin ayant subi une cure de 35 °C. Les variations mesurées ont principalement été distinguées entre les échantillons de 35 et 20 °C et sont induites par la température de cure. Ceci impliquerait que l'effet prépondérant de l'irradiation au jeune âge est lié à l'augmentation de la température d'hydratation. En revanche, les mesures par adsorption ont permis d'identifier une phénoménologie supplémentaire, une modification de la microstructure attribuable aux C-S-H.

#### *Eau liée et eau capillaire sous irradiation*

Les analyses de polarisation croisée RMN sur le  $^{29}\text{Si}$ , représentées sur la figure 4, ont mis en avant un comportement différent de l'eau liée au C-S-H sous irradiation : les intensités mesurées entre -88 et -73 ppm n'étant pas similaires, il est supposé que les échantillons irradié et sain 35 °C présentent un environnement protonique autre sur les C-S-H. Une intensité plus importante entre -74 et -82 ppm et une intensité plus faible entre -83 et -88 ppm, correspondant respectivement au domaine de déplacement chimique des sites  $\text{Q}_1$  et  $\text{Q}_2$  (Walkley and Provis, 2019), est mesurée sur l'échantillon irradié par rapport à l'échantillon sain 35 °C. Cette différence, non détectable en acquisition directe comme le montre la figure 2, suggère que bien qu'ayant une structure semblable, les C-S-H présents dans les échantillons sain et irradié, ont une quantité d'eau liée aux groupements silicates différente.

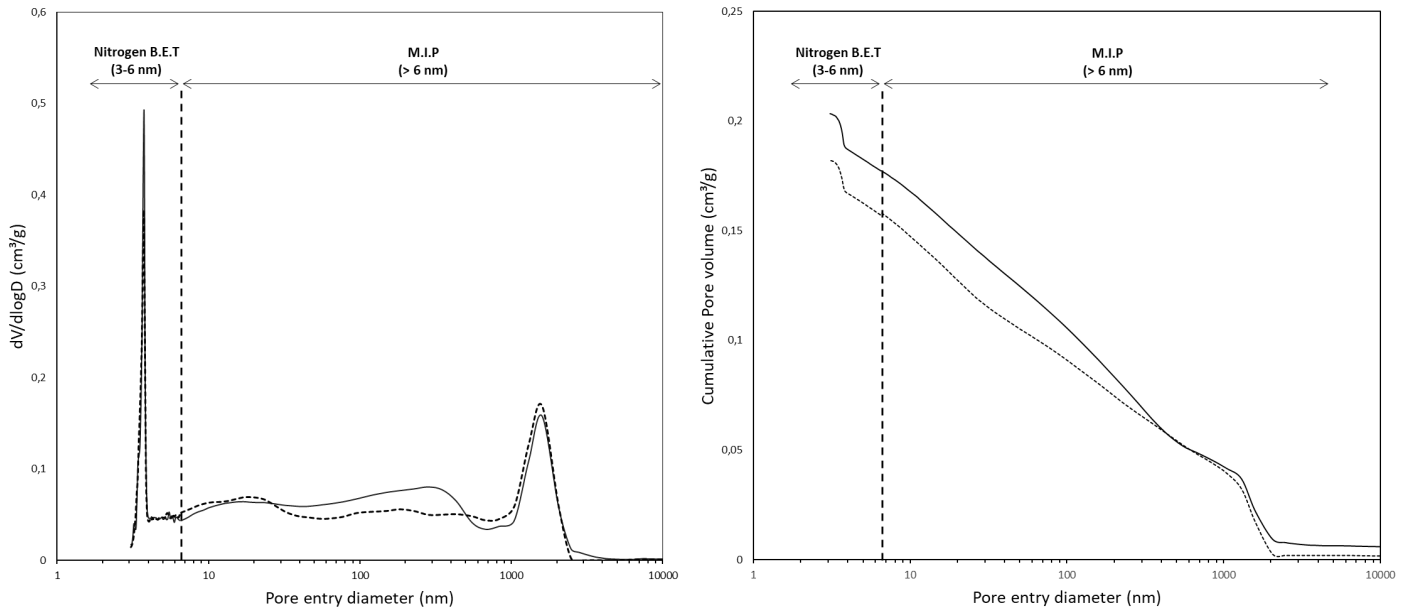
De plus, les intensités mesurables entre -69 et -75 ppm correspondants au C<sub>3</sub>S en cours d'hydratation, tendent à laisser penser qu'une quantité similaire d'anhydre résiduelle est présente au sein des deux échantillons, ce qui est en accord avec les valeurs obtenues par DRX au tableau 2.



**FIGURE 5.** Résultats RMN <sup>29</sup>Si CPMAS sur les échantillons sain et irradié, influence d'une irradiation au jeune âge  
\* C<sub>3</sub>S anhydre en cours d'hydratation

La figure 6 présente le couplage des résultats de physisorption à l'azote et au mercure. Les données ont été représentées par rapport au diamètre d'entrée des pores (Diamond, 2000), et seules les valeurs couvrant la plage de 3 à 6 nm ont été considérées pour la physisorption à l'azote. Le volume poral accessible au mercure est limité du fait de la taille de la molécule et ne peut pas pénétrer complètement les pores de faibles circonférences ; le choix de la gamme porale s'est quant à lui fait empiriquement, du fait du recoupement aux environs de 6 nm des volumes poraux mesurés par la technique azote et celle au mercure. Les valeurs fournies par la mesure au mercure confirment les observations réalisées dans la partie précédente, il apparaît que l'échantillon irradié présente une quantité de pores, accessible au mercure, inférieure à l'échantillon sain. Cette diminution, reproductible sur trois mesures réalisées, est comprise entre 50 et 700 nm et se limite à cette gamme porale comme l'indique la figure 6. Une telle phénoménologie a également été répertoriée dans la littérature (Bouniol, 2021; Glinicki et al., 2021) les auteurs ayant par ailleurs relevés un affinement de la porosité inférieure à 100 nm, qui n'a pas été observé ici. En revanche, il convient de préciser qu'aucune « nouvelle » famille de pore ne se distingue de ces mesures, il s'agirait ici d'une diminution de la porosité capillaire accessible, sans création de défaut mesurable à l'échelle mésoscopique.

Cet effet pourrait être imputable à une consommation d'eau par radiolyse, lors de l'hydratation du matériau. La réduction de la quantité d'eau disponible au jeune âge diminuerait ainsi le rapport E/C de la suspension, ce qui influencerait la porosité capillaire du matériau (Atahan et al., 2009; Chen and Wu, 2013; Odler and Rößler, 1985). Cependant, la quantité d'eau dégradée chimiquement est négligeable dans le cadre de cette étude, la proportion calculée d'eau détruite par radiolyse étant de 0,07% en utilisant la relation (1) et en considérant que toute l'eau introduite est radiolysable.



**FIGURE 6.** Couplage entre les résultats d'adsorption à l'azote et au mercure, influence d'une irradiation au jeune âge  
 a) Distribution de taille de pore entre 3 et 10nm b) Volume poral cumulé entre 3 et 10nm

$$\tau_{H_2O\ perdu} = \frac{H_2O_{perdu}}{H_2O_{init.}} = \frac{n(H_2)_{produite}}{n(H_2O)_{init.}} \Leftrightarrow \tau_{H_2O\ perdu} = \frac{m_{H_2O\ init.} \times G_{H_2} \times DA}{M_{H_2O}} \quad (1)$$

Avec **DA**, la dose absorbée en Gy/s, **G<sub>H<sub>2</sub></sub>** le rendement primaire de l'hydrogène (4,5.10<sup>-8</sup> mol/J à 20 °C et en pH alcalin et **m<sub>H<sub>2</sub>O</sub> init.** la masse d'eau de gâché introduite en kg.

Pour l'instant, les mécanismes à l'origine de ce phénomène ne sont pas encore élucidés avec certitude, bien qu'ayant rigoureusement été réalisé, des biais expérimentaux dans les mesures ne sont pas à exclure compte tenu du nombre d'analyses réalisées et des techniques de préparation d'échantillon employées.

**IV. CONCLUSION**

Les différences mesurées entre les trois échantillons considérés dans cette étude se localisent principalement entre les échantillons ayant subi une température de cure différente. Les variations minéralogiques et microstructurales sur les échantillons non-irradiés sont semblables à la phénoménologie observée dans la littérature, exceptions faites des variations induites par l'inertie thermique de la cellule d'irradiation. Il n'est en effet observé aucune différence significative entre le matériau irradié et son analogue sain, sur la minéralogie et la structure du système. L'impact de l'irradiation sur une pâte de C<sub>3</sub>S en cours d'hydratation pourrait ainsi se limiter à une élévation de la température de cure du matériau. Il est important de considérer ce facteur lorsque des échantillons irradiés sont comparés à des témoins. Aucun phénomène de séchage ni de carbonatation sous rayonnement n'a été décelé dans cette étude. Néanmoins, un impact de

l'irradiation a été identifiée au travers d'analyses RMN et de mesures de porosimétrie. Une quantité moins importante d'eau liée au C-S-H a ainsi pu être mesurée, à laquelle s'ajoute une diminution de la porosité capillaire accessible. Des analyses supplémentaires sont en cours sur des pâtes de C<sub>3</sub>S irradié au jeune-âge pour confirmer ces observations. Les phénomènes à l'origine de ces impacts pouvant être synchrones à la précipitation ou postérieurs à celle-ci, des investigations sur pâtes entièrement hydratées sont nécessaires pour confirmer l'effet du rayonnement sur l'hydratation.

## REFERENCES

- Allen, A.O., Hochanadel, C.J., Ghormley, J.A., Davis, T.W., 1952. Decomposition of Water and Aqueous Solutions under Mixed Fast Neutron and  $\gamma$ -Radiation. *J. Phys. Chem.* 56, 575–586. <https://doi.org/10.1021/j150497a007>
- Atahan, H.N., Oktar, O.N., Taşdemir, M.A., 2009. Effects of water–cement ratio and curing time on the critical pore width of hardened cement paste. *Construction and Building Materials* 23, 1196–1200. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2008.08.011>
- BOUNIOL, P., 2021. Bétons de radioprotection. *Techniques de l'ingénieur Génie nucléaire*. <https://doi.org/10.51257/a-v2-bn3740>
- Burnham, S., Huang, L., Jevremovic, T., 2016. Examining the Effect of Gamma Radiation Exposure in Early Stage of Concrete Curing on its Strength and Long-Term Durability, in: Volume 5: Student Paper Competition. Presented at the 2016 24th International Conference on Nuclear Engineering, American Society of Mechanical Engineers, Charlotte, North Carolina, USA, p. V005T15A068. <https://doi.org/10.1115/ICONE24-60924>
- Chen, X., Wu, S., 2013. Influence of water-to-cement ratio and curing period on pore structure of cement mortar. *Construction and Building Materials*, 25th Anniversary Session for ACI 228 – Building on the Past for the Future of NDT of Concrete 38, 804–812. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.09.058>
- Chlique, C., Lambertin, D., Galliez, K., Labed, V., Dannoux-Papin, A., Jobic, S., Deniard, P., Leoni, E., 2015. Effect of gamma irradiation on MnO<sub>2</sub>/Ag<sub>2</sub>O hydrogen getter. *Journal of Nuclear Materials* 458, 162–167. <https://doi.org/10.1016/j.jnucmat.2014.11.128>
- Dewitte, C., Bertron, A., Neji, M., Lacarrière, L., Dauzères, A., 2022. Chemical and Microstructural Properties of Designed Cohesive M-S-H Pastes. *Materials* 15, 547. <https://doi.org/10.3390/ma15020547>
- Diamond, S., 2000. Mercury porosimetry: An inappropriate method for the measurement of pore size distributions in cement-based materials. *Cement and Concrete Research* 30, 1517–1525. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(00\)00370-7](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(00)00370-7)
- Gallucci, E., Zhang, X., Scrivener, K.L., 2013. Effect of temperature on the microstructure of calcium silicate hydrate (C-S-H). *Cement and Concrete Research* 53, 185–195. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2013.06.008>
- Glinicki, M.A., Dąbrowski, M., Antolik, A., Dziedzic, K., Sikorin, S., Fateev, V., Povolansky, E., 2021. Gamma irradiation sensitivity of early hardening cement mortar. *Cement and Concrete Composites* 104327. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2021.104327>
- Kangni-Foli, E., Poyet, S., Le Bescop, P., Charpentier, T., Bernachy-Barbé, F., Dauzères, A., L'Hôpital, E., d'Espinose de Lacaillerie, J.-B., 2021. Carbonation of model cement pastes: The mineralogical origin of microstructural changes and shrinkage. *Cement and Concrete Research* 144, 106446. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2021.106446>



- Khmurovska, Y., Štemberk, P., Sikorin, S., Kaladkevich, Y., Pavalanski, E., Fatseyeu, V., 2018. THE EFFECT OF GAMMA-RAY IRRADIATION ON MECHANICAL PROPERTIES OF EARLY-AGE CEMENT MORTAR. *CEJ* 27, 357–363.  
<https://doi.org/10.14311/CEJ.2018.03.0028>
- Le Pape, Y., 2020. 3.18 - Radiation Effects in Concrete for Nuclear Systems, in: Konings, R.J.M., Stoller, R.E. (Eds.), *Comprehensive Nuclear Materials* (Second Edition). Elsevier, Oxford, pp. 592–614. <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-803581-8.11617-0>
- Lothenbach, B., Le Saout, G., Gallucci, E., Scrivener, K., 2008a. Influence of limestone on the hydration of Portland cements. *Cement and Concrete Research* 38, 848–860.  
<https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2008.01.002>
- Lothenbach, B., Matschei, T., Möschner, G., Glasser, F.P., 2008b. Thermodynamic modelling of the effect of temperature on the hydration and porosity of Portland cement. *Cement and Concrete Research* 38, 1–18. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2007.08.017>
- Lothenbach, B., Winnefeld, F., Alder, C., Wieland, E., Lunk, P., 2007. Effect of temperature on the pore solution, microstructure and hydration products of Portland cement pastes. *Cement and Concrete Research* 37, 483–491. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2006.11.016>
- Maruyama, I., Kontani, O., Sawada, S., Sato, O., Igarashi, G., Takizawa, M., 2013. Evaluation of Irradiation Effects on Concrete Structure: Background and Preparation of Neutron Irradiation Test, in: *Volume 2: Reliability, Availability and Maintainability (RAM); Plant Systems, Structures, Components and Materials Issues; Simple and Combined Cycles; Advanced Energy Systems and Renewables (Wind, Solar and Geothermal); Energy Water Nexus; Thermal Hydraulics and CFD; Nuclear Plant Design, Licensing and Construction; Performance Testing and Performance Test Codes*. Presented at the ASME 2013 Power Conference, American Society of Mechanical Engineers, Boston, Massachusetts, USA, p. V002T07A003. <https://doi.org/10.1115/POWER2013-98114>
- Odler, I., Rößler, M., 1985. Investigations on the relationship between porosity, structure and strength of hydrated Portland cement pastes. II. Effect of pore structure and of degree of hydration. *Cement and Concrete Research* 15, 401–410. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(85\)90113-9](https://doi.org/10.1016/0008-8846(85)90113-9)
- Parr, R.G., 1980. Density Functional Theory of Atoms and Molecules, in: Fukui, K., Pullman, B. (Eds.), *Horizons of Quantum Chemistry*, Académie Internationale Des Sciences Moléculaires Quantiques / International Academy of Quantum Molecular Science. Springer Netherlands, Dordrecht, pp. 5–15. [https://doi.org/10.1007/978-94-009-9027-2\\_2](https://doi.org/10.1007/978-94-009-9027-2_2)
- Roosz, C., Gaboreau, S., Grangeon, S., Prêt, D., Montouillout, V., Maubec, N., Ory, S., Blanc, P., Vieillard, P., Henocq, P., 2016. Distribution of Water in Synthetic Calcium Silicate Hydrates. *Langmuir* 32, 6794–6805. <https://doi.org/10.1021/acs.langmuir.6b00878>
- Walkley, B., Provis, J.L., 2019. Solid-state nuclear magnetic resonance spectroscopy of cements. *Materials Today Advances* 1, 100007. <https://doi.org/10.1016/j.mtadv.2019.100007>
- Weiss, J., 1944. Radiochemistry of Aqueous Solutions. *Nature* 153, 748–750.  
<https://doi.org/10.1038/153748a0>

## Relation entre la finesse du MK et sa réactivité pouzzolanique évaluée par des tests chimiques

Siline Mohammed<sup>1</sup>, Mehsas Boumedienne<sup>2</sup>

<sup>1</sup> LMMS, Université de M'sila, Algérie. [mohammed.siline@univ-msila.dz](mailto:mohammed.siline@univ-msila.dz)

<sup>2</sup> LMMS, Université de M'sila, Algérie. [boumediene.mehsas@univ-msila.dz](mailto:boumediene.mehsas@univ-msila.dz)

**RESUME** Le métakaolin (MK) influe sur la matrice cimentaire physiquement, grâce à son effet de filler, et chimiquement à travers la génération des C-S-H supplémentaires. Ces deux plans d'action sont étroitement liés à la finesse du matériau. Dans la littérature, l'effet de la finesse du MK sur l'évolution de la résistance mécanique est largement étudié. Cependant, l'effet de la variation de finesse sur la réactivité pouzzolanique du MK, mesurée par les tests chimiques n'est pas bien discuté. Le but de cette étude est de contribuer à l'éclaircissement de la relation entre la finesse d'un MK et sa réactivité pouzzolanique évaluée par des tests chimiques de Frattini, de Chapelle modifié et chaux saturée. Pour ce faire, deux MKs (obtenus par calcination appropriée de deux kaolins en provenance d'Algérie) ont été utilisés. Les deux matériaux ont été broyés à plusieurs finesses de Blaine, qui varient entre 4000 et 8000 cm<sup>2</sup>/g, avant que leur pouzzolanité soit évaluée. Les résultats obtenus ont montré que la réactivité des MKs a été en augmentation absolue avec l'augmentation de leur finesse, quel que soit le test chimique utilisé. La finesse du MK favorise sa réaction chimique avec la chaux dans les différents systèmes des tests chimiques malgré leurs différences en température, temps et rapport MK-chaux. Il a été conclu que ces tests sont plus sensibles à la variation de la finesse du MK que le test classique de résistance à la compression.

**Mots-clefs** Métakaolin, Test chimique, Réactivité pouzzolanique, Finesse.

### I. INTRODUCTION

Le métakaolin (MK) est une pouzzolane artificielle qui a suscité l'intérêt de beaucoup de chercheurs ces dernières années. Ce matériau est généralement obtenu à partir d'un traitement thermique d'une argile kaolinique, sous des températures qui varient entre 500 et 900 °C (Bich et al., 2019, Dong et al., 2011). L'utilisation du MK dans les matrices cimentaires a permis, outre l'avantage environnemental, de garantir certaines améliorations notamment celle liée à la réponse mécanique des mortiers et bétons à base de MK (Avet et al., 2016, Liu et al., 2017).

Pour que le MK puisse favorablement intervenir dans une matrice cimentaire, il doit satisfaire certains critères, en particuliers : il doit avoir une grande finesse (Liu et al., 2017), une structure plus ou moins désordonnée (Bich et al., 2019), une composition chimique et minéralogique adéquate et une déshydroxylation maximale (Siline 2017, Mehsas et al., 2021). Ces exigences permettent au MK, à travers ses particules fines, d'augmenter la compacité de la matrice cimentaire ce qui est connu sous le nom de l'effet physique ou l'effet de filler, et à travers ses composants réactifs de silice (SiO<sub>2</sub>) et d'alumine (Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>) de réagir avec la Portlandite Ca(OH)<sub>2</sub>

pour produire des phases liantes supplémentaire de C-S-H, ce que nous appelons : réactivité pouzzolanique (Mehsas et al., 2021).

Dans la littérature, de nombreux papiers ont étudié l'effet de la finesse du MK sur sa réactivité (Vizcayno et al., 2010, Dong et al., 2011, Mitrovic et Zdujic, 2014, Liu et al., 2017). Ces chercheurs ont utilisé l'évolution de la résistance mécanique comme indicateur indirect sur la réactivité du MK. Il a été rapporté que l'augmentation de la finesse du MK, à travers l'augmentation du temps de broyage, conduit à l'augmentation de sa réactivité et donc l'amélioration de la réponse mécanique de la matrice cimentaire à base de ce MK. D'autre part, la réactivité du MK peut être évaluée également et d'une manière directe, en quantifiant sa consommation de chaux ou de Portlandite. Des tests chimiques (Frattini, Chapelle modifiée et chaux saturée), et des méthodes physiques (la diffraction des rayons X DRX et l'analyse thermogravimétrique TG) sont les principales méthodes directes utilisées pour l'évaluation de la réactivité du MK (Donatello et al., 2010, Siline M., 2016, Mehsas et al., 2021). Néanmoins, l'effet de la finesse du MK sur sa réactivité, évaluée par des méthodes directes, notamment les tests chimiques, n'a pas été bien éclairci dans la littérature. En conséquence, la présente étude tente de clarifier l'effet de la variation du temps de broyage et donc la finesse du MK sur sa réactivité chimique, à l'aide de tests chimiques.

## II. PLAN EXPERIMENTAL

### A. Matériaux

Deux MKs ont été utilisés dans cette étude, MKT1 et MKT2. Ils ont été élaborés au laboratoire à partir de deux argiles kaoliniques KT1 (39% de kaolinite) et KT2 (58% de kaolinite) en provenance de Tamazert dans le nord-est de l'Algérie, dont les compositions chimiques sont présentées dans le [tableau 1](#). Tout d'abord, KT1 et KT2 ont été broyés, à l'aide d'un broyeur à boulets de laboratoire, pendant différentes périodes (90, 120, 150 et 240 min). L'effet de chaque temps de broyage sur la granulométrie du matériau a été évalué en termes de finesse et taille des particules. Les finesses de Blaine ainsi obtenues ont été déterminées selon la norme NF EN 196-6, alors que les distributions granulométriques des matériaux ont été mesurées à l'aide d'un granulomètre laser CILAS 1090. Ensuite, les échantillons broyés ont été traités thermiquement dans un four électrique. Le traitement thermique consistait en une vitesse constante de montée en température (10 °C/min), une température cible de 800 °C et un temps de maintien de 5h. Ces paramètres appropriés de calcination ont fait l'objet d'une étude antérieure (Mehsas et al., 2021). Un ciment CEM I 52.5 d'une finesse de 3981 cm<sup>2</sup>/g et d'une composition chimique ordinaire ([tableau 1](#)) a été utilisé pour le test de Frattini et les mélanges de mortier.

**TABLEAU 1. Compositions chimiques des matériaux utilisés**

	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	SO <sub>3</sub>	K <sub>2</sub> O	Na <sub>2</sub> O	PAF
KT1 (brute)	70,91	17,15	1,67	0,32	0,36	0,09	4,06	0,32	5,68
KT2 (brute)	56,63	26,15	3,7	0,33	0,66	0,07	3,51	0,4	9,26
MKT1-4000	68,22	22,54	1,55	0,28	0,34	0,07	4,01	0,28	1,03
MKT2-4000	53,3	36,5	3,95	0,29	0,62	0,07	3,92	0,24	1,1
CEM I	21,54	4,31	4,5	63,63	1,47	1,54	0,35	0,07	2,05

### B. Méthodes

La réactivité des différents échantillons de MK, obtenus après broyage à différentes finesses puis calcination de KT1 et KT2 a été testée, outre l'évolution de la réponse mécanique, par les tests chimiques de Frattini, Chaux saturée et Chapelle modifié. Ces échantillons de différentes finesses sont notés dans la suite de cet article MKT1-4000, MKT1-6000, MKT1-7000, MKT1-8000, MKT2-4000, MKT2-6000, MKT2-7000 et MKT2-8000.

- **Test de Frattini** : dans ce test (NF 196-5) on mélange 16g de ciment CEM I, 4g de l'échantillon à tester et 100 ml d'eau distillée. La solution est maintenue pour au moins 8 jours, sous une température de 40 °C, avant d'être filtrée pour calculer les concentrations d'ions hydroxyle (OH) et d'ions calcium (Ca<sup>2+</sup>) en mmol.l<sup>-1</sup>.
- **Test de Chapelle modifié** : ce test est normalisé par la norme NF P18-513. Il consiste à faire réagir 1 g de MK avec 2 g de CaO en présence de 250 ml d'eau distillée pendant 16 h à 90 °C. La quantité de chaux non combinée a été dosée par la suite, par conséquent la quantité de chaux fixée a été tirée.
- **Test de Chaux saturée** : dans cette version simplifiée du test de Frattini, une solution de chaux saturée a été préalablement préparée en solvant 2 g de chaux dans 1 litre d'eau distillée. 1 g de chaque variante de MK a été mis par la suite dans une bouteille contenant 75 ml de cette solution de chaux. Les mélanges ont été laissés fermés pour quelques jours sous une température de 40 °C, avant de procéder à la filtration et le titrage des ions Ca<sup>2+</sup> résiduels.
- **Test mécanique** : la résistance à la compression à 28 jours a été réalisée sur des éprouvettes de mortier 4 × 4 × 16 cm<sup>3</sup>, préparés et testés selon NF 196-1. Les mortiers ont été préparés en mélangeant 1350 g de sable standard, 450 g de liant (85% de ciment et 15% de MK, en masse) et 225 ml d'eau. Pour chaque mélange, la résistance à la compression a été la moyenne de six résultats.

## III. RESULTATS ET DISCUSSIONS

### A. Finesse et caractéristiques granulométriques

Les kaolins KT1 et KT2 ont été broyés pendant 90, 120, 150 et 240 minutes avant d'être calcinés. Leurs surfaces spécifiques de Blaine (SSB) et leurs indices granulométriques d<sub>10</sub>, d<sub>50</sub> et d<sub>90</sub> sont présentés sur le [tableau 2](#). Selon ces résultats, il est clair que la SSB des kaolins augmente avec leur temps de broyage et que leurs indices d<sub>10</sub>, d<sub>50</sub> et d<sub>90</sub> diminuent, sauf pour le temps de broyage de 240 min où une légère augmentation est observée. Il semble que le broyage prolongé provoque une agglomération de particules ([Mitrovic et Zdujic, 2014](#)). Après calcination à 800 °C pendant 5h, la SSB des MKs résultants ne semble pas être affectée, car ils ont gardé presque les mêmes SSBs des kaolins, tandis que leurs indices granulométriques ont été remarquablement augmentés. L'augmentation de la taille des particules des kaolins suite à leur calcination peut s'expliquer par la formation de nouveaux grains de plus grande surface, provoquée par la tendance à l'agrégation des particules déshydroxylées ([Yanguatin et al., 2019](#)). Il s'agit potentiellement d'une grave lacune de ce processus de broyage-calcination, il est donc préférable de broyer encore une fois après la calcination.

**TABLEAU 2.** Caractéristiques granulométriques de KT1 et KT2 avant et après broyage et calcination

			SSB (cm <sup>2</sup> /g)	d <sub>10</sub> (µm)	d <sub>50</sub> (µm)	d <sub>90</sub> (µm)
Temps de broyage (min)	90	KT1	4574	4,9	10,22	24,10
		MKT1	4380	5,7	21,14	38,45
		KT2	4340	4,5	9,11	21,53
		MKT2	4290	6,17	19,84	40,26
	120	KT1	6380	4,11	11,25	21,41
		MKT1	6320	5,42	16,88	30,10
		KT2	6110	3,98	9,06	19,65
		MKT2	6230	5,29	14,82	28,53
	150	KT1	7336	2,08	6,08	15,55
		MKT1	7290	2,45	9,42	30,61
		KT2	7040	1,49	6,22	16,95
		MKT2	7000	1,84	8,07	28,05
	240	KT1	8210	3,42	10,17	27,35
		MKT1	8330	5,18	14,33	65,66
		KT2	8090	2,85	8,81	25,49
		MKT2	8220	4,17	12,73	70,45

#### B. Test de Frattini

La **figure 1** présente les résultats des tests de Frattini, à 8 jours, des MKs de différentes finesses MKT1 et MKT2 ainsi que leurs kaolins de départ broyés pendant 90 min. Comme on peut le constater, la localisation de [Ca<sup>2+</sup>] et [OH<sup>-</sup>] pour les kaolins est au-dessus de la courbe de solubilité de chaux, ce qui signifie que KT1 et KT2 n'ont pas de réactivité pouzzolanique. Cependant, les points ([Ca<sup>2+</sup>], [OH<sup>-</sup>]) relatifs à tous les MKs, quelle que soit leur SSB, sont situés au-dessous de la courbe de solubilité de chaux, indiquant leur potentiel pouzzolanique.

Comme la teneur des MKs en carbonates est presque nulle, on admet que tous les cations Ca<sup>2+</sup>, présents dans le système, proviennent du ciment. Dans ces systèmes et durant la période d'essai, le MK réagit avec la Portlandite libérée par l'hydratation du ciment en raison de sa réactivité pouzzolanique, qui entraîne une diminution de la teneur en Ca<sup>2+</sup> résiduel. Par conséquent, il est logiquement accepté que plus la quantité de chaux restant dans le système est faible, plus le MK testé est réactif. Cependant, le test de Frattini, contrairement aux autres tests chimiques, ne permet pas de déterminer d'une manière exacte la quantité consommée de cette chaux.

#### C. Test de Chapelle modifié

La **figure 2** présente la quantité de chaux (en mg), consommée par chaque échantillon de MK, selon les résultats du test de Chapelle modifié. On remarque que la consommation de chaux augmente avec l'augmentation de la SSB du MK. Contrairement aux kaolins KT1 et KT2 broyés

pendant 120 min, où les résultats n'ont pas atteint le seuil de 300 mg, la consommation de chaux dans le cas de MKT1 passe de 712 à environ 800 mg, et de 723 à presque 900 mg dans le cas de MKT2, lorsque la SSB des échantillons augmente de 4000 à plus de 8000 cm<sup>2</sup>/g. Ces résultats indiquent que l'augmentation de la finesse du MK améliore sa réactivité et donc sa consommation de chaux. Il convient de noter que la norme NF P18-513, estime que le MK est considéré réactif s'il arrive à fixer au moins 700 mg de chaux par le test de chapelle Modifié, ce qui est le cas dans la présente étude pour MKT1 et MKT2, indépendamment de leurs SSBs.

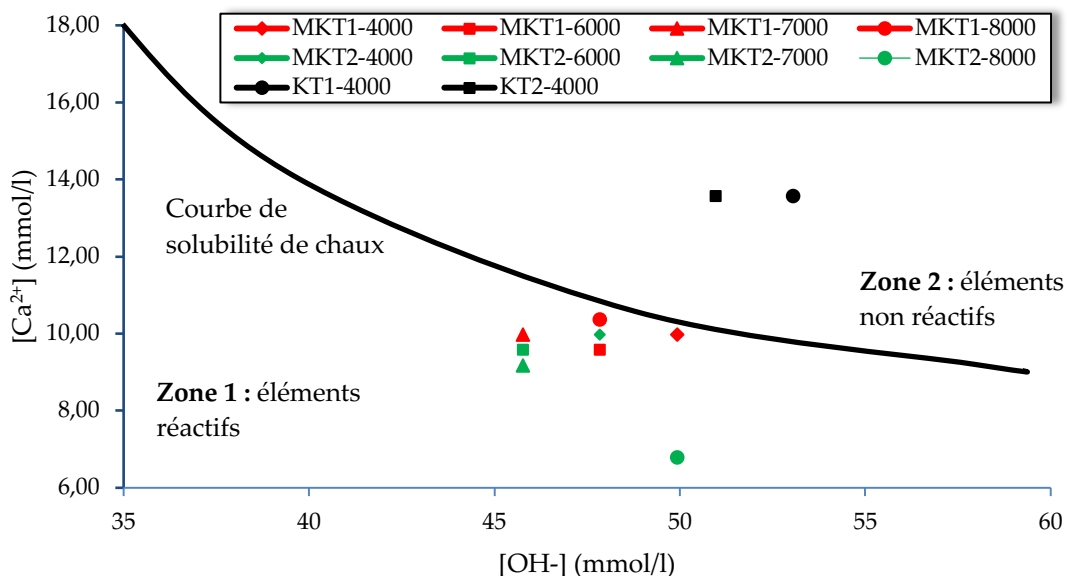


FIGURE 1. Résultats de test de Frattini à 8 jours

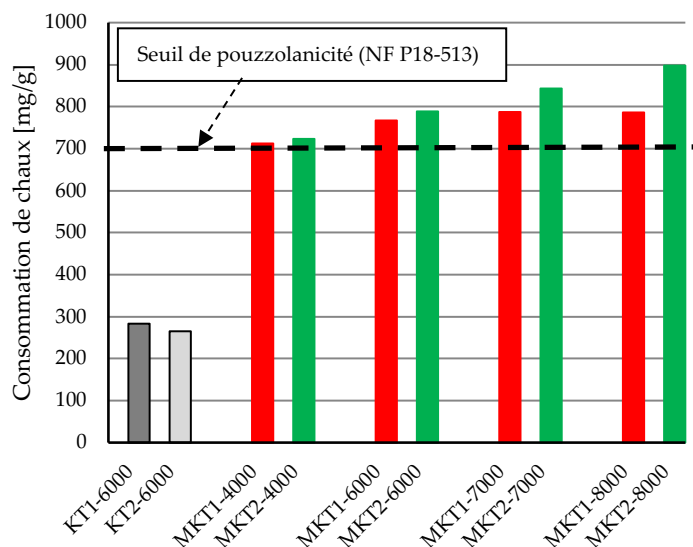


FIGURE 2. Résultats de test de Chapelle modifié

#### D. Test de Chaux saturée

Les résultats du test de chaux saturée, présentés dans le **tableau 3**, montrent que pour toutes les périodes d'essai, les kaolins bruts (KT1 et KT2), et malgré leur grande SBB (plus de 7000 cm<sup>2</sup>/g), n'ont consommé que très peu de chaux par rapport aux MKs correspondants. Tandis que dans le cas des MKs, le pourcentage de chaux fixée augmente avec le temps et la finesse des échantillons. On constate bien que les échantillons de MKT2 ont toujours présenté des meilleurs résultats par rapport à ceux de MKT1, probablement du fait de leur plus grande teneur en kaolinite (58% contre 39% pour le KT1) (Mehsas et al., 2021). Il est à noter que l'augmentation de la finesse au-delà de 7000 cm<sup>2</sup>/g dans le cas de MKT1 semble défavorable, du fait que la consommation de chaux a diminué après 3, 7 et 28 jours d'essai lorsque la finesse de MKT1 a dépassé les 8000 cm<sup>2</sup>/g. En terme de SSB, il semble que le MK le plus fin réagi mieux avec la chaux et donc consomme plus de chaux. En terme de temps, l'évolution de la consommation de chaux avec le temps signifie que la réaction MK-chaux est continue dans le temps.

**TABLEAU 3. Résultats des tests de chaux saturée, exprimés en % de Ca<sup>2+</sup> fixé à 1, 3, 7 et 28 jours**

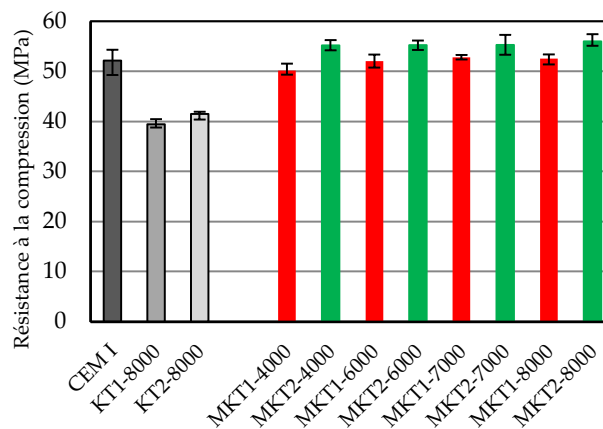
	Kaolin		MK							
	KT1- 7000	KT2- 7000	MKT1- 4000	MKT1- 6000	MKT1- 7000	MKT1- 8000	MKT2- 4000	MKT2- 6000	MKT2- 7000	MKT2- 8000
1 jour	30,13	35,63	61,33	67,19	69,8	73,14	53,12	62,5	78,13	80,63
3 jours	35,73	42,5	68,5	80,63	84,15	83,25	56,25	65,63	85,63	88,13
7 jours	37,83	46,2	77,65	93,44	91,65	87,88	61,87	71,25	93,75	95
28 jours	45,2	51,38	85,1	94,38	94,36	90,4	62,5	75	94,37	95,63

#### E. Résistance à la compression

La **figure 3** présente les résistances à la compression à 28 jours des mortiers dans lesquels une quantité de 15% de ciment a été substituée par des kaolins ou des MKs de différentes SSBs. On constate bien que la substitution de 15% du ciment par du kaolin brut (KT1 ou KT2) a causé une chute de résistance (plus de 18%), ce qui certainement lié à l'état chimiquement inerte des kaolins (Bich et al., 2019; Dong et al., 2011; Mitrovic et Zdujic, 2014). On constate également que l'incorporation du MKT1 a pratiquement abouti à des résistances à la compression, semblables à celle du mortier témoin (100% de CEM I); une très légère amélioration (de l'ordre de 1,15%) a été obtenue pour une SSB avoisinante de 7000 cm<sup>2</sup>/g. Cependant, l'utilisation de MKT2 s'avère plus bénéfique du fait qu'elle a clairement amélioré la résistance à la compression des mortiers, cette amélioration est d'autant plus importante que la SSB du MKT2 est grande (+7,34% pour une SSB de l'ordre de 8000 cm<sup>2</sup>/g). Il est à noter que l'influence de l'augmentation de la SSB des MKs sur la résistance à la compression des mortiers résultants, bien qu'elle suive la même tendance que les tests chimiques, elle reste moins évidente notamment pour le MKT1.

Malgré que l'incorporation des MKs semble favorable pour la résistance à la compression des mortiers et son effet est de plus en plus évidents que leur SSB augmente, il est important de déterminer l'origine de cet effet positif des MKs. Il est bien connu que ce type d'addition à un double effet : physique et chimique. L'effet physique est lié principalement à la finesse de l'addition, sa valeur est beaucoup mieux évidente chez les kaolins. Donc, tout le gain de résistance apporté par l'utilisation des MKs à la place des kaolins est supposé lié à la réactivité chimique des

MKs, ce qui est inexistant chez les kaolins du fait qu'ils sont connus pour être incapables de réagir chimiquement avec la chaux (Shvarzman et al., 2003; Siline, M., 2016; Liu et al., 2017).



**FIGURE 3.** Résistance à la compression des mortiers à 28 j

Selon les résultats des tests chimiques, la réactivité de MK augmente clairement avec sa finesse. Cela signifie que la finesse favorise la réaction chimique entre le MK et la chaux dans ces systèmes, malgré leurs différences en termes de température, de temps et du rapport MK-chaux. Cependant, la stagnation de la résistance à la compression, malgré l'augmentation de la SSB, signifie que la réactivité chimique maximale des MKs a été atteinte. Cela pourrait s'expliquer par l'épuisement des phases réactives dans les MKs, soit à cause de la faible teneur en MK dans la matrice (seulement 15%) soit à cause de la faible teneur en kaolinite notamment pour le KT1 (39% seulement); dans ce cas, l'augmentation de la finesse ne semble pas bénéfique. A cela s'ajoute l'effet indésirable de l'agrégation des particules déshydroxylées et donc l'insuffisance des particules fines dans la matrice ce qui est principalement dû au processus broyage-calcination.

#### IV. CONCLUSION

A partir des résultats obtenus dans cette étude, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- La SSB des kaolins augmente linéairement avec le temps de broyage et par conséquent leurs indices granulométriques diminuent, sauf pour le temps de broyage de 240 min où une légère augmentation est observée en raison de l'effet d'agglomération.
- La calcination n'a pas entraîné des modifications majeures sur les caractéristiques de finesse des kaolins. La SSB des MKs est presque inchangées, cependant, leurs indices granulométriques ont été nettement augmentés du fait de la tendance à l'agrégation des particules déshydroxylées.
- La consommation de chaux, mesurée par les tests chimiques de Frattini, de Chapelle modifiée et de chaux saturée, a nettement augmenté avec l'augmentation de la SSB des MKs. On peut conclure que la finesse favorise la réaction chimique directe entre le MK et la chaux dans tout ces systèmes, malgré leurs différences en termes de température, de temps et du rapport MK-chaux.
- L'incorporation de 15% de MK améliore la résistance à la compression des mortiers. Cependant, l'augmentation de la finesse des MKs ne semble bénéfique, car la résistance demeure inchangée.
- Les tests chimiques sont plus sensibles à la SSB du MK que le test de résistance à la compression.



## REFERENCES

- Avet, F., Snellings, R., Diaz, AA., Ben Haha, M., Scrivener, K. (2016). Development of a new rapid, relevant and reliable (R<sup>3</sup>) test method to evaluate the pozzolanic reactivity of calcined kaolinitic clays. *Cement and Concrete Research*. 85, 1-11. <http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconres.2016.02.015>
- Bich, C., Ambroise, J., Pera, J. (2009). Influence of degree of dehydroxylation on the pozzolanic activity of metakaolin. *Applied Clay Science*. 44, 194-200. <https://doi.org/10.1016/j.clay.2009.01.014>
- Shvarzman, A., Kovler, K., Grader, GS., Shter, GE. (2003). The effect of dehydroxylation/amorphization degree on pozzolanic activity of kaolinite. *Cement and Concrete Research*. 33, 405-416. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(02\)00975-4](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(02)00975-4)
- Donatello, S., Tyrer, M., Cheeseman, CR. (2010). Comparison of test methods to assess pozzolanic activity. *Cement and Concrete Composites*. 32, 121-127. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2009.10.008>
- Siline M. (2016). Étude de l'endurance des matériaux composites sous l'effet de changement des températures dans les conditions extrêmes.(Cas: Performances des matériaux pouzzolaniques). Thèse de Doctorat, Université de M'sila, Algérie.
- Dong, O., Weiting, X., Tommy, YL., Janet, FCS. (2011). Increasing mortar strength with the use of activated kaolin by-products from paper industry. *Construction and Building Materials*. 25, 1537-1545. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.08.012>
- Siline, M. (2017). Processing, effect and reactivity assessment of artificial pozzolans obtained from clays and clay wastes: A review. *Construction and Building Materials*. 140, 10-19. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.02.078>
- Mehsas, B., Siline, M., Zeghichi, L. (2021). Development of supplementary cementitious materials from Algerian kaolin: elaboration of metakaolin and assessment of pozzolanicity. *Innovative Infrastructure Solutions*. 6,50. <https://doi.org/10.1007/s41062-020-00444-2>
- Yanguatin, H., Ramírez, JH. Tironi, A., Tobon, JI. (2019). Effect of thermal treatment on pozzolanic activity of excavated waste clays. *Construction and Building Materials*. 211, 814-823. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.03.300>
- Mitrovic, A., Zdujic, M. (2014). Preparation of pozzolanic addition by mechanical treatment of kaolin clay. *International Journal of Mineral Processing*. 132, 59-66. <http://dx.doi.org/10.1016/j.minpro.2014.09.004>
- Vizcayno, C., De Gutiérrez, RM., Castello, R., Rodriguez, E., Guerrero, CE. (2010). Pozzolan obtained by mechanochemical and thermal treatments of kaolin. *Applied Clay Science*. 49, 405-413. <https://doi.org/10.1016/j.clay.2009.09.008>
- Liu, Y., Lei, S., Lin, M., Li, Y., Ye, Z., Fan, Y. (2017). Assessment of pozzolanic activity of calcined coal-series kaolin. *Applied Clay Science*, 143, 159-167. <http://dx.doi.org/10.1016/j.clay.2017.03.038>

## L'influence de l'addition minérale sur des bétons autoplaçants et leur comportement vis-à-vis du rapport E/L

Zina DJEBBARI <sup>1</sup>, Said GRAIRIA <sup>2</sup>

<sup>1</sup>Laboratoire des mines ; université larbi Tebessé - Tebessa

<sup>2</sup>Laboratoire de Génie Civil et Hydraulique LGCH. Université de 8 mai 45 Guelma

**RESUME** Le présent travail est une première étape faisant partie de notre étude de recherche sur l'influence des paramètres de composition sur le comportement des bétons autoplaçants (BAP). Il concerne l'étude de l'effet de la substitution partielle du ciment par la fumée de silice et l'influence du rapport eau sur liant équivalent (ciment ; filler de calcaire et 8% de fumé de silice) varie de 0,41 à 0,33 d'un pas de 0,02 sur le comportement du BAP à l'état frais et à l'état durci. Plusieurs essais ont été réalisés tels que l'étalement, le ressuage, la capacité de passage, la capacité de remplissage la résistance à la ségrégation, les résistances mécaniques, afin de déterminer les rôles joués par les différents constituants susceptibles d'entrer dans la formulation d'un BAP à base de matériaux locaux. Les résultats obtenus offrent une large perspective pour optimiser les BAP en l'est de l'Algérie, notre étude a permis de cerner une formulation optimale de béton autoplaçant répondant aux critères rhéologiques et mécaniques.

**Mots-clés:** bétons autoplaçants, E/Léq, écoulement, la capacité de remplissage la résistance à la ségrégation, la résistance mécanique

### I. INTRODUCTION

Les bétons autoplaçants (BAP) ont été utilisés pour la première fois au Japon vers la fin des années 1980 afin d'améliorer la rentabilité de la construction, d'assurer constamment une mise en place correcte avec un béton de qualité et de diminuer les nuisances sonores ; Ils présentent en effet une possibilité de bétonner des zones fortement ferrillées ou à géométrie complexe et une diminution du temps et de personnel lors de la mise en place et réduction des coûts des processus industriels, l'objectif de ce travail est l'étude de l'influence de l'addition minérale sur des bétons autoplaçants à l'état frais et durci et leur comportement vis-à-vis du rapport Eau/Léq et cela en le faisant varier de 0,33 jusqu'à 0,41 par pas de 0,02 Les résultats de notre étude aideront à se faire une idée plus précise sur les valeurs de résistance mécanique obtenues avec ces nouveaux bétons et à cerner la différence entre BAP et béton ordinaire (BO) en adoptant une formulation optimale.

## II. MATERIAUX ET PROCEDURES

### II.1. CIMENT

Pour tous l'ensemble des cinq mélanges élaborés, nous avons utilisé un seul type de ciment de classe CPJ-CEM II/42.5A provenant d'une unique livraison de la cimenterie de Hdjar Essoud (Wilaya de Skikda). Présentant une résistance moyenne à 28 jours de 43 MPa conformément à la norme NF EN 196-1. Sa surface spécifique est 3480 cm<sup>2</sup>/g, sa masse volumique absolue est 3.1 g/cm<sup>3</sup>. La composition chimique de ce ciment sont données dans le tableau 1.

TABLEAU 1. Exemple

	CaO	Si O <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	MgO	K <sub>2</sub> O	Na <sub>2</sub> O	S O <sub>3</sub>	PAF	MnO
CPJ CEM II/A 42,5 (C)	58.59	24.92	6.58	3.65	1.21	0.85	0.08	2.17	1.7	/

### II.2. LES FILLERS CALCAIRES

Les fillers calcaires ont été utilisés comme complément à la phase fine du béton. Ils proviennent de la carrière d'Ain Touta (Wilaya de Batna) et sont de même nature minéralogique que les graviers utilisés. Selon les données disponibles, ils sont composés à plus de 80% de calcites.

### II.3. GRANULATS

Les granulats utilisés sont des granulats calcaires concassés à granulométrie continue, provenant de la même carrière d'Ain Touta (Wilaya de Batna), et un sable de mer siliceux, provenant de la sablière (région de Etarf). Le tableau 2 donne les caractéristiques des granulats pour l'ensemble de nos compositions.

TABLEAU 2. Caractéristiques physiques des différents granulats

	Sable de mer	Sable de carrière	Gravier	Gravier
Classe	0/2	0/3	4/8	8/16
Nature	Siliceux	Calcaire	Calcaire	Calcaire
Masse volumique absolue (g/cm <sup>3</sup> )	2,66	2,62	2,63	2,63
Absorption (%)	0.9	0.7	0.28	0.27

### II.4. LE MEDAPLAST HP (FUMÉE DE SILICE)

La fumée de silice (Medaplast HP) est utilisée pour remplacer 8,0 % en masse de ciment. La plupart des normes et codes recommandent l'utilisation de cette fumée de silice comme additif pour le remplacement d'environ 5 à 10 % en masse du ciment. La fumée de silice incorporée est une pouzzolane sous forme de poudre fine très active.

**II.5. ADJUVANT :** Le super plastifiant utilisé se présente sous forme liquide (MEDAFLOW 30) compatible avec tous les types de ciment, provenant de la société Granitex.

### III. COMPOSITIONS DES BETONS

Pour l'étude de la formulation du béton ordinaire (notes BO), nous avons utilisé la méthode de Faury. Lors de cette étude, nous avons admis que le type de béton recherché est destiné au coulage d'éléments de structures et mis en place par vibrations (affaissement au cône d'Abrams de l'ordre de 5 à 9cm) avec un dosage en ciment de 400kg/m<sup>3</sup>.

La formulation des BAP a été faite d'après AFGC (Association Française de Génie Civil) plusieurs mélanges sont préparés en variant (E/L<sub>eq</sub>) de 0,41 à 0,33 d'un pas de 0,02) et le dosage en superplastifiants reste constant, leurs compositions sont indiquées au tableau 3.

**TABLEAU 3 compositions et paramètres de formulation des bétons d'étude.**

<b>Composition (kg/m<sup>3</sup>) et Paramètres de Formulation</b>	<b>BAP<sub>1</sub></b>	<b>BAP<sub>2</sub></b>	<b>BAP<sub>3</sub></b>	<b>BAP<sub>4</sub></b>	<b>BAP<sub>5</sub></b>	<b>BO</b>
Ciment	368	368	368	368	368	400
Fillers calcaires	100	100	100	100	100	-
Medaplast HP	32	32	32	32	32	-
Sable de mer S <sub>R</sub>	570	570	570	570	570	570
Sable de carrière S <sub>c</sub>	243	243	243	243	243	243
Gravillons 4/8	328	328	328	328	328	379
Gravillons 8/16	492	492	492	492	492	567
Medaflo 30	8	8	8	8	8	-
Eau efficace	205	195	185	175	165	214
Rapport G/S	1,008	1,008	1,008	1,008	1,008	1,163
Rapport E/L <sub>eq</sub>	0,41	0,39	0,37	0,35	0,33	0,53

#### III.1. ESSAIS SUR BETONS FRAIS

La caractérisation à l'état frais des bétons s'est limitée aux essais recommandés par l'Association française de génie civil (AFGC 2000), à savoir l'étalement au cône,

L'écoulement à la boîte en L et la stabilité au tamis pour vérifier la résistance à la ségrégation et la viscosité.



FIGURE 1..Essai d'étalement



FIGURE 2.Essai Boite en L



FIGURE 3.Essai stabilité au tamis

### III.2. ESSAIS SUR BETONS DURCI

La résistance mécanique (en compression et en traction par fendage) est une caractéristique essentielle du matériau béton et l'un des paramètres fondamentaux de notre étude. Par conséquent, son évolution a été suivie pour toutes les formulations de béton étudiées dans ce projet. Les échantillons utilisés pour déterminer la résistance mécanique en compression et en traction par fendage des différents bétons étudiés sont des éprouvettes cylindriques de diamètre 16 cm et de hauteur 32 cm. Une fois démoulées, elles sont conservées dans l'eau jusqu'à l'échéance déterminée (7, 14, 28 jours).



FIGURE 4.Ecrasement des cylindres en compression.

## IV. RESULTATS ET ANALYSES

### IV.1. ETAT FRAIS

Les réponses des tests de caractérisation sur les bétons confectionnés sont présentées dans le Tableau 4.

**TABLEAU 4 : caractérisation des bétons d'étude (BAP et BO)**

Bétons	BAP <sub>1</sub>	BAP <sub>2</sub>	BAP <sub>3</sub>	BAP <sub>4</sub>	BAP <sub>5</sub>	BO
Essais						
Affaissement (cm)	-	-	-	-	-	8
Étalement au cône (cm)	73	72	70,5	69,5	64,5	-
Boite en L (H <sub>2</sub> /H <sub>1</sub> )	0,87	0,86	0,84	0,80	0,41	-
Stabilité au tamis (%)	17,04	13,65	8,62	5,87	4,35	-
Entonnoir (V Funnel) (s)	8	8,4	9,2	13,4	24,3	-

Sur l'étalement au cône nous pouvons constater que l'ensemble des bétons autoplaçants respectent le critère d'étalement (**Figure5**) l'auréole de laitance à la périphérie des galettes de béton était absente ou très faible (de 1 à 2 mm). De plus, les gros granulats ont toujours été entraînés correctement par la matrice cimentaire et ne sont pas restés amoncelés au milieu des galettes de béton. Sur la consistance du béton ordinaire (vibre) : aucune condition n'avait été fixée au préalable.

La classe d'affaissement obtenue est la classe S2 (béton plastique : de 5 à 9 cm d'après la norme NF EN 206-1). Sur la ségrégation dynamique (boite en L) des BAP, le plus important dans l'essai est que le béton testé s'écoule à travers les armatures correctement. Sur ce point, tous les BAP présentent des taux de remplissage supérieur à 0,8 sauf le BAP<sub>5</sub> (0,41) (**Figure6**)

Sur la ségrégation statique (essai au tamis), seuls les BAP<sub>2</sub>, BAP<sub>3</sub>, BAP<sub>4</sub>, BAP<sub>5</sub> qui ont un taux de ségrégation inférieur à 15 %, synonyme d'une stabilité correcte (**Figure 7**). concernant l'écoulement à l'entonnoir seuls les BAP<sub>1</sub>, BAP<sub>2</sub>, BAP<sub>3</sub> et le BAP<sub>4</sub> qui ont un temps d'écoulement compris entre 8 et 14 s, résultats conformes à ce que l'on peut attendre d'un béton autoplaçant (**Figure8**).

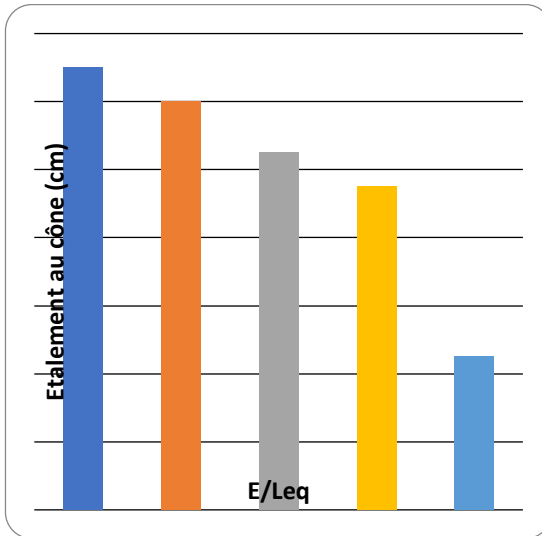


FIGURE 5. étalement au cône d’Abrams

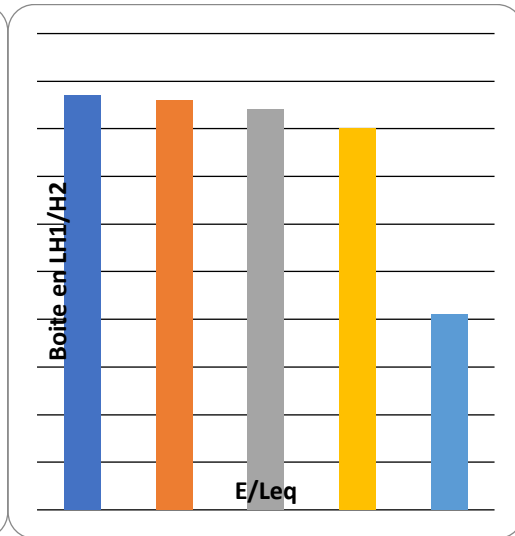


FIGURE 6. fluidité des différents bétons

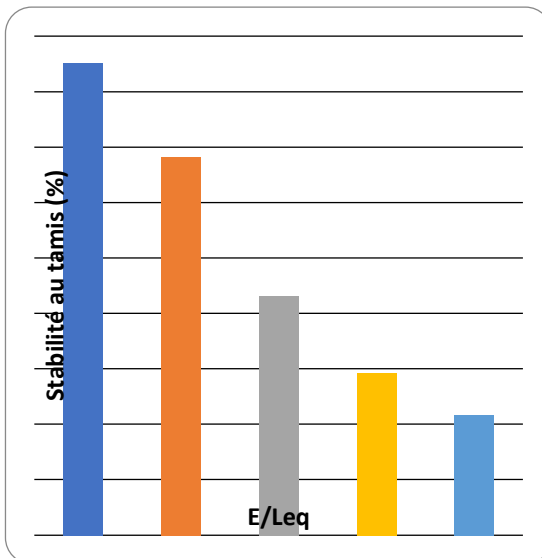


FIGURE 7. Stabilité au tamis

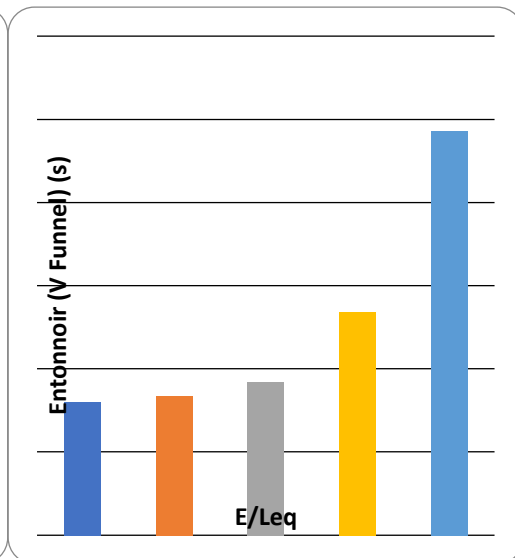


FIGURE 8. écoulement à l’entonnoir (V funnel)

On remarque que la diminution de  $E/L_{eq}$  a influé positivement sur la stabilité et la résistance à la ségrégation dynamique pour la majorité des BAP, car seuls les BAP<sub>5</sub> qui ne respecte pas le critère de l’écoulement à la boîte en L, et donc la stabilité à la résistance à la ségrégation statique et au ressuage des BAP dont les rapports  $E/L_{eq} = 0,33 ; 0,35 ; 0,37$  et  $0,39$  qui ont un taux inférieur à 15 % synonyme d’une stabilité correcte .Par contre les BAP correspondant aux rapports  $E/L_{eq} = 0,41$  présente la particularité d’engendrer une mauvaise stabilité vis-à-vis de l’écoulement . On remarque aussi que seuls les BAP de rapports  $E/L_{eq} = 0,39 ; 0,37 ; 0,35$  et  $0,33$  qui ont un temps d’écoulement compris entre 8 et 14 s, synonyme d’un écoulement correcte.

#### IV.1. ETAT DURCI

##### IV.1.1. INFLUENCE DU RAPPORT (E/LEQ) SUR LA RESISTANCE A LA COMPRESSION

Le paramètre le plus communément utilisé pour prévoir la résistance en compression est le rapport eau/liant équivalent, la résistance d'un béton bien compacté apparaît comme étant inversement proportionnelle au rapport eau/ciment (Neville 2000). L'évolution des résistances à la compression en fonction du rapport  $E/L_{eq}$  est schématisée par la figure 9. Cette figure montre que la diminution du rapport  $E/L_{eq}$  influe significativement sur la résistance en compression.

**TABLEAU 5 : Résistance à la compression sur éprouvette 16 x 32 cm exprimées en MPa**

Paramètres de compositions et résistances à la compression		Bétons			
		BAP <sub>2</sub>	BAP <sub>3</sub>	BAP <sub>4</sub>	BO
(E/L <sub>eq</sub> )		0,39	0,37	0,35	0,53
Résistance à la compression (MPa)	7 jours	28,5	32,5	36,4	27,4
	14 jours	36,3	41	50,2	34,1
	28 jours	41,3	43,6	54,3	36,4

On constate pour le BAP4 ( $E/L_{eq} = 0,35$ ) un gain de résistance en compression de 27 % et 12 % par rapport à celles des BAP2 ( $E/L_{eq} = 0,39$ ) et BAP 3 ( $E/L_{eq} = 0,37$ ) respectivement à 7 jour, à 28 jours le BAP de rapport  $E/L_{eq} = 0,35$  présente des augmentations en résistance de 31 % et 24 % par rapport à celles des BAP aux rapports  $E/L_{eq}$  de 0,39 et 0,37 respectivement. Les compositions ne diffèrent que par ce rapport et contiennent toutes le même volume de pâte. Il est avéré que le rapport  $E/L_{eq}$  est un des facteurs les plus influents sur les résistances en compression.

La Figure 10 montre que pour des BAP avec des volumes de pâte relativement élevés comme ceux que nous avons testés, l'influence du rapport  $E/L_{eq}$  est comparable à celle obtenue par d'autres auteurs sur des BV (de Larrard et al., 1992), (kolas et al., 2005)



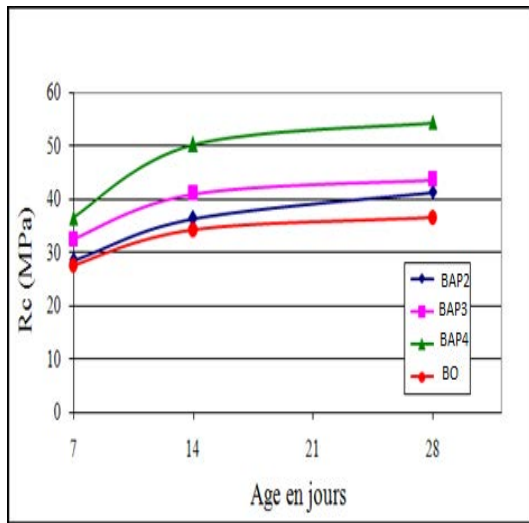


FIGURE 9. Evolution de la résistance à la compression dans les temps

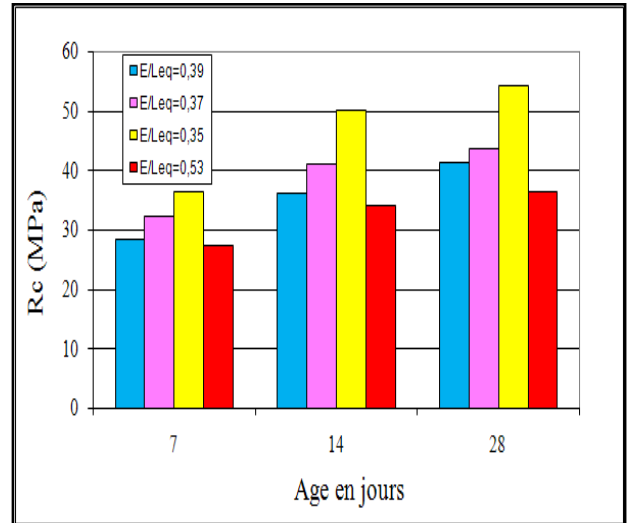


FIGURE 10. Influence du rapport E/Leq sur la résistance à la compression

IV.1.1. INFLUENCE DU RAPPORT (E/LEQ) SUR LA RESISTANCE A LA TRACTION PAR FENDAGE

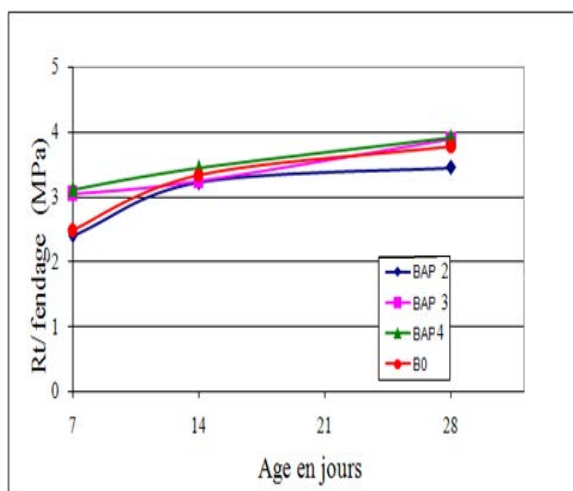
L’essai de traction par fendage est effectué sur une éprouvette cylindrique 16 x 32 cm en utilisant un dispositif convenable. Trois éprouvettes pour chaque type de BAP et trois autres pour le BO sont testées pour chaque échéance d’âge, les résultats obtenus sont rassemblés dans le Tableau 6 .

TABLEAU 6 Résistance à la compression

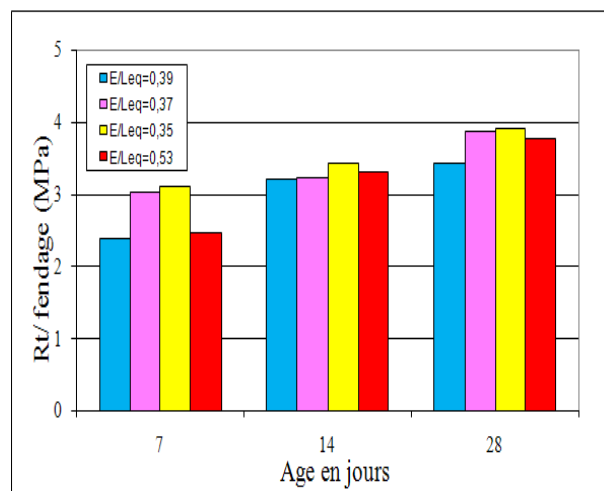
Paramètres de compositions et résistances la traction par fendage		Bétons			
		BAP <sub>2</sub>	BAP <sub>3</sub>	BAP <sub>4</sub>	BO
(E/Leq)		0,39	0,37	0,35	0,53
Résistance à la traction par fendage (MPa)	7 jours	2,39	3,04	3,11	2,47
	14 jours	3,21	3,23	3,44	3,32
	28 jours	3,44	3,88	3,91	3,37

On remarque que la résistance à la traction par fendage du BO (ou BV) est inférieure à celle du BAP<sub>4</sub> à la même échéance d’âge (28 jours). Ceci s’explique que l’introduction des ultrafines et du superplastifiant a joué un rôle complémentaire, par rapport à la réduction de la teneur en eau, sur cette déférence et même sur l’augmentation des résistances des BAP.

L’histogramme de la Figure 12 montre l’augmentation des résistances à la traction par fendage à 7 jours, 14 jours et 28 jours et cela est du à un diminution de la teneur en eau (c.à.d de E/Leq) de 0,39 à 0,35 .



**Figure 11 :** Evolution de la résistance à la traction dans les temps



**Figure 12 :** Influence du rapport  $E/L_{eq}$  sur la résistance à la traction

## CONCLUSIONS

Dans le but d'étudier l'effet du rapport  $E/L_{eq}$ , une méthode de formulation basée sur la réduction de la teneur en eau a été mise au point. L'influence de ce paramètre de composition sur les propriétés mécaniques des cinq BAP formulés à partir de cette méthode a été étudiée.

Il est visible que l'on obtient de bons bétons en termes de résistances mécaniques dues essentiellement à :

- Une diminution de la porosité (c.à.d. réduction du rapport  $E/L_{eq}$  et défloculation des grains de ciment en fluidifiant le mélange par une forte adjuvantage).
- Au dosage élevé en fines (fillers calcaires : 25 % de la masse du ciment), ainsi que l'introduction des ultrafines (Medaplast HP ou fumée de silice : 8 % de la masse du ciment), qui comblent les micros vides inter granulaires et améliore la fluidité à l'état frais.
- La diminution du rapport  $E/L_{eq}$  influe significativement sur la résistance en compression. Le BAP4 de rapport  $E/L_{eq} = 0,35$  présente la particularité d'engendrer les meilleures performances mécaniques en terme de résistances aux différentes échéances.
- En général, la résistance à la traction des BAP est légèrement supérieure à celle du BO.
- L'utilisation des fines calcaires dans la formulation des BAP génère une accélération de sa résistance en compression aux jeunes âges.

Cela étant la meilleure façon d'assurer et d'atteindre au mieux les propriétés rhéologique et les performances mécaniques visées d'un béton autoplaçant aux états frais et durcis, est sans doute d'attacher une importance toute particulière à l'influence de ce paramètre  $E/L_{eq}$  de composition et aboutir à une formulation optimale débouchant sur une performance mécanique meilleure.

**REFERENCES**

- [1] H. Okamura, K. Ozawa Mix-design for self-compacting concrete, *Concr Libr JSCE*, 25, 107–20. 1995
- [2] A. Boudchicha, J. Gallias L. et Mezghiche B., Utilisation d'une nouvelle approche méthodologique pour l'évaluation de l'effet des additions minérales sur les propriétés des mélanges cimentaires, Colloque CMEDIMAT Oran, 06 et 07 Décembre, 2005.
- [3] K.Khayat, G. De Scutter. *Star 228-MRS .Mechanical properties of compacting concrete –* springer 2014, ISBN 978-3-319-03244-3.
- [4] Valcuende M, Parra C. Bond behaviour of reinforcement in self-compacting concretes. *Constr Build Mater* 2009;23:162–70.
- [5] ACI 234, Guide for the use of silica fume in concrete. American Concrete Institute. (2006)..
- [6] P. Helinckx, V. Boel, W. De Corte, G. De Schutter, P. Desnerck. Structural behaviour of powder-type self-compacting concrete: Bond performance and shear capacity *Engineering Structures* 48 (2013) 121–132
- [7] Domone P. L. et Jin J (1999)., Properties of mortar for self-compacting concrete. In: Skarendahl A, Petersson O, editors. *Proceedings of the 1st international RILEM symposium on self-compacting concrete*, 109–20.,
- [8] EFNARC, Specification and guidelines for self-compacting concrete. ISBN 0953973344. UK, 32(2002).
- [9] CEN. NBEN 12350 testing fresh concrete (parts 2, 5, 8, and 9). (2009/2010) EN 12350-2, Testing fresh concrete - Part 2: Slump Test. EN 12350-5, Testing fresh concrete - Part 5: Flow table test. EN 12350-8, Testing fresh concrete - Part 8: Self-compacting concrete - Slump-flow test. EN 12350-9, Testing fresh concrete Part 9: Self-compacting concrete – V-funnel test. EN 12350-10, Testing fresh concrete Part 10: Self-compacting concrete – L-box test.

# Effet du stéarate de calcium sur la microstructure de mortier à base d'acétate de cellulose

Joe Tannous<sup>1,2</sup>, Thouraya Salem<sup>1,2</sup>, Othman Omikrine-Metalssi<sup>2</sup>, Teddy Fen-Chong<sup>2</sup>

<sup>1</sup> ESITC-Paris, 79 avenue Aristide Briand, 94110 Arcueil, France

<sup>2</sup> Univ Gustave Eiffel, Cerema, UMR MCD, F- 77454 Marne-la-Vallée, France

**RESUME** Les mégots de cigarette représentent l'un des déchets les plus dangereux pour l'Homme, ainsi que pour l'environnement. Contenant diverses matières toxiques, les chercheurs étudient différentes possibilités de recyclage des mégots au lieu de l'incinération et l'enfouissement comme solution. Les mégots de cigarettes sont formés principalement de fibres d'acétate de cellulose (AC), un polymère à faible biodégradabilité. Cette étude présente une nouvelle solution pour recycler les fibres d'AC, pré-dépolluées par un procédé industriel, en les introduisant dans la composition des mortiers. En se basant sur une étude préliminaire, 1,3 % d'AC (en masse de sable) a été ajouté à deux séries de mortiers : une série avec superplastifiant et une autre sans ce dernier. Afin de réduire l'absorption importante d'eau par les fibres, un agent hydrophobe, le stéarate de calcium (SC), a été utilisé à différentes teneurs (0,5 %, 1 % et 1,5 % en masse du ciment) pour enrober les fibres d'AC. Nous avons trouvé antérieurement que l'ouvrabilité et les résistances mécaniques se dégradent avec l'addition de l'AC alors que l'ajout d'1 % de SC permet d'obtenir des valeurs optimales. Les effets microscopiques de l'ajout de l'AC et du SC sont ici étudiés. Les résultats montrent une distribution porale plurimodale avec l'ajout du SC et une diminution de la quantité de pores connectés.

**Mots-clefs** acétate de cellulose, recyclage, mortier, microstructure.

## I. INTRODUCTION

Le secteur de construction est confronté à des enjeux importants : d'une part l'agglomération en réponse à la croissance démographique, ainsi que, d'autre part la nécessité de relever défis environnementaux tels que le changement climatique, les émissions CO<sub>2</sub> et l'épuisement des ressources naturelles... D'après le rapport de la Banque Mondiale, la production de déchets dans le Monde augmentera de 70 % d'ici 2050 si des mesures d'urgence ne seront pas prises (Kaza et al. 2018). En 2018, environ 342 millions de tonnes de déchets sont produits dans le monde où le secteur de construction est responsable de 240 millions de tonnes (Haeusler et al. 2022). En effet, ce secteur consomme plus que 30 % des ressources naturelles (Saad, 2022). Cette filière représente 36 % de la consommation énergétique totale et elle est responsable de 39 % des émissions de CO<sub>2</sub> (IEA et UNEP 2020).

Le recyclage et l'utilisation de matériaux alternatifs sont devenus une nécessité surtout dans le domaine de la construction pour préserver la nature et l'Homme. La France doit s'impliquer dans ce défi vu que le secteur de bâtiment constitue seul 43 % des consommations énergétiques et génère 23 % des gaz à effet de serre (Ministère de la Transition écologique, 2022).

Cela a poussé les chercheurs à développer de nouveaux matériaux de construction alternatifs et durables, permettant d'effectuer des économies d'énergie, de valoriser les déchets et de répondre aux exigences environnementales.

Les mégots de cigarettes sont les déchets les plus fréquemment retrouvés dans l'environnement dans le Monde (Ribeiro et al., 2022). D'après « The Tobacco Atlas », la production mondiale de cigarettes a été estimée à environ 5,7 billions de cigarettes en 2016 (Drope et W. Schluger 2018) et pourra atteindre 9 billions en 2025 (Mackay, Eriksen, et Shafey, 2006). En France, cette production est de 10 000 tonnes par an constituant 1% de la consommation mondiale (Leymarie, Pandard, et Pradaud, 2019). La fumée de cigarettes contient plus de 7000 substances toxiques, les filtres de cigarettes sont conçus pour retenir ces substances. Le filtre d'une cigarette fumée contient environ 4000 substances chimiques toxiques, dont la nicotine (Rodgman et Perfetti, 2008). Les filtres de cigarettes sont constitués de 97 % d'acétate de cellulose (AC), un polymère naturel modifié à faible biodégradabilité (Kurmus et Mohajerani, 2020b).

Malgré la faible collecte de ce déchet, l'enfouissement et l'incinération ne se présentent pas comme les meilleures méthodes pour traiter les mégots de cigarettes puisqu'il s'agit de méthodes non durables et coûteuses (Kurmus et Mohajerani, 2020a).

Dans la littérature, les mégots de cigarettes ont été valorisés dans différents domaines avec des résultats encourageants. Ils ont été incorporés à divers taux dans des blocs cubiques de bétons (Luo et al., 2019). La ductilité des blocs a été améliorée en ajoutant les mégots alors que la résistance à la compression s'est affaiblie. Dans une autre étude l'ajout d'1 % de mégots de cigarettes en masse dans des briques en terre cuite a réduit la conductivité thermique de 15 % par rapport aux briques de référence (Kurmus et Mohajerani, 2021). En remplaçant les granulats par des mégots de cigarettes enrobés de bitume, la densité, la résistance à la compression et la conductivité thermique des briques ont diminué en augmentant le taux de remplacement alors que la porosité a augmenté (Mohajerani, Kadir, et Larobina 2016; Kurmus et Mohajerani, 2021).

Ces études montrent que les chercheurs ont commencé à s'intéresser à l'incorporation des mégots dans les matériaux de construction pour les alléger et modifier leurs propriétés mécaniques et thermiques. Mais, à notre connaissance, aucune étude n'a travaillé sur l'incorporation de fibres d'AC prétraitées industriellement dans des mortiers (à base de ciment Portland).

Le présent article est une poursuite de travaux antérieurs sur l'étude du potentiel de valorisation des fibres d'AC dépolluées industriellement par l'entreprise MéGO!. Après avoir été introduites précédemment dans des mortiers cimentaires sous forme de remplacement du sable (Tannous et al. 2022), dans cette étude les fibres d'AC sont utilisées sous forme d'ajouts à un taux de 1,3 % en masse du sable. L'étude précédente (Tannous et al. 2022) a montré une absorption importante d'eau des fibres. Dans (Salem et al. 2022) le stéarate de calcium (SC), un agent hydrophobe, a ainsi été ajouté à des taux de 0,5 %, 1% et 1,5 % en masse du ciment pour hydrophobiser les fibres. Afin de mieux comprendre les résultats d'ouvrabilité et les résultats mécaniques obtenus précédemment, l'objectif de cet article est d'étudier et d'analyser les effets microscopiques de

l'incorporation de l'AC et du SC dans des mortiers conçus avec et sans superplastifiant. La microscopie électronique à balayage (MEB) et la porosimétrie à mercure (MIP) ont été utilisées pour déterminer et caractériser la forme, la taille et la distribution porale.

## II. Matériaux et méthodes

### A. Matériaux

Les matériaux utilisés pour la fabrication des mortiers à base d'acétate de cellulose sont décrits ci-dessous.

- Sable normalisé conforme à la norme CEN EN 196-1, ISO 679, la taille des grains est 0/2 mm, de densité  $1713 \text{ kg.m}^{-3}$  et de porosité 38,63 %.
- Ciment CEM I 52.5 N CE CP2 NF conforme à la norme NF EN 196-1.
- Superplastifiant (SP) SikaViscoCrete Tempo 653 conforme à la norme EN 934-2, permettant d'améliorer l'ouvrabilité des mélanges.
- Stéarate de Calcium (SC), poudre blanche insoluble dans l'eau de la marque Thermo Fisher Scientific, de masse moléculaire 607,03 g/mol.
- Fibres d'acétate de cellulose (AC) fournies par l'entreprise MÉGO!. Les mégots sont traités dans un circuit fermé. Après leur collecte, les mégots sont triés, broyés puis dépollués par un solvant neutre qui est l'eau de pluie. Ils sont ensuite séchés et broyés de nouveau. Ces fibres se présentent comme des microfibrilles ayant un aspect cotonneux. Des essais au laboratoire ont permis de déterminer les principales caractéristiques physiques de ces fibres dont i) une masse volumique apparente sans et avec compactage respectivement  $39,3 \pm 3 \text{ kg/m}^3$  et  $65,2 \pm 2 \text{ kg/m}^3$ , ii) une porosité totale de 97 % et iii) une absorption d'eau après respectivement 1 min et 48 h d'immersion de  $500 \pm 146 \%$  et  $853 \pm 41 \%$ . Un tableau détaillé des caractéristiques de ces fibres figure dans (Tannous et al. 2022).

### B. Formulation et fabrication des mortiers

Après avoir effectué des essais préliminaires en utilisant les fibres d'AC sous forme de remplacement de sable, le taux optimal trouvé était 1,3 % en masse du sable (Tannous et al. 2022).

Dans cet article, les fibres d'AC sont utilisées sous forme d'ajout, le même taux de 1,3 % a été retenu pour éviter tout problème d'agglomération des fibres. Le rapport entre la quantité de sable et de ciment est de 3, tandis que le rapport entre la quantité d'eau et de ciment est de 0,5. Le taux de SP utilisé est de 3 % en masse du ciment, alors que le SC a été ajouté à des taux de 0,5, 1 et 1,5 % en masse du ciment afin de trouver le taux optimal. Les formulations étudiées sont présentées dans le tableau 1.

**TABLEAU 1.** Formulations étudiées

Désignation	Constituants
REF 0 SS	Sable (S), Ciment (C), Eau (E)

REF SS	S, C, E, 1,3% AC
REF AS	S, C, E, 1,3% AC, 3% SP
0,5 SC SS	S, C, E, 1,3% AC, 0,5% SC
0,5 SC AS	S, C, E, 1,3% AC, 0,5% SC, 3% SP
1 SC SS	S, C, E, 1,3% AC, 1% SC
1 SC AS	S, C, E, 1,3% AC, 1% SC, 3% SP
1,5 SC SS	S, C, E, 1,3% AC, 1,5% SC
1,5 SC AS	S, C, E, 1,3% AC, 1,5% SC, 3% SP

En se basant sur la littérature et sur la norme NF EN 196-1, un protocole de malaxage spécifique a été conçu. Avant malaxage, le SC est mélangé manuellement avec l'AC pendant 2 minutes afin de bien enrober les fibres et réduire ainsi leur absorption d'eau. Dans le malaxeur, l'eau, le ciment et le sable sont d'abord mélangés pendant 1 minute à une faible vitesse de 100 rpm. Après avoir raclé la paroi du bol, si le superplastifiant doit être ajouté, il sera introduit dans le mélange ; ceci va permettre au SP de réagir directement sur ciment, alors que s'il est ajouté au début du malaxage son efficacité est réduite puisque les particules de ciment ne sont pas encore dispersées. L'étape suivante consiste à introduire minutieusement les fibres d'AC couvertes par le SC. Après avoir mélangé pendant 1 minute à vitesse rapide de 300 rpm, la paroi du bol est raclée de nouveau. Finalement, le mélange est mixé de nouveau à 300 rpm pendant 1 minute. Des échantillons 4x4x16 cm<sup>3</sup> ont été fabriqués, démoulés après 48 h et stockés dans un réservoir d'eau à température contrôlée de 20 °C pour 28 j avant d'être testés.

### III. Résultats et discussion

#### A. Distribution des pores (MIP)

Des essais MIP (Fig.1 et Fig.2) ont été effectués sur 9 échantillons de mortiers à base d'AC (sans et avec SP) pour déterminer la distribution porale et l'évolution de la porosité après l'incorporation de l'AC et du SC en comparaison au mortier de référence REF 0 SS. Dans les Fig.1 et Fig.2 la variation du volume a été tracée en fonction de la taille des pores qui varie entre 3.6 nm et 430 µm.

Pour le mortier REF 0 SS, deux grands pics sont observés. Avec l'ajout d'AC et du SC, la distribution porale devient plus dispersée et hétérogène. La distribution des pores devient plurimodale avec l'ajout de l'AC et du SC, alors qu'elle était bimodale pour le mortier REF 0 SS (Tannous et al. 2022).

La porosité totale des mortiers varie peu, entre 14,5 et 17,4 % en raison de la morphologie des fibres très fins et pouvant se tasser dans le mélange (Tannous et al. 2022). Ainsi, pour les mélanges sans SP, 1,5 SC SS possède la porosité totale la plus faible égale à 14,5 % (proche de la valeur de REF SS égale à 14,6 %). La porosité totale de ces mélanges avec SC diminue en augmentant le taux de SC. Alors que pour les mélanges avec SP, la porosité totale la plus faible est obtenue pour 1 SC AS. Cette différence de variation de porosité avec celle du taux de SC, indique que ce dernier

modifie les caractéristiques des pores (Cui et al. 2018). Dans leur article, en se basant sur la microstructure (dimension des pores, porosité), le taux d'1 % de SC est considéré optimal. Pour un même taux de SC, en comparant les mélanges sans SP (Fig.1) à ceux avec SP (Fig.2), les mélanges avec SP ont une porosité légèrement plus élevée sauf pour 1 % SC (1 SC AS). De ce fait, il a été déduit que le SC en présence du SP affecte la microstructure en augmentant légèrement la macroporosité. Sur les Fig. 1 et Fig. 2 on observe une diminution du volume de certains pores capillaires (pic entre 30 et 300 nm) de 0,1 mL/g pour la référence REF 0 SS à des valeurs inférieures à 0,04 mL/g pour les autres mélanges. Ce constat montre la réduction de la quantité des pores connectés dans la gamme des pores capillaires. (Chen, Liu, et Mu 2022) ont lié cela à l'ajout du SC. Dans notre étude, en plus du SC, cette réduction est due aussi à l'ajout des fibres d'AC. Dans l'étude menée précédemment (Tannous et al. 2022), on remarque qu'en augmentant le pourcentage de remplacement du sable par l'AC, le volume des pores entre 30 et 300 nm diminue progressivement.

En analysant la teneur des pores dans chaque catégorie, on observe qu'en ajoutant de l'AC seul, la quantité de pores capillaires ( $10\text{nm} < d < 1\mu\text{m}$ ) diminue par rapport à la référence REF 0 SS. L'ajout de l'AC a transformé les pores capillaires en pores de plus petites dimensions : micropores ( $d < 10\text{nm}$ ) et en pores de plus grandes dimensions : macropores ( $d > 1\mu\text{m}$ ). Dans (Tannous et al. 2022), une zone interfaciale de transition est créée autour des fibres dans la matrice cimentaire, ce qui peut expliquer la cause de cette variation de catégorie de pores. La présence du SC avec l'AC, donne aussi des valeurs de quantité pores capillaires inférieure à celles de REF 0 SS. L'étude menée par (Nemati Chari, Naseroleslami, et Shekarchi 2019) sur l'impact du SC sur les caractéristiques du béton a montré des résultats similaires pour les mélanges contenant du SC. (Maryoto et al. 2020) ont lié ce fait à la présence de constituant ressemblant à la cire produit par le SC et qui persiste à l'intérieur des pores capillaires pendant le processus d'hydratation, de sorte que le diamètre des pores capillaires devient plus petit en ajoutant le SC.

La dimension des pores a un impact significatif sur la résistance mécanique du mortier. Il existe une corrélation directe entre la taille des pores et la résistance mécanique (Martínez-García et al. 2022). En comparant REF 0 SS aux autres mélanges, la quantité de macropores ( $d > 1\mu\text{m}$ ) est la plus faible pour REF 0 SS, ce qui se présente comme l'une des raisons expliquant la diminution de la résistance à la compression ( $R_c$ ) après l'ajout de l'AC et du SC (Salem et al. 2022). Pour REF 0 SS,  $R_c$  est de  $44 \pm 0,9$  MPa. Cette valeur diminue de 40 % avec l'addition d'AC pour REF SS et REF AS. Avec l'ajout du SC,  $R_c$  diminue entre 29 % et 44 % par rapport REF 0 SS. (Cui et al. 2018) montrent dans leur étude que plus la quantité des pores ayant des grandes dimensions est importante plus l'effet négatif sur les résistances mécaniques est important. Les pores de grandes dimensions favorisent la formation des fissures.



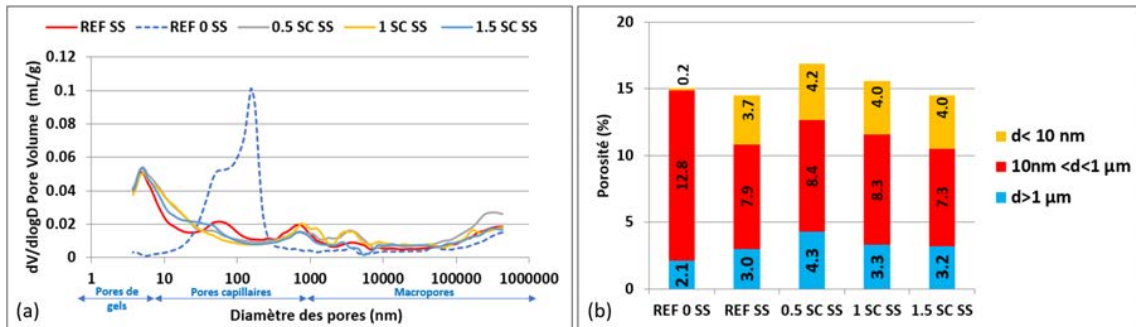


FIGURE 1. Distribution des pores et variation du volume des pores des mortiers sans SP

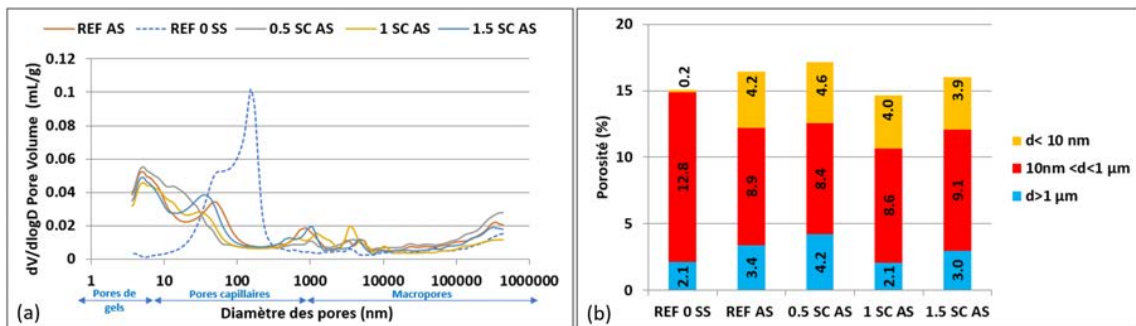


FIGURE 2. Distribution des pores et variation du volume des pores des mortiers avec SP

B. Microscopie électronique de balayage (MEB)

Des analyses microstructurales ont été menées sur les mortiers préparés avec SP. Les images de la Fig.3 correspondent à des observations représentatives des mortiers avec SP, AC et SC.

En comparant la microstructure des mélanges avec SC à celle de la REF AS (Fig.3a), on observe des agglomérats de SC (Fig.3c) qui ont contribué à la tendance à la réduction des pores capillaires (Fig 2b) . En effet, en raison de l’aspect cotonneux des fibres, le SC ne couvre pas totalement les fibres (Fig.3b). D’ailleurs en augmentant la quantité de SC, on observe des agglomérats d’AC et de SC.

On constate que le SC affaiblit la liaison entre les composants de la pâte de ciment, développant ainsi une zone de transition entre fibres d’AC et pâte cimentaire (Fig.3d). Cela augmente la quantité de vides et de pores validant ainsi les résultats obtenus en MIP pour les mortiers avec SP. La présence de zone de transition entre AC et matrice cimentaire explique la réduction de la résistance à la compression obtenue précédemment dans (Salem et al. 2022). (Chen, Liu, et Mu 2022) ont observé le développement de la zone de transition interfaciale (ITZ) après l’ajout du SC dans leurs mélanges.

Comme évoqué auparavant dans les études de (Naseroleslami et Nemati Chari 2019; Nemati Chari, Naseroleslami, et Shekarchi 2019), les résultats obtenus montrent de même que le SC en présence du SP a un effet négatif sur la microstructure : dans les mélanges contenant du SC (Fig.3b-c-d), la zone de transition fibre-matrice apparaît plus grande que celle dans le mélange de référence (Fig.3a) et la liaison entre les granulats de sable et la pâte de ciment paraît plus faible.

En plus, l’incorporation de SC entraîne la formation de fissures dans la pâte cimentaire ainsi que dans l’ITZ (Fig.3d) comme cela a été observé dans (Naseroleslami et Nemati Chari 2019).

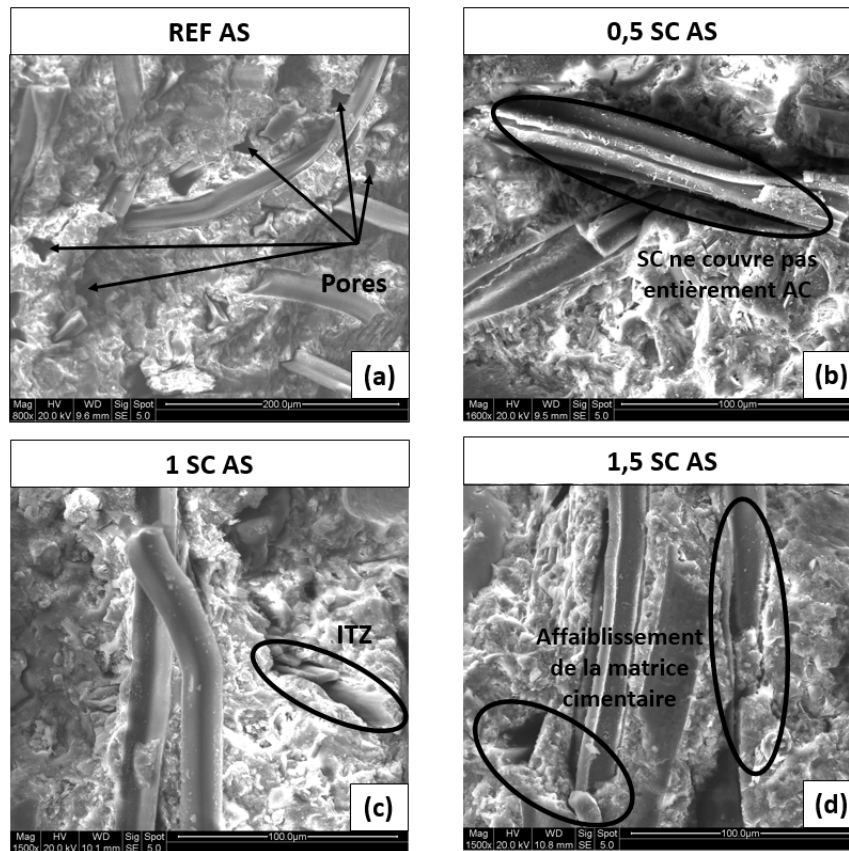


FIGURE 3. Images MEB des mortiers avec SP

#### IV. Conclusion

L'objectif de cet article est d'évaluer l'effet du stéarate de calcium, agent hydrophobe utilisé pour réduire l'absorption élevée des fibres d'AC, du superplastifiant et leur effet combiné, sur la porosité et la microstructure des mortiers incorporant 1,3 % en masse de sable de fibres d'AC. Les conclusions suivantes ont été tirées :

- La porosité des mortiers à base d'AC n'est pas significativement affectée après l'ajout du SC. La distribution porale est raffinée et devient plurimodale alors qu'elle était bimodale pour le mortier de référence REF 0 SS.
- Dans les mélanges avec et sans SP, l'ajout de l'AC et du SC contribue à la diminution de la quantité des pores capillaires par rapport au mortier de référence (REF 0 SS) ainsi qu'à la tendance à la diminution de la quantité des pores connectés par rapport au mortier avec AC et avec SP (REF AS) en raison de i) la présence du constituant similaire à la cire produit par le SC et ii) la présence de l'AC qui génère plus de pores dans la matrice cimentaire.
- Le SC a augmenté la zone de transition fibre-matrice créée par l'ajout d'AC. L'incorporation de SC est l'une des causes qui génère la formation de fissures dans la pâte cimentaire et dans l'ITZ, rendant cette dernière plus importante.

- Vis-à-vis de la porosité totale et de la quantité de pores supérieure à 1  $\mu\text{m}$ , la microstructure a confirmé, pour les mélanges avec SP, le taux optimal de 1 % de SC par rapport à la quantité de ciment. Ce taux a été identifié auparavant dans les résultats macroscopiques.

L'utilisation des fibres d'AC dans le domaine de construction se présente comme une idée innovante qui pourrait contribuer à la réduction des déchets des mégots de cigarettes dans le monde. Les résultats obtenus jusqu'à présent montrent que, dans des mortiers, 1,3% en masse de sable est un taux d'AC qui donne des résistances mécaniques acceptables par rapport à la référence tout en affectant peu la microstructure. Prenant compte de l'absorption d'eau par ces fibres, l'utilisation d'un agent hydrophobe comme le stéarate de calcium pour enrober la superficie des fibres est indispensable mais non suffisante, ainsi que l'utilisation de SP est importante pour améliorer l'ouvrabilité des mélanges. Dans les prochaines formulations, il est intéressant de comparer les mélanges déjà effectués à des mélanges sans AC, avec SC, sans et avec SP. Il est intéressant de même d'étudier l'isolation thermique des mortiers à l'égard de cet ajout.

## REFERENCES

- Chen, Ruixing, Jiaping Liu, et Song Mu. 2022. « Chloride Ion Penetration Resistance and Microstructural Modification of Concrete with the Addition of Calcium Stearate ». *Construction and Building Materials* 321 (février): 126188. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.126188>.
- Cui, Yong, Dongmin Wang, Jihui Zhao, Duanle Li, Serina Ng, et Yafeng Rui. 2018. « Effect of Calcium Stearate Based Foam Stabilizer on Pore Characteristics and Thermal Conductivity of Geopolymer Foam Material ». *Journal of Building Engineering* 20 (novembre): 21-29. <https://doi.org/10.1016/j.job.2018.06.002>.
- Drope, Jeffrey, et Neil W. Schluger. 2018. *The Tobacco Atlas*. Sixth. Atlanta, Georgia 30303 USA: RR Donnelley.
- Haeusler, Laurence, Juliette Talpin, Mathieu Hestin, et Christian Mathery. 2022. « Déchets chiffres-clés. L'essentiel 2021 ». France.
- IEA, et UNEP. 2020. « Global Alliance for Buildings and Construction ». Paris.
- Kaza, Silpa, Lisa C. Yao, Perinaz Bhada-Tata, et Frank Van Woerden. 2018. *What a Waste 2.0: A Global Snapshot of Solid Waste Management to 2050*. Washington, DC: World Bank. <https://doi.org/10.1596/978-1-4648-1329-0>.
- Kurmus, Halenur, et Abbas Mohajerani. 2020a. « A Continuation Study on Recycling Cigarette Butts in Fired Clay Bricks ». School of Engineering, RMIT University.
- — —. 2020b. « The Toxicity and Valorization Options of Cigarette Butts ». *Waste Management* 104 (mars): 104-18. <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2020.01.011>.
- — —. 2021. « Energy Savings, Thermal Conductivity, Micro and Macro Structural Analysis of Fired Clay Bricks Incorporating Cigarette Butts ». *Construction and Building Materials* 283 (mai): 122755.
- Leymarie, Anna, Pascal Pandard, et Isabelle Pradaud. 2019. « Etude des filières de recyclage des mégots de cigarettes ». INERIS-DRC-18-177385-09634B.
- Luo, Tao, Zhaojing Zhang, Jinliang Zhang, Chaowei Sun, et J. I. Yanjun. 2019. « Experimental Study on Uniaxial Compressive Strength of Concrete Incorporated with Cigarette Butts ». In *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 233:052030. IOP Publishing.

- Mackay, Judith, Michael Eriksen, et Omar Shafey. 2006. « The Tobacco Atlas, 2nd American Cancer Society ». Atlanta, GA.
- Martínez-García, Rebeca, M. I. Sánchez de Rojas, P. Jagadesh, Fernando López-Gayarre, Julia M. Morán-del-Pozo, et Andrés Juan-Valdes. 2022. « Effect of Pores on the Mechanical and Durability Properties on High Strength Recycled Fine Aggregate Mortar ». *Case Studies in Construction Materials* 16 (juin): e01050. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2022.e01050>.
- Maryoto, Agus, Rachmad Setijadi, Arnie Widyaningrum, et Sugeng Waluyo. 2020. « Drying Shrinkage of Concrete Containing Calcium Stearate, (Ca(C<sub>18</sub>H<sub>35</sub>O<sub>2</sub>)<sub>2</sub>), with Ordinary Portland Cement (OPC) as a Binder: Experimental and Modelling Studies ». *Molecules* 25 (21): 4880. <https://doi.org/10.3390/molecules25214880>.
- Ministère de la Transition écologique. 2022. « Ministère de la Transition écologique ». Construction et performance environnementale du bâtiment. 2022. <https://www.ecologie.gouv.fr/construction-et-performance-environnementale-du-batiment>.
- Mohajerani, Abbas, Aeslina Abdul Kadir, et Luke Larobina. 2016. « A Practical Proposal for Solving the World's Cigarette Butt Problem: Recycling in Fired Clay Bricks ». *Waste Management* 52 (juin): 228-44.
- Naseroleslami, Ramin, et Mehdi Nemati Chari. 2019. « The Effects of Calcium Stearate on Mechanical and Durability Aspects of Self-Consolidating Concretes Incorporating Silica Fume/Natural Zeolite ». *Construction and Building Materials* 225 (novembre): 384-400. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.07.144>.
- Nemati Chari, Mehdi, Ramin Naseroleslami, et Mohammad Shekarchi. 2019. « The Impact of Calcium Stearate on Characteristics of Concrete ». *Asian Journal of Civil Engineering* 20 (7): 1007-20. <https://doi.org/10.1007/s42107-019-00161-x>.
- Ribeiro, Victor Vasques, Thaís Cândido Lopes, Mariana Amaral Dos Santos Pinto, Alain Alves Póvoa, Victor Rocha Corrêa, Gabriel Enrique De-la-Torre, Sina Dobaradaran, Dannielle Senga Green, André Salem Szklo, et Ítalo Braga Castro. 2022. « Cigarette Butts in Two Urban Areas from Brazil: Links among Environmental Impacts, Demography and Market ». *Environmental Research* 213 (octobre): 113730. <https://doi.org/10.1016/j.envres.2022.113730>.
- Rodgman, Alan, et Thomas A. Perfetti. 2008. *The Chemical Components of Tobacco and Tobacco Smoke*. CRC Press. <https://doi.org/10.1201/9781420078848>.
- Saad, Matthieu. 2022. « Potentiel des fibres végétales courtes dans l'amélioration du comportement mécanique des mortiers ». These de doctorat, Toulouse, INSA. <https://www.theses.fr/2022ISAT0013>.
- Salem, Thouraya, Joe Tannous, Sandrine Marceau, Othman Omikrine-Metalssi, et Teddy Fen-Chong. 2022. « Effet Du Stéarate de Calcium et d'additions Sur l'ouvrabilité et La Résistance Mécanique de Mortiers d'acétate de Cellulose ». *Academic Journal of Civil Engineering* 40 (1): 100-103. <https://doi.org/10.26168/ajce.40.1.25>.
- Tannous, Joe, Thouraya Salem, Othman Omikrine Metalssi, Sandrine Marceau, et Teddy Fen-Chong. 2022. « Study of the Effects of Incorporating Depolluted Cellulose Acetate in Mortars, with and without Superplasticizer, in View of Recycling Cigarette Butt Waste ». *Construction and Building Materials* 346 (septembre): 128492. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.128492>.

# Etude multi-échelle des transferts thermiques d'une paroi biosourcée : effet d'un épisode de fortes chaleurs sur la conductivité thermique.

S. Rosa Latapie <sup>1</sup>, N. Douk <sup>1</sup>, A. Abou-Chakra <sup>1</sup>, V. Sabathier <sup>1</sup>

<sup>1</sup> Université de Toulouse, INSA, UPS, LMDC (Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions), 135 avenue de Rangueil, 31 077 Toulouse Cedex 04, France

**RESUME** Le secteur du bâtiment doit aujourd'hui opérer une transition efficace et pérenne sur le plan environnemental tout en assurant un confort d'été du bâti. Les matériaux biosourcés peuvent répondre à ces enjeux mais leur caractérisation s'avère relativement chronophage. Dans ce contexte, nous proposons une nouvelle méthode de modélisation afin d'appréhender la variabilité de la conductivité thermique de ces matériaux vis-à-vis de la température. Celle-ci prend en compte la nature du squelette ainsi que la porosité de la particule végétale. Il s'agit donc de se positionner à une nouvelle échelle : celle du granulat. Une approche d'homogénéisation basée sur l'estimation de Mori-Tanaka, différente du schéma auto-cohérent couramment utilisé dans la littérature pour ces matériaux, nous permet de quantifier l'impact de la température sur la conductivité thermique particulaire. Une nouvelle homogénéisation est ensuite réalisée pour appréhender les effets de la température à l'échelle du matériau. Enfin cette étude a permis d'appréhender la pertinence des granulats végétaux, mis en œuvre en tant qu'isolant en vrac, vis-à-vis du confort d'été. Nos résultats mettent en avant l'intérêt de prendre en compte la température sur les performances thermiques des parois biosourcées. Ils pourront être exploités pour prédire le comportement d'une large gamme de bétons végétaux.

**Mots-clefs** Multi-échelle, biosourcé, thermique, modélisation, confort d'été

## I. INTRODUCTION

Les co-produits agricoles utilisés en tant que granulats dans les matériaux biosourcés ont la particularité de présenter une structure poreuse importante. En effet, de nombreux capillaires permettent d'assurer la circulation de la sève dans la tige de la plante, pendant sa phase de croissance. Après récolte et séchage, le granulat issu de la tige (moelle et/ou écorce selon les cas) présente alors un réseau capillaire rempli d'air. Cette porosité particulaire s'étend de près de 50% à plus de 95% selon le type de granulat considéré (Ratsimbazafy, 2022). Cette porosité ouverte, que l'on retrouve à l'échelle matériau, est le siège de transferts de masse d'eau lorsque l'humidité relative ambiante varie. Ce phénomène est à l'origine d'une augmentation de la conductivité thermique des bio-composites avec l'humidité relative, puisque l'eau est un meilleur conducteur

thermique que l'air (Samri, 2008) (Gourlay and Arnaud, 2010). Or, l'air présente également une variation significative de sa conductivité thermique en fonction de la température et de l'humidité relative (Tsilingiris, 2008). De plus, le squelette solide particulaire de ces agrégats végétaux est composé principalement de cellulose (Ratsimbazafy, 2022) dont la conductivité thermique dépend également de la température (Antlauf et al., 2021). Cette étude propose donc dans un premier temps de modéliser les effets de la température sur la conductivité thermique d'une particule végétale seule, puis dans un second temps à l'échelle macroscopique d'un agglomérat de particules (vrac) en considérant ces deux aspects.

Néanmoins, une première difficulté résidait dans le choix du modèle permettant d'appréhender l'impact de la température à l'échelle de la conductivité thermique particulaire. En effet, il est important de souligner que les méthodes de mesure actuelles ne permettent pas d'avoir accès à la valeur de conductivité thermique particulaire. Les valeurs que l'on trouve dans la littérature proviennent de méthodes inverses ou numériques (Cérézo, 2005) (Tran-Le et al., 2019). Enfin, la caractérisation thermique des granulats végétaux est en général réalisée sous conditions normées (23°C, 50%HR) ce qui limite la disponibilité des données sous d'autres conditions. Afin de lever ces différents verrous scientifiques, cette étude propose une nouvelle méthode de détermination de la conductivité thermique en se basant à une échelle microstructurale, celle de la particule végétale. Par ailleurs, le caractère hygroscopique des granulats végétaux nécessite en toute rigueur de considérer une phase d'eau adsorbée dès lors que l'on se place à une humidité relative non nulle. Nous avons pourtant choisi de considérer des particules sèches dans cette étude. Ceci présuppose deux cas de figure : soit les particules végétales sont placées dans un air ambiant à 0% d'HR (cas idéal non représentatif des conditions d'usage), soit la cinétique de sorption (Reuge et al., 2021) implique que l'état d'équilibre n'est pas atteint et que les molécules d'eau présentes dans l'air ambiant n'ont pas encore été fixées par le squelette solide. Cette simplification a du sens dans la mesure où l'étude s'intéresse ici à la conductivité thermique d'une paroi biosourcée sous des sollicitations caractéristiques d'une forte période de chaleur. L'hypothèse faite est également soutenue par un dernier élément. En effet, les relevés météorologiques de la canicule de 2003 en France métropolitaine ont montré des taux d'humidité relative de moins de 30% (Bessemoulin et al., 2004) (Cantat, 2005) (Wahl et al., 2005). Or, les phénomènes de sorption au niveau des granulats végétaux ont lieu à des humidités relatives moyennes (Lenormand et al., 2014) et les quantités d'eau adsorbée diminuent lorsque la température croît (Maalouf et al., 2015). Seule la variation d'humidité relative au niveau de l'air a donc été considérée ici.

Dans un premier temps, cet article expose les raisons qui ont conduit à considérer le granulat de chanvre d'une part et des modèles d'homogénéisation issus de la théorie d'Eshelby d'autre part. Ainsi une nouvelle méthode de détermination de la conductivité thermique d'une paroi biosourcée est présentée : il s'agit d'un modèle numérique qui s'appuie sur des données intrinsèques de la particule végétale. Ensuite, nous présentons les résultats récents de la littérature qui ont permis de proposer, via notre modèle, une projection de la variabilité de la conductivité thermique d'une paroi biosourcée en fonction de la température. Enfin, les résultats de cette étude multi-échelle sont discutés afin d'étudier la pertinence de prendre en compte l'impact de la température sur la conductivité thermique de ce type de paroi, notamment lors d'un épisode de

fortes chaleurs. A ce titre, les conditions particulières de forte chaleur et d'humidité relative faible sont considérées ici, correspondant à celles de la canicule de 2003 en Europe.

## II. MATERIAUX ET METHODES

### A. Choix du granulat étudié

Le granulat végétal choisi dans cette étude est la chènevotte. En effet, c'est le seul granulat pour lequel des valeurs de conductivité thermique particulaire sont disponibles dans la littérature (Cérézo, 2005) (Pham et al., 2012) (Dartois et al., 2017) et permettent de vérifier la cohérence de nos valeurs obtenues par homogénéisation. De plus, le modèle proposé nécessite des données d'entrées qui sont disponibles pour la chènevotte dans les travaux récents de (Ratsimbazafy, 2022). Il s'agit de la porosité particulaire et de la teneur en cellulose de son squelette solide.

### B. Choix du VER

Le schéma d'homogénéisation utilisé suppose de définir au préalable un Volume Élémentaire Représentatif pertinent. Ainsi, pour respecter le principe fondamental de « séparation d'échelle » et se positionner à une échelle suffisamment grande devant les hétérogénéités microstructurales, nous nous sommes placés à l'échelle d'une particule de chènevotte (dimensions de l'ordre du centimètre) puis à l'échelle du vrac (dimensions de l'ordre du décimètre). L'étude a été menée en considérant un VER bi-phasique, sans considérer l'eau adsorbée par le granulat végétal. La matrice (phase m) est constituée par le squelette solide de la particule végétale, les inclusions (pores, phase i) sont supposées sphériques (Jeancolas, 2018). Dans le cas du vrac, la matrice du milieu hétérogène est représentée par l'air inter-particulaire (phase m), les granulats végétaux constituent les inclusions (phase i) également supposées sphériques. L'anisotropie due à une orientation préférentielle des particules dans le vrac n'est pas étudiée ici.

### C. Choix du schéma d'homogénéisation

Le matériau hétérogène considéré, dans les deux cas de figure, est donc un composite de type « matrice + inclusions ». Or, la porosité des particules de chènevotte étudiée est de plus de 80 % (Ratsimbazafy, 2022) et le volume occupé par les granulats de chènevotte en vrac représente plus de 40% du volume total. Ainsi, la fraction volumique des inclusions, pour les deux VER considérés dans l'étude, est trop importante pour utiliser un schéma dilué (Jeancolas, 2018). Nous avons donc opté pour le schéma de (Mori and Tanaka, 1973) pour tenir compte de l'effet des inclusions entre elles. Ces dernières sont considérées sphériques et de même taille. Ainsi, selon la théorie classique d'Eshelby, le tenseur de conductivité thermique homogénéisé  $\Lambda_{\text{hom}}$  peut être ramené sous forme d'un scalaire comme suit :

$$\Lambda_{\text{hom}} = \lambda_{\text{hom}} \mathbf{I} \quad (1)$$

Où  $\mathbf{I}$  est le tenseur unitaire d'ordre 2 et  $\lambda_{\text{hom}}$  la conductivité thermique homogénéisée en  $\text{W.m}^{-1}.\text{K}^{-1}$ .

Avec :

$$\lambda_{\text{hom}} = \lambda_m + \frac{3f_i(\lambda_i - \lambda_m)\lambda_m}{(1 - f_i)\lambda_i + \lambda_m(2 + f_i)} \quad (2)$$

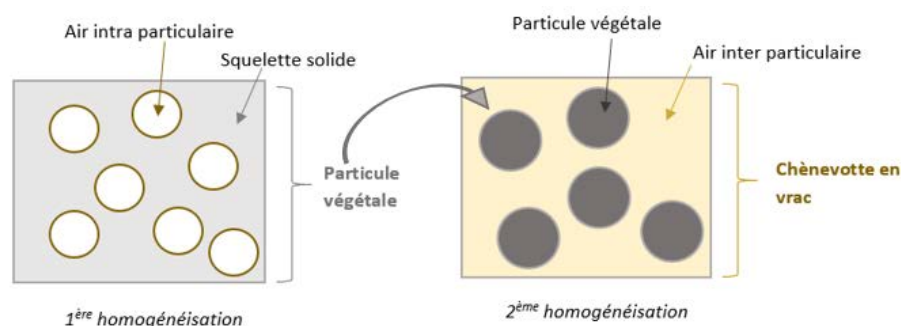
Où  $f_i$  est la fraction volumique des pores.

Les conductivités thermiques de la matrice et des inclusions sont respectivement notées  $\lambda_m$  et  $\lambda_i$  et s'expriment en  $W.m^{-1}.K^{-1}$ . A l'échelle de la particule, le squelette solide et les pores représentent respectivement la matrice et les inclusions,  $f_i$  est égale à la porosité particulaire. A l'échelle des granulats en vrac, l'air et les granulats végétaux représentent respectivement la matrice et les inclusions,  $f_i$  est le rapport entre le volume de chènevotte et le volume total du vrac.

Enfin, la valeur de conductivité thermique déterminée pour une particule de chènevotte à sec et sous  $20^\circ C$  a été prise comme valeur de référence et une extrapolation a été faite pour sa valeur sous d'autres conditions de température et d'humidité relative.

#### D. Nouvelle méthode de détermination de la conductivité thermique

La conductivité thermique  $\lambda_m$  de la matrice solide particulaire est difficile à appréhender. Seuls des travaux récents sur la cellulose (Antlauf et al., 2021) permettent d'évaluer la conductivité thermique de cette macromolécule et il est intéressant de noter qu'elle dépend de la température. En revanche, aucune donnée de la littérature n'est disponible sur la conductivité thermique de l'hémicellulose et la lignine, molécules également constitutives de la chènevotte. Sachant que la cellulose est le constituant majoritaire de la chènevotte (Mazhoud, 2017) (Ratsimbazafy, 2022), mais également le seul qui présente une structure cristalline, il est légitime de considérer qu'il participe majoritairement au phénomène de conduction thermique (Schick, 2011). Ainsi, nous avons fait l'hypothèse d'un squelette solide constitué exclusivement de cellulose pour déterminer la conductivité thermique  $\lambda_m$  de la matrice particulaire (squelette solide). Les valeurs obtenues sont de l'ordre de grandeur de celle estimée par méthode inverse par (Nguyen et al., 2016) ce qui nous permet de valider la cohérence de nos résultats pour la valeur de conductivité thermique du squelette solide (matrice). Ensuite, une validation a été faite à l'échelle de la particule végétale puis du vrac. Enfin, pour bien expliquer la méthode utilisée, le principe de la double homogénéisation réalisée est illustré dans la figure 1.

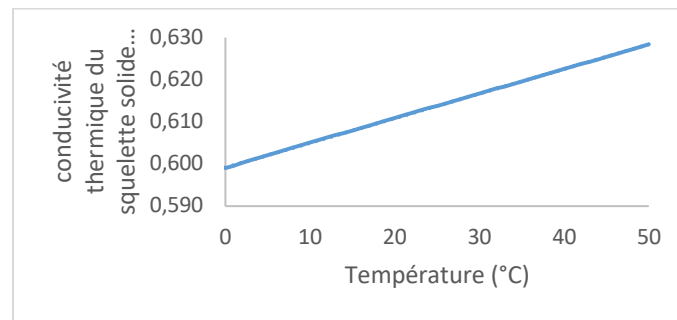


**FIGURE 1.** Principe de la méthode utilisée : de l'échelle particulaire à celle de particules en vrac

#### F. Impact de la température sur la conductivité thermique du squelette solide

En considérant la variation de la conductivité thermique de la cellulose en fonction de la température, nous obtenons la figure 2. Ainsi, la conductivité thermique du squelette solide augmente d'environ 5% de  $0^\circ C$  à  $50^\circ C$  selon une relation linéaire. Cette dernière a été intégrée dans la relation (2) pour étudier l'impact de l'élévation de la température ambiante sur la conductivité thermique particulaire.

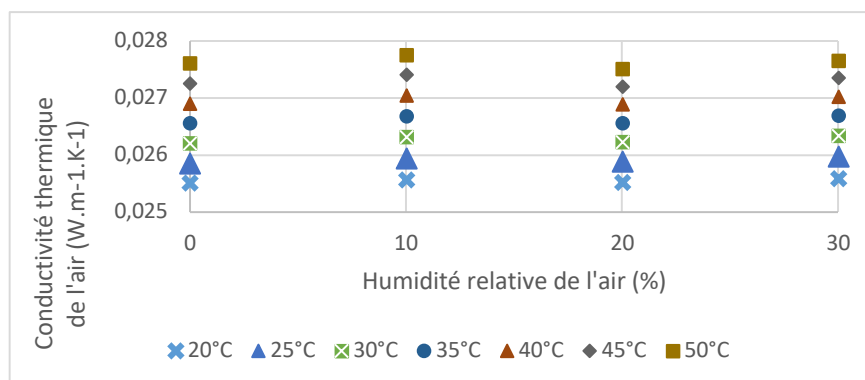




**FIGURE 2.** Evolution de la conductivité thermique de la matrice particulaire en fonction de la température d'après la relation polynomiale donnée par (Antlauf et al., 2021)

### G. Impact de la température sur la conductivité thermique de l'air

Dans la littérature, la valeur de  $0,026 \text{ W.m}^{-1}.\text{K}^{-1}$  à  $20 \text{ °C}$  pour la conductivité thermique de l'air est couramment utilisée (Cérézo, 2005) (Ducoulombier, 2014). Cependant, les travaux de (Tsilingiris, 2008) montrent que cette valeur varie de manière non négligeable en fonction des conditions de température et d'humidité relative de l'air. Pour s'approcher au maximum des conditions réelles, nous avons tenu compte des relevés effectués pendant la canicule de 2003. Ainsi, nous avons considéré des valeurs comprises entre 0 et 30 % d'humidité relative pour l'air ambiant. La dépendance de la conductivité thermique de l'air en fonction de la température et de l'humidité relative (Fig 3) a été obtenue à partir de la numérisation des résultats de (Tsilingiris, 2008) puis par régression polynomiale pour pouvoir être intégrés à la relation (2). Ainsi la conductivité thermique de l'air augmente de près de 15% entre  $0 \text{ °C}$  et  $50 \text{ °C}$  sur la gamme d'humidité relative considérée dans l'étude.



**FIGURE 3.** Evolution de la conductivité thermique de l'air en fonction de l'humidité relative et pour différentes températures d'après le traitement des données de (Tsilingiris, 2008)

Dans la mesure où la conductivité thermique dépend de la température, les grandeurs physiques qui sont calculées à partir de cette valeur sont logiquement impactées. Ainsi, pour étudier le confort d'été, mis en avant notamment dans la RE 2020, entrée en vigueur au 1<sup>er</sup> Janvier 2022 pour les maisons individuelles et logements collectifs (Pestre, 2021), il est important de considérer la capacité du bâti à maintenir une température intérieure agréable malgré une température extérieure élevée. Pour cela, l'inertie thermique des parois doit permettre de déphaser et d'amortir les sollicitations extérieures. On distingue l'inertie de transmission -diffusivité a- qui

caractérise la vitesse à laquelle la chaleur se propage par conduction dans le matériau (équation 4). D'autre part, l'inertie d'adsorption -effusivité  $b$ - traduit la capacité du matériau à stocker de la chaleur sans se réchauffer de manière notable en surface (équation 5). Cette dernière caractérise plutôt les parois intérieures, traduisant ainsi une sensation de paroi froide ou de paroi chaude. Plus l'effusivité est grande, plus la chaleur de l'air intérieur sera absorbée rapidement par la paroi limitant ainsi l'élévation de température et donc l'inconfort lors de périodes de canicule. Pour contribuer au confort d'été, il convient donc que l'enveloppe extérieure du bâti soit la moins diffusive possible et l'enveloppe intérieure la plus effusive possible (Munaretto, 2014).

$$a = \frac{\lambda}{\rho C} \quad (4)$$

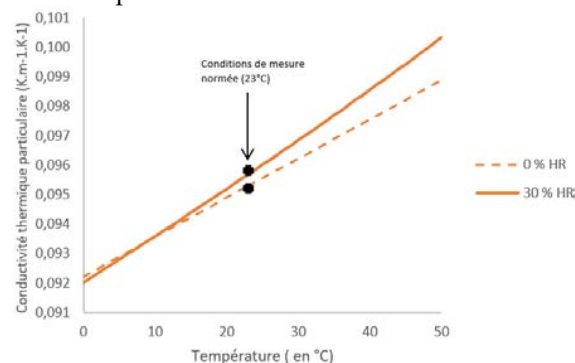
$$b = \sqrt{\lambda \rho C} \quad (5)$$

Avec  $a$  diffusivité (en  $\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$ ),  $b$  effusivité (en  $\text{J} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{K}^{-1} \cdot \text{s}^{-1/2}$ ),  $\lambda$  conductivité thermique du matériau (en  $\text{W} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$ ),  $\rho$  sa masse volumique ( $\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$ ) et  $C$  sa chaleur spécifique (en  $\text{J} \cdot \text{K}^{-1} \cdot \text{kg}^{-1}$ ).

### III. RESULTATS ET DISCUSSION

#### A. Impact de la température sur la conductivité thermique particulière

La conductivité thermique particulière de la chènevotte, selon notre modèle, est en moyenne de  $0,095 \text{ W} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$  ce qui est cohérent avec les valeurs de la littérature (Cérézo, 2005) (Dartois et al., 2017). Selon nos résultats, sa valeur varie de manière relativement significative en fonction de la température. Le calcul a été mené pour les deux valeurs extrêmes de 0 % et 30 % d'HR (Fig 4).



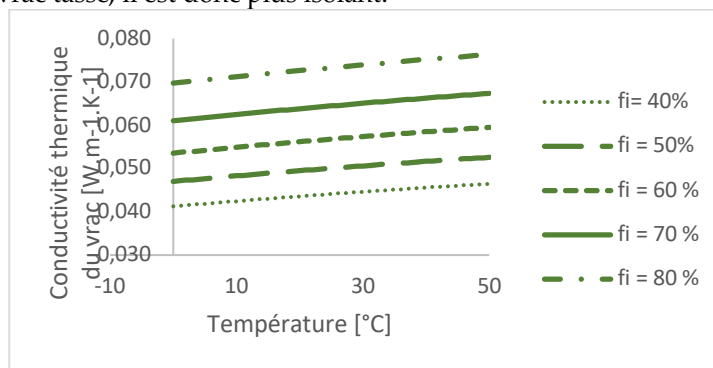
**FIGURE 4.** Evolution de la conductivité thermique particulière en fonction de la température pour de faibles humidités relatives, selon le modèle proposé

La conductivité thermique particulière augmente avec la température, ce qui est cohérent avec les relations données aux sections II.E et II.F et utilisées dans le modèle. Notons, par ailleurs, que le taux de variation de la conductivité thermique particulière augmente avec l'humidité relative. Selon notre modèle, entre  $0^\circ\text{C}$  (conditions hivernales) et  $50^\circ\text{C}$  (conditions extrêmes sous un épisode caniculaire avec apport solaire), la valeur de conductivité thermique particulière augmente de plus de 6% sous une humidité relative de 10% et de plus de 8% sous une humidité relative de 30%. Aussi, jusqu'à environ  $20^\circ\text{C}$ , température à laquelle la caractérisation thermique des matériaux se fait en général, l'impact de l'humidité relative sur la conductivité thermique est relativement faible. Pour des températures plus élevées, il est plus marqué. Cela s'explique par les effets conjugués de l'humidité relative et de la température sur le squelette solide (cellulose) et l'air poral. On peut également remarquer que la mesure faite sous conditions normées ( $23^\circ\text{C}$  et

50% d’HR) ne permet pas de caractériser fidèlement la conductivité thermique particulière sur toute la gamme de température à laquelle le matériau est soumis en condition d’usage et de surcroit lors de périodes de forte chaleur.

*B. Impact de la température sur la chènevotte en vrac*

A partir de la conductivité thermique particulière, nous avons déterminé la conductivité thermique d’un arrangement en vrac, pour une gamme de fractions volumiques de chènevotte de 40 à 80%, ce qui correspond respectivement à du vrac non compacté et fortement compacté. La figure 5 montre clairement que la fraction volumique de 80% entraîne la conductivité thermique la plus défavorable vis-à-vis d’une utilisation en isolation. Finalement, de ce point de vue, c’est la fraction volumique de 40 % qui présente les meilleures capacités d’isolation. Ces résultats s’expliquent par une conductivité thermique particulière qui est en moyenne de 0,095 W.m<sup>-1</sup>.K<sup>-1</sup> (cf section III.A) face à une conductivité thermique de l’air de l’ordre de 0,027 W.m<sup>-1</sup>.K<sup>-1</sup> (cf section II.F). Logiquement, un vrac de particules non tassé contient un volume d’air plus important qu’un vrac tassé, il est donc plus isolant.



**FIGURE 5.** Evolution de la conductivité thermique de chènevotte en vrac en fonction de la température pour différentes fractions volumiques de granulat, à 30 % d’HR, selon le modèle proposé.

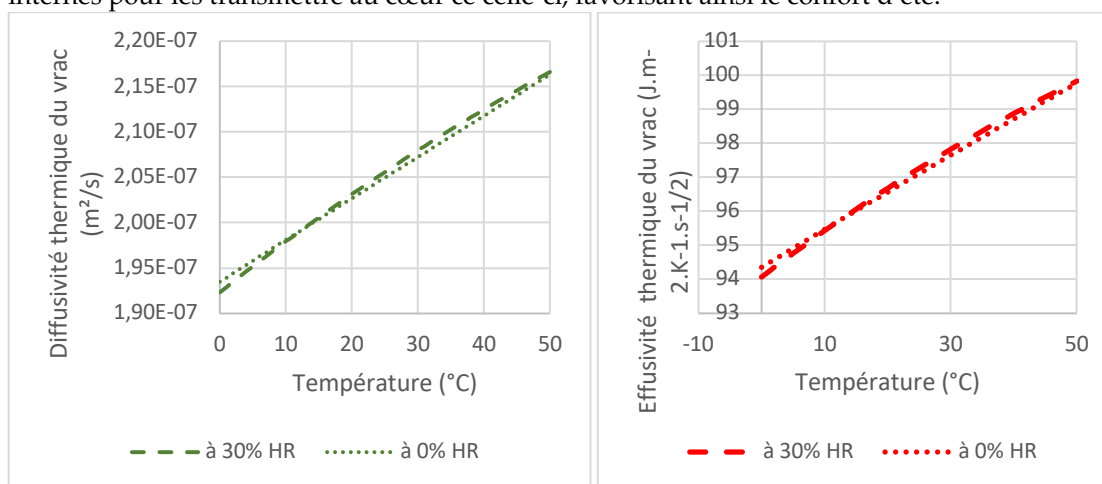
De plus, la conductivité thermique du vrac varie linéairement avec la température et augmente de 10 % entre 0°C et 50°C, quelle que soit la fraction volumique de granulat considérée. Ces tendances données par notre modèle sont en accord avec l’étude menée par (Bourdot et al., 2017) sur des composites à base de chènevotte et d’amidon. Enfin, la valeur moyenne donnée par notre modèle pour la conductivité thermique en vrac est de 0,050 W.m<sup>-1</sup>.K<sup>-1</sup> sur la gamme de température 20-25 °C ce qui est en accord avec les valeurs données par la littérature (Tableau 1).

**TABLEAU 1.** Valeur moyenne de la conductivité thermique de la chènevotte en vrac donnée par notre modèle et comparée aux résultats de la littérature.

$\lambda_{\text{vrac}}$ (W.m <sup>-1</sup> .K <sup>-1</sup> ) de chènevotte			
Modèle proposé	Résultats expérimentaux issus de la littérature		
Moyenne 0%-30%HR sur la gamme 20°C-25°C	Valeur	Référence	Température de mesure
0,050	0,048	(Bourdot et al., 2017)	23 °C
	0,049	(Ratsimbazafy, 2022)	20 °C
	0,055	(Magniont et al., 2012)	25 °C
	0,058	(Dinh, 2014)	25 °C

### C. Discussion sur le confort d'été

En considérant que le vrac à 40 % de fraction volumique est le plus isolant donc le plus opportun vis-à-vis de l'usage, nous avons étudié l'impact de la température sur les coefficients de diffusivité  $a$  et d'effusivité  $b$  pour ce cas de figure. Les résultats sont présentés dans la figure 6. Ainsi, lorsque la diffusivité augmente d'un peu plus de 10% entre 0°C et 50 °C, l'effusivité du même mélange en vrac augmente de seulement 5%. Cet écart entre les deux grandeurs s'explique par une pondération différente de la conductivité thermique dans les formules de diffusivité et d'effusivité. Aussi, selon nos résultats, une paroi dans laquelle de la chènevotte a été insufflée en vrac voit ses capacités de transmission augmenter deux fois plus que ses capacités d'adsorption lors d'une élévation de la température ambiante. Il est donc probablement plus opportun d'utiliser ce matériau en paroi intérieure plutôt que pour de l'isolation extérieure. En effet, avec une effusivité croissante avec la température, la paroi absorbera plus efficacement les apports internes pour les transmettre au cœur ce celle-ci, favorisant ainsi le confort d'été.



**Figure 6 . Evolution la diffusivité (à gauche) et de l'effusivité (à droite) de la chènevotte en vrac en fonction de la température à 0% et 30 % d'HR, selon le modèle proposé**

## IV. CONCLUSION

Cet article propose une nouvelle démarche de détermination de la conductivité thermique de parois biosourcées. En effet, la modélisation détaillée ici repose sur une connaissance préalable de la porosité particulaire du granulat végétal, de la conductivité thermique de l'air et de celle du squelette solide particulaire. A partir de ces données d'entrée nous obtenons la conductivité thermique particulaire puis, par une nouvelle homogénéisation, celle de la chènevotte en vrac. Ainsi nous sommes capables de proposer une estimation, à différentes échelles, de la variation de la conductivité thermique en fonction de la température, ce pour de faibles humidités relatives. Une étape chronophage de caractérisation thermique pourrait ainsi être évitée, ouvrant la perspective pour une application à d'autres types de granulats végétaux.

Les résultats de cette étude montrent d'une part que la caractérisation thermique des matériaux biosourcés sous 23°C conduit à une valeur de conductivité thermique qui ne peut, en toute rigueur, rendre compte du comportement réel du matériau soumis à des conditions extrêmes. En effet, une variation moyenne de 10% des valeurs de conductivité thermique du

matériau en vrac est observée entre 0°C et 50°C, ce qui correspond aux conditions d'usage dans le bâti, soumis à des conditions hivernales ou caniculaires. D'autre part, l'impact de la température sur les paramètres d'inertie du matériau est également mis en relief par nos résultats. Ainsi, ils permettent de s'interroger sur la pertinence d'une utilisation de ce type de matériau en isolation par l'extérieur ou l'intérieur. Plus la température est élevée, plus leur diffusivité est grande augmentant ainsi l'échange thermique entre le climat extérieur et le climat intérieur. Tandis que l'augmentation de la conductivité thermique avec la température a donc un effet néfaste sur l'inertie par transmission, elle permet d'améliorer l'inertie par adsorption. Ainsi, des parois internes constituées de chènevottes en vrac permettront de s'opposer plus facilement aux variations internes de température, en période de forte chaleur, participant ainsi au confort d'été.

Par ailleurs, selon des relevés météorologiques existants (Martin, 2022) et certaines projections climatiques, des périodes de chaleurs peuvent s'accompagner d'humidités relatives bien au-delà des 30 % considérés ici. Cette étude devra être complétée par une prise en compte de la phase d'eau adsorbée au sein de la particule végétale pour étudier la variabilité de la conductivité thermique avec la température dans toute la gamme des humidités relatives. Cela permettra de discuter plus largement de l'impact sur le confort d'été mais également du comportement de ce type de paroi dans des conditions hivernales.

Enfin, la méthode appliquée ici sur des granulats végétaux pourra être étendue à l'échelle de composites bio-sourcés comme les bétons végétaux. Pour cela, certains verrous scientifiques, tels que la fraction volumique de granulats dans le matériau ou encore la porosité au niveau de l'interface granulat/liant devront être levés pour proposer une étude pertinente.

## REFERENCES

- Antlauf, M., Boulanger, N., Berglund, L., Oksman, K., Andersson, O., 2021. Thermal Conductivity of Cellulose Fibers in Different Size Scales and Densities. *Biomacromolecules* 22, 3800–3809. <https://doi.org/10.1021/acs.biomac.1c00643>
- Bessemoulin, P., Bourdette, N., Courtier, P., Manach, J., 2004. La canicule d'août 2003 en France et en Europe. *La Météorologie* 8, 25. <https://doi.org/10.4267/2042/36057>
- Bourdot, A., Moussa, T., Gacoin, A., Maalouf, C., Vazquez, P., Thomachot-Schneider, C., Bliard, C., Merabtine, A., Lachi, M., Douzane, O., Karaky, H., Polidori, G., 2017. Characterization of a hemp-based agro-material: Influence of starch ratio and hemp shive size on physical, mechanical, and hygrothermal properties. *Energy Build.* 153, 501–512. <https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2017.08.022>
- Cantat, O., 2005. Dynamique spatio-temporelle d'un événement météo-climatique extrême: La canicule de l'été 2003 en Europe de l'ouest. *Ann. L'Association Int. Climatol.* 2, 99–136. <https://doi.org/10.4267/climatologie.908>
- Cérézo, V., 2005. Propriétés mécaniques, thermiques et acoustiques d'un matériau à base de particules végétales : approche expérimentale et modélisation théorique (These de doctorat). Lyon, INSA.
- Chabannes, M., Nozahic, V., Amziane, S., 2015. Design and multi-physical properties of a new insulating concrete using sunflower stem aggregates and eco-friendly binders. *Mater. Struct.* 48, 1815–1829. <https://doi.org/10.1617/s11527-014-0276-9>
- Dartois, S., Mom, S., Dumontet, H., Hamida, A.B., 2017. An iterative micromechanical modeling to estimate the thermal and mechanical properties of polydisperse composites with platy particles: Application to anisotropic hemp and lime concretes. *Constr. Build. Mater.* 152, 661. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.06.181>
- Dinh, T.M., 2014. Contribution au développement de béton de chanvre préfabriqué utilisant un liant pouzzolanique innovant (These de doctorat). Toulouse 3.

- Ducoulombier, L.W.-, 2014. Conception d'un nouveau système d'isolation par l'extérieur pour le bâtiment (phdthesis). Ecole Centrale de Lille.
- Gourlay, E., Arnaud, L., 2010. Gourlay E, Arnaud L. Comportement hygrothermique des murs de béton de Chanvre, Actes du congrès SFT, Le Touquet, France; 2010.
- Jeancolas, A., 2018. Étude expérimentale et modélisation micromécanique du comportement de composites hybrides : optimisation de la conductivité thermique (phdthesis). Université de Lorraine.
- Lenormand, H., Mahieu, A., Leblanc, N., Vivet, A., 2014. Nouvelles agrossources pour panneaux de particules 100% biosourcés.
- Maalouf, C., Moussa, T., Vasseur-Umurigirwa, B., Lachi, M., Mai, T., 2015. Etude des isothermes de sorption de la chaleur isostérique d'un agromatériau à base de chanvre-amidon.
- Magniont, C., Escadeillas, G., Coutand, M., Oms, C., 2012. Use of plant aggregates in building ecomaterials. *Eur. J. Environ. Civ. Eng.* 16, s17–s33. <https://doi.org/10.1080/19648189.2012.682452>
- Martin, N., 2022. PROJECTIONS DU CONFORT THERMIQUE DURANT LE XXIÈME SIÈCLE À NICE PAR DOWNSCALING STATISTIQUE.
- Mazhoud, B., 2017. Elaboration et caractérisation mécanique, hygrique et thermique de composites biosourcés (These de doctorat). Rennes, INSA.
- Mori, T., Tanaka, K., 1973. Average stress in matrix and average elastic energy of materials with misfitting inclusions. *Acta Metall.* 21, 571–574. [https://doi.org/10.1016/0001-6160\(73\)90064-3](https://doi.org/10.1016/0001-6160(73)90064-3)
- Munaretto, F., 2014. Étude de l'influence de l'inertie thermique sur les performances énergétiques des bâtiments (These de doctorat). Paris, ENMP.
- Nguyen, S.T., Tran-Le, A.D., Vu, M.N., To, Q.D., Douzane, O., Langlet, T., 2016. Modeling thermal conductivity of hemp insulation material: A multi-scale homogenization approach. *Build. Environ.* 107, 127–134. <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2016.07.026>
- Pestre, T., 2021. Natural stone in a context of environmental regulatory evolution of the construction, the study of heat and moisture transfers in building envelope components. (phdthesis). Université d'Artois.
- Pham, T., Férec, J., Picandet, V., Tronet, P., Costa, J., Pilvin, P., 2012. Etude expérimentale et numérique de la conductivité thermique d'un composite chaux–chanvre.
- Ratsimbazafy, H.H., 2022. Évaluation du potentiel de co-produits agricoles locaux valorisables dans le domaine des matériaux de construction (PALOMAC) (These de doctorat). Toulouse 3.
- Reuge, N., Collet, F., Pretot, S., Moissette, S., Bart, M., Lanos, C., 2021. Cinétique locale de sorption : Modélisation d'une paroi biosourcée. <https://doi.org/10.26168/ajce.38.1.15>
- Samri, D., 2008. Analyse physique et caractérisation hygrothermique des matériaux de construction : approche expérimentale et modélisation numérique.
- Schick, V., 2011. Caractérisation d'une mémoire à changement de phase : mesure de propriétés thermiques de couches minces à haute température (These de doctorat). Bordeaux 1.
- Tran-Le, A.D., Nguyen, S.-T., Langlet, T., 2019. A novel anisotropic analytical model for effective thermal conductivity tensor of dry lime-hemp concrete with preferred spatial distributions. *Energy Build.* 182, 75–87. <https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2018.09.043>
- Tsilingiris, P.T., 2008. Thermophysical and transport properties of humid air at temperature range between 0 and 100°C. *Energy Convers. Manag.* 49, 1098–1110. <https://doi.org/10.1016/j.enconman.2007.09.015>
- Wahl, L., Paul, P., Pichard, C., Mory, N., Drogue, G., Pfister, L., 2005. Les canicules de l'été 2003 : un événement météorologique exceptionnel dans le quart nord-est de la France. *Rev. Géographique Est* 45, 67–77. <https://doi.org/10.4000/rge.362>

# Modèle de régression linéaire multiple pour prédire la température intérieure sur les bâtiments éducatifs en milieu Méditerranéen

Keovathana Run<sup>1</sup>, Franck Cévaër<sup>1</sup>, Jean-François Dubé<sup>1</sup>

<sup>1</sup>LMGC, Université de Montpellier, UMR CNRS 5508, cc048, Place E. Bataillon, 34095 Montpellier cedex 5, France

**RESUME** Pour les bâtiments existants, la rénovation énergétique est importante, de même que les stratégies opérationnelles et de contrôle qui nécessitent une surveillance continue pour économiser l'énergie. Dans le cadre de la surveillance continue et de la gestion de l'énergie, la prédiction joue un rôle important. La prédiction peut être plus précise avec le bon choix de la technique et des variables prédictives. Dans cette étude, les analyses sont effectuées sur des bâtiments universitaires (IUT de Nîmes) situés dans le sud de la France en période estivale. Le modèle de régression linéaire multiple est adopté pour identifier les variables les plus influentes sur l'évolution de la température intérieure et aussi pour explorer sa robustesse dans la prédiction. Le modèle proposé se compose de cinq prédicteurs tels que (1) la temporisation de trois heures de la température extérieure, (2) la température extérieure, (3) l'humidité extérieure, (4) l'humidité intérieure et (5) l'orientation de la salle. Les résultats obtenus sont satisfaisants puisque ce modèle prédit non seulement 76% des valeurs réelles avec un taux d'erreur moyen de 3% (ou 1,04 °C), mais affiche également une capacité de prédiction de 80% lors de l'étape de vérification. Ce modèle a cependant une tendance à surestimer les températures les plus élevées et minimiser les températures les plus basses.

**Mots-clefs** Prédiction de la température intérieure, Modèle de régression linéaire multiple, Bâtiments éducatifs, Étude de cas de l'été méditerranéen.

## I. INTRODUCTION

Le secteur du bâtiment représente environ 40% des émissions de dioxyde de carbone ( $CO_2$ ) dans les pays développés, 37% de la consommation d'énergie et 40% de la production de déchets (Deshayes, 2012). Il a donc un impact important sur le changement climatique et sur le déficit commercial actuel dû aux importations d'énergie (Sidler, 2012). Pour économiser l'énergie de chauffage et de refroidissement, il est important de mettre en œuvre des stratégies opérationnelles et de contrôle appropriées qui nécessitent une prévision pour une surveillance continue (Deb et al., 2017). La prévision de la demande et de l'utilisation de l'énergie dépend fortement de la température de l'air, car il s'agit d'une caractéristique importante étroitement liée au confort thermique intérieur et qui affecte la consommation d'énergie des bâtiments (Deb et al., 2017 ; Tham and Ullah, 1993).

Plusieurs techniques ont été créées avec le temps pour anticiper l'estimation de la température intérieure. Elles relèvent de trois catégories de base : physique (modèle à boîte blanche), base de données (modèle à boîte noire) et hybride (modèle à boîte grise). Les modèles à boîte blanche sont

basés sur des équations de bilan énergétique et massique différentiel intégral, qui nécessitent une connaissance approfondie des caractéristiques d'un bâtiment, des gains d'éclairage, des charges d'équipement et de la densité réelle d'occupation (Attoue et al., 2018). Cette méthode a un coût de calcul élevé et il faut une compréhension détaillée de la structure globale du bâtiment, de ses composants et des systèmes énergétiques (Ramadan et al., 2021 ; Wang and Ma, 2008). En utilisant des méthodologies basées sur les données, la modélisation en boîte grise cherche à combler l'écart entre les bâtiments réels et les simulations en boîte blanche (Elmaz et al., 2021). Les modèles à boîte noire peuvent utiliser différentes méthodes telles que ANN (Artificial Neural Network), SVM (Support Vector Machine), MLR (Multiple Linear Regression) pour modéliser des données massives avec une grande précision de prédiction et des performances différentes par leur temps de calcul (Afram et Janabi-Sharifi, 2015 ; Afroz et al., 2018).

Cette recherche est effectuée sur les bâtiments éducatifs existants avec la disponibilité de données historiques suffisantes, le modèle à boîte noire est donc adopté. Moretti et al. ont utilisé le MLR pour prédire les tendances de la température dans les bâtiments historiques et ont constaté que 8 variables d'entrée permettent d'obtenir un coefficient de détermination  $R^2_{adj}$  de 0,92. Les données d'entrée comprennent la température de l'air extérieur, le rayonnement solaire, le système de chauffage et le type de saison (Moretti et al., 2021). Özbalta et al. ont utilisé le jour de l'année, la température extérieure, l'humidité relative extérieure et la vitesse du vent dans des modèles de régression et ont constaté que le meilleur modèle atteignait un  $R^2$  de 0,87 et 0,81 en entraînement et en test, respectivement (Özbalta et al., 2012). Pérez-Lombard et al. ont comparé les modèles de régression linéaire multiple et d'arbre aléatoire en utilisant la température extérieure, l'humidité relative, la vitesse du vent, la visibilité, la pression, la température du point de rosée et la consommation totale d'énergie électrique. Les résultats montrent que le  $R^2$  du modèle de régression varie entre 0,83 et 0,95 en entraînement sur différentes zones d'étude (Pérez-Lombard et al., 2008).

On constate que le climat extérieur est couramment utilisé comme données saisies. Cependant, peu d'études prennent en compte les caractéristiques du bâtiment (surface et orientation) dans le développement du modèle. L'objectif de cet article est d'étudier le taux de précision du modèle de prévision de la température intérieure par la technique de régression linéaire multiple en utilisant le climat extérieur, les caractéristiques du bâtiment et l'indice temporel.

## II. MÉTHODOLOGIE

Le modèle de prédiction est basé sur la régression linéaire multiple, qui est l'analyse de la distribution conditionnelle  $Y|x$  de la variable réponse  $Y$  donnée par le vecteur de prédicteurs  $x = (x_1, \dots, x_p)^T$ . Le modèle de MLR peut être décrit comme suit :

$$Y = \beta_0 + \beta_1 x_{i,1} + \beta_2 x_{i,2} + \dots + \beta_p x_{i,p} \quad (1)$$

Les données utilisées pour l'analyse comprennent des variables qualitatives et quantitatives pour construire le modèle en utilisant un « *Training set* » de  $k$  échantillons aléatoires des  $n$  cas pour  $p$  prédicteurs afin de construire un modèle où  $10p \leq k \leq 0,9n$ . Puis utilise un « *Testing set* » pour les autres  $n - k$  cas afin de confirmer que le modèle construit avec *training set* est bon. Cette technique peut permettre de réduire les biais, mais nécessite  $n \geq 20p$ . Un modèle final est valide pour l'inférence s'il a été démontré qu'il était utile sur d'autres données obtenues après l'élaboration du



modèle (Olive, 2017). Il y a eu 25290 cas collectés dans l'étude de cas. Par conséquent, 70% des données collectées seront utilisées comme un *training set* et 30 % comme un *testing set* sélectionné au hasard sur une période de trois mois (du 21 juin au 21 septembre 2020). Un *validating set* est mis en œuvre du 01 au 31 mai 2020, recueilli sur une période différente pour vérifier le modèle.

### A. ÉVALUATION DU MODÈLE

Les métriques conventionnelles sont incorporées comme indicateur primaire de l'évaluation des performances du modèle :

- $R^2$  (Coefficient de détermination) : le coefficient de l'adéquation des valeurs prédites par rapport aux valeurs réelles. La valeur de 0 à 1 est interprétée comme un pourcentage.

$$R^2 = \frac{\sum (y_i - \hat{y}_i)^2}{\sum (y_i - \bar{y}_i)^2} \quad (2)$$

- MAE (Erreur absolue moyenne) : la moyenne de la différence absolue entre les valeurs réelles et les valeurs prédites de données. Elle mesure la moyenne des résidus de données.

$$MAE = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N |y_i - \hat{y}_i| \quad (3)$$

- MSE (Erreur quadratique moyenne) : la moyenne de la différence au carré entre les valeurs réelles et les valeurs prédites de données. Elle mesure la variance des résidus.

$$MSE = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (y_i - \hat{y}_i)^2 \quad (4)$$

- RMSE (Racine de l'erreur quadratique moyenne) : elle mesure l'écart-type des résidus.

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (y_i - \hat{y}_i)^2} \quad (5)$$

- MAPE (Erreur absolue moyenne en pourcentage) : les erreurs en pourcentage sont calculées en termes d'erreurs absolues, sans tenir compte du signe.

$$MAPE = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \left| \frac{y_i - \hat{y}_i}{y_i} \right| \quad (6)$$

Où  $\hat{y}$  et  $\bar{y}$  sont respectivement la valeur prédite et la valeur moyenne de la valeur mesurée  $y$  au  $i^{\text{ème}}$  instant, et  $N$  représente le nombre de prédictions.

### B. ÉTUDE DE CAS

Cette étude porte sur les bâtiments universitaires de l'IUT de Nîmes, situés dans le sud de la France à 43°49'N de longitude et 4°19'E de latitude. Cette situation géographique est soumise au climat méditerranéen qui est classé CSA selon Koeppen et Geiger (Peel et al., 2007). Selon Météo France - Courbessac, des températures supérieures à 34 °C sont fréquemment atteintes en juillet et août. Par conséquent, les bâtiments à ventilation naturelle de cette région ont la particularité d'être très

sensibles au confort d'été où le comportement de l'utilisateur et l'inertie du bâtiment ont un impact important.

Trois bâtiments d'enseignement et un bâtiment administratif du campus sont examinés pendant l'été du 21 juin au 21 septembre 2020. Les plans d'architectes des bâtiments d'enseignement ont la même disposition et l'un d'entre eux est représenté sur la *Figure 1*. Ils sont orientés vers le nord-ouest et le sud-est et abritent deux sections : l'enseignement et l'atelier. La section d'enseignement à deux étages est destinée aux salles de TD et aux bureaux. L'atelier se compose principalement de salles de TP et d'ateliers équipés de machines mécaniques. Le bâtiment administratif comporte trois étages et comprend principalement des bureaux, deux amphithéâtres et quelques salles de TD.

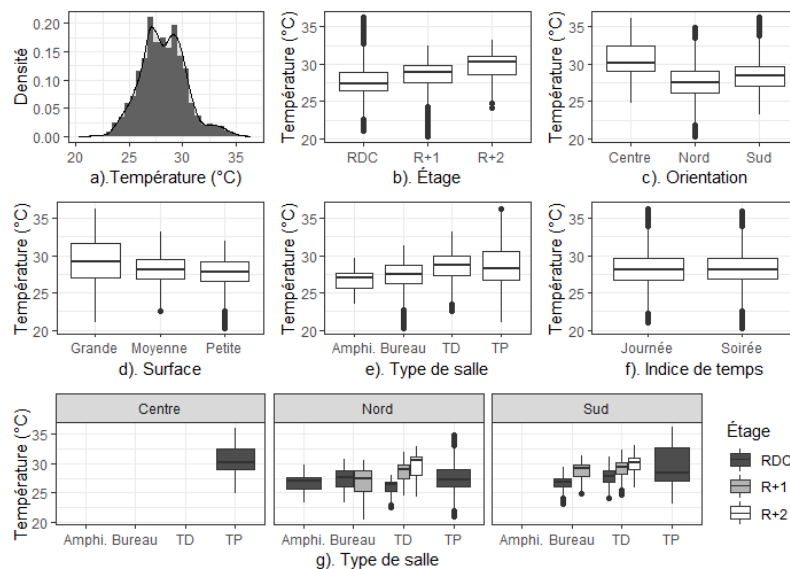
Chaque salle a une surface différente qui peut être classée en trois catégories : petite surface < 50 m<sup>2</sup>, moyenne 50 m<sup>2</sup> < surface < 150 m<sup>2</sup> et grande surface > 150 m<sup>2</sup>. Les quatre bâtiments sont ventilés naturellement, et le climat intérieur en été est contrôlé par l'ouverture et la fermeture manuelle des fenêtres. Ils sont occupés de 08h00 à 19h00 en semaine.



**FIGURE 1. Plan du bâtiment d'enseignement**

Deux types de capteurs sur les six installés sur le site sont utilisés. Elsys et Class'Air sont des capteurs climatiques qui mesurent la température de l'air intérieur ( $T_{in}$ ), l'humidité relative ( $HR_{in}$ ) et le niveau de dioxyde de carbone ( $CO_2$ ). Les différences entre les deux capteurs sont qu'Elsys détecte également les mouvements et a été programmée pour envoyer des données toutes les dix minutes alors que Class'Air envoie des données toutes les heures. La température extérieure ( $T_{ext}$ ), l'humidité extérieure ( $HR_{ext}$ ) et le rayonnement solaire global proviennent de la station météorologique représentative la plus proche, Nîmes Courbessac de Météo France. À partir du rayonnement solaire global, nous calculons le rayonnement solaire vertical ( $RS$ ) transmis par les vitrages en fonction de leur orientation. La *Figure 2* illustre des comparaisons de différents niveaux de chaque paramètre en fonction de  $T_{in}$  de 31 pièces sélectionnées. Le panel a) indique que les données de température intérieure sont normalement distribuées. Le panel d) montre que la

température intérieure moyenne est approximativement de 28 °C, et que l'intervalle de confiance relatif aux pièces de grande surface est plus large que celui des autres. Le panel g) est un résumé des influences conjointes des paramètres d'étage, d'orientation et de type sur la température intérieure. Les salles de TP ont la température la plus élevée dans la plupart des cas. Par conséquent, une salle TP dans chaque bâtiment d'enseignement est utilisée pour construire le modèle qui vise à prédire les températures intérieures horaires.



**FIGURE 2.** Analyse de la température intérieure en fonction de : a) la distribution des données, b) l'étage de la salle, c) l'orientation de la salle (Centre - pièce sans mur exposé à l'environnement extérieur, Nord - salle orientée vers le Nord-Est, Sud - salle orientée vers le Sud-Ouest), d) la surface de la salle, e) le type de salle, f) l'indice temporel (journée – 8h00h à 19h00, soirée - 19h00 à 8h00), g) combinaison des trois facteurs des salles de chaque étage par type et par orientation.

### III. RÉSULTATS ET DISCUSSION

27 prédicteurs  $x$  au-dessous sont présélectionnés pour le traitement des données afin de calculer la variable de réponse  $Y$ .

- $x_1$ : Indice de jour (jour de la semaine, week-end et vacances)
- $x_2$ : Indice temporel (journée, soirée)
- $x_3$ : Orientation (nord, sud)
- $x_4$ : Surface (grande, petite)
- $x_5$ :  $HR_{ext}$  (%)
- $x_6$ :  $HR_{in}$  (%)
- $x_7, x_8 \rightarrow x_{13}$ :  $T_{ext_1}, T_{ext_2} \rightarrow T_{ext_7}$  (retard de 2 à 7 heures de  $T_{ext}$ )
- $x_{14}, x_{15} \rightarrow x_{20}$ :  $CO_2, CO_{2_2} \rightarrow CO_{2_7}$  (retard de 2 à 7 heures de  $CO_2$ )
- $x_{21}, x_{22} \rightarrow x_{27}$ :  $RS, RS_2 \rightarrow RS_7$  (retard de 2 à 7 heures de  $RS$ )

En appliquant l'équation (1) à l'ensemble des données actuelles, le modèle initial peut être écrit comme suit :

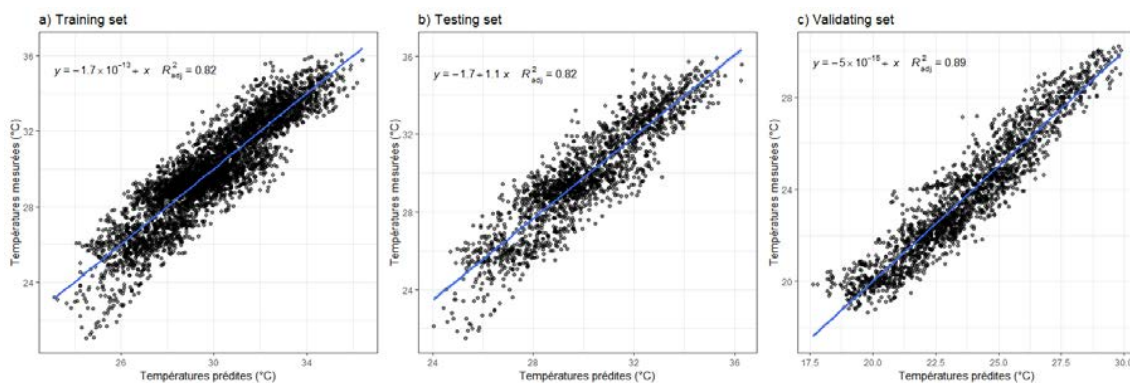
$$Y = \beta_0 + \beta_1 x_{i,1} + \beta_2 x_{i,2} + \dots + \beta_{27} x_{i,27} \tag{7}$$

L'analyse est effectuée à l'aide du paquet "Caret" dans Rstudio version 4.0.3. (2020-10-10). Une validation croisée 10-fold est utilisée sur la méthode ascendante pour contrôler le processus d'entraînement du modèle. Un modèle avec le RMSE le plus bas de 0,079 et le R<sup>2</sup> le plus élevé de 0,79 est systématiquement proposé. Ce modèle comprend 15 prédicteurs et est appelé « *Modèle 1* »:

$$Y = 0,29 + 0,63x_7 + 0,45x_{13} - 0,38x_6 + 0,33x_5 - 0,18x_3 - 0,09x_1 + 0,06x_{15} + 0,06x_2 - 0,06x_{27} - 0,06x_{20} + 0,05x_{14} - 0,05x_{12} - 0,05x_{17} + 0,02x_4 - 0,02x_{24} \tag{8}$$

*Modèle 1* est appliqué à *training set* et les hypothèses de régression linéaire sont vérifiées. Le modèle est ensuite appliqué à *testing set* si les hypothèses ne sont pas violées. Si la valeur R<sup>2</sup> reste supérieure à 70%, le modèle est appliqué à *validating set*. La *Figure 3* est un graphique de réponse de la réponse Y (valeur mesurée) par rapport aux valeurs ajustées  $\hat{Y}$  (valeur prédite). Plus les points de données sont proches autour de la ligne bleu (ligne de régression), meilleur est l'ajustement des données. Dans les panneaux a) et b) de la *Figure 3*, la distance entre les points et la ligne de régression, augmente avec la diminution de la température. Cela démontre que lorsque la température mesurée est inférieure à 24 °C, le *Modèle 1* ne prédit pas de manière fiable le  $T_{in}$ . Le R<sup>2</sup> de *Modèle 1* est de 82%, 82%, 89% pour le *training set*, le *testing set* et le *validating set*, respectivement. Un deuxième modèle est composé de neuf prédicteurs, appelé par la suite "*Modèle 2*". Ce modèle peut être exprimé par l'équation ci-dessous.

$$Y = 0,3 + 0,65x_7 + 0,47x_{13} - 0,4x_6 + 0,34x_5 - 0,19x_3 - 0,08x_1 + 0,08x_{12} - 0,07x_{27} + 0,05x_2 \tag{9}$$

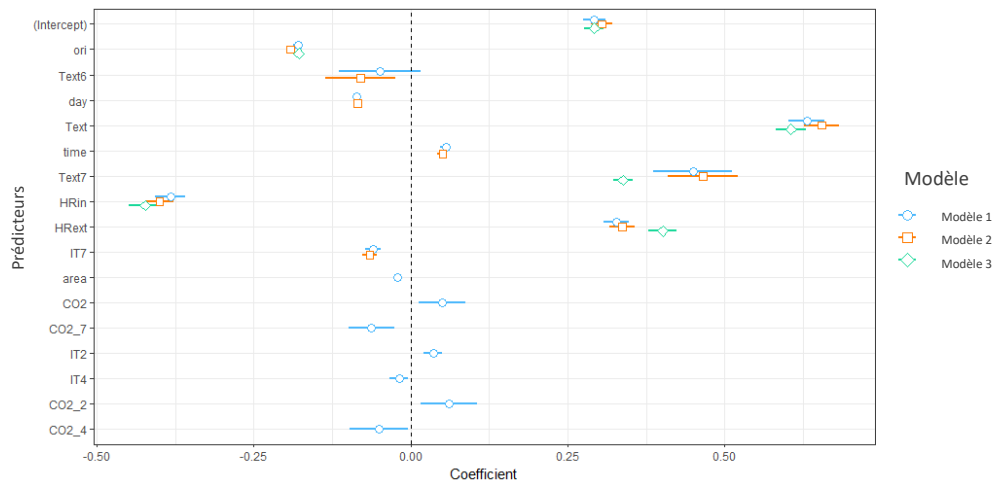


**FIGURE 3.** La corrélation entre la température intérieure mesurée et prédite à l'aide du *Modèle 1* sur : a) *Training set*, b) *Testing set*, c) *Validating set*

La différence de performance entre le *Modèle 1* et le *Modèle 2* est minime, sauf pour le *validating set* où le R<sup>2</sup> passe de 89% à 81%. Un autre modèle supprime les variables prédicteurs dont les coefficients du *Modèle 1* sont inférieurs à 0,1, ce qui donne une estimation de la température intérieure à partir de cinq variables, "*Modèle 3*" s'exprime alors par:

$$Y = 0,29 + 0,61x_7 - 0,42x_6 + 0,4x_5 + 0,34x_{13} - 0,18x_3 \quad (10)$$

La capacité du *Modèle 3* à prédire la valeur a diminué pour le *training set* et le *testing set*, le  $R^2$  passant de 82% à 76%. Le *validating set*, au contraire, est resté plutôt stable à 80%. Étant donné que le taux de précision du modèle reste acceptable, car il est supérieur à 70% lors de la réduction des variables prédictives de 15 à 5, il est plausible que ce modèle soit relativement robuste dans sa capacité de prédiction.



**FIGURE 4.** Comparaison entre les coefficients des variables prédictives entre le *Modèle 1*, le *Modèle 2* et le *Modèle 3*. La ligne de tiret définit la corrélation négative et positive des variables lorsqu'elles sont respectivement à gauche et à droite. Plus le point de données est éloigné de la ligne de tiret, plus la variable est influente dans le modèle

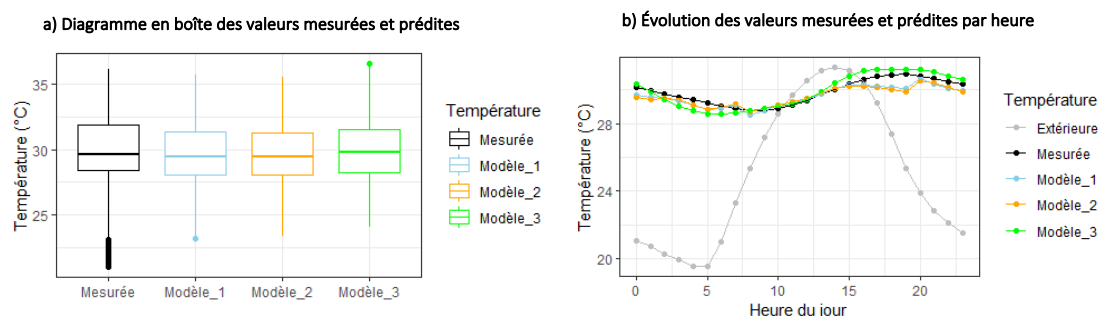
La *Figure 4* présente une comparaison des coefficients de variation entre les trois modèles. Plus la distance par rapport à la ligne de tiret est grande, plus le prédictiveur influe sur le modèle. En général, on constate que les variables basées sur le  $T_{ext}$  a une corrélation positive, tandis que celles basées sur le  $CO_2$  et de le  $RS$  ont des corrélations négatives. Le niveau de  $CO_2$  renseigne sur la concentration d'usagers dans la salle pour un même taux de renouvellement d'air et une même hauteur sous plafond. Il explique également que le coefficient du taux d'occupation dans les salles de TP est faible par rapport à celui de la taille, c'est pourquoi il n'a que peu ou pas d'influence sur le modèle. Le  $T_{ext}$  est le prédictiveur le plus important dans tous les modèles.

De plus, la combinaison de tous les coefficients du  $T_{ext}$  temporisée ( $x_8 \rightarrow x_{13}$ ) avec le coefficient du  $T_{ext}$  exprime l'inertie thermique du bâtiment, qui est d'environ trois heures en arrière. Cela suggère qu'environ trois heures après une augmentation ou une diminution de la température extérieure, l'effet sur la température intérieure atteint son maximum. Le *panel b)* de la *Figure 5* confirme cette explication : le minimum de  $T_{ext}$  est à 05h00 et le minimum de  $T_{in}$  est vers 08h00.

**Table 1. Erreurs et corrélations statistiques des modèles**

Modèle	MAE (°C)	MSE (°C)	MAPE (%)	RMSE (°C)	R <sup>2</sup> (%)
Modèle 1	0,89	1,26	0,032	1,12	0,82
Modèle 2	0,9	1,3	0,032	1,14	0,81
Modèle 3	1,04	1,65	0,035	1,28	0,76

Le *Tableau 1* ci-dessus présente quatre matrices d'erreurs et coefficients de détermination pour évaluer les trois modèles sur la période de collecte des données d'entraînement et de test. Comme prévu, les résultats obtenus avec le modèle à 5 entrées sont légèrement moins bons que les autres, lorsque les coefficients des variables inférieures à 0,1 sont également inclus. Néanmoins, les résultats acquis sont très satisfaisants. Mis à part le R<sup>2</sup> le plus faible, le pourcentage d'erreurs calculées par MAPE est essentiellement le même par rapport aux autres. Les grands avantages d'avoir un petit nombre de paramètres dans le modèle sont que les résultats peuvent être interprétés plus facilement, et que la corrélation des paramètres est moins complexe, rendant les inférences fiables.



**FIGURE 5. Comparaison des valeurs mesurées avec les valeurs prédites des trois modèles en a) Diagramme en boîtes, b) évolution de la température moyenne groupée par heure du jour**

La *Figure 5* est une comparaison des températures mesurées avec les valeurs prédites des trois modèles. Le panel a) montre le faible écart (inférieur à 0,5°C) entre les valeurs moyennes de température mesurées et prédites des trois modèles. Néanmoins, les valeurs minimales des données mesurées sont inférieures de plus de 2 °C à celles des données prédites. Dans le panel b), chaque point de données représente la valeur horaire moyenne pour une période de trois mois. Il est évident que le *Modèle 1* et le *Modèle 2* présentent des tendances de progression identiques, le plus souvent abruptes, mais proches des valeurs réelles. En revanche, la tendance du *Modèle 3* est lisse par rapport aux données mesurées, bien que les valeurs minimales et maximales soient respectivement sous-estimées et surestimées. Cette figure montre également les écarts typiques entre les mesures de chaque modèle à chaque heure de la journée. L'imprécision moyenne maximale du *Modèle 3*, qui est inférieure à 1 °C, se produit à 05h00 du matin.

#### IV. CONCLUSION

L'objectif de cet article est d'identifier les variables prédictives influentes et d'explorer la robustesse d'un modèle de régression linéaire multiple qui vise à prévoir la température intérieure horaire dans les bâtiments scolaires existants. L'entraînement du modèle est basé sur 27 prédicteurs tels que l'indice de jour, l'indice temporel, l'orientation de la salle, la surface de la salle, l'humidité extérieure, l'humidité intérieure, la température extérieure, le  $CO_2$ , le rayonnement solaire et leur décalage horaire de 2 à 7 heures. Trois modèles ont été conçus et comparés en utilisant uniquement les pièces présentant les conditions les plus similaires. Les résultats expliquent pourquoi il existe une différence statistiquement significative entre le *Modèle 1* et le *Modèle 3*, qui comportent respectivement 15 et 5 entrées. Malgré la suppression de 7 prédicteurs, la statistique entre le *Modèle 1* et le *Modèle 2* n'est pas significative. Le *Modèle 1* est globalement plus performant que le *Modèle 3* avec un  $R^2$  de 82% contre 76%. Le modèle final est cependant proposé en tant que *Modèle 3* car ses performances sont satisfaisantes et le taux de précision est acceptable. De plus, ce modèle qui ne contient que 5 prédicteurs, est souhaité pour une structure simple, une interprétation correcte et une corrélation directe des paramètres.

Par rapport aux études précédentes comme Moretti et al. ( $R^2_{adj} = 0,92$ ), Özbalta et al. ( $R^2 = 0,87$ ) Pérez-Lombard et al. ( $R^2 = 0,83$ ), le modèle proposé est apparemment le plus faible. Cependant, cette étude a révélé que l'orientation de la salle a une forte corrélation avec la variation de la température et que le rayonnement solaire n'est pas aussi important que les autres prédicteurs. Les variables les plus influentes sont la température extérieure, l'hygrométrie intérieure et extérieure, la température extérieure décalée de 7 heures et de l'orientation de la salle.

La température la plus basse et la plus haute du modèle proposé sont respectivement sous-estimées et surestimées d'environ  $1^\circ C$  en moyenne. Le taux d'inexactitude est de 3%.

La possibilité d'utiliser ce modèle dans d'autres salles aux conditions variées est une autre restriction. La nature distincte de chaque salle rend difficile le développement d'un modèle pour les bâtiments scolaires réels. Dans cette étude de cas, chaque section de bâtiment différait en termes de hauteur, de nombre d'étages, de tailles, d'équipements et d'utilisation du bâtiment. Par conséquent, d'autres salles pourraient avoir des taux de précision de prédiction nettement inférieurs en utilisant le modèle proposé dans cet article. D'autres types de pièces (salles de cours et bureaux) ont en effet des fenêtres plus grandes que celles des salles TP, ce qui augmente le rayonnement solaire. Le taux d'occupation est également plus élevé que dans les salles TP, de sorte que, si les fenêtres restent fermées, le niveau de  $CO_2$  peut alors devenir un prédicteur du modèle de température intérieure (du fait d'apports intérieurs élevés avec un renouvellement d'air faible).

La recherche démontre que pour les bâtiments universitaires ventilés naturellement, le modèle proposé offre une précision de prédiction de 76%. Par conséquent, la régression linéaire multiple est une méthode de prédiction simple, rapide et efficace à des fins de description, d'explication et d'inférence.

## REFERENCES

- Afram, A., Janabi-Sharifi, F., 2015. Black-box modeling of residential HVAC system and comparison of gray-box and black-box modeling methods. *Energy Build.* 94, 121–149. <https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2015.02.045>
- Afroz, Z., Shafiullah, G., Urmee, T., Higgins, G., 2018. Modeling techniques used in building HVAC control systems: A review. *Renew. Sustain. Energy Rev.* 83, 64–84. <https://doi.org/10.1016/j.rser.2017.10.044>
- Attoue, N., Shahrour, I., Younes, R., 2018. Smart Building: Use of the Artificial Neural Network Approach for Indoor Temperature Forecasting. *Energies* 11, 395. <https://doi.org/10.3390/en11020395>
- Deb, C., Zhang, F., Yang, J., Lee, S.E., Shah, K.W., 2017. A review on time series forecasting techniques for building energy consumption. *Renew. Sustain. Energy Rev.* 74, 902–924. <https://doi.org/10.1016/j.rser.2017.02.085>
- Deshayes, P., 2012. Le secteur du bâtiment face aux enjeux du développement durable : logiques d'innovation et/ou problématiques du changement, in: *Innovations*, n°37. De Boeck Supérieur, Louvain-la-Neuve, pp. 219–236.
- Elmaz, F., Eyckerman, R., Casteels, W., Latré, S., Hellinckx, P., 2021. CNN-LSTM architecture for predictive indoor temperature modeling. *Build. Environ.* 206, 108327. <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2021.108327>
- Moretti, E., Proietti, M.G., Stamponi, E., 2021. A multiple Linear Regression Model to predict indoor temperature trend in historic buildings for book conservation: the case study of “Sala del Dottorato” in Palazzo Murena, Italy. *J. Phys. Conf. Ser.* 2069, 012142. <https://doi.org/10.1088/1742-6596/2069/1/012142>
- Olive, D.J., 2017. Multiple Linear Regression, in: Olive, D.J. (Ed.), *Linear Regression*. Springer International Publishing, Cham, pp. 17–83. [https://doi.org/10.1007/978-3-319-55252-1\\_2](https://doi.org/10.1007/978-3-319-55252-1_2)
- Özbalta, T.G., Sezer, A., Yıldız, Y., 2012. Models for Prediction of Daily Mean Indoor Temperature and Relative Humidity: Education Building in Izmir, Turkey. *Indoor Built Environ.* 21, 772–781. <https://doi.org/10.1177/1420326X11422163>
- Peel, M.C., Finlayson, B.L., McMahon, T.A., 2007. Updated world map of the Köppen-Geiger climate classification. *Hydrol. Earth Syst. Sci.* 11, 1633–1644. <https://doi.org/10.5194/hess-11-1633-2007>
- Pérez-Lombard, L., Ortiz, J., Pout, C., 2008. A review on buildings energy consumption information. *Energy Build.* 40, 394–398. <https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2007.03.007>
- Ramadan, L., Shahrour, I., Mroueh, H., Chehade, F.H., 2021. Use of Machine Learning Methods for Indoor Temperature Forecasting. *Future Internet* 13, 242. <https://doi.org/10.3390/fi13100242>
- Sidler, O., 2012. La rénovation thermique des bâtiments en France Enjeux et stratégie (Company report). ENERTECH INGENIEURS CONSEILS.
- Tham, K.W., Ullah, M.B., 1993. Building energy performance and thermal comfort in Singapore, in: Scopus.
- Wang, S., Ma, Z., 2008. Supervisory and Optimal Control of Building HVAC Systems: A Review. *HVACR Res.* 14, 3–32. <https://doi.org/10.1080/10789669.2008.10390991>



# Caractérisation in situ et modélisation thermique des matériaux environnant la grotte de Lascaux

Habiba LHARTI<sup>1</sup>, Fabien SALMON<sup>1</sup>, Delphine LACANETTE<sup>1</sup>, Colette SIRIEIX<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Université de Bordeaux, CNRS, Arts et Métiers Institute of Technology, Bordeaux INP, INRAE, I2M Bordeaux, 351 cours de la Libération F-33405 Talence, France

## RESUME

La conservation du patrimoine est un enjeu social de plus en plus prégnant à cause du changement climatique. La grotte de Lascaux est particulièrement sensible à ce dérèglement qui pourrait engendrer l'apparition d'altérations sur les parois ornées. Afin de limiter cet impact, nous menons des travaux sur les transferts thermiques dans le massif rocheux. De par la nature du site, la caractérisation du massif rocheux ne peut être effectuée que par des méthodes non destructives. La tomographie de Résistivité Electrique (TRE) nous permet de mesurer la résistivité des matériaux constituant le massif rocheux autour de la grotte. La classification de ces données par des algorithmes de Machine Learning a permis de décomposer le massif en plusieurs zones présentant des propriétés similaires. L'interpolation par krigeage a permis de construire un modèle 3D subdivisé en domaines supposés thermiquement homogènes. L'utilisation de méthodes inverses sur des mesures de température, capteurs installés dans la grotte et à la surface sol nous ont fourni une estimation des propriétés thermiques des matériaux. Cette meilleure compréhension des transferts thermiques qui s'opèrent dans l'environnement de la grotte permettra une stratégie de conservation plus aboutie qu'actuellement. Cette méthodologie est applicable à la géothermie, aux ouvrages d'art, aux ouvrages souterrains, ...

**Mots-clefs** Grottes ornées, Méthodes géophysiques non destructives, Transferts thermiques, Changement Climatique

## I. INTRODUCTION

La grotte de Lascaux constitue l'une des plus célèbres découvertes archéologiques du XX<sup>ème</sup> siècle (1940). Ouverte au public en 1948, elle accueille un grand nombre de visiteurs jusqu'en 1963. Cette affluence a pour conséquence l'apparition de plusieurs indices d'altération (augmentation de température, moisissures, etc.). Afin de répondre à ces problématiques, de nombreux travaux de recherche sont menés visant à la conservation du patrimoine de la grotte, en partie sur l'aspect thermique du site. Les recherches en géophysique menées depuis 10 ans ont eu pour objectif la caractérisation du massif autour de la grotte par la Tomographie de Résistivité Electrique (TRE). Cette méthode non destructive permet la mesure de la résistivité électrique d'un matériau en y injectant un courant électrique.

Les derniers travaux (Xu et al. (2016), Verdet et al. (2020)) montrent que le massif dans lequel la grotte se développe (milieu Karstique) est très hétérogène. Ce dernier a néanmoins, jusqu'à présent,

et par manque de données, été considéré comme homogène du point de vue des caractéristiques thermiques dans le modèle 3D (Lacanette & Malaurent (2014)) utilisé dans les simulations thermo-aérauliques de la grotte.

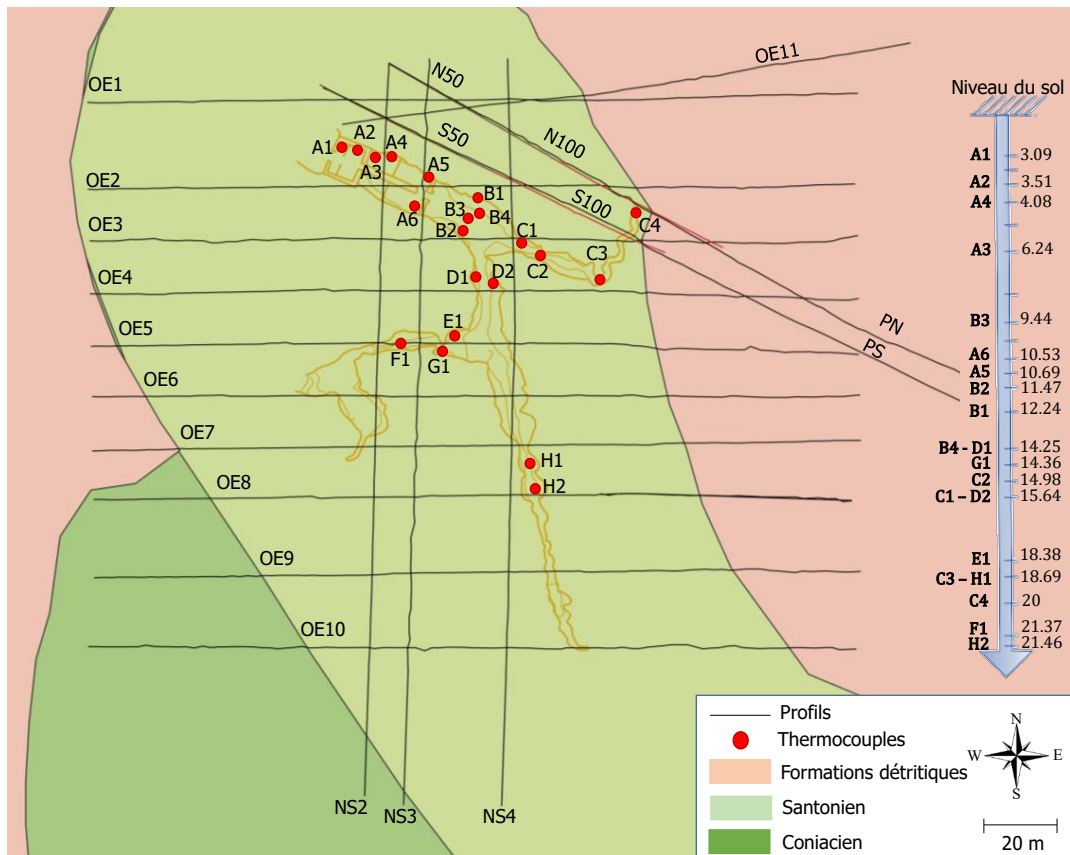
Dans cette étude, le couplage entre les données géophysiques et thermiques est nécessaire pour affiner le modèle thermique 3D qui devra prendre en compte l'hétérogénéité des propriétés thermiques du massif. Pour ce faire, nous partitionnons les profils 2D de mesures ERT grâce à la méthode de classification CHA (Classification Hiérarchique Ascendante), qui est une méthode de Clustering largement utilisée pour la segmentation des données ERT (Delforge et al. (2021), Genelle et al. (2012), Xu et al. (2016)). L'application de la méthode d'interpolation par krigeage (Weber and Englund, 1994; Zimmerman et al., 1999) aux données ERT 2D permet ensuite de construire une représentation 3D du massif rocheux composée de différents domaines qui seront supposés homogènes. Cette représentation 3D divisée en 7 domaines est utilisée pour caractériser les propriétés thermiques de chacun. La procédure appliquée se base sur une méthode inverse, l'algorithme de Nelder-Mead (Nelder and Mead (1965)) connu pour être une des méthode d'optimisation la plus efficace (Maréchal (2014), Zhang et al. (2019)). La caractérisation thermique du massif rocheux permettra in fine la réalisation de simulations de la convection thermique à l'intérieur de la grotte.

Nous commençons par une brève description des données géophysique et thermique. Nous présentons ensuite les résultats issus de la classification par la méthode CHA, le modèle 3D résultant de l'interpolation des données géophysiques et l'application des méthodes inverses pour la caractérisation des propriétés thermiques du massif.

## PRESENTATION DES DONNEES

La grotte de Lascaux mesure 235 m de long et s'enfonce jusqu'à une profondeur de 20 m. La grotte est instrumentée par plus de 150 capteurs qui recueillent des données toutes les minutes depuis plus de dix ans. Des capteurs, mesurant les précipitations, la température extérieure et le rayonnement solaire, sont positionnés à l'extérieur, au-dessus de la grotte. D'autres capteurs, situés à l'intérieur de la grotte, mesurent la température de l'air et de la roche, les débits, les niveaux de CO<sub>2</sub> et l'humidité de l'air. Dans le cadre de cette étude, seulement la température extérieure et les thermocouples à l'intérieur de la grotte sont exploités (Fig.1).

Pour la caractérisation du sol, les mesures géophysiques réalisées par (Xu et al. (2016)) sont utilisées dans cette étude. Il s'agit de 20 profils ERT (Fig.1) constitués de 96 électrodes espacés de 1,5 m et d'environ 144 m de longueur, à l'exception des profils localisés au nord de la grotte où il y a trois configurations différentes dont deux composées de 72 électrodes présentant un espacement de 0,5 m ou 1 m et une composée de 96 électrodes espacées de 1,5 m. Les types de dispositifs utilisés sont pôle dipôle – gradient pour tous les profils. Le nombre total de valeurs de résistivité résultant des mesures ERT s'élève à 57 760.



**Figure 1.** Vue en plan de la grotte de Lascaux et de sa géologie environnante. Représentation des profils TRE et localisation des thermocouples à l'intérieur de la grotte (d'après Verdet et al. (2020)).

### III. RESULTATS ET DISCUSSION

Dans cette section, nous présentons les résultats obtenus à partir des mesures géophysiques et des thermocouples existants. Dans un premier temps, nous présentons les résultats du partitionnement du massif rocheux en différents groupes supposés homogènes. Dans un deuxième temps, nous procédons à la construction d'une représentation 3D du massif rocheux basée sur le partitionnement obtenu à partir de la classification. Enfin, nous présentons la caractérisation thermique résultant de l'application des méthodes inverses.

#### A. Classification des données

La méthode de classification CHA a été appliquée aux valeurs logarithmiques de résistivité correspondant aux critères de seuillage basés sur la valeur de résistivité (inférieure à  $210 \Omega \cdot m$ ) et l'altitude (supérieure à 182 mNGF). Ces critères permettent de conserver la partie supérieure du massif (Santonien) et les parties est et ouest des profils (formations détritiques), tout en excluant les données correspondant au Coniacien (formation profonde et homogène). En effet, le comportement thermique de la grotte résulte principalement des transferts thermiques dans la partie supérieure du massif. La partie coniacienne sera considérée comme une seule classe homogène, notée 6 sur la figure 2.

Les résultats obtenus avec la méthode CHA (Lharti et al., 2022) (Fig.2) coïncident avec les connaissances géologiques que nous avons de l'environnement entourant la grotte de Lascaux (Platel (1987), Xu et al. (2016), Verdet et al. (2020)). Dans la partie centrale supérieure du massif, dont on sait qu'elle est principalement composée du Santonien, nous avons pu distinguer 3 classes (3, 4 et 5) représentant principalement le calcaire du Santonien et ses hétérogénéités. Dans la partie ouest, 2 classes (1 et 2), les moins résistives, appartiennent aux formations détritiques. Enfin, dans la partie est, on distingue également des zones faiblement résistives (classes 1 et 2) qui font partie des formations détritiques. Des zones très résistives en surface qui correspondent aux sables sont aussi observées.

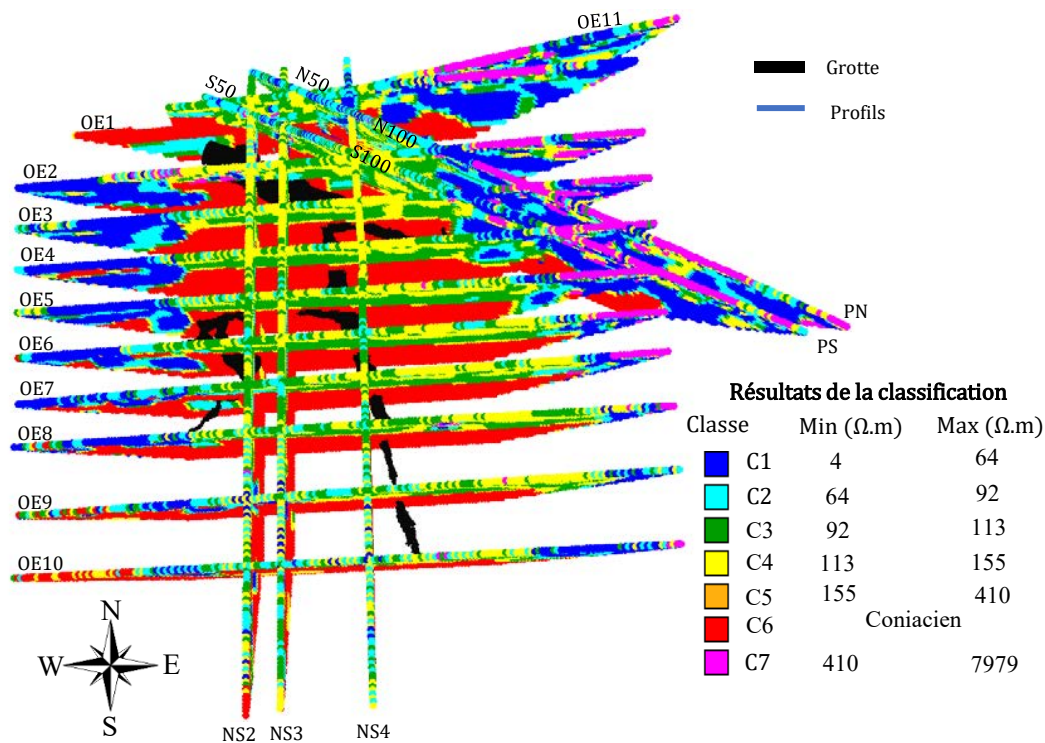


Figure 2. Résultats après application de la méthode CHA à tous les profils.

*B. Modélisation 3D du massif rocheux*

Les résultats de l'interpolation (Fig.3) montrent la représentation 3D obtenue par krigeage après avoir appliqué les résultats de la CHA (Fig.2). L'interpolation entre les profils ERT 2D conduit à la visualisation globale du massif et montre l'évolution des différentes formations (Guillot et al. (1977), Platel (1987), Verdet et al. (2020), Xu et al. (2016)) en fonction de la profondeur. Les sables présents dans la partie est sont très peu profonds puisqu'ils disparaissent après un mètre. A environ 4 mètres sous le niveau du sol, nous avons identifié des zones conductrices proche de la grotte. Ces zones peuvent correspondre aux conduits karstiques ou structures fortement altérées dans le calcaire permettant la circulation préférentielle de l'eau jusqu'aux émergences visibles dans la grotte.

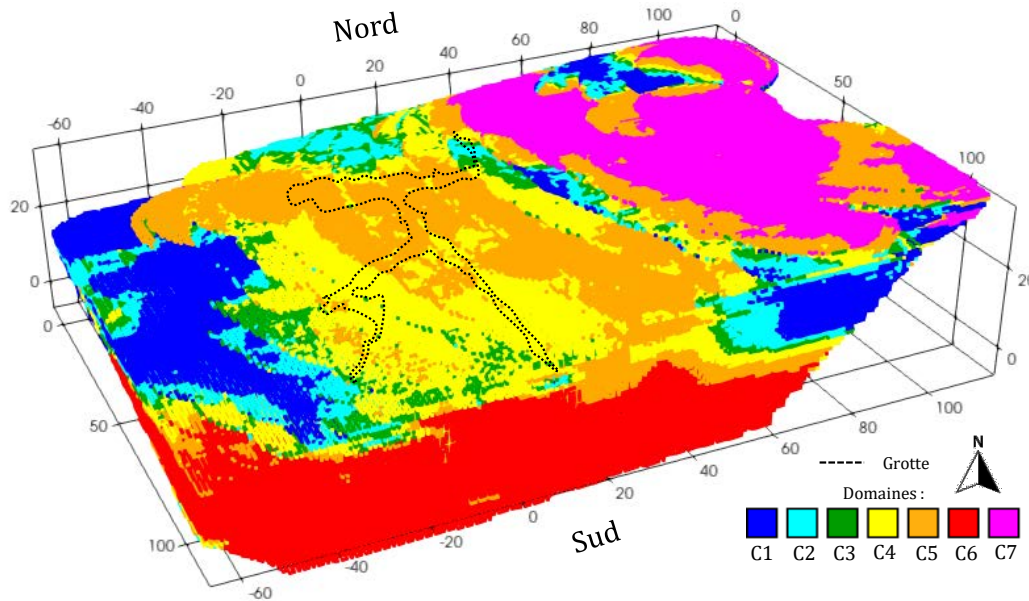


Figure 3. Représentation 3D du massif rocheux entourant la grotte de Lascaux.

Cette interpolation par krigeage montre l'importante hétérogénéité du massif de la grotte de Lascaux. En particulier, la partie supérieure du massif à l'aplomb de la grotte se caractérise par différentes formations géologiques : le calcaire Santonien (en jaune), ses hétérogénéités (en orange) et en profondeur, où la grotte se développe en majorité, le calcaire coniacien (en rouge). Ces formations jouent donc un rôle plus important que celles se trouvant à la périphérie de la grotte, dans le transfert thermique dans l'épikarst. La mise en évidence des hétérogénéités du Santonien justifie l'étude géophysique préliminaire aux calculs thermiques présentés dans la section suivante.

### C. Caractérisation des propriétés thermiques du massif rocheux

La détermination des 7 diffusivités thermiques des domaines supposés homogènes (Fig. 3) améliorera la simulation du transfert de chaleur dans le massif rocheux. La simulation de la conduction thermique est réalisée à l'aide du logiciel Notus CFD (Computational Fluid Dynamics) qui résout l'équation thermique suivante :

$$\frac{\partial \rho c_p T}{\partial t} = \nabla \cdot \lambda \nabla T$$

où  $\rho$  est la densité,  $c_p$  est la capacité thermique massique,  $\lambda$  est la conductivité thermique et  $T$  est la température.

La détermination des diffusivités thermiques optimales à partir de mesures expérimentales est un problème inverse. Celui-ci peut être résolu par des algorithmes d'optimisation (Fletcher (1987)), comme par exemple la méthode de Gauss-Newton, de gradient, de Newton, ou encore de Nelder Mead. Parmi tous les algorithmes, nous choisissons l'algorithme de Nelder-Mead (Nelder and Mead (1965)) qui est connu pour être efficace dans un espace multidimensionnel (Cerdà et al. (2016)), comme dans notre étude 3D. Maréchal (2014) a comparé différents algorithmes (Levenberg-Marquardt (Moré (1978)), l'algorithme génétique et l'algorithme de Nelder-Mead) pour caractériser les matériaux à changement de phase. Son étude révèle que l'algorithme de Nelder-Mead est le plus

robuste et rapide. Zhang et al. (2019) ont estimé la conductivité thermique et la capacité thermique volumétrique d'un sol stratifié en utilisant l'algorithme de Nelder-Mead. Ils ont ainsi pu simuler l'évolution verticale de la température du sol de manière très précise. Rendu et al. (2019.) ont aussi utilisé cet algorithme dans un cas de transfert thermique unidimensionnel appliqué à un mur multicouche. Ils ont montré que la méthode inverse utilisée est très précise pour l'estimation de la résistance et la capacité thermique des murs soumis à des conditions météorologiques réelles.

La procédure de résolution de l'algorithme de Nelder-Mead est la suivante :

- Etape 1 : Initialisation des diffusivités thermiques.
- Etape 2 : Simulation de la conduction thermique
- Etape 3 : Comparaison des résultats avec les mesures et application de l'algorithme de Nelder-Mead pour calculer les nouvelles diffusivités thermiques. Retour à l'étape 2
- Etape 4 : Fin de la procédure après convergence.

Nous utilisons la fonction objectif suivante dans notre approche  $\sum_{i=1}^N \frac{|\delta\phi_{\text{exp}}^i - \delta\phi_{\text{sim}}^i|^2}{|\delta\phi_{\text{exp}}^i|^2} + \frac{|\Delta T_{\text{exp}}^i - \Delta T_{\text{sim}}^i|^2}{|\Delta T_{\text{exp}}^i|^2}$ ,

où  $\delta\phi$  est le déphasage de l'onde par rapport à la température extérieure,  $\Delta T$  est la différence entre les températures minimum et maximum de l'onde thermique, l'indice exp se réfère aux mesures expérimentales et l'indice sim se réfère aux résultats de simulation.

La résolution du problème inverse nous conduit à une diffusivité thermique pour chaque division du massif. Celle du calcaire Santonien est d'environ  $2 \times 10^{-6} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$ , celle du calcaire Coniacien est d'environ  $1.4 \times 10^{-6} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$  et celle des hétérogénéités très résistives du Santonien est d'environ  $5 \times 10^{-7} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$ . Pour les structures fortement altérées dans le calcaire Santonien (zones conductrices) et présentes dans les parties est et ouest du massif (formations détritiques), les diffusivités sont les suivantes :  $1,06 \times 10^{-6} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$  pour le domaine le plus conducteur électriquement (classe 1),  $1 \times 10^{-6} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$  pour la classe 2 et une diffusivité de  $7,4 \times 10^{-7} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$  pour la classe 3.

Finalement, pour la partie superficielle de l'est du massif, la diffusivité est de  $3,2 \times 10^{-7} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$  correspondant aux sables. Ces valeurs disparates montrent le caractère hétérogène du massif de la grotte de Lascaux. En moyenne, l'erreur relative commise sur le déphasage de l'onde thermique est de 14% tandis que celle sur l'amortissement est de 18%.

La figure 4 montre le champ de température après 8 années de simulation de la conduction thermique dans le massif rocheux ayant débuté en janvier 2014. Le champ de température du massif peut être divisé en trois zones :

- Une partie plus froide proche de la surface du sol (entre 11 et 12°C)
- Une partie plus chaude verticalement au centre du massif (supérieures à 12,5°C)
- Une partie de température intermédiaire dans la partie plus profonde du massif.

Cette configuration est propice au déclenchement d'une convection thermique dans la grotte du au gradient thermique.

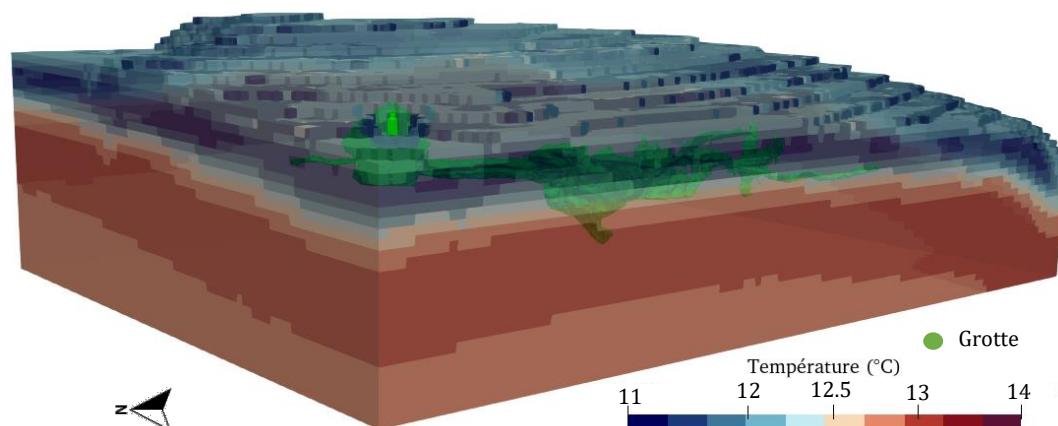


Figure 4. Champ de température simulé dans le massif de la grotte de Lascaux.

## VI. CONCLUSION

La conservation de la grotte de Lascaux demande une compréhension fine de son environnement. L'utilisation des méthodes non destructives par ERT nous ont permis de caractériser la géologie du massif. La classification des données par la CHA a conduit à un partitionnement du massif en des domaines les plus homogènes possibles. L'interpolation par krigeage a été employée afin de construire une représentation 3D à partir des profils 2D issus de l'ERT. Les résultats issus de ces deux premières étapes ont permis la segmentation géométrique du massif en sept zones. L'application de l'algorithme de Nelder-Mead à la résolution de la conduction thermique a fourni les diffusivités thermiques minimisant l'erreur entre les mesures et la simulation numérique. La simulation de la propagation de la chaleur dans le massif rocheux montre que le champ de température est très affecté par l'hétérogénéité géologique.

Les résultats obtenus dans cette étude pourront être améliorés dans les prochaines simulations. Les résultats finaux permettront la réalisation future de simulations thermo-aérauliques à l'intérieur de la grotte. De plus, la méthodologie utilisée dans cet article peut être appliquée dans différents domaines de génie civil, comme la géothermie ou les travaux souterrains où les transferts de masse sont nécessaires.

## Remerciements

Les auteurs tiennent à remercier l'université de Bordeaux (France) pour son soutien financier et le Ministère français de la Culture (DRAC Nouvelle-Aquitaine) pour l'accès aux environs de la grotte et pour leur soutien financier.

## REFERENCES

- Cerdà, V., Cerdà, J.L., Idris, A.M., (2016). Optimization using the gradient and simplex methods. *Talanta* 148, 641–648. <https://doi.org/10.1016/j.talanta.2015.05.061>
- Delforge, D., Watlet, A., Kaufmann, O., Van Camp, M., Vanclooster, M., (2021). Time-series clustering approaches for subsurface zonation and hydrofacies detection using a real time-lapse electrical resistivity dataset. *Journal of Applied Geophysics* 184, 104203. <https://doi.org/10.1016/j.jappgeo.2020.104203>
- Genelle, F., Sirieix, C., Riss, J., Naudet, V., (2012). Monitoring landfill cover by electrical resistivity tomography on an experimental site. *Engineering Geology* 145–146, 18–29. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2012.06.002>
- Lacanette, D., Malaurent, P., (2014). Préviation climatique 3D dans la grotte de Lascaux. *karstologia* 63, 49–57.
- Lharti, H., Sirieix, C., Riss, J., Verdet, C., Lacanette, D., (2022). Clustering Methods Applied to Electrical Resistivity Data, in: NSG2022 28th European Meeting of Environmental and Engineering Geophysics. Presented at the NSG2022 28th European Meeting of Environmental and Engineering Geophysics, European Association of Geoscientists & Engineers, Belgrade, Serbia & Online, pp. 1–5. <https://doi.org/10.3997/2214-4609.202220042>
- Maréchal, W., (2014). Utilisation de méthodes inverses pour la caractérisation de matériaux à changement de phase 212.
- Moré, J.J., (1978). The Levenberg-Marquardt algorithm: Implementation and theory, in: Watson, G.A. (Ed.), *Numerical Analysis, Lecture Notes in Mathematics*. Springer Berlin Heidelberg, Berlin, Heidelberg, pp. 105–116. <https://doi.org/10.1007/BFb0067700>
- Nelder, J.A., Mead, R., (1965). A Simplex Method for Function Minimization. *The Computer Journal* 7, 308–313. <https://doi.org/10.1093/comjnl/7.4.308>
- Platel, J.-P., (1987). Le Crétacé supérieur de la plateforme septentrionale du Bassin d’Aquitaine. *Stratigraphie et évolution géodynamique*. Document B.R.G.M 581.
- Rendu, M., Le Dréau, J., Salagnac, P., Doya, M., Colmet Daâge, M., n.d. Comparison Of Models To Identify Thermal Characteristics Of Multi-layer Building Walls Using Inverse Methods. Presented at the Building Simulation (2019), Rome, Italy, pp. 539–546. <https://doi.org/10.26868/25222708.2019.211229>
- Verdet, C., Sirieix, C., Marache, A., Riss, J., Portais, J.-C., (2020). Detection of undercover karst features by geophysics (ERT) Lascaux cave hill. *Geomorphology* 360, 107177. <https://doi.org/10.1016/j.geomorph.2020.107177>
- Weber, D.D., Englund, E.J., (1994). Evaluation and comparison of spatial interpolators II 15.
- Xu, S., Sirieix, C., Marache, A., Riss, J., Malaurent, P., (2016). 3D geostatistical modeling of Lascaux hill from ERT data. *Engineering Geology* 213, 169–178. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2016.09.009>
- Zhang, C., Song, W., Liu, Y., Kong, X., Wang, Q., (2019). Effect of vertical ground temperature distribution on parameter estimation of in-situ thermal response test with unstable heat rate. *Renewable Energy* 136, 264–274. <https://doi.org/10.1016/j.renene.2018.12.112>
- Zimmerman, D., Pavlik, C., Ruggles, A., Armstrong, M.P., (1999). An Experimental Comparison of Ordinary and Universal Kriging and Inverse Distance Weighting 16.



# Evaluation sur le terrain de la diffusion d'Oxygène dans un béton partiellement carbonaté par calcul numérique

Ouijdane QACAMI<sup>1</sup>, Bruno HUET<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Holcim Innovation Center, France

## RESUME

La connaissance de la diffusivité gazeuse dans les matériaux cimentaires est d'une importance considérable pour l'évaluation de la durabilité des structures et leur analyse de cycle de vie. La mesure in-situ de la diffusivité permet également d'évaluer leur durée de vie résiduelle. L'objectif de cette étude est de développer une méthode non destructive de mesure de diffusion d'Oxygène, pratique sur terrain et applicable aux grands échantillons. La méthode consiste à suivre l'évolution de la concentration en Oxygène dans une cellule fermée, seulement en contact avec la surface du béton. Pour décrire la diffusion gazeuse à travers un matériau carbonaté, les modèles numériques offrent un plus grand degré de contrôle par rapport aux expérimentations et permettent d'étudier l'effet de chaque paramètre individuellement. Pour cela, une modélisation numérique est utilisée afin de concevoir cette méthode de mesure. La géométrie de la cellule est définie en particulier pour limiter les effets de bord et permettre une analyse inverse rapide des résultats avec un modèle numérique 1D. Les caractéristiques du béton sont variées pour balayer les gammes de béton les plus utilisées.

**Mots-clefs :** Diffusivité de l'Oxygène, Béton, Durabilité des structures, Simulation numérique, Mesure non destructive.

## I. INTRODUCTION

Le suivi de la durabilité du béton est nécessaire pour connaître les mécanismes de dégradation des bétons en service. Etant un facteur majeur dans le suivi de la durabilité et la qualité des bétons, la diffusion d'Oxygène est mesurée dans les laboratoires. Cependant, il n'existe pas de méthode qui permet un suivi sur site de l'évolution de cette caractéristique. Cet article étudie numériquement la possibilité de développer une nouvelle méthode de mesure de diffusion d'Oxygène dans les bétons sur site, en balayant les différents paramètres géométriques et les

caractéristiques du matériel ainsi que l'impact des effets de bords sur les variations de concentration d'Oxygène dans une cloche de mesure.

## II. MATERIAUX ET METHODES :

### 1. Aspect théorique et simulation numérique:

Pour évaluer la diffusion d'Oxygène dans le béton la deuxième loi de Fick (1) qui évalue la diffusion gazeuse à travers un milieu poreux est utilisée. Cette équation est résolue dans les différentes zones du système.

Le résultat de la simulation numérique est une courbe de concentration d'Oxygène dans la cellule en fonction du temps. Le coefficient de diffusion de l'Oxygène est calculé à partir de l'analyse automatique de cette courbe. Cette équation est résolue numériquement en 1D et en 2D sur Python en utilisant la bibliothèque Fipy qui permet de résoudre des équations différentielles et Gmesh qui permet de créer des maillages en volumes finis.

Le maillage est fait sur Gmesh. Une vérification des distances entre les nœuds montre que cette distance est comprise entre la valeur de la plus petite dimension du modèle et un sixième de cette valeur. Le modèle est maillé de telle sorte à avoir un minimum de 7 points représentatifs dans chaque dimension.

Pour avoir un ordre de grandeur du phénomène, un temps caractéristique du phénomène diffusif (2) est défini. Ce temps caractéristique sert à déterminer la durée nécessaire pour l'équilibration de la cellule. Où  $D$  est le coefficient de diffusion efficace en Oxygène,  $C$  est la concentration en Oxygène,  $\Phi$  est la porosité totale,  $S_L$  est le degré de saturation en eau du milieu et  $L$  est la distance caractéristique.

$$\bullet \quad \Phi(1 - S_L) \frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left( D_{e,O_2} \frac{\partial C}{\partial x} \right) \quad (1)$$

$$\bullet \quad \tau = \frac{L^2}{D} \quad (2)$$

### 2. Matériaux:

Pour construire des modèles représentatifs des bétons courants, les données de (Leemann et al., 2015) sont récupérées en respectant les hypothèses suivantes:

- Les caractéristiques données dans l'article (Leemann et al., 2015) sont supposées être des valeurs pour des bétons non carbonatés;
- Les valeurs des coefficients de carbonatation sont prises égales au Kn des bétons hors abris ;
- A humidité constante les coefficients de diffusion ne varient pas dans le temps;
- Pour les conditions d'expérience l'humidité est de 65% et la saturation liquide est de 0.34;
- Le coefficient de diffusion dans la cellule est le même que dans l'air;

- La concentration initiale d'Oxygène dans le béton est égale à la concentration dans l'air;
- La porosité des bétons a été attribué en fonction du rapport w/c en se basant sur (Zhang et al., 2020);

Pour calculer les coefficients de diffusion de l'Oxygène à partir des données sur la carbonatation et la diffusion de CO<sub>2</sub> dans le béton, La diffusion est supposée suivre la loi de Knudsen. Le rapport  $D_c / D_{nc}$  des coefficients de diffusion de CO<sub>2</sub> est proportionnel à la quantité des laitiers dans le ciment (Dutzer et al., 2019). Pour passer de la diffusion dans les pâtes à la diffusion dans le béton, la formule (Yoon, 2018) a été utilisée. Suite à ce traitement de données trois bétons représentatifs (Tableau 1) ont été choisis. Le choix a été fait en fonction du coefficient de carbonatation et en fonction du rapport entre les coefficients de diffusion. Les rapports des coefficients de diffusion ont un impact sur la diffusion des gaz dans le béton (Dutzer et al., 2019). Pour cela, trois valeurs représentatives ont été choisies.

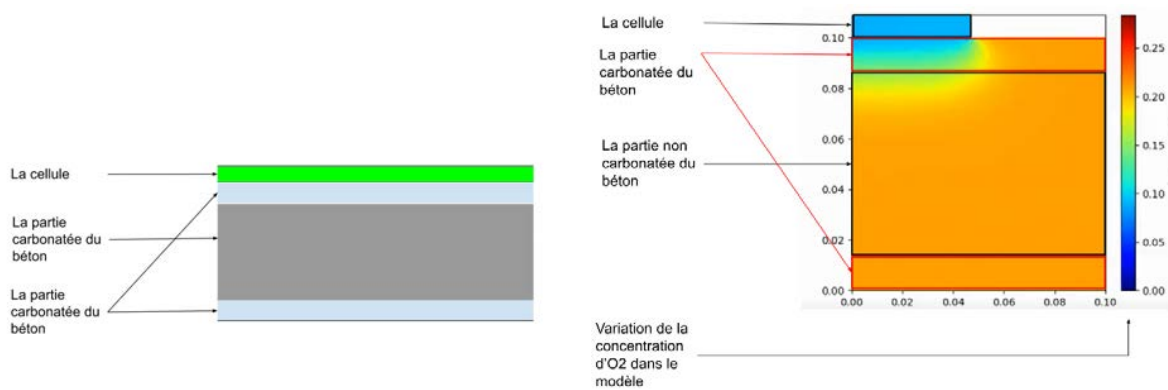
**TABLEAU 1.** Liste des bétons utilisés dans les simulations avec leurs caractéristiques.

Type du béton ciment	w/c [-]	$\Phi$ app_n [%]	$\Phi$ app_c [%]	S [%]	Kn [mm/ y <sup>-0.5</sup> ]	Dc/ Dnc	Dnc [e-8m <sup>2</sup> /s]	Dc [e-8m <sup>2</sup> /s]
OPC	0.5	30	19	34	3	0.20	1.22	0.24
L-FA-35	0.6	19	12	34	6	2.86	3.01	8.60
S-65	0.45	35	22	34	9	2.00	0.32	0.64

w/c: le rapport eau ciment,  $\Phi_{app}$ : la porosité apparente, S: la saturation, Kn: le coefficient de carbonatation du béton,  $D_{nc}$ : le coefficient de diffusion dans le béton non carbonatée,  $D_c$ : le coefficient de diffusion dans le béton non carbonatée.

### 3. Plans d'expérience numérique :

Le modèle numérique simule la mesure de diffusion d'Oxygène dans un voile. L'expérience consiste à mettre une cloche cylindrique accompagnée d'un capteur d'Oxygène sur l'une des surfaces du béton, le système est supposé étanche. Dans ce cas, le volume à l'intérieur de la cloche est en contact seulement avec le béton mesuré. Ce volume est purgé, une fois la purge est finie le test est lancé et le suivi de l'évolution de la concentration d'Oxygène dans la cellule est fait en fonction du temps. Dans une configuration parfaite, la cellule se remplit d'Oxygène à travers le béton, le temps d'équilibration ainsi que les caractéristiques de la courbe obtenue permettra de remonter vers certaines caractéristiques de diffusion d'Oxygène dans le béton.



**FIGURE 1.** Schémas des deux modèles 1D et 2D.

La méthode de mesure simulée serait utiliser sur des voiles de bétons d'une épaisseur de 10cm et sur des éprouvettes parallélépipédiques du laboratoire de 10cm\*10cm\*40cm. Pour ne pas rompre la symétrie de l'échantillon mesuré et pour pouvoir bien positionner la cellule, la cellule de mesure est supposée être cylindrique avec un rayon maximal permettant une mesure représentative de l'échantillon. Les différentes couches du béton mesurées à savoir la partie carbonatée et la partie non carbonatée sont représentées par des domaines avec différentes caractéristiques (différents coefficients de diffusion et différente porosité). La cellule est représentée par un volume fermé dont le coefficient de diffusion est égal au coefficient de diffusion de l'Oxygène dans l'air et la porosité est égale à 1 pour reproduire les conditions de mesure dans les laboratoires.

Deux modèles sont proposés; un modèle 1D et un modèle 2D avec une cellule de diamètre égal à la largeur des éprouvettes mesurées et un mur de largeur 1m. Le modèle 2D est simplifié par symétrie. En début de l'expérience, la cellule est purgée et le béton est en équilibre diffusif avec l'air libre, cela est représenté par une concentration initiale nulle dans la cellule à  $t=0s$  et une concentration d'Oxygène dans le béton égale à celle dans l'air. Pour reproduire numériquement l'exposition à l'air libre des faces non couvertes par la cellule, la concentration d'Oxygène au niveau de ces faces est fixée à la valeur de la concentration dans l'air tout au long de la simulation. Pour visualiser clairement l'impact de la profondeur de carbonatation sur la diffusion d'Oxygène, trois bétons sont étudiés pour des profondeurs de carbonatation de 3mm, 6mm et 9mm. Pour les hauteurs de la cellule, les valeurs sont choisies en fonction des résultats obtenues dans les différentes étapes de nos simulations.

La simulation et l'analyse se font en deux blocs majeurs, des simulations testant l'impact des caractéristiques du matériau sur la mesure et des simulations testant l'impact de la géométrie de la cellule. Ces simulations se présentent comme suivant:

1. Simulation de l'impact de la hauteur de la cellule sur la réponse en diffusion du système;
2. Simulation de l'étendue des effets de bords en fonction de la hauteur de la cellule;
3. Simulation de l'impact du rapport des coefficients de diffusion sur la réponse en diffusion du système: En maintenant la profondeur de carbonatation fixe et en comparant l'impact de  $D_c/D_{nc}$ ;

4. Simulation de l'impact de la profondeur carbonatée sur la réponse en diffusion du système: En maintenant les rapports  $D_c/D_{nc}$  fixe et en comparant l'impact de la variation de la profondeur carbonatée;

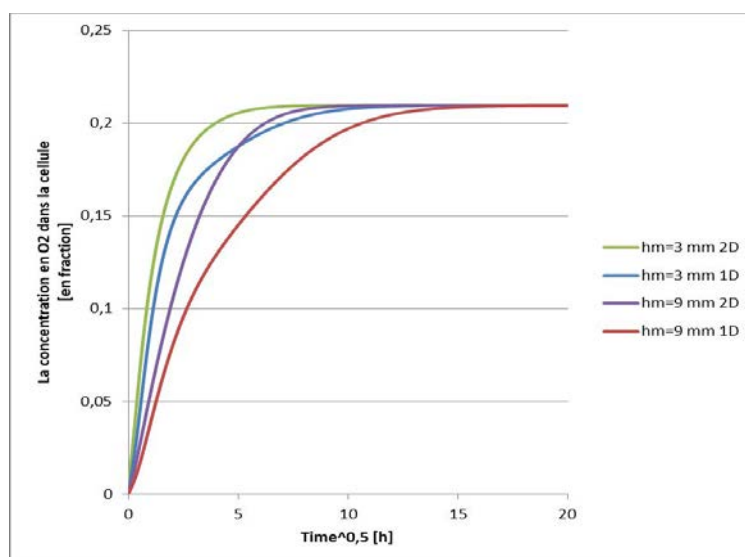
Les simulations concernant la géométrie de la cellule sont lancées pour différents bétons et les simulations concernant l'influence des caractéristiques du béton sont faites pour la hauteur de la cellule qui reproduit au mieux la solution numérique 1D. L'écart entre les deux réponses est quantifié en moyennant les écarts rapportés aux valeurs de la courbe 1D. L'écart entre les pentes initiales est rapporté à la solution 1D et calculé en éliminant les singularités dues à l'affinité du maillage.

### III. Résultats:

Pour les différents résultats et calculs, la hauteur de la cellule est notée  $hm$ , la profondeur carbonatée est notée  $L_c$  et les coefficients de diffusion d'Oxygène dans le béton carbonaté et non carbonaté sont notés respectivement  $D_c$  et  $D_{nc}$ . Dans les différentes analyses les écarts entre la solution numérique 1D et les résultats du modèle 2D sont comparés, plus cet écart est faible plus la diffusion unidimensionnelle est reproduite et les effets de bords sont réduits.

1. Impact de la hauteur de la cellule sur la réponse en diffusion du système:

Pour analyser l'impact de la hauteur de la cellule sur la réponse du système, l'équation de diffusion a été résolue pour différents bétons et pour des hauteurs de cellule variant de 3mm à 9mm. Ces calculs sont faits en 1D et en 2D et l'écart entre la solution 1D et 2D (définie par l'air entre les deux courbes) est calculé pour les différents cas (Tableau 2). Ces écarts sont plus faibles pour des hauteurs de cellule faibles (Figure 2, Tableau 2).



**FIGURE 2.** Variation de la concentration d'Oxygène dans la cellule en fonction de la racine temps pour un béton OPC avec une profondeur de carbonatation de 3 mm et pour deux hauteurs de cellule testées en 1D et en 2D dans l'étude.

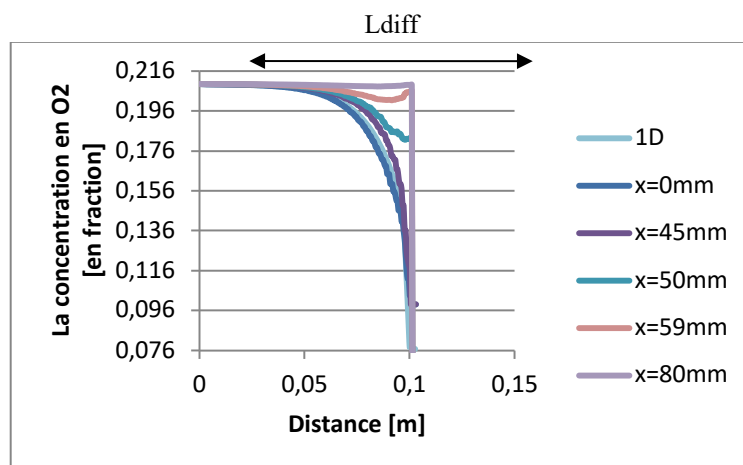
**TABLEAU 2.** Variation de l'écart entre la courbe 1D et 2D pour différentes hauteur de cellule et différentes profondeurs de carbonatation.

OPC				L FA 35				S-65			
Lc [mm]	hm [mm]	Moyenne des écarts rapportée à 1D [%]	Ecart des pentes (2D-1D)/1D [%]	Lc [mm]	hm [mm]	Moyenne des écarts rapportée à 1D [%]	Ecart des pentes (2D-1D)/1D [%]	Lc [mm]	hm [mm]	Moyenne des écarts rapportée à 1D [%]	Ecart des pentes (2D-1D)/1D [%]
3	3	36	36	6	3	21	25	9	3	15	14
3	6	40	28	6	6	28	35	9	6	39	15
3	9	42	27	6	9	30	36	9	9	26	24

Une hauteur de cellule de 3 mm permet un écart minimal entre le modèle 2D et la résolution numérique 1D du modèle. Cette hauteur est maintenant pour le reste des tests.

2. Effets de bords dus à la présence de la cellule:

Les profils de concentration du béton à différentes phases de diffusion et en fonction de la distance du centre de la cellule,  $x$ , s'écartent de plus en plus du comportement 1D suite aux effets de bord ; à une certaine distance (Tableau 3) l'impact de la présence de la cellule n'est plus visible dans le béton (la concentration devient constante). Ces calculs sont faits à temps fixe égal au temps caractéristique de la zone carbonatée du béton  $\tau=Lc^2/Dc$ .  $X_{max}$  représente la distance à partir de laquelle la concentration sur la surface du béton est affectée seulement de 1%.  $L_{diff}$  représente la profondeur affectée de 1% au minimum par la présence de la cellule.



**FIGURE 3.** Courbe de concentration d'Oxygène dans le béton OPC  $Lc=3$  mm à différentes distance du centre de la cellule pour une cellule de hauteur  $hm=3$  mm et  $t=Lc^2/Dc$ .

**TABLEAU 3.** X max pour différente hauteur de cellule à  $t=L_c^2/D_c$  pour un béton OPC  $L_c=3$  mm.

hm [mm]	Concentration de l'O <sub>2</sub> dans la cellule 1D [-]	Concentration de l'O <sub>2</sub> dans la cellule 2D [-]	Ldiff 1D [mm]	Ldiff 2D [mm]	Xmax [mm]
3	0,077	0,099	54	52	60
6	0,047	0,065	57	46	60,537
9	0,034	0,048	59	47	60,688

### 3. Impact du rapport des coefficients de diffusion sur la réponse en diffusion du système:

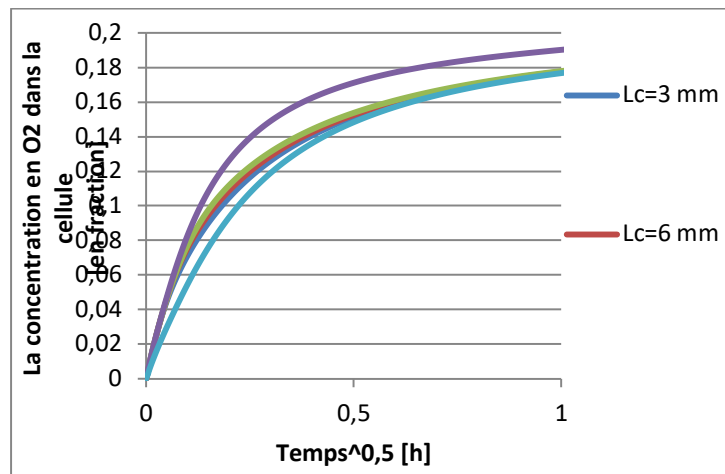
Pour la même hauteur de cellule et pour différentes profondeurs de carbonatation, les rapports des coefficients de diffusion sont variés. Une corrélation décroissante entre ce rapport et l'écart entre les deux simulations est remarquée; plus le rapport  $D_c/D_{nc}$  est faible plus la réponse du modèle s'éloigne de la solution numérique 1D.

**TABLEAU 4.** Variation de l'écart entre les courbes 1D et 2D en fonction du rapport des coefficients de diffusion pour des bétons ou min ( $D_c/D_{nc}$ )=0.3 [e-8 m/s<sup>2</sup>] pour une hauteur de cellule  $h_m=3$  mm.

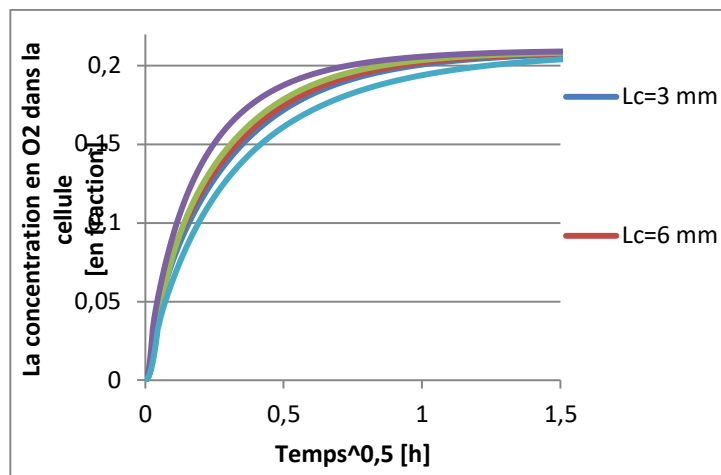
Lc [mm]	Dc/Dnc	Moyenne des écarts rapportée à 1D [%]	Lc [mm]	Dc/Dnc	Moyenne des écarts rapportée à 1D [%]	Lc [mm]	Dc/Dnc	Moyenne des écarts rapportée à 1D [%]
3	0.20	36	6	0.20	27	9	0.20	19
3	2.00	16	6	2.00	16	9	2.00	15
3	2.85	20	6	2.85	21	9	2.85	22

### 4. Impact de la profondeur de carbonatation sur la réponse en diffusion du système:

Les tracés de la concentration d'Oxygène dans la cellule en fonction du temps en 1D pour différentes profondeurs de carbonatation sont plus rapprochés à la courbe de diffusion d'un béton totalement carbonaté en début de la diffusion. Ces courbes s'éloignent graduellement de la courbe du béton entièrement carbonaté, pour rejoindre, pour des temps longs, la courbe d'un béton non carbonaté. Ce phénomène est moins accentué dans les simulations 2D (Figure 4,5).



**FIGURE 4.** Courbe de concentration d'Oxygène dans la cellule pour différentes profondeurs de carbonatation pour le béton L-FA-35 et pour une cellule de hauteur  $h_m=3$  mm en 1D.



**FIGURE 5.** Courbe de concentration d'Oxygène dans la cellule pour différentes profondeurs de carbonatation pour le béton L-FA-35 et pour une cellule de hauteur  $h_m=3$  mm en 2D.

#### IV. Analyse et discussion des résultats:

Une faible hauteur de cellule permet d'avoir un comportement diffusif plus proche de la solution numérique 1D. Les écarts entre les deux solutions sont dus aux effets de bord et peuvent être justifiés par une proportionnalité des effets de bord à la taille de la cellule. Plus le volume de la cellule est petit plus la vitesse d'équilibration est élevée et plus les effets de bords sont faibles. L'écart entre les pentes est dans tous les cas positif, la diffusion dans le modèle 2D est donc plus rapide que celle dans le modèle 1D. Cela peut être expliqué aussi par la présence des effets de bords. Le coefficient de diffusion sera donc surestimer suite à cet effet.

Les tendances des courbes de diffusion pour différentes profondeurs de carbonatation en simulation 1D montrent que la zone carbonatée contribue à l'équilibration de la cellule au début de l'expérience et que la zone non carbonatée participe à l'équilibration pour des temps longs.



Cela est justifié par le fait que la cellule épuise la quantité d'Oxygène dans la zone carbonatée ce qui fait que l'Oxygène dans la zone non carbonatée commence à alimenter la cellule. Ce phénomène est moins présent dans la simulation 2D car la zone carbonatée en contact avec la cellule se remplit en permanence avec de l'Oxygène provenant de l'extérieur. Cela témoigne la présence des effets de bord plutôt sur des temps longs que sur des temps courts et justifie donc la corrélation entre la taille des cellules et les écarts trouvés (la cellule se remplit à un certain pourcentage avant l'apparition des effets de bord). Le  $L_{diff}$  pour le modèle 2D est inférieur à celui du modèle 1D, l'écart entre  $L_{diff}$  1D et  $L_{diff}$  2D peut servir pour quantifier les effets de bords qui représentent une autre source d'alimentation de la cellule.

Les différents résultats obtenus confirment la possibilité de développer une méthode de mesure du coefficient de diffusion d'Oxygène dans un béton. La connaissance du coefficient de diffusion pour des disques non carbonatés et la connaissance de la profondeur de carbonatation dans le béton grâce aux tests en phénolphtaléine, ainsi que la préparation des abaques pour des solutions numériques permettraient d'ajuster le résultat expérimental avec la courbe qui représente le moindre écart et donc de déduire une valeur approchée du coefficient de diffusion dans le béton carbonaté.

## CONCLUSION:

La connaissance de la diffusion d'Oxygène à travers du béton est un facteur présent dans l'estimation de la durabilité du béton. Le but de cette étude est de montrer numériquement la possibilité de mesurer cette diffusion grâce à une cloche fixée sur la surface du béton.

Une résolution numérique des équations de diffusion dans le système en 1D et 2D est faite en tenant compte de nombreux facteurs affectant la variation de la concentration d'Oxygène dans le volume de mesure. Dans cette étude, l'impact de la géométrie choisie pour la cellule et l'effet des caractéristiques diffusives et de la profondeur de carbonatation des bétons ont été montrés.

- Une cellule avec une hauteur et un volume plus faible subit moins d'effets de bord car le temps d'équilibration est faible.
- Les effets de bords représentés dans le modèle 2D sont estimés par l'écart moyen entre la solution numérique 1D et la courbe résultante du modèle 2D. Cet écart est proportionnel au rapport entre le coefficient de diffusion d'Oxygène dans la partie non carbonatée sur celui de la partie carbonatée.
- La contribution de l'Oxygène provenant de la zone non carbonatée est présente dans la solution numérique 1D pour des temps long et elle est moins apparente pour les modèles 2D suite aux effets de bord qui alimentent en permanence les premières couches du béton.

Une cellule de géométrie cylindrique avec une hauteur minimale pourrait être utilisée, avec des abaques et en connaissance de la profondeur de carbonatation du béton et du coefficient de diffusion dans la zone carbonatée, pour mesurer le coefficient de diffusion de l'Oxygène dans la zone carbonatée du béton mesuré.

**REFERENCES**

- Dutzer, V., Dridi, W., Poyet, S., Le Bescop, P., Bourbon, X., 2019. The link between gas diffusion and carbonation in hardened cement pastes. *Cement and Concrete Research* 123, 105795. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2019.105795>
- Leemann, A., Nygaard, P., Kaufmann, J., Loser, R., 2015. Relation between carbonation resistance, mix design and exposure of mortar and concrete. *Cement and Concrete Composites* 62, 33–43. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2015.04.020>
- Yoon, I.-S., 2018. Comprehensive Approach to Calculate Oxygen Diffusivity of Cementitious Materials Considering Carbonation. *International Journal of Concrete Structures and Materials* 12, 16. <https://doi.org/10.1186/s40069-018-0242-y>
- Zhang, H., Romero Rodriguez, C., Dong, H., Gan, Y., Schlangen, E., Šavija, B., 2020. Elucidating the Effect of Accelerated Carbonation on Porosity and Mechanical Properties of Hydrated Portland Cement Paste Using X-Ray Tomography and Advanced Micromechanical Testing. *Micromachines* 11. <https://doi.org/10.3390/mi11050471>

# État des lieux de l'usage de la terre comme matériau de construction : techniques de construction couramment utilisées et leurs contributions à la réduction des impacts environnementaux.

M.A. MAHI <sup>1,2</sup>, R. ZENTAR <sup>1,2</sup>, F. BECQUART <sup>1,2</sup>, A. SADOK <sup>3</sup>, T. GAUDRON <sup>3</sup>.

<sup>1</sup> *IMT Nord Europe, Institut Mines-Télécom, Centre for Materials and Processes, F-59000, Lille, France*

<sup>2</sup> *Univ. Lille, Institut Mines-Télécom, ULR 4515 – LGCgE, Laboratoire de Génie Civil et géo-Environnement, F-59000, Lille, France*

<sup>3</sup> *Société du Grand Paris, 93200, Saint Denis, France*

## RESUME

Actuellement, l'utilisation des écomatériaux dans le domaine de la construction devient une nécessité, ceci en raison de plusieurs avantages dont les principaux facteurs sont : la faible consommation d'énergie grise pour leur production, la préservation des ressources naturelles non renouvelables (tels que les sables, graviers, etc.), la création d'emplois locaux, la préservation de l'environnement et bien d'autres avantages. Parmi les écomatériaux utilisés dans le Génie Civil, on trouve le matériau terre. Ce dernier répond aux exigences et aux critères d'écomatériaux par sa disponibilité immédiate, sa facilité de valorisation et la faible énergie nécessaire à sa mise en œuvre. La présente contribution met en vis-à-vis : les typologies du matériau terre, les techniques possibles d'utilisation dans le domaine du Génie Civil, les performances d'usage des matériaux et la contribution au développement durable. Dans cet article, après un bref rappel des techniques de construction en terre, un recueil des typologies de terres utilisées dans différentes techniques de constructions sont présentées. Enfin, des exemples de constructions récentes mettant en œuvre ces techniques sont présentées.

**Mots-clefs** Écomatériau, Ressources naturelles, Valorisation, Construction en Terre, Technique de construction en terre, Terre coulée.

## I. INTRODUCTION

Les impacts des constructions sur l'environnement et sur la santé des occupants sont désormais des questions prioritaires dans les réglementations actuelles. La qualité de l'air intérieur est considérée comme un paramètre de risque majeur pour la santé humaine et l'amélioration de l'impact environnemental des bâtiments est devenue un objectif principal. L'impact sur la santé humaine peut être amélioré en améliorant la performance hygrothermique des matériaux. L'impact environnemental peut être amélioré en utilisant des écomatériaux de construction à faible impact. Parmi les écomatériaux qui peuvent répondre à ces besoins et aux exigences de la réglementation environnementale sur les projets de bâtiments RE2020, on trouve le matériau terre. Ce dernier, en plus de ses propriétés, présente l'avantage d'être disponible localement et

favorise le développement économique tout en minimisant l’empreinte carbone dans son cycle de transformation en matériau de construction.

Dans cet article, nous allons faire un focus sur les techniques d’utilisation de la terre, à savoir :

- l’utilisation de la terre crue (techniques de construction ancestrales : pisé, torchis, bauge),
- l’utilisation de la terre après un traitement thermique comme la terre cuite
- ou encore l’utilisation de la terre coulée. Cela revient à l’utilisation de la terre crue en combinaison avec d’autres matériaux conventionnels pour faire des bétons de terre avec des rhéologies adaptées pour remplacer le béton ordinaire.

**II. LA TERRE, TECHNIQUES D’UTILISATION ET ADEQUATION DE LA COMPOSITION DE LA TERRE AVEC LE PROCEDE**

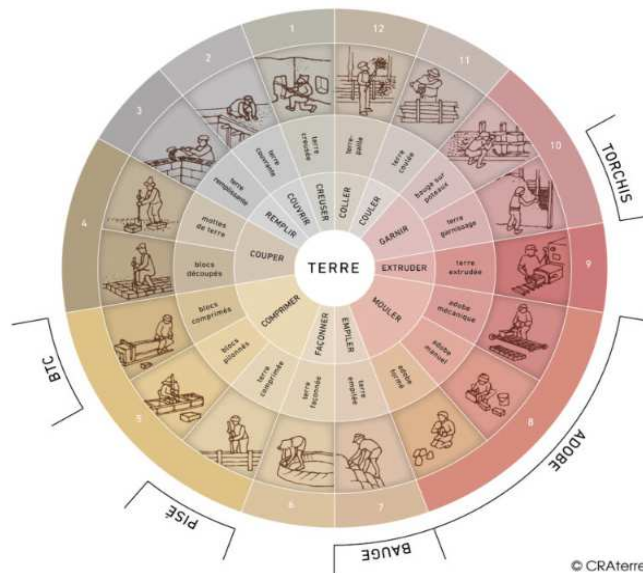
Le sol est composé de plusieurs couches. La couche supérieure est composée de terre végétale, qui contient des résidus organiques. Cette dernière est utilisée pour les activités agricoles ou encore utilisée dans les projets d’aménagements extérieurs. Les couches plus profondes sont moins riches en matières organiques et peuvent convenir pour les utiliser dans la construction en terre [1].

Selon les procédés de traitement thermique, on distingue deux grandes familles de matériaux terre : ceux à base de terre crue et ceux à base de terre cuite. Dans chacune de ces deux familles et en fonction du procédé de formulation, du procédé de mise en œuvre, des performances attendues, plusieurs techniques ont été développées.

*A. La terre crue*

*A.1 Les techniques de l’utilisation de la terre crue*

Il existe différentes techniques de construction en terre crue, cette différence est notamment due aux disponibilités des ressources, les contextes géographiques, les modes de vie et le climat. Houben et Guillaud (1989) [2] ont répertorié 12 techniques principales de construction en terre crue (Figure 1). Les techniques de construction les plus répandues dans le monde sont brièvement présentées ci-après [3]



**FIGURE 1.** Techniques connues de construction en terre crue CRAterre, 2009 [4]

**Torchis** : Terre à l'état visqueux mélangée à de la paille et façonnée sur une armature.

**Adobe** : Terre à l'état plastique, parfois amendée de fibres, moulée sous forme de brique.

**Bauge** : Terre à l'état plastique, parfois amendée de fibres, mise en œuvre sous forme de « paquets » façonnés à la main et empilés pour former un mur.

**Pisé** : Terre à l'état humide comprimée couche par couche dans des coffrages.

**Bloc de terre comprimé (BTC)** : Terre à l'état humide comprimée dans des moules à l'aide d'un petit pilon ou avec une presse.

**Brique extrudée** : Terre à l'état plastique, parfois amendée de fibres, extrudée et coupée pour former une brique.

**Mortier** : Terre à l'état visqueux permettant d'assembler des blocs en maçonnerie.

**Enduit** : Terre fine à l'état visqueux, parfois amendée de fibres, appliquée en couche mince sur un support vertical.

**Terre-paille** : Terre fine à l'état liquide mélangée à des fibres végétales (paille, chènevotte), comprimée dans des coffrages en remplissage d'ossature ou moulée pour former des blocs légers.

#### A.2 Nature des terres et composition des matériaux pour les techniques d'utilisation de la terre crue

Comme mentionné ci-dessus, le choix d'une technique de construction est influencé par la composition de la terre en présence, les performances souhaitées et les applications visées. Le Tableau 1 ci-après présente les types de construction en terre, la composition détaillée des matériaux de chaque utilisation ainsi que la technique de mise en œuvre appropriée à chaque type de construction en terre :

**TABLEAU 1.** Composition des matériaux pour les différentes utilisations de la terre crue [5]

Dénomination	Technique	Exemple de composition	Epaisseur moyen des parois	Type de mis en œuvre
ADOBE BRIQUE TERRE CRUE	Murs porteurs Cloisons	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Terre (argilo-limoneuse)</li> <li>• Eau</li> <li>• Fibres, si la qualité de la terre le nécessite (Paille hachée, aiguilles de pin, brindilles, soies de porc, ... )</li> </ul> Les fibres : 10 à 20 kg/m <sup>3</sup> ou 30% du volume fini	5 à 30 cm : cloison 50 cm et plus : mur porteur	Petits éléments de terre crue moulée et séchée Maçonnerie de petits éléments assemblés au mortier de terre crue sur un soubassement en pierres ou brique
BAUGE	Murs porteurs	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Terre (limono-argileuse)</li> <li>• Fibres végétales ou animales : paille de blé, d'orge ou d'avoine, roseau, bruyère, crin, ...</li> </ul>	50 à 80 cm	Sur un soubassement en pierres ou briques, levées successives à la fourche ou à la main d'environ 60 cm sur toute la périphérie de la construction Construction

		<ul style="list-style-type: none"> <li>• Eau (de 20 à 35 %)</li> <li>• Sable éventuellement suivant la qualité de la terre</li> </ul>		monolithique sans coffrage, les parois sont dressées avec un paroi pour rectifier la planéité du parement
PISÉ	Murs porteurs	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Terre (88 à 92 %)</li> <li>• Eau (8 à 12 %)</li> </ul>	50 cm	Sur un soubassement en pierre, la terre est damée par couches successives entre deux coffrages Construction monolithique coffrée, les banches sont retirées dès que la portion de mur est montée, le parement est fini
BTC : BRIQUE DE TERRE COMPRESSÉE	Remplissage Cloisons Murs porteurs	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Terre</li> <li>• Chaux hydraulique et/ou ciment</li> <li>• Eau</li> </ul>	9 cm et ses multiples pour une paroi plus épaisse	Petits éléments de terre crue, stabilisée, compressée et séchée Maçonnerie au mortier stabilisé
BRIQUE EXTRUDÉE	Cloisons Murs intérieurs	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Terre</li> <li>• Eau</li> </ul>	/	Brique destinée à être cuite, retirée de la chaîne de fabrication avant cuisson
TERRE-PAILLE	Remplissage Doublage isolant	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Terre argileuse (10 à 20 % en volume)</li> <li>• Paille (80 à 90 % en volume)</li> <li>• Eau (sous forme de barbotine)</li> </ul>	35 cm : remplissage 15 à 20 cm : cloison 10 à 15 cm : doublage	Remplissage entre coffrage autour d'une ossature porteuse en bois
TORCHIS	Remplissage	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Terre argilo-limoneuse</li> <li>• Fibres végétales, parfois animales</li> <li>• Eau (25 % environ)</li> <li>• Sable ou gravier si la qualité de la terre le nécessite</li> </ul>	8 à 15 cm jusqu'à 25 cm	Remplissage sur une structure d'accrochage d'une ossature porteuse (pan de bois ou colombage)
ENDUIT	Mortier	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Terre</li> <li>• Eau</li> <li>• Eventuellement : Sable</li> <li>• Pigments</li> <li>• Fibres (végétales ou animales)</li> <li>• Chaux aérienne ou hydraulique</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Corps d'enduit : de 5 à 30 mm</li> <li>• Finition : de 3 à 25 mm</li> <li>• Renformis et gobetis : épaisseur suivant nécessité</li> </ul>	Mortier appliqué à la main ou à la machine en protection et finition (décoration) de murs en terre crue ou autres matériaux, en parois extérieures ou intérieures

A partir du Tableau 1, nous pouvons constater que les différentes techniques d'utilisation de la terre font appel à d'autres matériaux; ces matériaux sont généralement des matériaux biosourcés et/ou géosourcés. On peut trouver aussi, en faible proportion, d'autres matériaux comme la chaux dans le cas de l'utilisation des BTC et les enduits. Ces ajouts peuvent être source d'impact carbone.

Selon la technique de construction en terre crue utilisée, on sélectionne des terres plus ou moins riches en argile, en sable, en gravier, etc. La Figure 2 récapitule la composition de chaque terre en fonction des techniques de construction possibles. La Figure 3 explicite la composition des matériaux utilisés pour chaque type de construction. Les informations illustrées dans la Figure 2 et 3 ont été principalement obtenues à partir du Tableau 1.

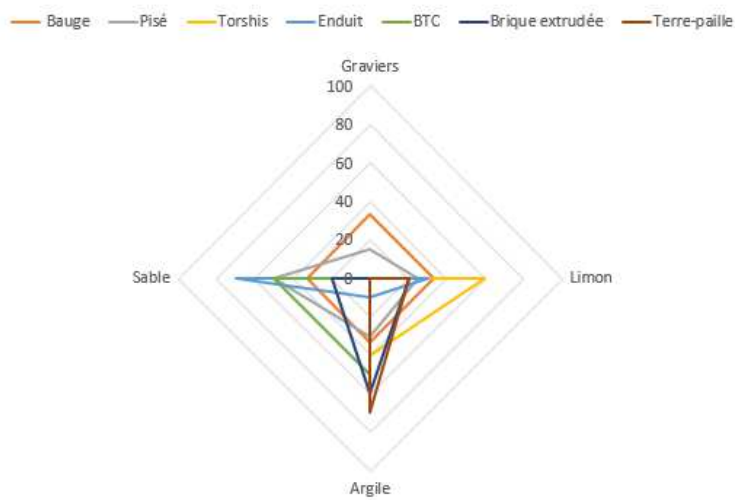


FIGURE 2. Composition du matériau terre selon la technique d'application

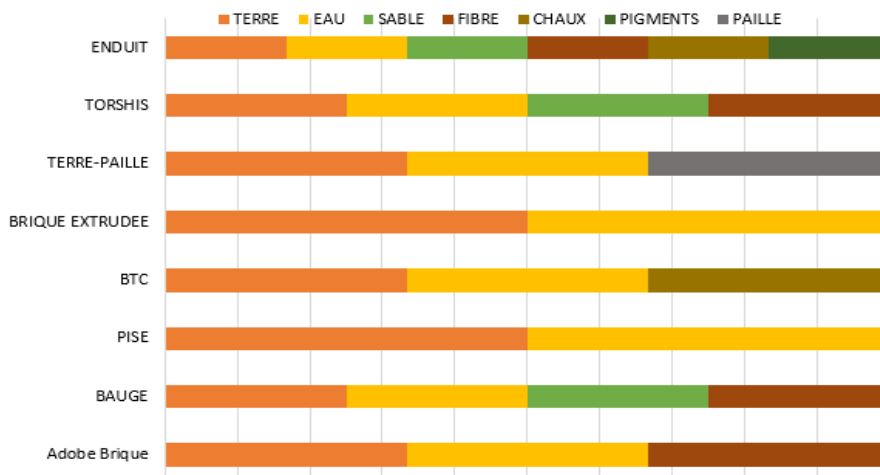


FIGURE 3. Composition du matériau pour les techniques d'utilisation de la terre crue

### B. La terre cuite

Bien que les matériaux en terre cuite aient été utilisés par l'Homme depuis plus de 3000 ans [6], ils sont toujours d'actualité grâce à leurs capacités d'adaptation à l'évolution de la construction et à ses impératifs, tant dans le domaine traditionnel que dans celui dit industrialisé [7] afin de développer des matériaux de fortes propriétés mécaniques et hygrothermiques et respectueux de l'environnement.

La France est le 2ème producteur européen de produits terre cuite pour la construction en Europe [8]. Le domaine est en évolution, grâce à la présence de la Fédération Française des Tuiles et Briques (FFTB). L'association est l'interlocutrice de référence sur tous les sujets concernant la filière terre cuite en France. Elle contribue à l'évolution de ce domaine. Aussi, la présence des leaders de construction en terre cuite, comme la société WIENERBERGER, contribue à ce rayonnement européen.

Bien que la production des terres cuites nécessite une cuisson à des températures qui varient de 900 à 1 050 °C [7], son bilan carbone reste relativement faible (Figure 4 – 5). La production de la terre cuite en France représente 0,2 % des émissions de la France et 0,1 % de son empreinte carbone (FFBT, source SNBC, Stratégie nationale Bas Carbone). Ceci est dû notamment à l'utilisation des matières premières locales qui engendre peu de transport.

Malgré cette image, la filière des terres cuites continue de se développer afin de réduire la consommation d'énergie à l'étape de transformation, mais aussi de limiter l'impact de ses activités tout au long du cycle de vie. L'objectif de cette filière est d'atteindre à un horizon proche les objectifs de la neutralité carbone à travers la démarche l'éco-conception

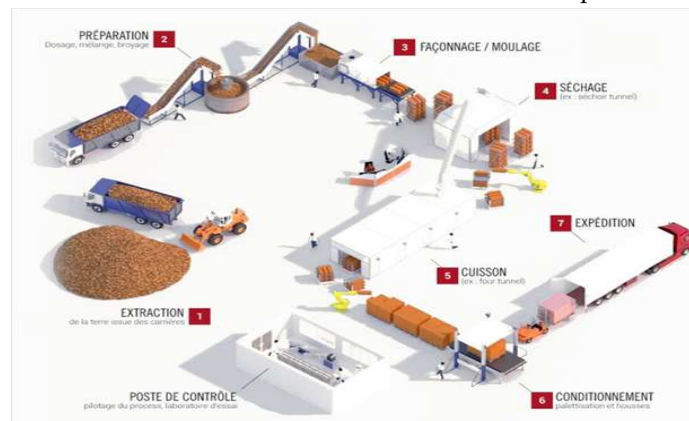


FIGURE 4. Processus de la fabrication de la terre cuite [8]



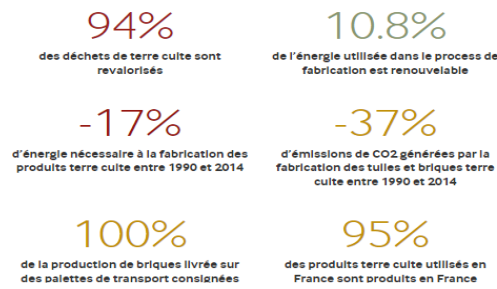


FIGURE 5. La contribution de la filière terre cuite face aux enjeux environnementaux [8]

### C. La terre coulée

La "Terre Coulée" dite aussi "Béton de terre", "Béton d'Argile" ou encore "Béton de site", c'est une nouvelle technique qui est actuellement mise en œuvre dans plusieurs régions du monde (Figure 6). Cette technique consiste à fabriquer un matériau terre à base de ressource locale qui intègre un liant en faible proportion. L'objectif est de produire un béton naturel, analogue au béton conventionnel en termes de mise en œuvre et qui émet moins de carbone. Il est à noter que la quantité de ciment utilisé dans la terre coulée est en général de l'ordre de 4 à 8 %, contre environ 15% dans un béton conventionnel [9].

Les premiers essais ont été menés aux États-Unis dans les années 1990 [10], avec quelques sites de construction utilisant cette technique appelée aussi "Castle Earth". En France, l'utilisation de cette technique a commencé à la fin des années 2000 par l'entreprise coopérative spécialisée dans la maçonnerie de terre crue Caracol [10]. D'abord concentrée sur la réparation du patrimoine bâti local en pisé, elle est passée peu après à la réalisation de nouveaux murs et dalles sur plusieurs chantiers. Puis le projet : Béton d'Argile Environnemental (B.A.E.) 2010-2013 [5] a fortement contribué à mieux comprendre les enjeux liés à la mise en œuvre de la terre coulée.

Cette technique de construction est en plein développement et les recherches sont toujours en cours, notamment dans le but de limiter l'usage de ciment et favoriser l'usage de liants à moindre impact environnemental. Des startups ont aussi commencé l'industrialisation de ce béton comme Oxara en Suisse en appuyant sur les résultats des travaux des projets de recherche. Vu sa faible consommation de ciment, ce matériau est considéré comme l'alternative écologique au béton et il semble évident que ce matériau pourrait ouvrir une nouvelle ère d'écomatériaux de construction au cours des prochaines années.



FIGURE 6. Technique de la terre coulée [9]

### III. AVANTAGES ET INCONVENIENTS DE LA CONSTRUCTION EN TERRE

Les Tableaux 2 et 3 présentent un résumé des avantages et des inconvénients de la construction en terres d'une façon générale qui ont été recensés dans la littérature [11]

#### 1. Avantages

**TABLEAU 2. Avantages de la construction en terre [11]**

Avantages de la construction en terre	Recherches
Le matériau terre est disponible en abondance dans le monde entier.	Lal, 1995, p. 119; Easton, 1998; Morton, 2007; Kateregga et al, 1983; Cassell, 1993; Hadjri et al, 2007; Morris and Booyesen, 2000; Adam and Agib, 2001, p. 11; Maini, 2005; Minke, 2006, p. 15; Houben & Guillaud, 1989; Howieson, 2005; Alphonse et al, 1985; Walker et al, 2005, p. 43; Ngowai, 2000; Frescura, 1981; Zami, 2011; Zami, 2018. [11]
La construction en terre utilise un matériel simple.	
La terre permet de construire des structures plus sûres et plus solides.	
Le matériau en terre a une faible énergie grise; il est donc considéré comme un économiseur d'énergie.	
La température et l'humidité intérieures sont naturellement équilibrées.	
Résistant au feu.	
La terre est considérée comme un matériau de construction durable.	
Les murs de terre préservent les matériaux biosourcés dans le bâtiment.	
Les murs de terre absorbent les polluants.	
Ils sont faciles à concevoir et ont une grande valeur esthétique.	
Les murs en terre possèdent des propriétés d'isolation élevées.	
La terre est un matériau de construction local ; elle favorise donc le patrimoine.	
La terre présente des avantages économiques intéressants.	
La construction en terre crée des opportunités d'emploi rapidement.	
L'utilisation de ce type de matériau favorise la construction des logements auto-construction.	

#### 2. Inconvénients

**TABLEAU 3. Inconvénients de la construction en terre [11]**

Inconvénients de la construction en terre	Recherches
Le matériau terre n'est pas résistant au séisme et a une résistance mécanique faible.	Kateregga, 1983; Lal, 1995, p.119; Cassell, 1993; Blondet & Aguilar, 2007; Maini, 2005; Morris and Booyesen, 2000; Hadjri et al, 2007; Adam and Agib, 2001, p. 11; Walker et al, 2005, p. 13; Robinson, 1939; Morton 2007, p. 377; Norton 1997, p. 8; Chaudhury 2007; Blondet and Aguilar 2007, p. 8; Jagadish 2007, p. 26; Minke 2006, p. 18; Baiche et al 2008; Sojkowski 2002;
Les matériaux en terre ne sont pas réglementés.	
L'adéquation est en général limitée à la construction in situ.	
Peu de formations sur la construction en terre disponible dans les établissements supérieurs.	
Absence des normes et des réglementations.	

La mise en œuvre est coûteuse, prend du temps et demande beaucoup de travail.	Morton 2007, p. 383; Morton 2007, p. 379; Jagadish 2007, p. 27; Houben et al 2007, p. 39 ;
Les constructions en terre nécessitent un entretien spécifique.	Castells and Laperal 2007; King 1996, p. 5; Elizabeth 2005 ; Adams and Elisabeth, 2005; Lal 1995, p. 124; Eisenberg 2005; Hadjri 2007, p. 143; Zami, 2014; Zami, 2018. [11]

D'après la littérature, il existe toujours des inconvénients qui peuvent entraver l'utilisation de la terre, notamment le cadre réglementaire. En revanche, les avantages sont multiples et correspondent parfaitement aux enjeux environnementaux et du développement durable, la terre est un matériau local, absorbe les polluants et économise l'énergie ce qui répond aux enjeux environnementaux, le matériel utilisé pour la construction est simple et la qualité de l'air intérieur améliore le confort des occupants ce qui peut répondre aux enjeux économiques et sociaux du développement durable.

## VI. EXEMPLES DE CONSTRUCTIONS RECENTES METTANT EN ŒUVRE LES TECHNIQUES PRESENTEES PRÉCÉDEMMENT

Pour mettre en lumière l'usage des techniques citées ci-dessous dans des projets d'envergures, ci-dessous une revue de quelques projets développés au cours des deux dernières décennies. Ce recueil est loin d'être exhaustif, son intérêt réside dans la diversité des techniques utilisées et la nature des bâtiments construits (Figure 7-9).



- **Projet** : Conservatoire Européen des échantillons de sols.
- **Localisation** : Orléans- France
- **Maitrise d'œuvre** : Design & Architecture, Design & Architecture, mandataires, NAMA (LE TIEC + MISSE Architectes), associés Batiserf – BE structure Nicolas Ingénierie – BE Fluide et HQE Bureau Michel Forgue – BE Economiste, BETIP – BE VRD, Ecologos – BE Acoustique
- **Année de réalisation** : 2015
- **Surface SHON** : 1400 m<sup>2</sup>
- **Mode constructif** : Murs en pisé, Couverture végétalisée

**FIGURE 7.** Conservatoire Européen des échantillons de sols, construit avec du pisé. [12]



FIGURE 8. Centre technique – La Métro, construit en terre coulée [13]

- **Projet** : Centre technique – La Métro
- **Localisation** : Fontaine, Isère
- **Maître d'ouvrage** : Grenoble Alpes Métropole
- **Architecte** : Design & Architecture
- **Mission** : Diag + Base
- **Surface SHON** : 1 326 m<sup>2</sup>
- **Année de livraison** : 2015
- **Mode constructif** : Terre coulée

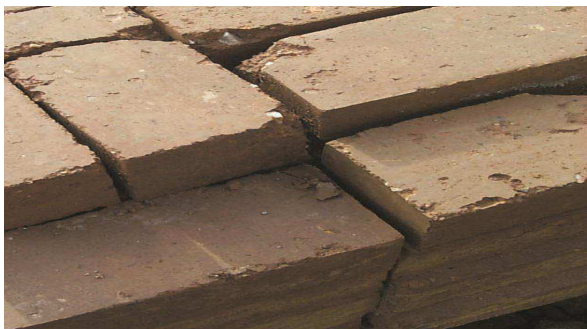


FIGURE 9. Résidence Salvatierra, construite avec des blocs de bauge [14]

- **Projet** : 43 logements à Haute Qualité Environnemental premier immeuble écologique de France réalisé dans le cadre du programme CEPHEUS, primé en 2004 par l'observatoire des énergies renouvelables.
- **Localisation**: Rennes
- **Maitre d'ouvrage** : COOP de construction
- **Surface** : 3598 m<sup>2</sup>
- **Année de réalisation** : 2003
- **Mode constructif** : Blocs de bauge

## V. CONCLUSION

Ce travail de recensement a permis de dresser un bilan des différentes techniques utilisées dans le cadre de la construction en terre ainsi que de nouvelles techniques en cours de développement comme la terre coulée.

Les typologies des matériaux terres avec les techniques de construction et les exemples récents de projets réalisés ont permis d'éclairer les possibilités offertes par ce matériau et les avantages apportés sur le plan technique et environnemental.

Sur ce dernier point, les avantages de l'utilisation de la terre associés aux performances de cette technique de construction peuvent nous conforter dans l'idée que le matériau terre est un choix à privilégier pour construire d'une façon durable et répondant au mieux aux exigences du développement durable et au concept d'écomatériau. Il est important donc de promouvoir l'industrialisation de ce matériau et le fabriquer d'une manière similaire à la fabrication des matériaux conventionnels afin d'optimiser la démarche en utilisant des mêmes processus, et d'éviter de former le personnel. Le béton de terre coulée pourrait répondre à ces besoins, ce dernier fera l'objet de la suite de ce travail.

## REFERENCES

1 - Passerelles, Construire en terre crue, (Consulté le : 14 février 2023). Disponible sur : <https://passerelles.essentiels.bnf.fr/fr/chronologie/construction/195c9d1f-7c07-47db-9d1e-69e3d1a2f117-ziggurat-ur/article/0e8477c5-f2c8-488b-872b-671b57b554bf-construire-terre-crue>

2 - Houben, H, Guillaud, H. Modernité de l'architecture de terre en Afrique : Réalisations des années 80. *CRAterre*, 190, 1989, 2-906901-04-0. (hal-03161985)

3 - CRAterre (2016), Béton d'argile Environnemental (2010-2013), *CRAterre édition Villefontaine*, ISBN 978-2-906901-94-0

4 - ANGER, R, FONTAINE, L. (2009) La roue des techniques. In.. *Bâtir en terre : du grain de sable à l'architecture*. Paris : Belin, Cité des sciences et de l'industrie. 26. ISBN 978-2-7011-5204-2. D'après HOUBEN, Hugo, GUILLAUD, Hubert, *Traité de construction en terre*. Marseille : Éditions Parenthèses. 102. ISBN 978-2863641613.

5 - Agence Qualité Construction, (2019), Construction et réhabilitation en terre crue : points de vigilance citer *Agence Qualité Construction*, 48

6 - TAHA, Y. (2017), Valorisation des rejets miniers dans la fabrication de briques cuites : évaluations technique et environnementale, *Thèse de doctorat*, Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue.

7 - ALVISET, L. (1994), Matériaux de terre cuite, *Techniques de l'Ingénieur*, DOI : <https://doi.org/10.51257/a-v1-c905>

8 - FFTB, Fédération Française des Tuiles et Briques, (Consulté le : 14 février 2023). Disponible sur : <https://www.fftb.org/>

- 9 - Florès, La construction en terre coulée : c'est possible !, (*Consulté le : 12 février 2023*). Disponible sur : <https://flores-amo.fr/terre-coulee-construction-lyon-paris/#:~:text=28%20%25%20de%20terre%20du%20site,7%20%25%20de%20ciment>
- 10 - Building Impact Zero Network, Poured earth: an alternative to cement concrete . (*Consulté le : 12 février 2023*). Disponible sur : <https://www.bi0n.eu/news/poured-earth-an-alternative-to-cement-concrete->
- 11 – Zami, M.S. (2020). A Conceptual Framework Outlining Factors Affecting the Acceptance of Earth as a Sustainable Building Material in the United Kingdom. *European Journal of Sustainable Development*. 9, 3 (Oct. 2020), 241. DOI : <https://doi.org/10.14207/ejsd.2020.v9n3p241>.
- 12 – CEES – Qualiforsol, Conservatoire Européen des échantillons de Sol en terre crue au travers de la technique du pisé à Orléans. Disponible sur : <http://nama-archi.fr/cees-qualiforsol-test>
- 13 – Vessiere Centre Technique D'exploitation Ouest À Fontaine (38), Disponible sur : <https://www.vessiere.com/fr/reference/16-centre-technique-d-exploitation-ouest-a-fontaine-38.php>
- 14 – Barrier J.Y Résidence « Salvatierra ». Disponible sur : <http://jean-yves-barrier.fr/fr/jyb-architecture/residence-salvatierra>

# Valorisation de la terre crue et des sédiments de dragage dans des applications en travaux publics

Younes FAREZ <sup>1</sup>, Khadim NDIAYE <sup>1</sup>, Prosper PLIYA <sup>1</sup>, Salima AGGOUN <sup>1</sup>, Jérôme AUBRY <sup>2</sup>, Romain LAFON <sup>3</sup>

<sup>1</sup> CY Cergy Paris Université, Laboratoire de Mécanique et Matériaux du Génie Civil, EA4114, F-95000 Cergy-Pontoise, France

<sup>2</sup> Vinci construction, 12/14 rue Louis Blériot, 95000 Rueil-Malmaison, France

<sup>3</sup> Vinci Construction services partagés, Centre de Recherche, 22 rue Thierry Sabine, 33700 Mérignac, France

## RESUME

Chaque année, des millions de tonnes de terre sont excavées sur les chantiers du BTP en France. Actuellement ces terres sont majoritairement réutilisées dans le secteur du bâtiment sous forme d'éléments de remplissage (brique en terre comprimée, adobe, bauge...) et très peu ou rarement valorisées dans le secteur des travaux publics.

L'objectif de ce travail de recherche est de développer de nouveaux éco-matériaux à base de terre crue et de sédiments de dragage par une stabilisation chimico-mécanique, destinés aux applications en travaux publics. Différentes formulations ont été élaborées en variant la quantité de terre crue (70 à 100% ; pourcentage massique), de sédiments (0 à 20 %), de ciment (0 à 10%) ainsi que la contrainte de compactage (5, 10 et 14 MPa). Des éprouvettes cylindriques 5 x 10 cm (diamètre x hauteur) sont fabriquées, conservées dans une salle d'humidité relative de 50% puis testées au bout de 28 jours. La porosité à l'éthanol, l'absorption d'eau capillaire ainsi que la résistance à la compression sont déterminées. Les résultats montrent que la formulation avec 5% ciment, 20 % sédiment, 75% de terre et compactée à 10 MPa, a le meilleur compromis entre résistance mécanique et empreinte carbone.

**Mots-clefs :** Eco-matériau, Terre crue, Sédiment, Stabilisation.

## I. INTRODUCTION

Le secteur du bâtiment et des travaux publics (BTP) génère plus de la moitié des déchets de l'Union Européenne, dont 75 % en masse sont des terres et des pierres. La loi sur la transition énergétique de 2015 a fixé comme objectif le recyclage de 70 % des déchets du BTP à l'horizon 2030. La valorisation des terres d'excavation, considérées comme un des principaux déchets du secteur du BTP, est donc cruciale pour atteindre cet objectif. Outre les terres d'excavation, les sédiments de dragages sont également une piste prometteuse dans le secteur du recyclage et la valorisation des déchets, selon les données de l'institut national de l'information géographique et

forestière (IGN), environ 50 millions de mètres cubes de sédiments sont dragués chaque année en France.

Plusieurs voies de valorisation de la terre crue et des sédiments de dragages ont été explorées : fabrication de Briques en Terre Comprimée (BTC) (*Elahi et al., 2021*), briques d'adobe (*Hussain et al., 2022*) ..., ou dans le développement de liants géopolymères par calcination de sédiments (*Slimanou et al., 2019*) ; (*Lirer et al., 2017*). Cependant il existe très peu de travaux de recherche sur la valorisation de ces matériaux dans une même matrice.

Ce travail vise la valorisation de la terre crue et des sédiments de dragage au sein d'une même matrice par une stabilisation chimico-mécanique (ajout de ciment et compactage), dans des applications destinées aux travaux publics tels que les bordures et les glissières de sécurité.

## II. MATERIAUX ET METHODES

### A. Matériaux utilisés

Le sol utilisé dans cette étude est issu de la société Extract Ecoterre spécialisée dans le traitement et la valorisation des terres d'excavation et des sédiments de dragage. Les résultats de l'analyse granulométrique montrent que le sol est composé de 65% de sable fin (0.63-2 mm), 15 % de sable grossier (2-4 mm) et seulement 5% de particules fines (<63  $\mu\text{m}$ ), et l'analyse des limites d'Atterberg montre que le sol a un indice de plasticité nul. Afin d'améliorer la courbe granulométrique du sol, un sédiment de dragage fluvial, séché et broyé ( $d < 63 \mu\text{m}$ ) provenant de la région Hauts-de-France est utilisé. Ce sédiment présente des limites de liquidité et de plasticité de 27 % et 16 % respectivement ainsi qu'un indice de plasticité de 11 %. Selon le diagramme de Casagrande ce sédiment est considéré comme une argile peu plastique. Le ciment CEM I 52,5 N CP2 est utilisé comme liant stabilisant afin d'améliorer les caractéristiques mécaniques et la tenue à l'eau du matériau.

### B. Formulations et fabrication des échantillons

Douze formulations ont été élaborés (Tableau 1) en variant la quantité de la terre crue (70, 75, 80, 100 %), le teneur en sédiment (0 et 20 %), la teneur en ciment (0, 5 et 10 %) et la contrainte compactage (5, 10 et 14 MPa). Afin de simplifier leur identification, la nomenclature suivante a été établie **S-Sedx-Cimy-z** où :

- **S** : correspond au sol
- **Sedx** : correspond au pourcentage massique de sédiment
- **Cimy** : correspond au pourcentage massique de ciment
- **z** : désigne la contrainte de compactage

Pour chaque formulation des échantillons cylindriques de 5 cm diamètre et de 10 cm de hauteur, ont été fabriqués par compactage statique à l'aide d'une presse électromécanique et d'un moule adapté (voir Figure 1). La teneur en eau optimale ( $W_{op}$ ) utilisée pour chaque mélange a été déterminée en utilisant l'essai Proctor normal (Tableau 1). Les échantillons ont été conservés dans une salle à une température de  $20 \pm 5 \text{ }^\circ\text{C}$  et une humidité relative de  $50 \pm 5 \%$ , puis testés au bout



de 28 jours. En raison de la mauvaise tenue à l'eau de certaines formulations, la porosité a été réalisée à l'éthanol suivant la norme NF P18-459. L'absorption par capillarité a été réalisée sur les échantillons stabilisés au ciment selon la norme NF XP 13-901. La résistance à la compression a été déterminé avec une vitesse de chargement de 0.05 mm/s.

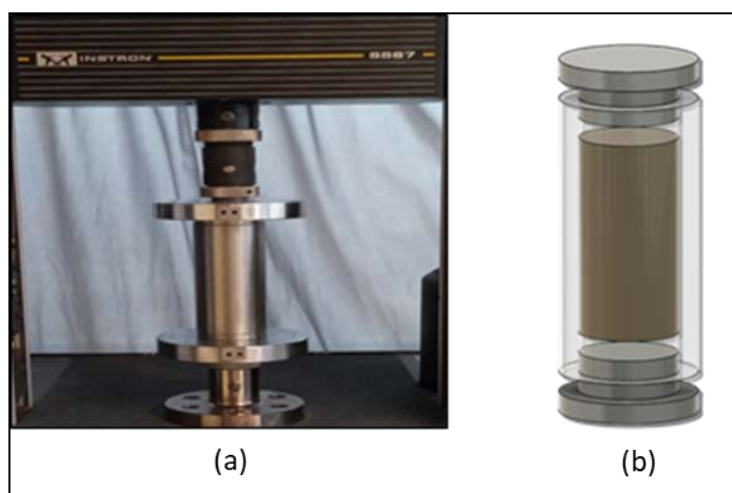


FIGURE 1. (a) Phase de compactage ; (b) Conception du moule

TABLEAU 1. Formulations étudiées

N°	Désignation	Terre crue (%m)	Sédiment (%m)	Ciment (%m)	Contrainte (MPa)	W <sub>op</sub> (%)
1	S-Sed0-Cim0-5	100	0	0	5	9.4
2	S-Sed0-Cim0-10	100	0	0	10	9.4
3	S-Sed0-Cim0-14	100	0	0	14	9.4
4	S-Sed20-Cim0-5	80	20	0	5	12.5
5	S-Sed20-Cim0-10	80	20	0	10	12.5
6	S-Sed20-Cim0-14	80	20	0	14	12.5
7	S-Sed20-Cim5-5	75	20	5	5	15.4
8	S-Sed20-Cim5-10	75	20	5	10	15.4
9	S-Sed20-Cim5-14	75	20	5	14	15.4
10	S-Sed20-Cim10-5	70	20	10	5	16.8
11	S-Sed20-Cim10-10	70	20	10	10	16.8
12	S-Sed0-Cim10-14	70	20	10	14	16.8

%m : pourcentage massique de la matière sèche / W<sub>op</sub> : teneur en eau optimale

### III. RESULTAS ET DISCUSSIONS

#### A. Porosité à l'éthanol

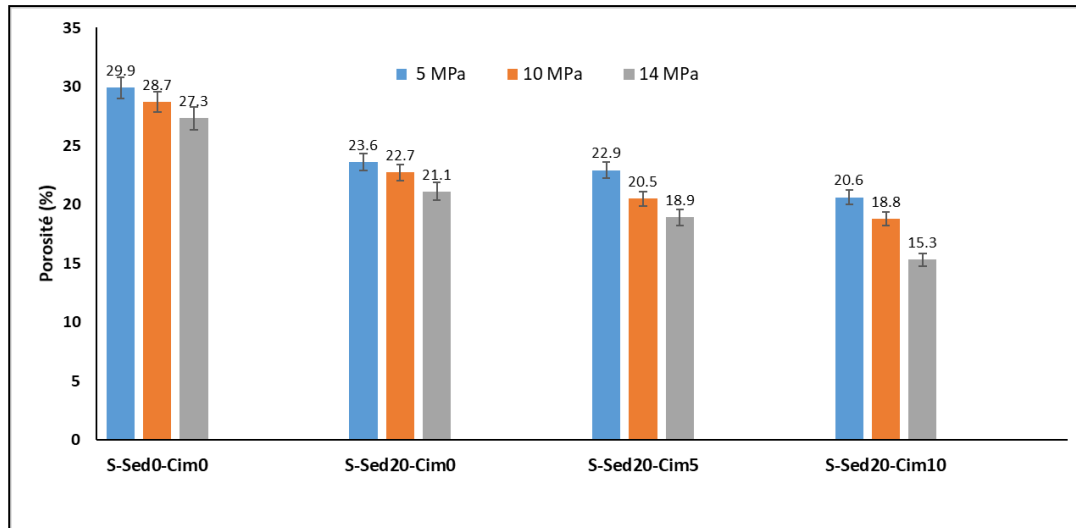


FIGURE 2. Porosité à l'éthanol des différentes formulations

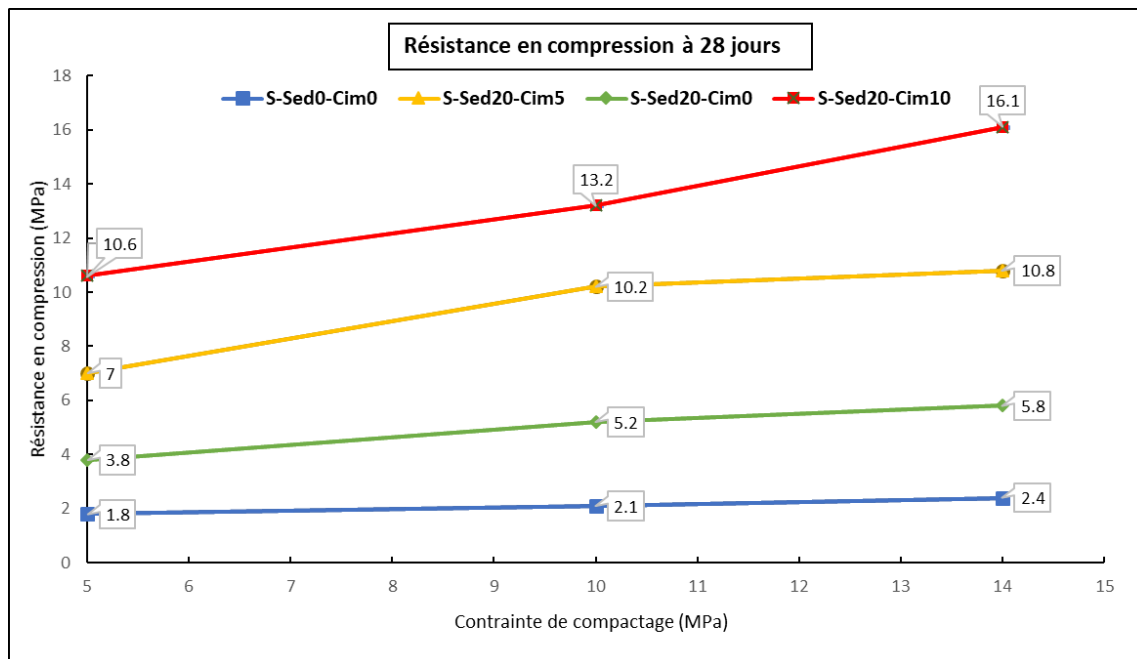
La porosité à l'éthanol a été mesurée sur des échantillons cylindriques de 5 cm diamètre et de 5 cm de hauteur (demi-éprouvette) âgés de 28 jours. La figure 2, montre l'évolution de cette porosité en fonction de la contrainte de compactage, la teneur en sédiment et la teneur en ciment. Sur l'ensemble des formulations, on constate une diminution de la porosité avec l'augmentation de la contrainte de compactage et des teneurs en sédiment et en ciment. Le compactage permet d'enlever l'air et de réarranger les grains, ce qui améliore la compacité de la matrice. La porosité varie entre 15.3 % et 29.9% c'est environ 1.5 à 2 fois plus que celle d'un béton ordinaire. En augmentant l'énergie de compactage de 5 à 14 MPa, on réduit en moyenne la porosité des formulations S-Sed0-Cim0 ; S-Sed20-Cim0 ; S-Sed20-Cim5 et S-Sed20-Cim10 de 9.5%, 11.8 %, 21% et 34 %, respectivement. L'ajout de 20% de sédiment entraîne une diminution de la porosité en moyenne de 27.5%, grâce au particules argileuses qui occupent la porosité intra-granulaire du sol. La stabilisation au ciment engendre aussi la diminution de la porosité grâce aux hydrates formés lors de l'hydratation, cette diminution est beaucoup plus prononcée pour les formulations avec la teneur en ciment de 10%

#### B. Résistance à la compression

La figure 3 représente l'évolution de la résistance à la compression à 28 jours en fonction de la teneur en sédiment, la teneur en ciment et la contrainte de compactage. Les résultats montrent que l'augmentation de l'énergie de compactage a un effet favorable sur l'ensemble des formulations, car l'augmentation de la contrainte de compactage densifie la matrice et réduit la porosité. Les gains moyens en résistance en compression lors du passage d'une énergie de compactage de 5 à 10 MPa et de 10 à 14 MPa sont de 32.9% et 13.4% respectivement. On constate que le gain en résistance est moins important lors du passage d'une contrainte de compactage de 10 à 14 MPa. L'ajout de 20% de sédiment permet d'améliorer la résistance à la compression pour

les différents paliers de compactage. Cet ajout permet d'avoir une courbe granulométrique adéquate et ainsi faciliter l'arrangement des grains lors du compactage ce qui nous permet d'aboutir à un matériau plus compact. Le gain moyen en résistance à la compression par rapport à la formulation de référence S-Sed0-Cim0 grâce à cet ajout est de l'ordre de 130%.

Quant à l'effet de la stabilisation au ciment, il est remarquable de constater que l'augmentation de la teneur en ciment permet d'améliorer la résistance à la compression, par exemple lors de l'ajout de 5% de ciment la résistance à la compression passe de 5.8 MPa à 10.8 MPa pour un compactage de 14 MPa (S-Sed20-Cim0-14 et S-Sed20-Cim5-14), ce qui correspond à un gain en résistance de 86%. Cette amélioration est due à la formation de phases minérales (C-S-H, portlandite, ettringite, etc.) lors de l'hydratation du ciment.



**FIGURE 3.** Evolution de la résistance à la compression en fonction de l'énergie de compactage

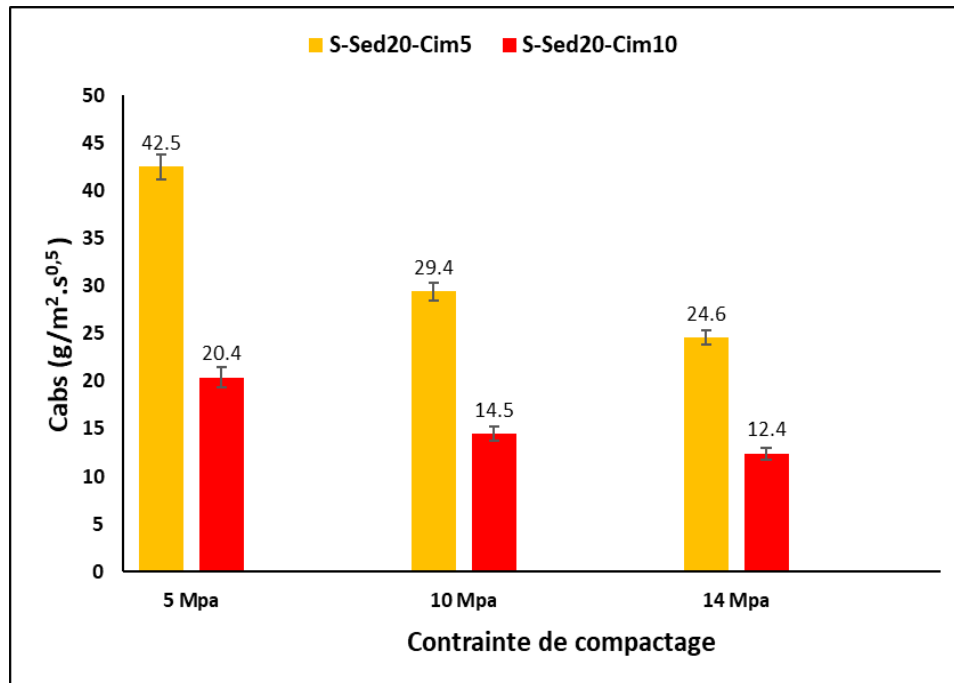
L'augmentation maximale de la résistance est obtenue lorsque les trois paramètres de formulation sont modifiés simultanément. En comparant la formulation S-Sed20-Cim10-14 à celle de référence S-Sed0-Cim0-5, un gain de résistance de 795% est observé.

Les résistances obtenues dans notre étude pour des pourcentages de 5% et 10% de ciment sont supérieures à celles qui existent dans la littérature (*Morel et al., 2007*);(*Nagaraj et al., 2014*). Néanmoins la comparaison reste difficile car la taille et l'élanement des échantillons sont différents.

### C. Absorption d'eau par capillarité

L'essai d'absorption d'eau par capillarité a été effectué sur les formulations stabilisées au ciment (S-Sed20-Cim5 et S-Sed20-Cim10). La figure 4 représente les coefficients d'absorption après 1h

d'immersion dans l'eau. On constate que le coefficient d'absorption d'eau capillaire diminue avec l'augmentation de la contrainte de compactage et du dosage en ciment, cette diminution est liée à la diminution de la porosité.

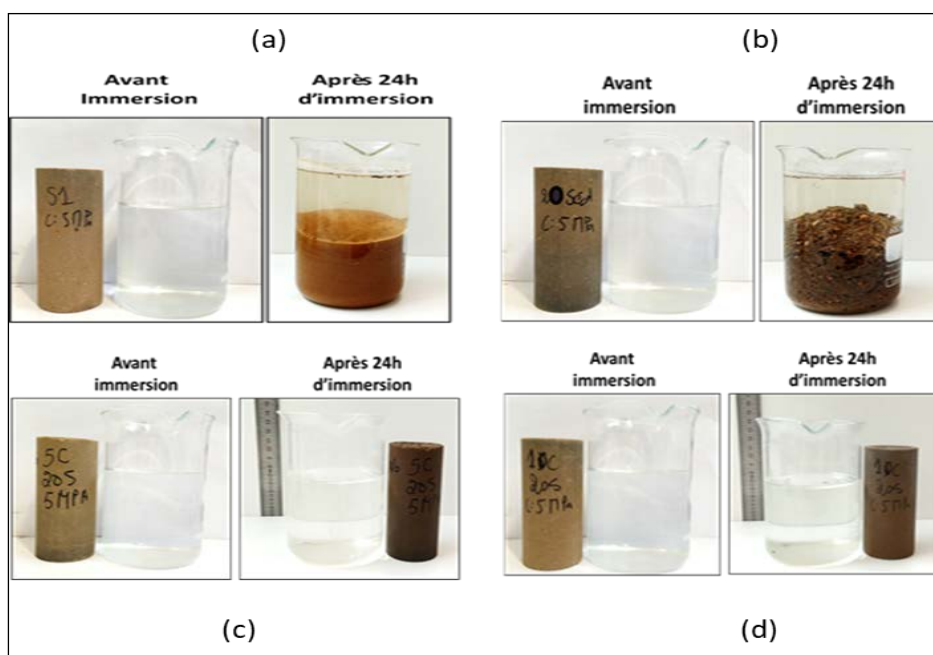


**FIGURE 4.** Coefficients d'absorption capillaire des formulations stabilisés au ciment

En augmentant la contrainte de compactage de 5 à 14 MPa, on constate une diminution du coefficient d'absorption de 42 % pour la formulation S-Sed20-Cim5 et une diminution de 39 % pour la formulation S1-Sed20-Cim10. De plus, en augmentant la teneur en ciment de 5 % à 10 %, une diminution moyenne de 52 % du coefficient d'absorption est observée. Ces résultats indiquent que la teneur en liant stabilisant et la contrainte de compactage ont une influence majeure sur le coefficient d'absorption d'eau capillaire.

#### *D. Tenue à l'eau*

L'essai de tenue à l'eau vise à évaluer la résistance des échantillons à l'immersion prolongée dans l'eau. Cet essai a été réalisé sur les échantillons S-Sed0-Cim0-5 ; S-Sed20-Cim0-5 ; S-Sed20-Cim5-5 et S-Sed20-Cim10-5, en les immergeant dans l'eau distillée pendant une durée de 24 heures. La figure 5 présente l'état des échantillons avant et après immersion. Les résultats de l'essai montrent que les échantillons non stabilisés au ciment (S-Sed0-Cim0-5 et S-Sed20-Cim0-5) ne résistent pas à l'eau et se désintègrent complètement. En revanche, les échantillons stabilisés au ciment (S-Sed20-Cim5-5 et S-Sed20-Cim10-5) résistent à la lixiviation grâce aux hydrates qui lient les différents grains du sol, le rendant ainsi insoluble dans l'eau.



**FIGURE 5.** Tenue à l'eau des échantillons après 24h d'immersion dans l'eau :  
 (a) S-Sed0-CIM0-5 (b) S-Sed20-Cim0-5 (c) S-Sed20-Cim5-5 (d) S-Sed20-Cim10-5

#### IV.CONCLUSIONS

Ce travail de recherche s'inscrit dans une démarche de développement durable à travers le développement de nouveaux éco-matériaux à bas carbone. On s'est intéressé à l'élaboration des matériaux destinés aux travaux publics en utilisant des matériaux locaux d'excavation tels que le sol et le sédiment de dragage. Afin d'améliorer les caractéristiques mécaniques et réduire la sensibilité à l'eau, nous avons opté pour une stabilisation chimico-mécanique (ajout de ciment et compactage). Les résultats obtenus ont montré que :

- La porosité diminue avec l'augmentation de la contrainte de compactage et des teneurs en ciment et en sédiment.
- La résistance à la compression augmente avec la contrainte de compactage et des teneurs en ciment et en sédiment.
- Au-delà d'une contrainte de compactage de 10 MPa, le gain en résistance à la compression est négligeable à l'exception de la formulation avec 10 % de ciment S-Sed20-Cim10.
- L'absorption d'eau par capillarité augmente avec la porosité.
- Les formulations stabilisées au ciment ont une très bonne tenue à l'eau.

- La formulation S-Sed20-Cim5-10 présente le meilleur compromis entre la résistance à la compression, la tenue à l'eau et l'empreinte carbone.

Des études de durabilité, telles que l'analyse de la résistance aux cycles gel/dégel et au retrait lors du séchage, font partie des perspectives de ce travail de recherche. Il est prévu d'exploiter les résultats obtenus à une échelle industrielle pour une utilisation dans la conception de bordures.

## REFERENCES

- Elahi, T.E., Shahriar, A.R., Islam, M.S., 2021. Engineering characteristics of compressed earth blocks stabilized with cement and fly ash. *Constr. Build. Mater.* 277, 122367. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.122367>
- Hussain M., Levacher D., Leblanc N., Zmamou H., Djeran-Maigre I., Razakamanantsoa A., Saouti L. (2022) Reuse of harbour and river dredged sediments in adobe bricks. *Cleaner Materials*. Vol. 3 <https://doi.org/10.1016/j.clema.2022.100046>
- Lirer, S., Liguori, B., Capasso, I., Flora, A., Caputo, D., 2017. Mechanical and chemical properties of composite materials made of dredged sediments in a fly-ash based geopolymer. *J. Environ. Manage.* 191, 1–7. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2017.01.001>
- Morel, J.-C., Pkla, A., Walker, P., 2007. Compressive strength testing of compressed earth blocks. *Constr. Build. Mater.* 21, 303–309. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2005.08.021>
- Nagaraj, H.B., Sravan, M.V., Arun, T.G., Jagadish, K.S., 2014. Role of lime with cement in long-term strength of Compressed Stabilized Earth Blocks. *Int. J. Sustain. Built Environ.* 3, 54–61. <https://doi.org/10.1016/j.ijsbe.2014.03.001>
- Slimanou, H., Bouguermouh, K., Bouzidi, N., 2019. Synthesis of geopolymers based on dredged sediment in calcined and uncalcined states. *Mater. Lett.* 251, 188–191. <https://doi.org/10.1016/j.matlet.2019.05.070>

# Potentiel de valorisation des sédiments de barrages en couche de forme de chaussées

Hamza Beddaa<sup>1,4</sup>, Ciryle Somé<sup>1,\*</sup>, Amor Ben Fraj<sup>1</sup>, Daniel Leroy<sup>1</sup>, Coryse Coudray<sup>2</sup>, Emmanuel Branche<sup>3</sup>, Amaury Cudeville<sup>4</sup>

<sup>1</sup> Cerema, Univ Gustave Eiffel, UMR MCD, F-77171 Sourdun, France

<sup>2</sup> EDF, Lab Les Renardières, F-77818 Moret-sur-Loing, France

<sup>3</sup> EDF, Savoie Technolac, 73373 Le Bourget-du-Lac cedex, France

<sup>4</sup> Clamens, Rue des Carrières Z.I. SUD, 77270 Villeparisis, France

*Corresponding author: Ciryle Somé (e-mail: ciryle.some@cerema.fr)*

**ABSTRACT** Dans cette étude, des sédiments fins de barrages provenant de quatre gisements différents d'EDF ont été caractérisés. Dans un premier temps, une caractérisation géotechnique des sédiments a été réalisée. Ils ont été ensuite traités avec 3% de chaux et 6% de liant hydraulique routier. La teneur en eau optimale pour chaque sédiment traité a été déterminée à partir d'essais Proctor. Celle-ci varie de 12,0% à 19,8%. L'indice de portance requis pour une utilisation en couche de forme (25%) est atteint pour tous les sédiments traités. Des essais de résistance en compression ont été également réalisés sur les sédiments traités. Les résultats ont montré que la résistance en compression à 7 jours varie de 0,40 à 0,65 MPa, valeurs inférieures à la valeur de 1 MPa requise pour assurer la traficabilité des engins pendant la phase de chantier. Pour améliorer ces caractéristiques mécaniques, un sable recyclé a été incorporé dans les sédiments traités afin d'atteindre cette résistance minimale de 1 MPa au jeune âge.

**Keywords** Sédiments fins, couche de forme, traitement, caractérisation mécanique

## I. INTRODUCTION

Les barrages hydrauliques sont construits et utilisés à des fins diverses telles que la production d'énergie, l'irrigation et le stockage d'eau potable. Quel que soit leur usage, ils sont soumis à des dépôts de sédiments en raison de l'érosion intense des bassins. L'accumulation des sédiments conduit à une réduction de la capacité de stockage d'eau du barrage et peut affecter ses conditions d'exploitation. En priorité les sédiments sont laissés dans la voie d'eau pour assurer une continuité sédimentaire. Cependant, dans certaines conditions, les sédiments doivent être déposés à terre. Ainsi, pour assurer le bon fonctionnement de ces structures, les opérations de dragages régulières sont indispensables. En France, EDF exploite et entretient plus de 600 barrages. Les opérations de dragage dans ces barrages génèrent un volume annuel de 460 000 m<sup>3</sup> de sédiments, dont 60 000 m<sup>3</sup> de sédiments fins (Branche (2019)). Lorsque pour des raisons environnementales ou techniques, les gestionnaires de barrages hydroélectriques sont amenés à gérer les sédiments à terre, ces matières prennent alors le statut de déchets. Selon les réglementations européennes et françaises, ce statut a un impact sur les solutions de gestion, et les gestionnaires doivent investir dans le développement des filières de valorisation.

Différentes options de réutilisation bénéfique peuvent être envisagées pour les sédiments fins, comme le résume (Anger (2014)). En raison des volumes qui peuvent être absorbés, de nombreux travaux de recherche ont été orientés vers l'utilisation des sédiments dans le domaine routier (Kamali et al. (2008), Maherzi et al. (2014)). Le domaine routier exploite des matériaux de nature très variée qui demandent des

performances peu élevées en fonction de la position du matériau dans la structure routière. Toutefois, pour les sédiments testés, un traitement des sédiments reste nécessaire pour améliorer les résistances mécaniques jusqu'à un niveau acceptable qui est variable selon l'usage envisagé dans la structure d'une chaussée. Pour une utilisation en couche de forme, le traitement généralement adopté est un traitement mixte à base de chaux et de liant hydraulique.

Cet article présente, dans un premier temps, une caractérisation physique, chimique et géotechnique de quatre sédiments provenant de gisements différents d'EDF. Les sédiments ont été ensuite traités à l'aide de la chaux et un liant hydraulique routier à base de laitier (67% de laitier). Les paramètres de densification, l'indice de portance et la résistance à la compression des sédiments traités ont été déterminés. Afin d'améliorer la résistance mécanique des mélanges, une autre source alternative, le sable recyclé, est utilisée comme correcteur granulaire.

## II. Matériaux et méthodes

Les propriétés physiques, chimiques et géotechniques, des quatre sédiments fins de barrage ISE, ROM, SEP et STR, ont été déterminées. Le Tableau 1 présente la valeur de bleu (VBS) selon la norme NF P94-068, les limites d'Atterberg ( $W_L$  et  $W_P$ ) selon la norme NF EN ISO 17892-12, la densité (selon la norme NF P94-093) et la teneur en matière organique des différents sédiments selon la norme XP P94-017. Compte tenu de la limitation à 3 pages de cet article, nous ne présentons pas ici les courbes granulométriques des sédiments et du sable recyclé.

**TABLE 1. Caractérisation des sédiments**

Sédiments	VBS (g/100g)	$W_L$ (%)	$W_P$ (%)	$I_P$ (%)	Densité	Matière organique (%)
ISE	0,25	23,0	17,4	5,6	2,61	1,4
ROM	0,24	36,2	27,0	9,2	2,77	2,4
SEP	0,37	28,0	19,4	8,6	2,59	1,9
STR	1,11	35,4	26,0	9,4	2,55	4,3

Le Tableau 1 montre que seul le sédiment STR présente une argilosité importante alors que les autres sédiments sont considérés comme limoneux. Le sédiment STR montre également la teneur en matière organique la plus importante et la densité la plus faible (selon la norme NF P94-093).

Pour cette étude, la chaux et le liant hydraulique utilisés sont, respectivement, de la chaux vive et un liant hydraulique routier à base de laitier de l'usine de Lafarge commercialisé sous le nom "Rolac optimum OB". Il est constitué de 67% de laitier de haut fourneau, 18% de clinker et 10% de calcaire, et de 0 à 5% de constituants secondaires. Une formulation de traitement composée de 3% de chaux vive et de 6 % de liant hydraulique a été évaluée pour une utilisation en couche de forme. Ces taux correspondent aux taux couramment utilisés pour traiter les sols limono-argileux fins. Les caractéristiques de compactage des mélanges ( $w_{OPN}$ ,  $\rho_{dOPN}$ ) sont déterminées selon l'essai Proctor normal (selon la norme NF P94-093). L'essai de portance est également réalisé sur ces mélanges. Des éprouvettes cylindriques de dimensions (5x5cm) sont confectionnées par compression statique à la teneur en eau optimale ( $w_{OPN}$ ).

## III. Résultats

Le Tableau 2 montre qu'on obtient des densités sèches ( $\rho_{dOPN}$ ), pour les sédiments traités, comprises entre 1,65 et 1,85, correspondant à des teneurs en eau optimales ( $w_{OPN}$ ) comprises entre 12 et 19,8 %. Les indices



**TABLE 2. Les caractéristiques de compactage et l'indice de Portance des sédiments traités**

Sédiments	Sans sable recyclé			Avec sable recyclé			
	w <sub>OPN</sub> (%)	ρ <sub>dOPN</sub>	IPI (%)	Taux de sables recyclés	w <sub>OPN</sub> (%)	ρ <sub>dOPN</sub>	IPI (%)
ISE	12	1,85	46	10% pour ISE	13	1,87	47
ROM	18,3	1,65	32	25% pour ROM	16,4	1,76	40
SEP	16,7	1,71	32	25% pour SEP	14,9	1,78	35
STR	19,8	1,65	28	40% pour STR	16,7	1,73	34

**TABLE 3. Résistance à la compression en MPa**

Sédiments	Sans sable recyclé		Avec sable recyclé			
	7j	28j	Taux de sables recyclés	3j	7j	28j
ISE	0,65	1,70	10% pour ISE	0,93	1,28	2,19
ROM	0,49	0,85	25% pour ROM	0,69	1,13	1,69
SEP	0,48	1,10	25% pour SEP	0,69	1,24	1,84
STR	0,45	0,52	40% pour STR	1,08	1,32	1,36

de portances selon la norme NF P94-078 obtenus pour ces caractéristiques de compactage présentent des valeurs supérieures à celle requise (25%) pour une utilisation en couche de forme.

Les valeurs de la résistance à la compression en fonction des temps de cure (3j, 7j et 28j), déterminées selon la norme NF P94-077, sont présentés dans le Tableau 3. La résistance à la compression est un indicateur de la stabilité de la couche de forme, elle peut être circulée sans dommage dès que sa résistance à la compression simple atteint 1 MPa. Les résultats indiquent que sans le sable recyclé, aucun sédiment n'a atteint 1 MPa avant 7 jours et seules ISE et SEP présentent des résistances supérieures à 1 MPa à 28 jours. Afin d'améliorer les propriétés mécaniques des mélanges au jeune âge, un sable recyclé est incorporé dans le mélange à différents pourcentages. Un travail d'optimisation a été réalisé pour choisir le taux d'incorporation optimal du sable recyclé permettant d'atteindre 1 MPa à 7 jours de cure. Ces taux de substitution des sédiments par le sable sont respectivement 10%, 25%, 25% et 40% pour les sédiments ISE, ROM, SEP et STR. Les essais de Proctor sont également réalisés pour ces nouveaux mélanges selon la norme NF P94-093 et leurs paramètres sont utilisés pour la confection des éprouvettes dédiées aux essais de compression. Les résultats obtenus sur ces nouveaux mélanges sont représentés dans les Tableaux 2 et 3. Ces résultats montrent que l'incorporation du sable recyclé permet d'améliorer la compacité des mélanges et d'augmenter la résistance à la compression au jeune âge.

#### IV. Conclusion

Après avoir caractérisé les sédiments, une formulation de traitement composée de 3 % de chaux vive et de 6 % de liant routier a été évaluée pour leur utilisation en couche de forme. Les formules des différents sédiments présentent un indice de portance supérieur à celui requis pour une telle utilisation. Toutefois, leurs résistances à la compression n'atteignent pas le seuil de 1 MPa à un âge de 7 jours. Pour y remédier, la solution de l'incorporation de sable recyclé a permis d'améliorer les propriétés mécaniques des mélanges et d'atteindre la résistance de 1 MPa avant 7 jours de cure. En guise de perspectives, un bilan carbone de ces formulations à base des sédiments et des sables recyclés d'EDF sera réalisé.

## References

- Anger, B. (2014), Caractérisation des sédiments fins des retenues hydroélectriques en vue d'une orientation vers des filières de valorisation matière, PhD thesis.
- Branche, E. (2019), 'Les réponses opérationnelles d'edf à la gestion des sédiments de rivière', *Assises Nationales de la Valorisation des Sédiments « Sédiments et économie circulaire : De l'expérimentation à l'industrialisation » -1er octobre 2019 – Paris* .
- Kamali, S., Bernard, F., Abriak, N. & Degrugilliers, P. (2008), 'Marine dredged sediments as new materials resource for road construction', *Waste Management* **28**(5), 919 – 928.
- Maherzi, W., Benzerzour, M. & Abdelghani, F. B. (2014), 'Essais d'aptitude au traitement des sédiments de dragage marins en vue de leur valorisation en techniques routières', *Environnement, Ingénierie & Développement* **N°68 - Novembre 2014**.

# Développement et analyse d'un modèle de stockage des eaux pluviales pour les unités industrielles en Algérie

Mehdi DIB<sup>1</sup>, Farah BOUTOUATOU<sup>1</sup>, Dounia KEDDARI<sup>1</sup>, Ouafa SAIGHI<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Centre de Recherche en Aménagement du Territoire (CRAT), Campus Zouaghi Slimane, Route de Ain el Bey, 25000 Constantine, Algérie.

## RESUME

Le problème de la rareté des eaux en Algérie est devenu de plus en plus aigu ces derniers temps. Des facteurs comme, les changements climatiques, l'essor démographique et le développement accéléré des activités économiques ont accentué ce problème. Les zones industrielles jouent un rôle clé dans le développement économique, et sont affectées par le déficit hydrique en particulier pendant les périodes sèches. Les eaux pluviales comme étant une ressource renouvelable, peuvent constituer une alternative afin d'approvisionner les unités industrielles en eau. Ce travail repose sur la proposition, la simulation et l'analyse d'un modèle de stockage des eaux pluviales pour une unité industrielle type située sur le littoral algérien. Ce modèle a pour buts d'emmagasiner les eaux pluviales pour réutilisations diverses au sein de l'unité industrielle, et d'amortir les crues dans les cas des événements extrêmes. Le logiciel SWMM 5.1 est utilisé pour quantifier le stockage des eaux de pluie. Les résultats ont démontré une contribution significative des quantités des eaux pluviales stockées dans la réduction de la consommation des eaux potables dans les unités industrielles.

**Mots-clefs** eaux pluviales, changements climatiques, unité industrielle, modèle de stockage, Algérie.

## I. INTRODUCTION

La raréfaction de l'eau est l'un des problèmes majeurs à l'échelle mondiale. D'un côté, l'urbanisation accélérée provoque une imperméabilisation des sols, ce qui favorise le ruissellement, notamment dans les bassins urbains, en diminuant la recharge naturelle des nappes souterraines. D'un autre côté, la surexploitation par les usagers agricoles cause la baisse des niveaux des nappes phréatiques (Mignot et al., 2019 ; Rezende et al., 2019 ; Zhou et al., 2019 ; Jamali et al., 2020 ; Zhou et al., 2021). A cela, s'ajoute l'effet des changements climatiques, qui entraîne deux phénomènes contradictoires, d'une part des sécheresses sévères, et d'autre part des inondations intenses, provoquant des endommagements considérables dans de nombreuses villes du monde entier (Ward et al., 2020 ; Ding et al., 2021).

En effet, la réduction des ressources en eau en Algérie est due à plusieurs facteurs, notamment : l'essor démographique, le développement socio-économique, l'impact des changements climatiques, l'exploitation des ressources en eau souterraine, la pollution des ressources en eau superficielle et souterraine et les pertes des eaux lors de la distribution et de l'utilisation (Kettab et al., 2008). Les potentialités hydriques en Algérie sont de l'ordre de 11.5 milliards de m<sup>3</sup> d'eau renouvelable par an, soit 292 m<sup>3</sup> par personne, par contre la moyenne mondiale est de 6 000 m<sup>3</sup> par personne (Guergueb et Ferhat, 2021). Parmi ces potentialités hydriques, les eaux pluviales qui se caractérisent par une disparité spatiale, indiquant un fort gradient allant du Nord au Sud et un second, de moindre importance, allant de l'Est à l'Ouest. La moyenne de la pluviométrie annuelle est de 600 mm, variant entre un minimum de 50 mm dans les régions du sud et un maximum de plus de 1 500 mm sur les massifs du Djurdjura et de Collo (Mebarki, 2010).

Face à cette disparité, l'Algérie est un pays où la rareté des ressources en eau se fait de plus en plus sentir. La collecte des eaux pluviales est devenue une nécessité incontestable, censée être utilisée pour satisfaire les besoins dans les zones dépourvues en ressources hydriques, et pour faire face aux déficits en eau pendant les saisons sèches. Cette catégorie de ressources peut jouer un rôle important dans la balance de l'offre et de la demande en eau.

Les études traitant les techniques de récolte des eaux pluviales sont de plus en plus répandues ces derniers temps (Hasnaoui et al., 2015 ; Pradhan et Sahoo, 2019 ; Pala et al. 2021 ; Mohammed et al., 2022). En Algérie, ces techniques deviennent une nécessité afin de lutter contre le déficit hydrique. Ce présent article s'insère dans cette optique en introduisant une modélisation de la capacité de récolte des eaux pluviales auprès des unités industrielles en Algérie. Il repose sur la proposition, la simulation et l'analyse d'un modèle de stockage des eaux pluviales dans une unité industrielle type située sur le littoral algérien. Ce modèle a pour but de calculer le stockage des eaux pluviales destinées à des réutilisations diverses au sein de l'unité, et d'amortir les crues dans les cas des événements extrêmes.

## II. PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Au cours des dernières décennies, les régions méditerranéennes en général et notamment le Maghreb sont confrontées à une forte diminution de la ressource en eau liée à la fois à l'effet des changements climatiques, à l'essor démographique et à la dégradation de l'environnement. L'Algérie, à trois climats (méditerranéen sur le littoral et l'atlas tellien, semi-aride sur les hauts plateaux et désertique sur la grande surface de Sahara), se situe dans la catégorie des pays pauvres en ressources hydriques. Plusieurs facteurs peuvent expliquer cette situation : les contraintes physiques, le phénomène de la désertification des sols, la croissance de la demande en eau, et la baisse de la pluviométrie au travers des sécheresses très marquées depuis les années 90 jusqu'à 2001/02, année de sécheresse extrême. Ce déficit pluviométrique a eu un impact négatif sur le régime d'écoulement des oueds, sur le taux de remplissage des barrages et des retenues collinaires, dont les conséquences sont souvent désastreuses sur le développement socioéconomique du pays. À cet effet, l'adoption d'une stratégie de la gestion des eaux pluviales dans le secteur socio-économique est indispensable. Dans ce travail, on vise principalement à assurer la disponibilité des eaux pendant les périodes déficitaires. Il est important de noter que, dans cette étude, le prix du m<sup>3</sup> d'eau n'est pas pris en considération car le modèle proposé vise à répondre au problème de la disponibilité des eaux pendant les périodes déficitaires et non pas son prix.

La zone d'étude concerne la partie orientale de l'Algérie qui est limitée au Nord par la mer Méditerranéenne, au Sud par le Chott Melhir, à l'Ouest par une verticale parcourant Bejaia, les Monts et Chott Hodna jusqu'aux Monts du Zab, et à l'Est par la frontière algéro-tunisienne. C'est un quadrilatère qui délimite les méridiens 4°40' E et 8°30'E et les parallèles 37°10'N et 34°20'N (Mebarki. 2005). L'organisation morpho-structurale est assez complexe, composée principalement de trois unités physiques, du Nord au Sud : l'Atlas tellien (une succession de massifs montagneux, côtiers et sublittoraux), les Hautes Plaines (les chaines de l'Atlas tellien oriental au Nord et les monts du Hodna, du Belezma, de l'Aurès et des Nememchas au Sud) et l'Atlas saharien (de massifs volumineux, relativement ouverts, dont les principaux sommets atteignent plus de 2 000 m tel que le massif de l'Aurès). Sur le plan hydrographique, la région juxtapose des bassins hydrographiques septentrionaux à écoulement exoréique et des bassins méridionaux à écoulement endoréique. S'agissant du contexte géologique, cette zone est recouverte par les séries allochtone et autochtone (Chabour. 2006). Le contexte climatique est également marqué par de forts contrastes, avec un climat tempéré humide de type méditerranéen dans le Tell, climat semi-aride de type continental dans les Hautes Plaines et climat aride et sec dans le piémont de l'Atlas saharien (Cote. 1998).

Pour cette étude, nous avons choisi la station pluviométrique de Ramdane Djamel qui se situe dans la wilaya de Skikda (le Tell Est Maritime de l'Algérie) (figure 1), caractérisée dernièrement par une extension importante du tissu industriel.

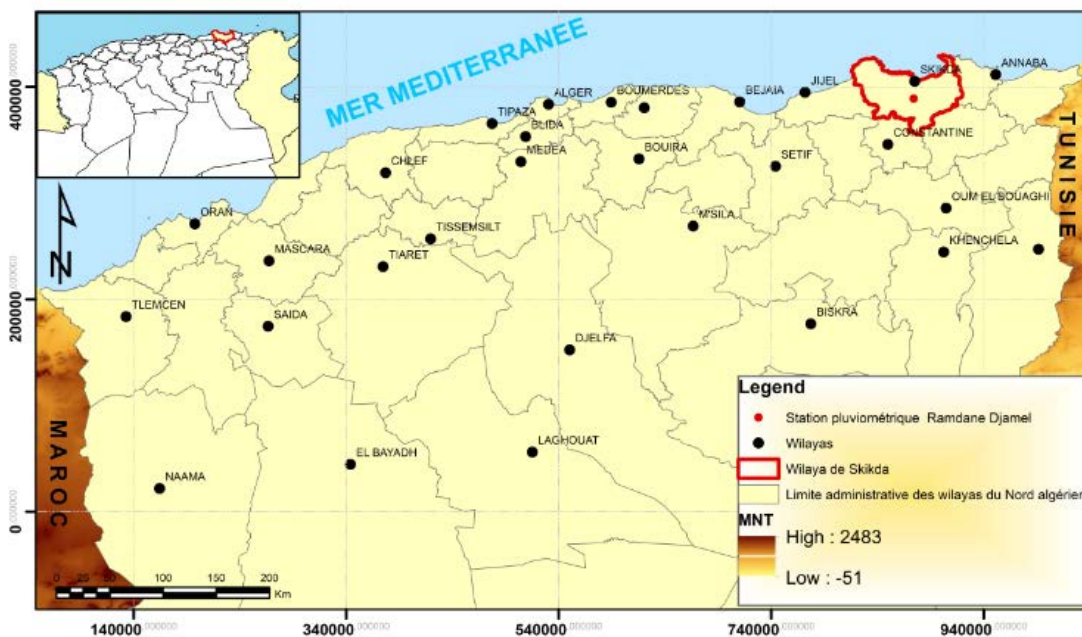


FIGURE 1. Présentation de la zone d'étude

### III. METHODOLOGIE ET DONNEES

Le but de cette étude est d'estimer réellement les quantités des eaux pluviales qu'une unité industrielle située sur le littoral algérien peut récolter. Un modèle type est analysé selon les données observées pendant une période hydrologique de 10 ans (allant de 2010/2011 à 2020/2021) au sein d'une station pluviométrique localisée dans la wilaya de Skikda, implantée dans la zone bioclimatique humide à subhumide. Ces données ont été collectées auprès de l'ANRH (Agence National des Ressources Hydrauliques).

Le logiciel SWMM (Storm Water Management Model) est utilisé généralement pour effectuer des simulations, réaliser des conceptions, et élaborer des planifications liées au ruissellement des eaux pluviales. Dans le cas de cette étude, SWMM 5.1 est adopté dans les analyses afin de quantifier les volumes d'eau que l'unité industrielle type peut stocker à travers la récolte des eaux pluviales précipitées sur ses toitures.

#### A. Descriptif du modèle

L'unité type, comme le reste des unités en Algérie sont généralement implantées dans les zones industrielles situées à la périphérie de la ville. Dans une réflexion orientée vers le fonctionnalisme (fonctionnement des espaces et de l'unité globalement), l'architecture de ces unités est flexible, adaptable et modulable. En réponse à ces exigences, les bâtiments composant les unités industrielles sont souvent en charpente métallique soit en treillis ou en profilés pleins. Ces derniers sont habillés en tôles nervurées ou au panneaux sandwich. Les toitures sont souvent en versants ce qui favorise la récolte des eaux pluviales.

Notre choix a été porté sur une unité industrielle type se composant de trois hangars : un hangar pour la préparation de la matière première (PMP), un autre pour la fabrication, et un troisième hangar pour le stockage des produits finis. L'unité est constituée aussi d'un laboratoire, d'une administration, et des vestiaires (figure 02).

Le modèle de récolte des volumes récupérés repose sur les hypothèses suivantes :

- Les toitures des divers édifices sont considérées imperméables ;
- Le transfert des eaux pluviales se fait à partir des toitures uniquement, et vers les conduites ;
- Les conduites sont surdimensionnées afin d'éviter d'inonder le réseau de récolte ;
- Le taux d'évaporation et le premier filtre grossier ne sont pas pris en compte dans les calculs ;
- Les eaux pluviales sont stockées dans des bassins encastrés sous les deux parkings de l'unité ;
- Les données pluviométriques mensuelles sont utilisées dans ce modèle.

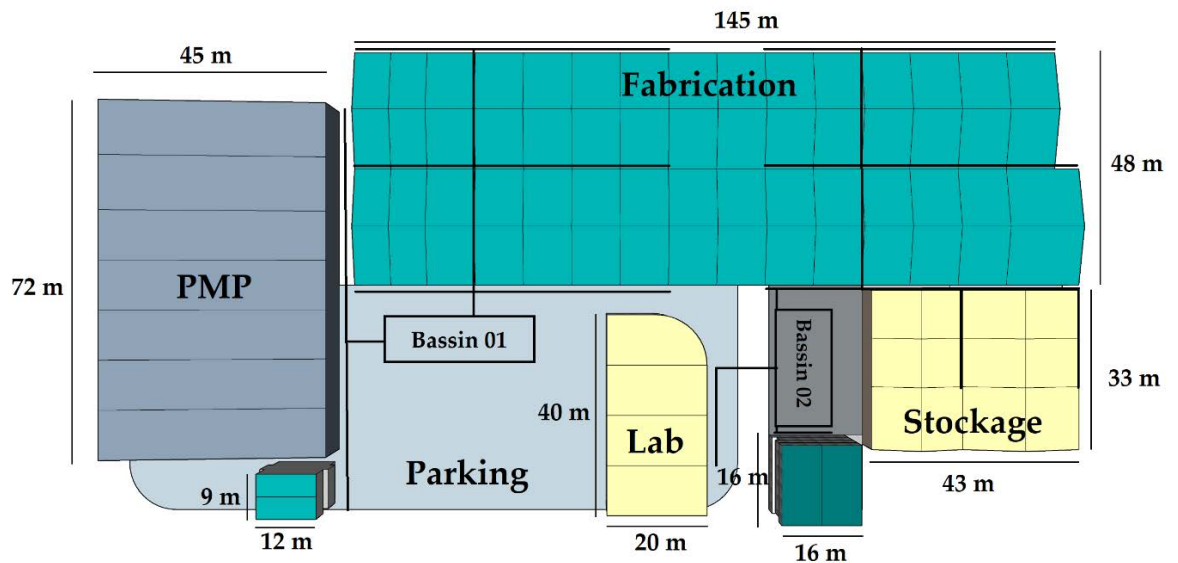


FIGURE 2. Présentation de l'unité industrielle

#### IV. RESULTATS ET DISCUSSIONS

##### A. Analyse des quantités stockées entre les années 2010/11 et 2020/21

Selon le modèle proposé, la figure 03 montre les résultats d'analyse des volumes d'eau stockés dans l'unité industrielle type entre les années hydrologiques 2010/11 et 2020/21. Les volumes varient d'une année à une autre, ils sont, évidemment, dépendants de la pluviométrie observée durant la période étudiée. La valeur maximale de la quantité d'eau stockée a été observée en 2014/2015 (9201.1 m<sup>3</sup> avec une pluviométrie de l'ordre de 713.1 mm). Cependant, la valeur minimale a été enregistrée en 2016/2017, (4615.4 m<sup>3</sup> avec une pluviométrie de l'ordre de 357.7 mm), ce qui représente pratiquement la moitié de la quantité récoltée dans la saison 2014/2015.

Afin d'avoir plus de détails sur la variabilité annuelle des quantités stockées, les graphiques (box plots) correspondants aux volumes maximums, minimums durant les mois de chaque année ainsi que les médianes sont tracés côte à côte (figure 04). La boîte à moustache fait ressortir que les quantités se caractérisent par leur irrégularité interannuelle. Sur une période de dix ans, les quantités les plus élevées ont été recueillies au cours des années 2010/11, 2013/14, 2014/15, et 2018/19. L'année 2014/15 se distingue par une grande variabilité, les valeurs varient dans un large éventail allant de 0 à 2772.8 m<sup>3</sup> avec une médiane de 371.6 m<sup>3</sup>.

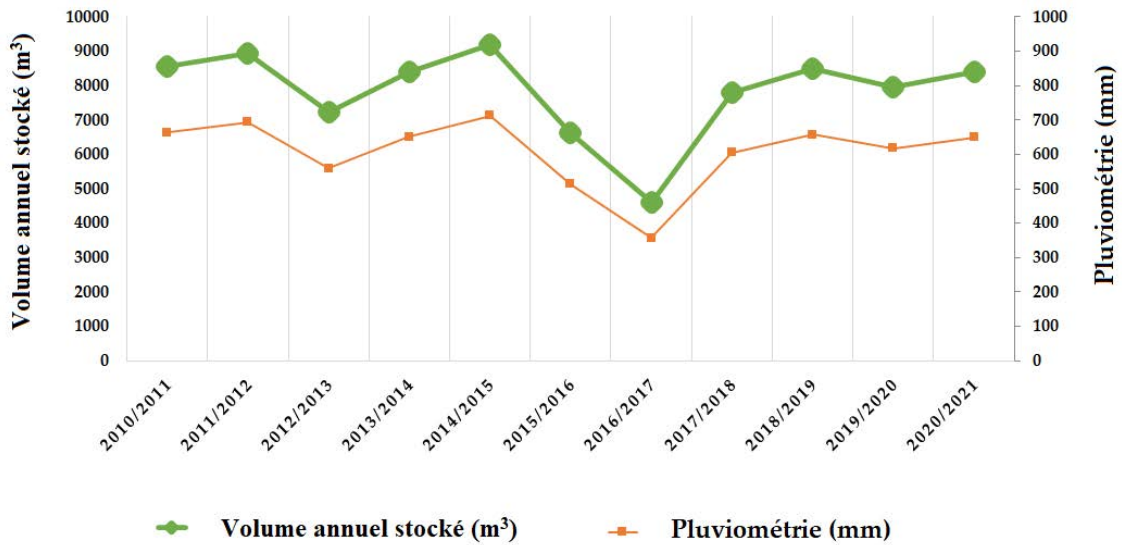


FIGURE 3. Variation annuelle de la pluviométrie et la quantité des eaux pluviales stockées dans l’unité industrielle (période : 2010/11-2020/21)

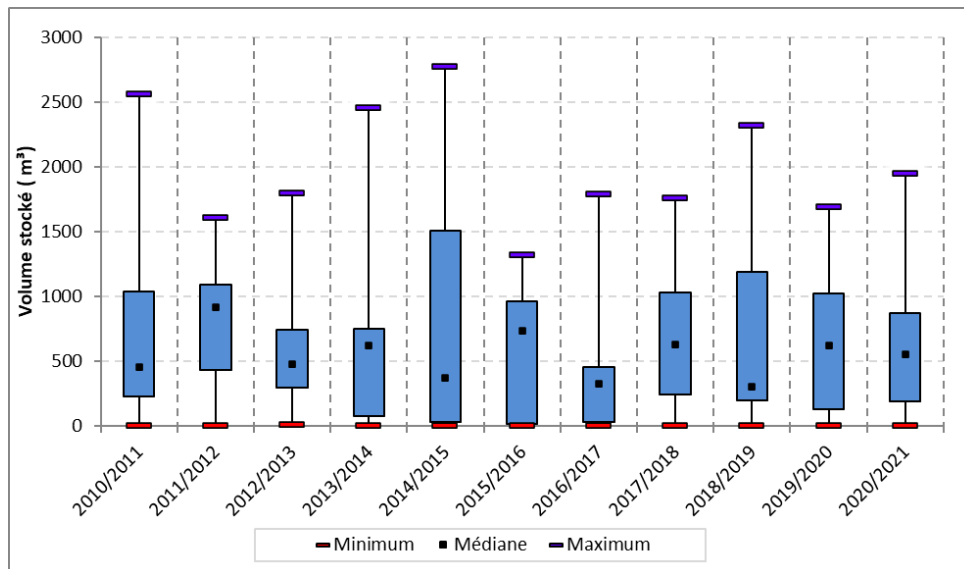


FIGURE 4. Valeurs médianes, maximales, et minimales de la quantité des eaux pluviales stockée dans l’unité industrielle (période moyenne : 2010/11-2020/21)

La variation mensuelle de la quantité des eaux pluviales stockées au cours de l’année hydrologique 2014/15 représentée sur la figure 05 montre une fluctuation explicite selon les saisons. Les quantités d’eau stockées sont très élevées pendant la saison hivernale, cependant, ces dernières sont modérées durant l’automne et le printemps et presque nulle pendant l’été.



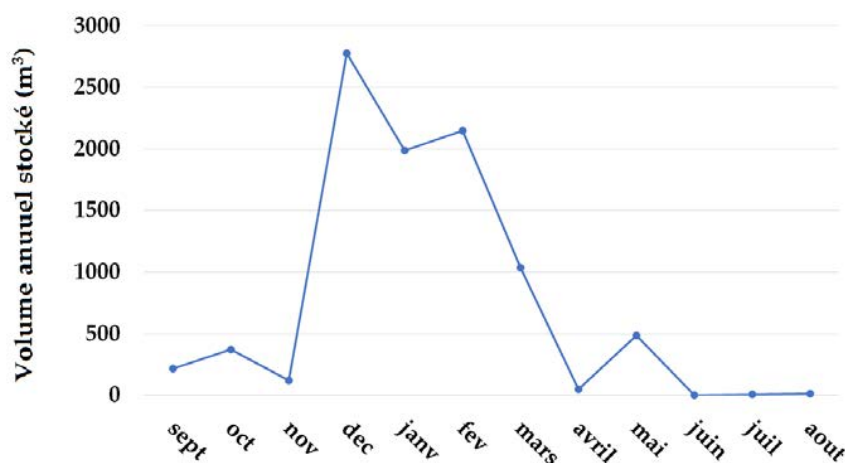


FIGURE 5. Variation mensuelle de la quantité des eaux pluviales stockée dans l'unité industrielle au cours de l'année hydrologique 2014/15

#### B. Impact de la valorisation eaux pluviales dans les unités industrielles

Dans le contexte de la zone géographique du cas étudié, la récolte des eaux pluviales est une opération dépendante des saisons. Pendant l'hiver, les quantités stockées atteignent ses valeurs maximales, tandis que pendant l'été, les volumes récoltés sont pratiquement nuls. Il est remarquable aussi que la variation des volumes stockés entre les saisons automne-hiver et hiver-printemps est très importante. Afin de valoriser les eaux pluviales dans les unités industrielles en Algérie, ces dernières doivent implémenter des infrastructures de récolte (réservoirs) volumineuses pour pouvoir stocker de l'eau pendant la saison hivernale, pour utilisation pendant les périodes déficitaires.

En prenant comme exemple la dernière année hydrologique 2020/21, un volume total de 8384.3 m<sup>3</sup> peut être récolté pour ce modèle. Supposant que cette unité est active 365 jours par an, avec un système de 3 rotations de 8 heures par jour, le volume stocké dans cette année peut contribuer à une moyenne de 22.9 m<sup>3</sup> par jour. En termes de besoin, l'unité industrielle consomme une moyenne de 80 m<sup>3</sup> d'eau par jour. La contribution du volume stocké représente, donc, 28.6% de cette moyenne, ce qui constitue un apport important au besoin journalier de l'unité industrielle en eau.

## V. CONCLUSIONS

L'étude présentée dans cet article représente une simulation qui vise à quantifier la capacité de récolte des eaux pluviales au sein des unités industrielles en Algérie. D'après cette recherche les conclusions suivantes ont été tirées :

- Les unités industrielles ont une grande capacité de récolte des eaux pluviales vu les surfaces imperméables importantes dans ces dernières.
- Les volumes des eaux pluviales récoltés varient d'une année à une autre, ils sont, évidemment, dépendants de la pluviométrie observée durant la période étudiée. Ces quantités se caractérisent par leur irrégularité interannuelle.
- Dans le contexte de la zone géographique du cas étudié, la variation mensuelle de la quantité des eaux pluviales stockées dans l'unité industrielle montre que ces dernières sont très élevées pendant la saison hivernale, modérées durant l'automne et le printemps, et presque nulle pendant l'été.
- Durant les années pluvieuses, les quantités des eaux pluviales récoltées constituent un apport important au besoin journalier de l'unité industrielle en eau.

L'étude effectuée dans cet article consiste uniquement à quantifier le potentiel de récolte d'une unité industrielle type. Il est important, évidemment, d'effectuer ensuite des analyses continues concernant la qualité des eaux récoltées afin de choisir le mode de traitement selon l'usage envisagé de ces derniers (dans le processus industriel, le nettoyage, l'irrigation des espaces verts ...etc.)

## REFERENCES

Chabour, N. (2006). Hydrogéologie des domaines de transition entre l'Atlas saharien et la plateforme saharienne à l'Est de l'Algérie. Thèse de doctorat en géologie. Université de Constantine. 177 p.

Côte, M. (1998). Les régions bioclimatiques de l'Est algérien, *Rhumel*, n° 6, 57-71 p.  
Ding, Y.J., Li, C.Y., Wang, X., Wang, Y., Wang, S.X., Chang, Y.P., Qin, J., Wang, S.P., Zhao, Q.D., Wang, Z.R. (2021). An overview of climate change impacts on the society in China. *Advances in Climate Change Research*. <https://doi.org/10.1016/j.accre.2021.03.002>.

Guergueb, M., Ferhat, A. (2021). La gestion des eaux en Algérie : Vers un nouveau paradigme. *Journal of Advanced Economic Research*, 06, 304-315.

Hasnaoui, M. D., Bouziane, A., Ouazar, D., Alaoui, M., Boudaoud, Y., Hadine, A. (2015). Modélisation de l'impact de la collecte des eaux pluviales sur l'atténuation des crues dans le bassin du Bouskoura et perspectives d'adaptation au changement climatique. *La Houille Blanche*, 101(1), 56-62. <https://doi.org/10.1051/lhb/2015007>.

Jamali, B., Bach, P.M., Deletic, A. (2020). Rainwater harvesting for urban flood management - An integrated modelling framework. *Water Research*, 171. <https://doi.org/10.1016/j.watres.2019.115372>.

Kettab, A., Mitiche R., Bennaçar, N. (2008). De l'eau pour un développement durable : enjeux et stratégies. *Revue Des Sciences De L'Eau*, 21(2):247. <https://doi.org/10.7202/018469ar>.

Mebarki, A. (2005). Hydrologie des bassins de l'Est algérien : Ressources en eau, aménagement et environnement. Thèse de Doctorat d'Etat. Université Mentouri de Constantine : 360 p.

Mebarki, A. (2010). La région du Maghreb face à la rareté de l'eau. L'exemple du défi algérien : mobilisation et gestion durable des ressources. *2<sup>nd</sup> International Conference: Climate, Sustainability and Development in semi-arid regions*. 16-20 August, Fortaleza- Ceara, Brazil.

Mignot, E., Li, X.F., Dewals, B. (2019). Experimental modelling of urban flooding: A review. *Journal of Hydrology*, 568, 334-342.

Mohammed, M. H., Zwain, H. M., Hassan W. H. (2022). Modeling the effects of land-use and climate change on the performance of stormwater Sewer system using SWMM simulation: case study. *Journal of water and climate change*, 13(1),126-138. <https://doi.org/0000-0003-4995-2697>.

Pala, G. K., Pathivada, A. P., Velugoti, S. J. H., Yerramsetti, C., Veeranki, S. (2021). Rainwater harvesting: A review on conservation, creation & cost-effectiveness. *Materials Today: Proceedings*, 45, 6567– 6571. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2020.11.593>.

Pradhan, R., Sahoo J. (2019). Smart rainwater management: New technologies and innovation. *Smart urban development*. <https://doi.org/10.5772>.

Rezende, O.M., de Franco, A.B.R.D., de Oliveira, A.K.B., Jacob, A.C.P., Miguez, M.G. (2019). A framework to introduce urban flood resilience into the design of flood control alternatives. *Journal of Hydrology*, 576, 478-493.

Ward, P. J., de Ruiter M. C., Mård, J., Schröter, K., Van Loon, A., Veldkamp, T., von Uexkull, N., Wanders. N., AghaKouchak, A., Arnbjerg-Nielsen, K., Capewell, L., Carmen Llasat, M., Day, R., Dewals, B., Di Baldassarre, G., Huning, L. S., Kreibich, H., Mazzoleni, M., Savelli, E., Teutschbein, C., van den Berg, H., van der Heijden, A., Vincken, J. M. R., Waterloo, M. J., Wens, M. (2020). The need to integrate flood and drought disaster risk reduction strategies. *Water Security*, 11. <https://doi.org/10.1016/j.wasec.2020.100070>.

Zhou, L., Wang, H., Zhang, Z. Zhang, J., Chen, H., Bi, X., Dai, X., Xia S., Alvarez-Cohen, L., Rittmann B. E. (2021). Novel perspective for urban water resource management: 5R generation. *Frontiers of Environmental Science & Engineering*, 15(1): 16. <https://doi.org/10.1007/s11783-020-1308-z>.

Zhou, Y.C., Shen, D.L., Huang, N., Guo, Y.P., Zhang, T.Q., Zhang, Y.P. (2019). Urban lood risk assessment using storm characteristic parameters sensitive to catchment-specific drainage system. *Science of the Total Environment*, 659, 1362-1369. <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2019.01.004>.

# Evaluation de la réponse mécanique des couches de surface de chaussées bitumineuses pour différentes conditions d'interface

Marina Al Bacha<sup>1</sup>, Pierre Horny<sup>1</sup>, Mai-Lan Nguyen<sup>1</sup>, Olivier Chupin<sup>1</sup>, Ferhat Hammoum<sup>2</sup>

<sup>1</sup>MAST-LAMES, Université Gustave Eiffel, IFSTTAR, Campus de Nantes, F-44344 Bouguenais, France

<sup>2</sup>MIT-LAMES, Université Gustave Eiffel, IFSTTAR, Campus de Nantes, F-44344 Bouguenais, France

## RESUME

Les couches de surface d'une chaussée routière sont soumises à l'action de plusieurs mécanismes d'endommagement, causés par le passage des véhicules lourds, car elles sont en contact direct avec les pneumatiques. Elles peuvent donc présenter différents types d'endommagement : fissuration par le haut, orniérage, arrachement des granulats. Le but de cet article est d'analyser la distribution des déformations au-dessus de l'interface entre deux couches de chaussée et d'étudier l'effet de sa condition de collage sur les contraintes et déformations dans ces couches, afin de comprendre leurs mécanismes d'endommagement. La réponse de la chaussée est évaluée par un essai de fatigue accéléré sur des structures en vraie grandeur avec différentes conditions d'interface. Elle est également modélisée à l'aide du logiciel Viscoroute© 2.0, prenant en compte un comportement viscoélastique pour les couches bitumineuses avec une interface collée ou viscoélastique. Les mesures expérimentales et les résultats numériques indiquent que la condition de collage de l'interface a une forte influence sur le comportement mécanique des couches de surface et sur leurs mécanismes d'endommagement.

## Mots-clefs

Couches de surface, modélisation de la chaussée, mécanismes de rupture, viscoélasticité, interface.

## I. INTRODUCTION

Les chaussées souples sont soumises à l'action de plusieurs mécanismes d'endommagement, causés par le passage des véhicules lourds, sous différentes conditions climatiques. Il existe deux types de fissuration, caractérisés par leur mécanisme d'initiation et de propagation. La fissuration par fatigue (fissuration du bas vers le haut) est générée par la flexion des couches bitumineuses sous la répétition des charges de trafic qui impose une contrainte de traction et une déformation en extension à la base de ces couches. Cette fissuration se propage vers le haut, jusqu'à ce qu'elle atteigne la surface. L'autre type de fissuration, appelé la fissuration par le haut (TDC : top down cracking), s'initie près de la surface de la chaussée. Selon Grellet et al. (2018), les contraintes et les déformations d'extension se produisant près de la surface de la chaussée et à l'interface entre deux

couches d'enrobé, peuvent causer la TDC (dans ce cas la fissure s'initie à l'interface et remonte dans la couche de surface). L'état de ces contraintes et déformations, dépend des conditions de température et des conditions de collage de l'interface, comme indiqué dans Wang et Al-Qadi (2010).

Dans le cadre du projet Binary financé par l'Agence Nationale de Recherche, la quantification des contraintes et des déformations dans les couches bitumineuses de surface est réalisée à travers un essai de fatigue accéléré sur 5 structures de chaussée différentes en vraie grandeur. Par ailleurs, des simulations numériques à l'aide du logiciel de modélisation de chaussées Viscoroute© 2.0 sont réalisées et comparées avec les résultats expérimentaux. Différents types de capteurs sont utilisés pour suivre le comportement des chaussées expérimentales. Des fibres optiques, installées dans les couches bitumineuses permettent de mesurer les déformations de part et d'autre de l'interface. Des jauges longitudinales et transversales et des géophones permettent de mesurer les déformations à la base de la couche de roulement et les déflexions en surface. De plus, la distribution de la contrainte de contact pneu-chaussée sera mesurée à l'aide de l'appareil de mesure Tekscan. Des sondes de températures mesurent également les températures dans les différentes couches de chaussée.

Cet article présente les premiers résultats des mesures des jauges de déformation au-dessus de l'interface entre deux couches d'enrobé, obtenues sous le passage des pneus, sur deux structures de référence. Ces résultats sont ensuite comparés aux simulations avec le logiciel Viscoroute, intégrant le modèle viscoélastique de Huet-Sayegh pour les matériaux bitumineux.

## II. STRUCTURES DE CHAUSSEES ET MATERIAUX TESTES

Les deux structures de chaussée sélectionnées pour la présente étude sont composées de 60 mm de béton bitumineux semi grenu (BBSG), reposant sur 40 mm après le rabotage d'une couche de grave bitume (GB) existante et soumise au trafic lors d'un essai précédent (Blanc et al., 2019). Elle comprend aussi une fondation granulaire de 750 mm d'épaisseur s'appuyant sur du sol naturel sableux. Lors de la construction, la couche de roulement a été posée sans couche d'accrochage entre le BBSG et la GB existante pour la première section. Pour la deuxième section, une couche d'accrochage constituée d'émulsion de bitume cationique à prise rapide (EN 13808), a été appliquée (avec un taux de 300 g/m<sup>2</sup> de bitume résiduel) avant la mise en place de la couche de roulement.

## III. CAMPAGNE EXPERIMENTALE

L'essai de chaussée en vraie grandeur est réalisé sur le manège de fatigue de l'Université Gustave Eiffel (Nantes, France), qui permet de tester les chaussées en vraie grandeur sous des chargements de poids lourds. Il comprend une piste circulaire de 40 m de diamètre et 4 bras portant les roues. Pour cet essai, la piste est divisée en cinq sections, dont deux sont analysées dans cet article.

Les structures des deux sections de la chaussée sont montrées sur la Figure 1. Les deux structures sont constituées de la même couche de surface bitumineuse (BBSG), mais avec des conditions d'interface différentes. Ces sections sont instrumentées par des jauges de déformations, mesurant les déformations longitudinales et transversales à la base de la couche de surface, des fibres optiques mesurant également les déformations, et des sondes de température. Plusieurs essais de chargement ont été effectués sur le manège de fatigue, en utilisant un jumelage, circulant à

différentes vitesses et différents niveaux de charges. Deux conditions expérimentales sont détaillées dans cet article, correspondant à :

- Une charge de 4.5 tonnes, et une température au milieu de la couche de surface de 7.8°C.
- Une charge de 5.5 tonnes avec une température de 12°C.

Dans tous les cas, différentes vitesses de chargement ont été appliquées avec les roues en position centrale (sans balayage latéral). Dans cet article, les déformations mesurées en bas de la couche de surface (dans deux directions : longitudinale  $\epsilon_{xx}$  et transversale  $\epsilon_{yy}$ ) sont analysées.

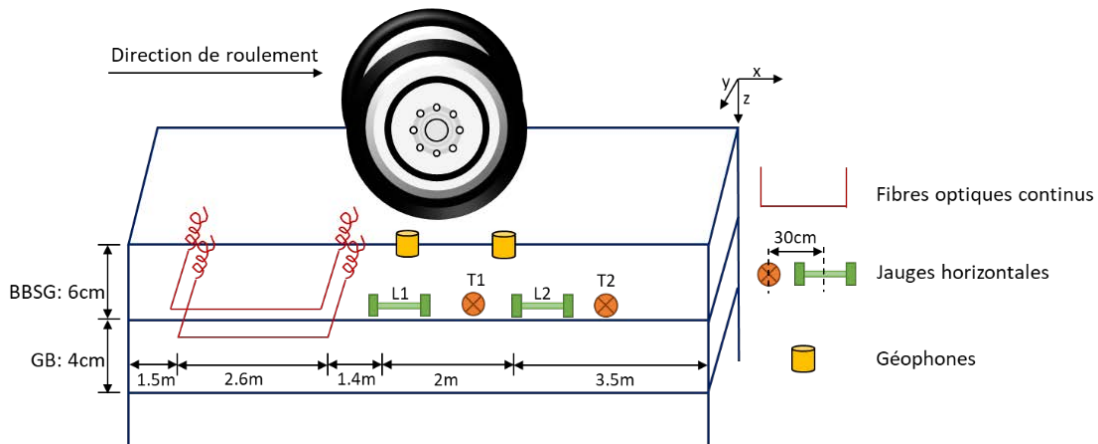
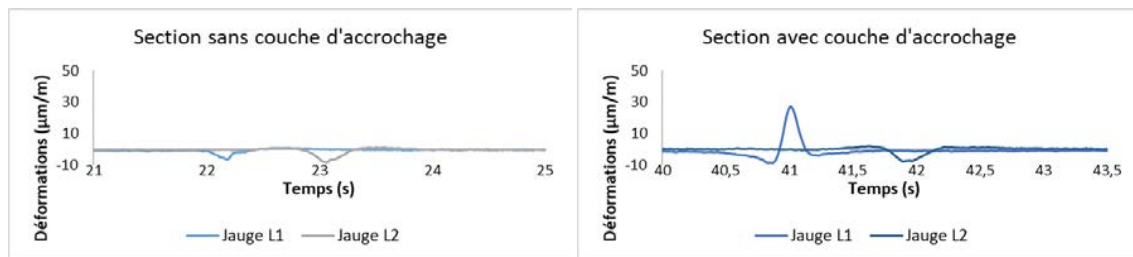


FIGURE 1. Instrumentation d’une structure (les dimensions ne sont pas à l’échelle)

#### IV. MESURES EXPERIMENTALES DES DEFORMATIONS AU DESSUS DE L’INTERFACE

Les déformations longitudinales et transversales sont mesurées à une profondeur  $z=45$  mm, à l’aide des jauges placées à la base de la couche de surface. La Figure 2 représente les déformations longitudinales mesurées sous le passage du jumelage en position centrale du manège ( $y=0$ ), pour les deux conditions expérimentales choisies et pour les deux sections. Pour la section sans couche d’accrochage, les déformations sont négatives (en contraction). Pour la section avec couche d’accrochage, les deux jauges donnent des signaux différents. Une première jauge donne un signal avec un pic négatif (en contraction), tandis que l’autre jauge donne un pic positif (en extension).

Condition expérimentale No.1 (4.5 tonnes à 7.8°C et  $v=7$  km/h)



Condition expérimentale No.2 (5.5 tonnes à 12°C et v=7 km/h)

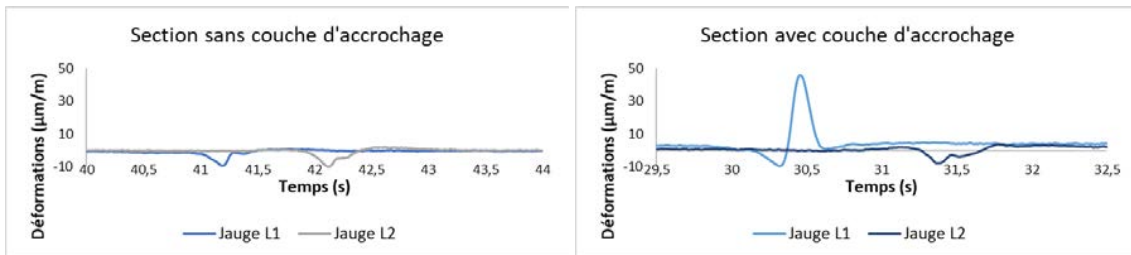
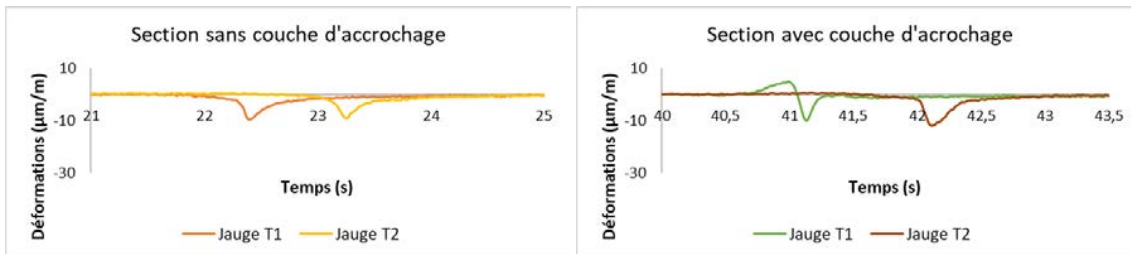


FIGURE 2. Signaux de déformations longitudinales à la base de la couche de surface ( $\epsilon_{xx}$  en  $z=45$  mm)

La Figure 3 représente les signaux de déformations transversales obtenus pour les 2 conditions expérimentales. Pour les deux conditions de collage, les déformations sont négatives et l’amplitude du signal augmente avec la charge et la température.

Condition expérimentale No.1 (4.5 tonnes à 7.8°C et v=7 km/h)



Condition expérimentale No.2 (5.5 tonnes à 12°C et v=7 km/h)

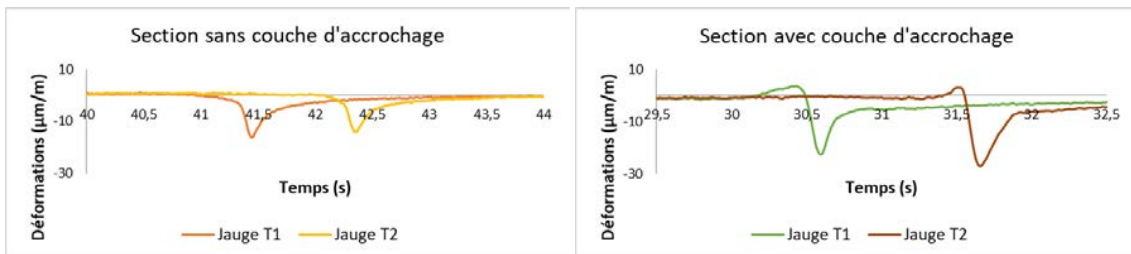


FIGURE 3. Signaux de déformations transversales à la base de la couche de surface ( $\epsilon_{yy}$  en  $z=45$  mm)

## V. MODELISATION DE LA CHAUSSEE

La modélisation de la réponse de la chaussée a été réalisée en utilisant le logiciel ViscoRoute© 2.0 (Chabot et al. 2010). Viscoroute© 2.0 est un outil de calcul semi-analytique qui permet de calculer la réponse mécanique d’une chaussée multicouche composée de matériaux élastiques ou viscoélastiques décrits par le modèle de Huet-Sayegh (1965). Différentes formes d’empreinte de charge (rectangulaire, elliptique) peuvent être considérées.

Le modèle rhéologique de Huet-Sayegh montré sur la Figure 4 permet de bien représenter le comportement viscoélastique des matériaux bitumineux sur une large gamme de fréquences et de températures. Le modèle est constitué de deux ressorts élastiques de modules  $E_0$  et  $E_\infty$  (module statique et instantané) et deux amortisseurs non linéaires d’exposants  $k$  et  $h$ . L’équation du module complexe correspondant à cette représentation est donné dans la Figure 4 où :

$\omega$  : période (rad/s)

$\tau$  : temps de relaxation (s)

$\delta$  : constante positive sans dimension

$\theta$  : température (°C)

$A_0, A_1$  et  $A_2$  : coefficients de régression intrinsèques au matériau étudié

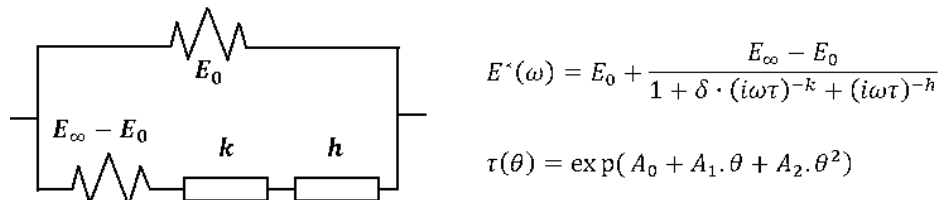


FIGURE 4. Modèle de Huet-Sayegh

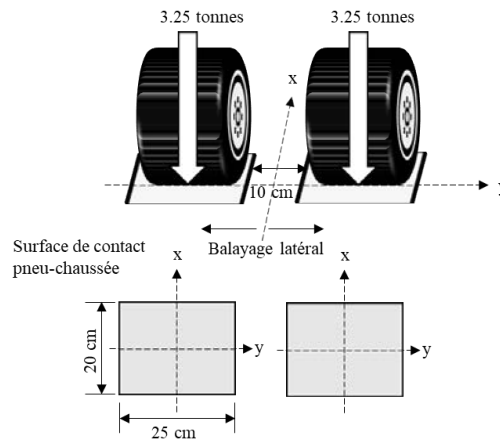
Dans cette étude, le sol et la fondation granulaire sont modélisés en tant que matériaux élastiques. Le module élastique du sol a été obtenu par calage inverse à partir d'essais au déflectomètre à masse tombante (FWD). Les couches bitumineuses sont considérées comme viscoélastiques avec des propriétés caractérisées à partir d'essais de module complexe réalisés en laboratoire.

Pour la modélisation de l'interface entre les deux couches bitumineuses, deux hypothèses ont été prises en compte dans cet article. La première consiste à considérer une interface parfaitement collée, conduisant à une continuité des déplacements et des contraintes verticales entre les deux couches. Cette hypothèse est habituellement utilisée dans la méthode de dimensionnement des chaussées. Selon Grellet et al. (2018), cette condition de collage reste valide pour des températures comprises entre 10 et 25°C, pour lesquelles le bitume et l'enrobé ne sont pas trop rigides ni trop visqueux. Pour des températures au-delà de 25°C, la condition de collage parfait n'est plus valide. Dans ce cas, l'interface peut être modélisée comme une couche fine avec un comportement viscoélastique. Le comportement viscoélastique de la couche d'interface et des couches bitumineuses est représenté par le modèle de Huet-Sayegh. Selon Grellet et al. (2018), les meilleures prédictions du comportement de l'interface sont obtenues en considérant une épaisseur de l'interface de 0.5 mm, et des propriétés viscoélastiques correspondant à celles d'un liant bitumineux (voir tableau 1). Dans cet article, différentes épaisseurs d'interface sont testées. Dans la suite, une empreinte rectangulaire de pneus (20x25cm) est considérée pour la modélisation (Figure 5).

TABLEAU 1. Propriétés des couches de la chaussée expérimentale

Matériaux viscoélastiques								
Coefficients	$\delta$	$k$	$h$	$E_\infty(\text{MPa})$	$A_0$	$A_1$	$A_2$	$E_0(\text{MPa})$
BBSG	2.59	0.22	0.66	33142	4.37	-0.39	$1.31 \times 10^{-3}$	$2.94 \times 10^{-9}$
Interface	3.79	0.25	0.78	1625	-2.79	-0.38	$2.31 \times 10^{-3}$	-
GB	1.37	0.21	0.69	36069	2.88	-0.39	$1.97 \times 10^{-3}$	48.22
Matériaux élastiques								
Coefficients				$E(\text{MPa})$	Epaisseurs (mm)			
Base granulaire				160	750			
Sol				95	$\infty$			





**FIGURE 5. Dimensions des empreintes des pneus**

## VI. COMPARAISON ENTRE LES DEFORMATIONS MESUREES ET LES SIMULATIONS NUMERIQUES

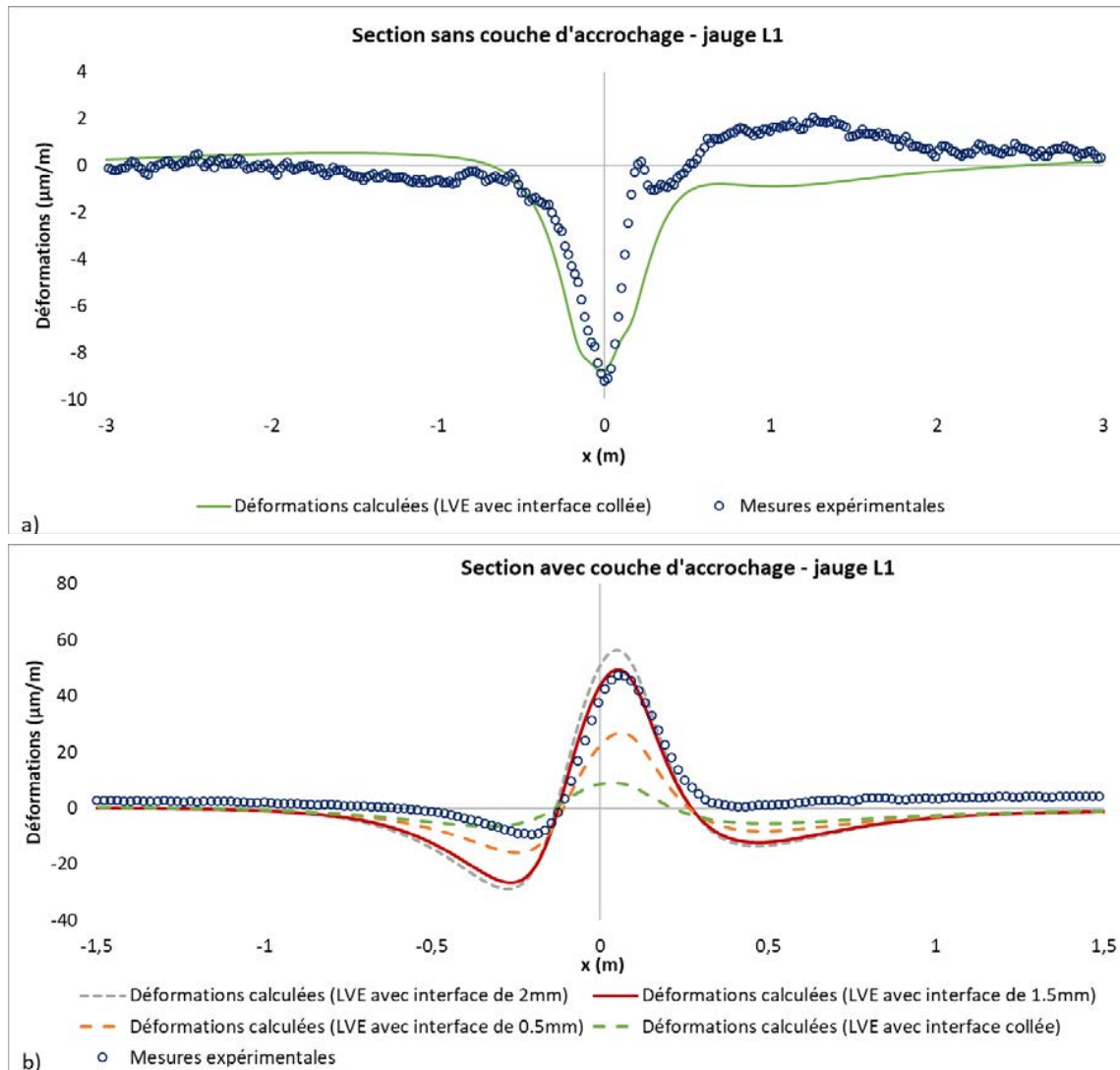
Les déformations longitudinales et transversales obtenues expérimentalement avec les jauges (Condition expérimentale No.2, voir Figure 2) sont comparées aux résultats des simulations numériques, en utilisant les modèles viscoélastiques pour les couches bitumineuses avec une interface collée ou viscoélastique. Les Figures 6 et 7 représentent respectivement les déformations longitudinales et transversales calculées au centre du capteur correspondant à  $z=45$  mm pour les sections.

Pour la section sans couche d'accrochage (jauges L1 et T1), la contraction observée au-dessus de l'interface correspond bien à une simulation viscoélastique linéaire avec une interface collée (LVE avec interface collée). Cela tend à indiquer une bonne liaison entre les deux couches d'enrobé. Pour la section avec couche d'accrochage (jauges L1 et T1), l'utilisation d'une couche d'interface viscoélastique fine permet de mieux prédire les déformations en extension observées à la base de la première couche. Cela tend à indiquer qu'il y a un glissement entre les couches de BBSG et de GB sur cette section. Les valeurs de déformations simulées dépendent de l'épaisseur de l'interface retenue dans le calcul. Le meilleur accord avec les mesures de jauges est obtenu pour une épaisseur de 1.5 mm. Contrairement à ce qui était attendu, la section sans couche d'accrochage présente un meilleur collage entre les deux couches d'enrobé.

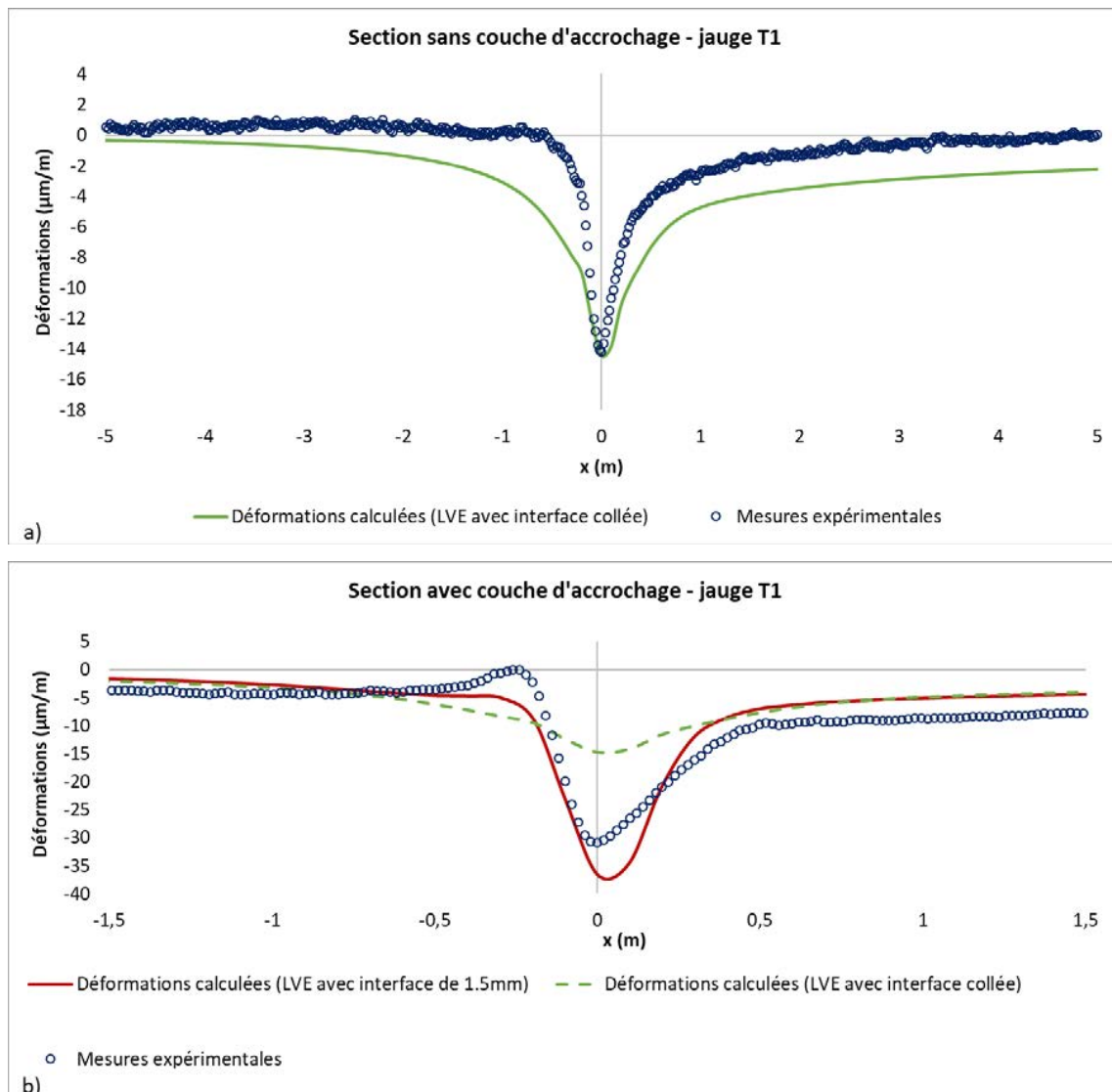
Pour revenir aux résultats expérimentaux à la base de la section avec couche d'accrochage (Figure 2), deux signaux différents sont observés pour les 2 jauges bien que celles-ci soient situées à la même cote. Elles sont néanmoins espacées dans la direction de roulement. Pour la première jauge L1, une extension est observée à la base de la première couche indiquant un certain glissement à l'interface entre BBSG et GB. La deuxième jauge L2, subit une contraction indiquant plutôt un comportement d'interface collée entre BBSG et GB. On peut donc supposer que différentes conditions de collage prévalent dans cette structure en fonction de la position suivant la direction longitudinale de cette section.

Les mesures de déformation comparées avec les résultats de la modélisation indiquent qu'une même section de chaussée peut présenter différentes conditions de collage et qu'aux points où la

liaison n'est pas suffisante (Figure 6b et Figure 7b) des déformations longitudinales en extension relativement élevées peuvent se développer à la base de la couche de roulement. Dans ces conditions, on peut donc penser que la couche de surface soit sujette à de la fissuration par fatigue sous chargement répété. Ce type de dégradation est assez souvent observé sur chaussée, mais son origine n'est pas bien comprise. Les mesures réalisées ici sur le manège de fatigue suggèrent qu'il s'agit d'un problème de collage d'interface.



**FIGURE 6.** Comparaison entre les déformations longitudinales calculées et mesurées : a) dans la section sans couche d'accrochage à l'interface des deux couches bitumineuses) ; b) dans la section avec couche d'accrochage



**FIGURE 7.** Comparaison entre les déformations transversales calculées et mesurées : a) dans la section sans couche d'accrochage à l'interface des deux couches bitumineuses ; b) dans la section avec couche d'accrochage

## VII. CONCLUSION

Cet article présente des mesures de déformation à la base des couches de surface de deux sections de chaussée expérimentales testées sur le manège de fatigue des structures routières de l'université Gustave Eiffel. La comparaison entre ces mesures et des simulations de la réponse mécanique de la structure sous charge roulante indique que différentes conditions de collage entre les couches d'enrobé en surface de chaussée prévalent sur les deux sections. Pour la section sans couche d'accrochage, les déformations mesurées étaient toutes en contraction, ce qui indique une liaison satisfaisante entre les couches bitumineuses. Cependant, pour la section avec couche d'accrochage, des conditions de contact différentes ont été observées, avec notamment une jauge donnant des

déformations d'extension relativement élevées, ce qui pourrait traduire un certain glissement à l'interface, dû à la présence de l'émulsion.

Le comportement des interfaces a été expliqué par la modélisation des deux sections avec le logiciel Viscoroute© 2.0. Pour la section sans couche d'accrochage, les déformations en contraction ont pu être obtenues avec une interface collée. Pour la section avec couche d'accrochage, les déformations en extension ont été prédites en considérant l'interface comme étant une couche fine viscoélastique de faible rigidité. Le meilleur ajustement avec les résultats expérimentaux a été obtenu pour une interface de 1.5 mm d'épaisseur.

Finalement, les résultats obtenus dans ce travail montrent clairement que la condition de collage à l'interface entre couches bitumineuses a une grande influence sur le comportement mécanique des couches de surface et qu'une liaison insuffisante peut générer des déformations d'extension importantes à la base de celles-ci. Cela pourrait être à l'origine de l'un des mécanismes d'endommagement des couches de surface observé sur certaines chaussées.

La suite de ce travail consistera à simuler les mesures de déformation obtenues à différentes températures et également à suivre l'évolution des déformations et du comportement de l'interface en fonction du trafic. L'objectif final du projet est d'améliorer la méthode de dimensionnement de ce type de chaussée en prenant notamment mieux en compte le comportement des interfaces, aujourd'hui toujours considérées comme collées.

## REFERENCES

- Al-Qadi, I., Wang, H., 2009. Evaluation of pavement damage due to new tire designs. *Illinois center for Transportation*.
- Autret, P., De-boissoudy, A.B., Gramsammer, J.C., 1987. The circular test track of the Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. *Proceeding of 6th International Conference on Structure Design of Asphalt Pavements*, 1, pp. 550-561.
- Juliette Blanc, Emmanuel Chailleux, Pierre Hornych, R. Christopher Williams, Davide Lo Presti, Ana Jimenez Del Barco Carrion, Laurent Porot, Jean-Pascal Planche & Simon Pouget (2019). Bio materials with reclaimed asphalt: from lab mixes properties to non-damaged full scale monitoring and mechanical simulation, *Road Materials and Pavement Design*, 20:sup1, S95-S111, <https://doi.org/10.1080/14680629.2019.1589557>
- Chabot, A., Chupin, O., Deloffre, L., Duhamel, D., 2010. A Tool for the Simulation of Moving Load Effects on Asphalt Pavement.. *Road Materials and Pavement Design*, 11, pp. 227-250. 10.1080/14680629.2010.9690274.
- De Beer, M., Maina, J.W., van Rensburg, Y., Greben, J., 2011. Toward Using Tire-Road Contact Stresses in Pavement Design and Analysis.
- Duong, Ngoc Son., Blanc, J., Hornych, P., Bouveret, B., Carroget, J., & Lefeuvre, Y., 2019. Continuous strain monitoring of an instrumented pavement section. *International Journal of Pavement Engineering*, 20:12, pp. 1435-1450, DOI:10.1080/10298436.2018.1432859.
- Grellet, D., Doré, G., Chupin, O., Piau, J.-M., 2018. Highlighting of the viscoelastic behaviour of interfaces in asphalt pavements - a possible origin to top-down cracking. *Road Materials and Pavement Design* 19, pp. 581-590. <https://doi.org/10.1080/14680629.2018.1418721>
- Hornych, P., Kerzreho, J. P., Chabot, A., Bodin, D., Balay, J. M., Deloffre L., 2008. In Pavement Cracking - Al-Qadi, Scarpas & Loizos (eds). The LCPC's ALT facility contribution to pavement cracking knowledge. <https://doi.org/10.13140/2.1.2361.9529>

Huet, C., 1963. Etude par une méthode d'impédance du comportement viscoélastiques des matériaux hydrocarbonnés (PhD thesis). Université de Paris.

Nguyen, M. L., Chupin, O., Blanc, J., Piau, J.-M., Hornych, P., Lefevre, Y., 2020b. Investigation of Crack Propagation in Asphalt Pavement Based on APT Result and LEFM Analysis. *Journal of Testing and Evaluation*, 48(1), 20180933. <https://doi.org/10.1520/JTE20180933>

Sayegh, G., 1965. Variation des modules de quelques bitumes purs et bétons bitumineux, Thèse de Doctorat d'Ingénieur. Faculté des Sciences de l'université de Paris.

Wang, H., Al-Qadi, I., 2010. Evaluation of Surface-Related Pavement Damage due to TireBraking, *Road Materials and Pavement Design*, 11:1, 101-121, DOI: 10.1080/14680629.2010.9690262

# Mise au point d'une chaussée urbaine démontable poreuse

Sedran<sup>1</sup> T., Gennesseaux<sup>1</sup> E., Waligora<sup>2</sup> J., Klein<sup>3</sup> P., Nguyen<sup>4</sup> M.L., Cesbron<sup>5</sup> J., Ropert<sup>6</sup> C., Monnier<sup>1</sup> L.

<sup>1</sup> Université Gustave Eiffel, MAST/MIT, F-44340 Bouguenais, France

<sup>2</sup> Eiffage Infrastructure, F-69964 Corbas, France

<sup>3</sup> Université Gustave Eiffel, CEREMA, Université de Lyon, UMRAE, F-69675, Lyon, France

<sup>4</sup> Université Gustave Eiffel, MAST/LAMES, F-44340 Bouguenais, France

<sup>5</sup> Université Gustave Eiffel, CEREMA, UMRAE, F-44340 Bouguenais, France

<sup>6</sup> Université Gustave Eiffel, AME/EASE, F-44340 Bouguenais, France

<sup>7</sup> Alkern, 44320 Arthon-en-Retz France

## RESUME

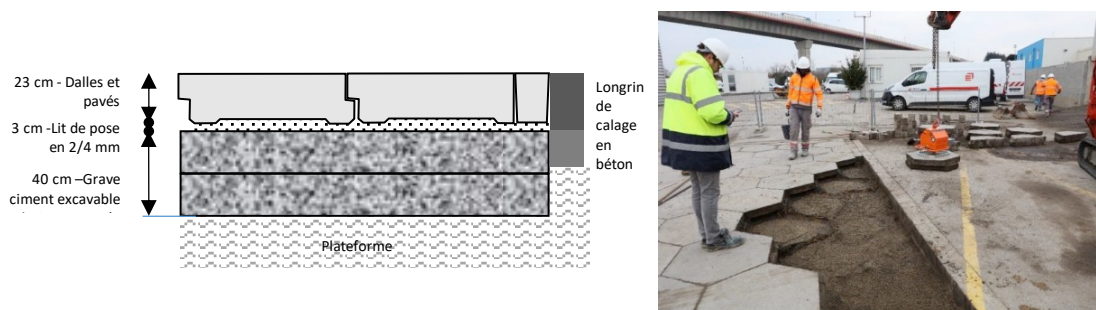
Un concept de dalles béton hexagonales posées sur un nouveau type de matériau cimentaire excavable a été développé à l'Université Eiffel. Ce concept, appelé chaussée urbaine démontable (CUD), vise à faciliter les opérations de démontage/reconstruction. Les avantages attendus sont un accès rapide aux réseaux sous-jacents pour maintenance, une gêne limitée au voisinage pendant les travaux, aucune séquelle de surface visible après les travaux, et une meilleure soutenabilité. L'Université, en collaboration avec Eiffage Infrastructures et Alkern, développe depuis 2017 un nouveau type de CUD poreuse pour faire face aux événements climatiques violents, de plus en plus fréquents. Une démarche originale a été développée pour mettre au point en laboratoire la grave excavable sous-jacente. Des simulations numériques ont été effectuées pour optimiser le comportement mécanique et hydrique des dalles. Le béton poreux à la surface des dalles a également été optimisé du point de vue acoustique et de l'adhérence. Ensuite, un prototype composé de 39 dalles a été soumis à 200 000 passages d'essieu sur un simulateur de trafic accéléré, puis un démonstrateur de 180 m<sup>2</sup> a été construit durant l'été 2022 à Nantes, et soumis à un trafic réel composé de véhicules légers et de bus. Cet article résume les différentes étapes du projet.

**Mots-clefs** Excavabilité, béton recyclé, dalles bétons, chaussée urbaine, béton poreux

## I. INTRODUCTION

De 2003 à 2008, l'université G. Eiffel (alors LCPC) a piloté un programme de recherche visant à développer un nouveau concept de chaussées urbaines démontables (CUD) composé de dalles béton hexagonales préfabriquées posées, via un lit de gravillons, sur un nouveau type de grave ciment excavable (Abdo et al. 2008, Collectif 2009, Sedran et al. 2008, de Larrard et al. 2013,

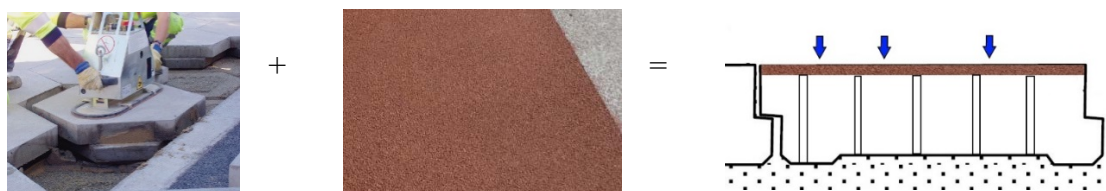
<https://cud.ifsttar.fr/>). Ce concept vise à faciliter les opérations de démontage/reconstruction. Les avantages attendus sont un accès rapide aux réseaux sous-jacents lors des interventions de maintenance, une gêne limitée au voisinage pendant les travaux, aucune séquelle de surface visible après les travaux, et une meilleure soutenabilité grâce à la possibilité de réutiliser les dalles. Cette recherche a abouti à deux prototypes. Le premier, constitué de grosses dalles indépendantes (77 cm d'arête), a été construit en 2007 à Saint Aubin les Elbeufs. Il présentait l'avantage d'une grande facilité de démontage, mais des battements de dalles sont apparus sous trafic de poids lourds, nuisant à la durée de vie de la chaussée et au confort d'utilisation. Le second, mis en service en 2008 sur un dépôt de Nantes Métropole, a permis de corriger ce défaut (Sedran et al. 2008, de Larrard et al. 2013). Afin de reprendre les efforts de cisaillement entre dalles liés au trafic routier, les dalles sont coulées avec un système de clés sur leurs arêtes, leur permettant de s'emboîter les unes dans les autres (Fig.1). De ce fait, les dalles peuvent être plus petites (arête de 46 cm), ce qui facilite leur manipulation. La présence des clés complique par contre un peu le démontage-remontage qui doit se faire par glissement des dalles, depuis une des bordures après enlèvement des pavés latéraux (Fig.1). Une évaluation visuelle du prototype ainsi qu'une opération de montage-démontage réalisées dix ans après sa construction ont permis de confirmer sa bonne tenue mécanique et un bon uni, après un trafic estimé entre 40 000 et 60 000 poids lourds. Des mesures de bruit par la méthode CPX (ISO 11819-2) ont également confirmé qu'il n'y avait pas de bruits particuliers liés aux joints entre dalles ou à des battements de dalles et que l'ensemble a un niveau sonore comparable à un BBSG 0/10. Ces essais ont ainsi permis de faire la preuve de concept des CUD à dalles emboîtées.



**FIGURE 1.** Coupe type de la CUD à dalles emboîtées (gauche) et principe de démontage-remontage (droite)

Avec le changement climatique les évènements pluvieux intenses sont de plus en plus fréquents et les gestionnaires de voiries urbaines sont à la recherche de solutions permettant la désimperméabilisation des sols. Dans ce contexte, un module concernant des Chaussées Urbaines Démontables à Surface Fonctionnalisées (CUD-SF) a été proposé dans le projet de recherche I-Street (Innovations Systémiques au service des Transitions Écologiques et Énergétiques dans les infrastructures routières de Transport). Ce projet financé par l'appel à projet Routes du futur du PIA 3 et opéré par l'ADEME s'est déroulé de 2017 à 2022. Les partenaires du module CUD-SF étaient Eiffage Route ainsi que l'Université Gustave Eiffel, auxquels a été associé le préfabricant Alkern. L'objectif du module était de rendre le plus transparent possible la structure CUD sur le plan hydrique. Au-delà des avantages évoqués précédemment concernant l'accessibilité aux

réseaux sous-jacents, il est attendu de ce type de CUD-SF de minimiser les risques d'inondations et d'aspersion des piétons et de maintenir un bon niveau d'adhérence, en cas de fortes pluies ainsi que de bonnes caractéristiques acoustiques. Le principe envisagé est présenté Fig.2 ; il s'agit de réaliser des dalles bicouches composées d'une couche de roulement de béton poreux et d'un corps en béton plein perforé. Le béton poreux assure la perméabilité de surface ainsi qu'une absorption du bruit routier tandis que le béton plein perforé assure la résistance des dalles tout en laissant passer l'eau. L'utilisation d'un béton poreux sur toute la hauteur des dalles aurait conduit à des épaisseurs trop importantes étant données ses faibles performances mécaniques comparativement à du béton de masse. Les dalles CUD ne sont pas armées et peuvent facilement être recyclées telles que celles en tant qu'éléments si elles n'ont pas atteint leur fin de vie, mais également sous forme de granulats de béton concassé dans le cas contraire. Pour rendre encore plus vertueux le concept et améliorer la circularité de l'économie des dalles, les partenaires se sont fixés d'avoir 40% de la masse des gravillons du béton plein qui soient des granulats de béton recyclé, comme le permettaient sous certaines conditions les recommandations du Projet National Recybéton (et maintenant la norme En 206+A2/CN), pour un béton de classe XF2.



**FIGURE 2.** Schéma de principe des dalles CUD-SF poreuses et drainantes

## II. MISE AU POINT DE LA GRAVE-CIMENT EXCAVABLE POREUSE

La couche d'assise des CUD doit être facilement excavable, y compris avec une pioche pour permettre, une fois les dalles enlevées, d'accéder facilement aux réseaux sous-jacents. Elle doit également être perméable pour assurer la transparence hydrique de la structure complète. Ainsi, un nouveau type de grave ciment excavable présentant une porosité importante, tout en assurant une portance suffisante, a été développé dans le cadre du projet.

Pour s'assurer de l'excavabilité de la grave, on s'est appuyée sur la méthode de laboratoire développée au cours de deux thèses de doctorat à l'Université Gustave Eiffel (Morin, 2009), (Gennesseaux 2015, Gennesseaux et al. 2014, Gennesseaux et al. 2014b). La méthode est détaillée dans un guide (Ifsttar et Engie, 2016). Elle repose sur un essai consistant à faire pénétrer un poinçon cylindrique de 13mm de diamètre dans le matériau qui est confiné dans un cylindre métallique de dimensions  $\text{Ø}16 \times 16 \text{ cm}^3$  (Fig. 3). La mesure de l'enfoncement et de la force en cours d'essai permet de déterminer un enfoncement au poinçon à une énergie de 350 Joules ; énergie correspondant à l'énergie d'impact moyen d'un coup de pioche. Cette mesure permet alors de prédire l'enfoncement d'une tête de pioche lors d'un coup donné in-situ dans le matériau, et de calculer le volume qui serait excavé par ce coup. Ce volume permet ensuite de déterminer un niveau de difficulté d'excavation (Fig.6).

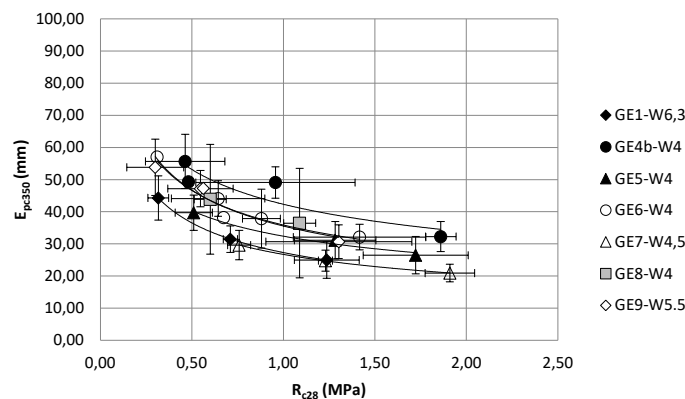


Cette méthode ayant été initialement développée pour les matériaux fluides de remblayage, l'essai de poinçonnement a été modifié afin de permettre la mesure sur des matériaux compactés. Ainsi, les échantillons sont ici compactés par vibro-compression (VCEC) puis placés dans un moule acier constitué de deux demi-coques, afin de reproduire l'état de confinement du matériau dans la couche de grave ciment.



**FIGURE 3.** Essai de poinçonnement : poinçon monté sur la presse et échantillon confiné dans un moule d'acier

Une trentaine de graves-ciment ont été formulées en s'appuyant sur la méthodologie présentée dans Genesseeux (2015) et Genesseeux et al.(2023) puis évaluées en termes de résistance à la compression, d'enfoncement au poinçon et de porosité. Les formules, dont le détail est donné dans Genesseeux et al. (2023b), présentent des teneurs en ciment variables, différentes granulométries ( $D_{max}$  de 12 à 31,5cm) et différents niveaux de porosités (de 10 à 30%). On constate sur la Fig.4 que l'on peut obtenir des enfoncements variables pour une même résistance à la compression, et que l'on peut donc optimiser la formulation pour une portance donnée.



**FIGURE 4.** Relation entre la résistance à la compression et l'enfoncement au poinçon pour différentes formules de graves excavables

Des mesures précédentes, il est théoriquement possible de prédire l'excavabilité des différentes formules. Toutefois, les modèles proposés dans Genesseeux (2015) avaient été validés pour des produits fluides de remblayage mais pas pour des graves poreuses. On a donc demandé un ouvrier de piocher des plots compactés issus des formules les plus prometteuses (Fig. 5). A l'issue du piochage, le volume évacué était mesuré et l'ouvrier donnait une note qualitative traduisant sa

perception de la difficulté de piochage. On constate sur la Fig 6. que l'on retrouve bien la relation établie lors des études précédentes entre le volume excavé par l'ouvrier et la note de difficulté, à l'exception de deux formules. Ces formules contenaient des gros gravillons ( $D_{max}>20mm$ ) contrairement aux expériences passées. Ces formules ont donc été écartées car perçues comme difficiles même si le volume excavé est important.

A ce stade une formule contenant 1,1 % de CEM I, 7,9% de filler calcaire, 5% de sable 0/4, 86% de gravillon 5,6/11,2 mm et 4% d'eau (% exprimées par rapport à la masse de matériaux secs) a été sélectionnée. Cette formule présentait une résistance en compression de 0,7 Mpa, une porosité de 28% et une excavabilité adaptée. Un essai de mise en œuvre à l'échelle 1 sur un plot d'environ 2x8 m<sup>2</sup> a permis de vérifier que ce matériau pouvait être compacté in situ et sa capacité drainante a été confirmée visuellement par un essai d'arrosage au tuyau.

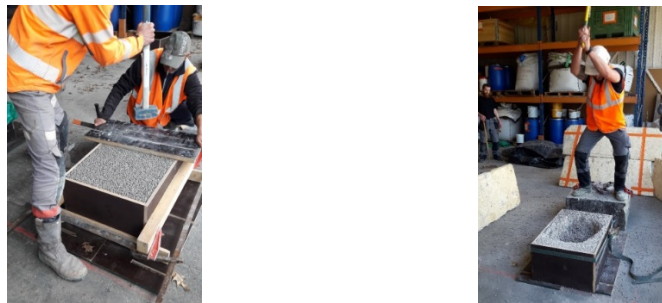


FIGURE 5. Compaction manuelle des mini-tranchées et essai de piochage manuel

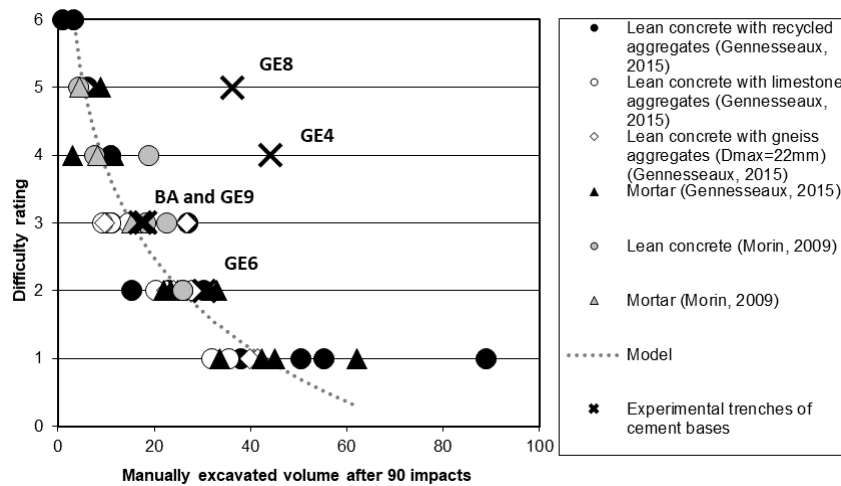
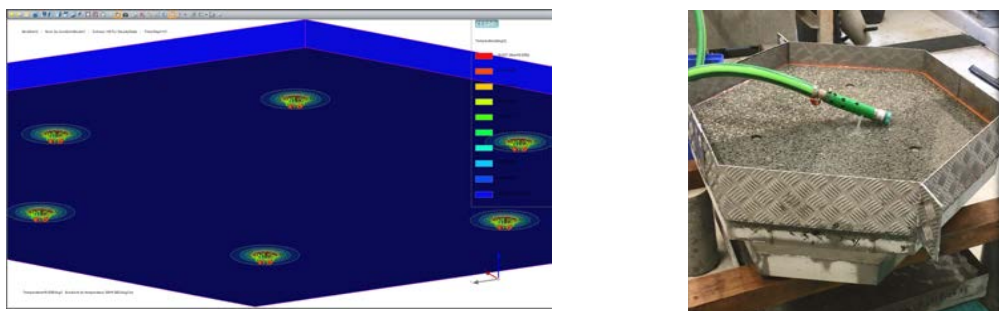


FIGURE 6. Comparaison entre la note d'appréciation de l'excavabilité (la difficulté croît avec la note) et le volume excavé. Données de (Genesseaux, 2015), (Morin, 2009) et de la présente étude (indiquées par les croix)

### III. MISE AU POINT DES DALLES

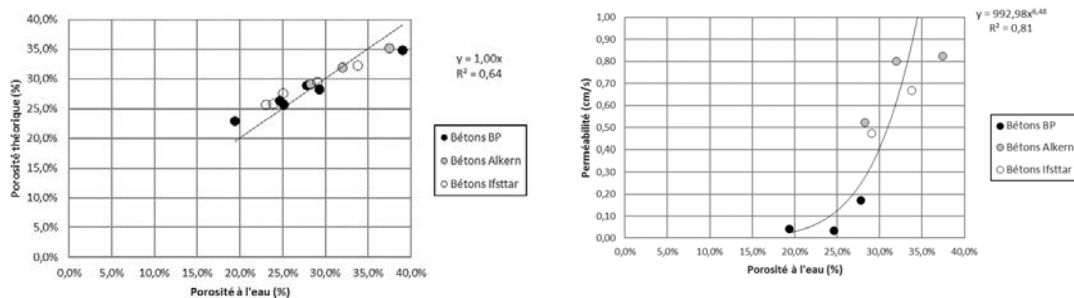
Les données générales de Météo France montrent que des pluies extrêmes peuvent atteindre 100 mm/h en France métropolitaine soit environ 0,03 mm/s. Les dalles de CUD-SF sont composées de 4

cm de béton poreux en surface (Fig. 2). Par analogie à un problème de diffusion thermique dans lequel la température jouerait le rôle de charge hydraulique et le flux thermique le rôle de flux hydraulique, des simulations d'écoulement ont été réalisées avec le Logiciel Cesar-LCPC, en supposant une perméabilité isotrope du béton poreux et une base de dalle étanche sauf au droit des trous verticaux (Fig. 7). Ces calculs montrent qu'imposer une perméabilité du béton poreux de l'ordre de 5 mm/s (selon la norme NF EN 12697-19) et 6 trous d'évacuation dans le béton plein permet de faire face à ces intempéries. Une validation de la perméabilité a été faite sur une dalle complète en vérifiant le débit d'arrosage permettant d'obtenir un film d'eau constant de l'ordre du millimètre, en régime permanent.



**FIGURE 7.** Simulation d'écoulement dans la couche poreuse. L'eau peut circuler dans le béton poreux mais ne peut s'évacuer que par les trous dans la base de la dalle (gauche). Essai de perméabilité à l'échelle d'une dalle complète (droite).

L'optimisation du béton poreux a été faite sur de nombreux critères comme expliqué ci-dessous. La perméabilité du béton poreux est mesurée par la norme NF EN 12697-19. Cet essai étant assez long à mettre en œuvre une première relation a été établie sur quelques formules préliminaires entre teneur en vides et porosité à l'eau puis une deuxième entre porosité à l'eau et perméabilité. Même si cette dernière relation n'a pas de caractère général, elle permet de dégrossir les formules sur la base de la teneur en vides théorique (Fig.8).



**FIGURE 8.** Relations entre porosité à l'eau et teneur en vides et perméabilité des bétons poreux

La formulation du béton poreux (diamètre maximum du gravillon et porosité) ainsi que son épaisseur ont été optimisées sur le plan acoustique de façon théorique suivant les étapes suivantes (Klein et al. 2022): mesure de l'absorption au tube d'impédance (ou tube de Kundt), mesure de la

texture de différents poreux, calibration du modèle de prévision du bruit de roulement HyRoNE aux vitesses urbaines et péri-urbaines, simulation de spectres de bruit de roulement. De la même façon, le diamètre maximum du gravillon du béton poreux a été optimisé vis-à-vis de l'adhérence, à l'aide d'un essai Wehner et Schulze pour une porosité de 25% (Edjeou et al. 2021). Enfin, le risque d'arrachement des granulats a été évalué par un essai au triboroute. Il est important pour la tenue mécanique des dalles que la couche de béton poreux soit bien solidaire du béton plein. Pour cela, la méthode de coulage suivante a été mise au point : compactage du béton poreux dans le fond du moule, puis coulage frais sur frais d'un béton autoplaçant. L'adhérence entre les deux couches a été vérifiée par des essais de pull out (NF EN 1542).

Pour prédimensionner le corps des dalles, on s'est appuyé sur des simulations aux éléments finis sous Solidworks (**Erreur ! Source du renvoi introuvable.** 9), prenant en compte la présence des trous d'évacuation. Une hypothèse sévère de calcul a été retenue pour traduire le fait que le lit de pose en gravillons entre les dalles et la grave excavable (Fig.1) peut venir à manquer sous une dalle. Cela conduit à considérer qu'une dalle est en appui sur les dalles voisines et non sur la plateforme. Les simulations ont permis d'évaluer les contraintes de flexion dans les dalles et la grave excavable, qui ont été comparées aux valeurs admissibles obtenues avec le logiciel Alizé, suivant la méthode française de dimensionnement des chaussées (NF P 98-086).

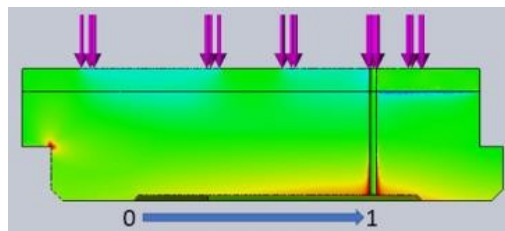


FIGURE 8. Simulation mécanique aux éléments finis

Au final, des dalles de 46 cm d'arête et 23 cm d'épaisseur ont été retenues, composées de : 19 cm de béton autoplaçant (classe XF2 de résistance moyenne 40 MPa, contenant 40% de gravillons de béton recyclé et 40 kg de fibres métalliques) et 4 cm de béton poreux (diamètre maximum de l'ordre de 6 mm, porosité de 26% et résistance moyenne de 15 MPa).

#### IV. Validation sur un essai accéléré

Un abaque de dimensionnement des dalles du concept initial en béton plein a été proposé dans Abdo et al. 2018. La pertinence de cet abaque a été confirmée grâce au bon comportement du démonstrateur réalisé avec Nantes Métropole en 2008 pour des dalles CUD de 46 cm d'arête et de 19 cm d'épaisseur soumises à un trafic pendant 10 ans. Cependant, la nouvelle génération de CUD poreuses soulève de nouvelles questions sur le plan mécanique. En effet, la présence de trous verticaux dans le corps des dalles conduit à des concentrations de contraintes dans les calculs aux éléments finis qui sont difficiles à analyser et dont on ne connaît pas l'impact sur la tenue à la fatigue des dalles. Le même problème de concentration de contraintes se pose au niveau des languettes qui permettent aux dalles de s'imbriquer les unes dans les autres. Enfin, il est difficile d'estimer les

risques d'épaufrures des arêtes supérieures des dalles en béton poreux sous l'effet du trafic. Sans remettre en question la stabilité des dalles, ce phénomène pourrait nuire à l'esthétique et au confort de roulement de la chaussée mais également être cause d'une augmentation du bruit de roulement. Au niveau de la grave excavable, le mécanisme de rupture n'est pas vraiment bien identifié (comportement entre une grave non traitée et une grave hydraulique).

Pour toutes ces raisons, il a été jugé nécessaire de valider le pré-dimensionnement effectué par un essai sur le manège de fatigue disponible à l'Université Gustave Eiffel. A cet effet, une section de CUD-SF ayant pour dimensions 2,31x 8,35 m<sup>2</sup> a été soumise à 200 000 passages d'un demi-essieu à roues jumelées chargé à 65 kN, entre le 9 novembre 2020 et le 5 janvier 2021 (Fig. 9). Avec un CAM estimé entre 0,3 et 0,6 cela représente entre 333 000 et 667 000 passages de bus, soit un trafic compris entre 45 et 91 bus/jour/sens pendant 20 ans.



**FIGURE 9.** Essai de fatigue d'une section de CUD-SF sur le manège de fatigue de l'université G. Eiffel

Au cours de l'essai, des mesures de suivi de l'adhérence (pendule SRT...), du battement des dalles, de l'uni et de l'aspect visuel des dalles ont été réalisées. La structure a notamment été démontée partiellement afin d'évaluer des éventuelles détériorations au niveau des dalles et des clés d'emboîtement. Au terme de l'essai sur manège, il a été possible de valider la tenue mécanique du système qui ne présentait aucune détérioration visible sous les dalles ni en surface (en particulier au niveau des arrêtes du béton poreux). La solution conserve un niveau d'adhérence supérieur aux exigences couramment admises et l'aspect drainant a pu être observé à l'occasion de divers épisodes pluvieux. Cet essai sur manège de fatigue a également permis de confirmer la nécessité du sablage des joints entre les dalles, permettant de consolider la structure et d'empêcher les battements.

## V. Construction d'un démonstrateur

Sur la base des bons résultats obtenus lors de cet essai, Nantes Métropole a accepté fin 2021 de financer un démonstrateur d'environ 185 m<sup>2</sup> dans le cadre d'un marché négocié avec Eiffage Route sans publicité ni mise en concurrence selon la procédure du décret 2018-1225 du 24 décembre 2018. Ce démonstrateur est situé la rue de l'Allier à Nantes qui est circulée par des véhicules légers aussi bien que par des bus et des vélos. Elle s'avère donc un emplacement de choix pour tester l'innovation CUD-SF dans des conditions réelles de circulation.



**FIGURE 10.** De gauche à droite, manutention d'une dalle, démonstrateur en cours de montage, regard de visite entouré de pavés pour faciliter le démontage de la CUD-SF



**FIGURE 10.** Aspect final du démonstrateur de CUD-SF (© Eiffage)

Le démonstrateur a nécessité la fabrication de 351 dalles entre le 22/10/2021 et le 7/03/2022, incluant quelques dalles supplémentaires en cas de nécessité. Trois types de dalles ont été produites pour les besoins de l'expérimentation :

- 32 dalles monolithes qui ont été sciées en demi-dalles des quarts de dalles. Ces dalles ne comportent pas de couche superficielle en béton poreux, ni de drains verticaux pour pouvoir être manipulées avec une ventouse;
- 314 dalles (CCUDP) bicouches drainantes composées de béton poreux et de BAP équipées de 6 trous d'évacuation d'eau. Ces dalles ne pouvant pas être manipulées avec une ventouse comme dans le concept initial, du fait de leur perméabilité. Un outil de manutention dédié a donc été développé dans le cadre du projet (Fig. 10) ;
- 5 dalles (CCUDP) bicouches drainantes composées de béton poreux et de BAP sans fibres équipées de 6 trous d'évacuation d'eau. Elles ont été introduites sur le démonstrateur pour vérifier si l'utilisation des fibres est réellement indispensable à la tenue des languettes sous trafic. En effet, la suppression des fibres aurait le double avantage de simplifier la fabrication et la mise en œuvre du BAP et de réduire les coûts de matériau.

330 pavés ont également été fabriqués en BAP non fibré pour gérer les bords longitudinaux du démonstrateur ainsi que le pourtour d'un regard situé au milieu du démonstrateur (Fig. 10).

Le chantier de construction du démonstrateur s'est étalé sur 2 semaines (pour la zone CUD) et a permis notamment de mettre en œuvre la grave drainante et les dalles sur une surface de pose conséquente. Un regard de visite, situé au centre de la zone CUD a dû également être traité pour en permettre l'accès sans empêcher le démontage de la CUD.

## V. Conclusions

L'ensemble du projet I-Street avec les mesures de laboratoire, les simulations numériques, l'essai manège et la construction du démonstrateur à Nantes Métropole a notamment permis

- de valider le concept d'un point de vue mécanique ;
- de préciser le design des dalles, les formules de béton et de valider le concept bicouche pour atteindre les objectifs de drainabilité, de durabilité, d'adhérence et de bruit ;
- de développer une grave excavable drainante adaptée ;
- et de valider la faisabilité industrielle de l'innovation au niveau de la préfabrication d'un nombre important d'éléments et de la mise en œuvre sur chaussée urbaine.

Le démonstrateur, mis en service le 04/07/2022, fait l'objet d'un suivi approfondi, comportant notamment des mesures de bruit, de drainabilité, d'adhérence et un suivi général de l'état des dalles, pour au moins 1 an. Cette variante drainante sera alors validée totalement et pourra être diffusée plus largement.

Les Chaussées Urbaines Démontables ouvrent de nouvelles perspectives dans notre manière de penser les voiries urbaines avec la possibilité d'aller plus loin dans la fonctionnalisation des éléments en béton, tout en optimisant l'impact carbone de telles solutions en maximisant l'emploi de granulats de bétons recyclés et de ciments bas carbone.

## REFERENCES

Abdo A., Balay J-M., de Larrard F., Laurent G, Leroux A., Masson J-M, Pellevoisin P., Petit G, Sedran T. (2008), Chaussées urbaines démontables, *Guide technique, édition du certu*, ISBN 978-2-11-098199-1, décembre 2008

Collectif (2009), Expérimentations sur les chaussées urbaines démontables, sous la direction de F. de Larrard, *Collection Etudes et recherches des LPC, EG 22*, ed. LCPC, 138 p., ISBN 978-2-7208-2545-X, juin 2009

de Larrard F., Sedran T. and Balay J-M (2013), Removable urban pavements: an innovative, sustainable technology, *International Journal of Pavement Engineering*, vol 14 issue 1, pp1-11 (DOI:10.1080/10298436.2011.634912)

Edjeou W., Ropert C., Cerezo V., Augris P., Genesseeux E., Do M-T., Analyse multi échelle de la texture, modélisation et évaluation de l'adhérence, *Livrable L3.1 du projet I-street – Module CUD-SF*, septembre 2021

Gennesseaux, E., Sedran, T., Hardy, M. & Torrenti, J.-M., (2014). How to evaluate the excavatability of controlled low-strength materials for trenches: a new approach. *Paris: Proceedings of Conference Transport Research Arena*.

Gennesseaux, E., Sedran, T. & Torrenti, J.-M., (2014b). Evaluation of excavatable cement treated materials for urban areas. *Prague: 12th International Symposium on Concrete Roads - september 23-26, 2014*.

Gennesseaux, E., (2015). Excavabilité et formulation des matériaux traités aux liants hydrauliques pour tranchées, *Thèse de doctorat. Ecole Centrale de Nantes*.

Gennesseaux, E., Sedran, T., Torrenti, J. & Hardy, M., (2018). Formulation of optimized excavatable cement treated materials using a new punching test apparatus. *Materials and Structures, 51(56)*.

Gennesseaux, E., Sedran, T., Torrenti, J. & Hardy, M., (2023). Validation and Improvement of a punching test to ensure excavatability of cement treated materials used as pavement subbase. *Road Materials and Pavement Design, en révision*.

Gennesseaux E., Sedran T., Waligora J., Excavatable And Permeable Cementitious Sub-Base For Removable Urban Pavement, *13th International Symposium on Concrete Roads, Krakow, Poland, 25-29 June 2023*

Ifsttar et Engie (2016). Evaluation de l'excavabilité à la pioche des matériaux granulaires traités avec un liant hydraulique à l'aide d'un essai de poinçonnement. *Marne-la-Vallée: Ifsttar: techniques et méthodes, GTI3*.

Klein P., Cesbron J., Bianchetti S., Gennesseaux E., Sedran T., Waligora J., Porous top layer optimization of cement concrete slabs for tyre/road noise reduction, *51th Inter.noise conference, Glasgow, 21-24 august 2022*

Morin, C. (2009). Etude de l'excavabilité des matériaux traités aux liants hydrauliques., *Université Pierre et Marie-Curie de Paris: Thèse de doctorat*.

Sedran T., de Larrard F., Laurent G., Cante D., Pommelet P., Conan J. (2008), Réalisation d'une chaussée urbaine démontable (CUD) à dalle emboîtées, *RGA n°871, pp 34-37, novembre 2008*



# L16-1 du Grand Paris Express – Défis et réalisation

Yi ZHANG<sup>1</sup>, Martino SEMERARO<sup>1</sup>, Christophe SANDRÉ<sup>1</sup>, Pascal HAMET<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Eiffage Génie Civil Ligne 16 Lot 1, Saint Denis, France

**RESUME** Le Lot 1 de la ligne 16, surnommé « le Mégalogot » du Grand Paris Express, inclut la réalisation de 5 gares, 20 ouvrages, 20 km de tunnel, ainsi que la voie, les équipements linéaires et la caténaire. Le montant du marché est estimé à 1,84 Milliard d'euros. Ce projet fait partie des lignes prioritaires pour une mise en service avant les Jeux Olympiques de 2024 à Paris. Il présente plusieurs défis : 1) grande taille avec un planning de réalisation tendu : la mobilisation des moyennes importantes, de nombreuses interfaces à gérer, la synthèse en parallèle de la construction, etc. ; 2) travaux souterrains en site urbain avec des risques élevés vis-à-vis des aléas géologiques/géotechniques, l'endommagement aux avoisinants, la protection environnementale, etc. Face à ces défis, le titulaire Eiffage Génie Civil, en groupement avec TSO, a d'abord mis en place une organisation adaptée en mobilisant les moyennes importantes. Les interfaces sont gérées à l'aide des méthodes appropriées : fiches d'interface, notes spécifiques, réunions. Ensuite, les maquettes numériques sont amplement utilisées pour intégrer la synthèse au cours de construction, étudier les méthodes et produire les documents d'exécution. De plus, le plan de management des risques est appliqué tout au long du projet de la conception à la construction, accompagné de diverses solutions techniques : reconnaissances et suivis géotechniques, auscultation, analyses observationnelles, etc., ce qui permet de réduire les risques et mieux maîtriser la sécurité, la qualité et le délai du projet.

**Mots-clefs** Construction, gares et tunnel, organisation, interface, risque

## I. INTRODUCTION

Le lot 1 de la future ligne 16, surnommé « le Mégalogot » du projet Grand Paris Express (GPE), comprend la réalisation de (Figure 1) : 5 gares, y compris 2 gares emblématiques Saint Denis Pleyel (SDP) et Le Bourget RER (LBG) ; 20 ouvrages annexes ; 20 km de tunnels et une partie des équipements VCE (Voies, Caténaires, Equipements en ligne).

Le maître d'ouvrage (MOA) de ce projet est la Société du Grand Paris (SGP). Le maître d'œuvre (MOE) des infrastructures est le groupement Egis-Tractebel, le MOE des systèmes est le groupement Egis-Setec. Le groupement d'entreprises est Eiffage Génie Civil (Mandataire) et TSO. Le marché a été notifié en février 2018, puis les travaux ont débuté pour une durée estimée à 69

mois. Ils sont dans un contexte de planning tendu car la livraison est partiellement prévue pour les Jeux Olympiques et Paralympiques de 2024 à Paris (Zhang et al., 2021 ; Zhang & Hamet, 2022b ; Zhang & Hamet, 2022c).

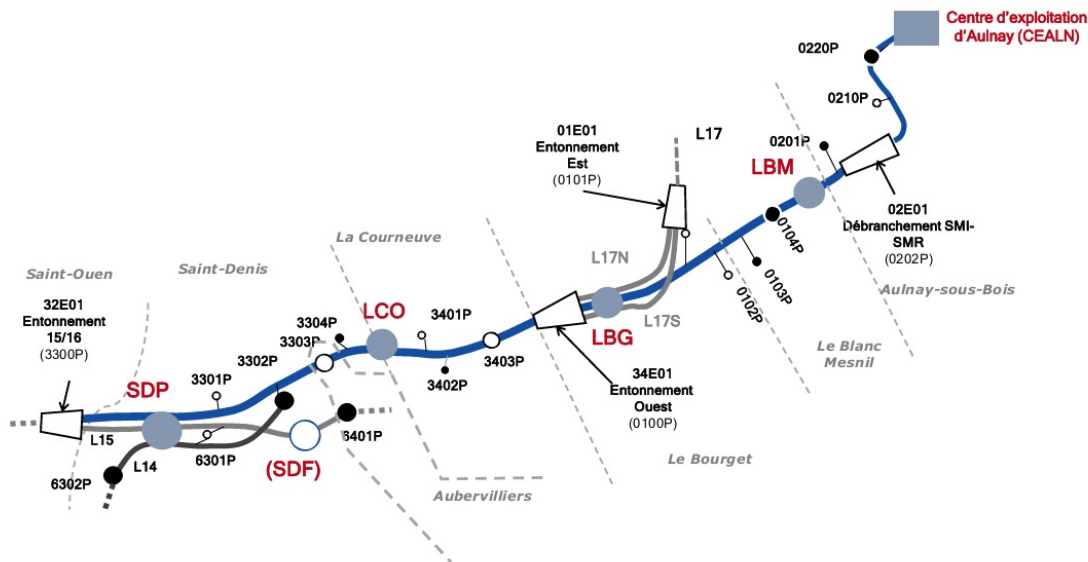


FIGURE 1. Synoptique des ouvrages et tracé du projet L16-1

## II. DEFIS DU PROJET L16-1

### A. Grande taille avec un planning de réalisation tendu

Le montant initial du marché L16-1 s'élève à 1,84 Milliards d'euros. Ce projet de grande taille avec un planning de réalisation tendu est un défi et présente les difficultés suivantes :

- mobilisation de moyens importants ;
- gestion de nombreuses interfaces ;
- études de synthèse en parallèle de la construction.

Ce chantier dispose une vingtaine de sites, répartis sur une distance de 20 km. Au pic des travaux, il mobilise environ 2000 personnes.

De nombreuses interfaces de plusieurs types sont également à gérer, comme :

- interlots : les lots GC L14 Nord, L15 Est et Ouest, L16 lot 2, L17 lot 1 ;
- gros œuvre : les émergences des gares LBG et LBM ;
- projets tiers : le projet connexe pour la gare LCO, le projet FUP pour la gare SDP ;
- tous corps d'état et systèmes : les lots TCE et systèmes ;
- voies ferrées : SNCF, RATP.

L'entreprise et la maîtrise d'ouvrage s'occupent également de la coordination avec les concessionnaires et exploitants des ouvrages et des réseaux (DiRIF, CD93, RATP, SIAAP, DEA,

etc.), ainsi que les exploitants des sites privés (H&M), sur lesquels des missions de confortement (vérinage, mise en place des raccords souples sur les sprinklers, etc.), d'adaptation des méthodes constructives et/ou d'auscultation doivent être effectuées.

Ensuite, les contraintes de planning du projet GPE ont conduit à anticiper la désignation du lot GC. Cela a permis l'exécution d'une grande partie du GC préalablement à la désignation des titulaires des lots TCE. De ce fait, lors de l'attribution du marché, le groupement d'entreprise ne dispose pas tous les éléments d'étude des autres corps d'état lui permettant d'exécuter l'ensemble des ouvrages. Les études de synthèse (Figure 2) sont en parallèle des études d'exécution, et les résultats de la synthèse doivent être intégrés au fur et à mesure dans la construction.

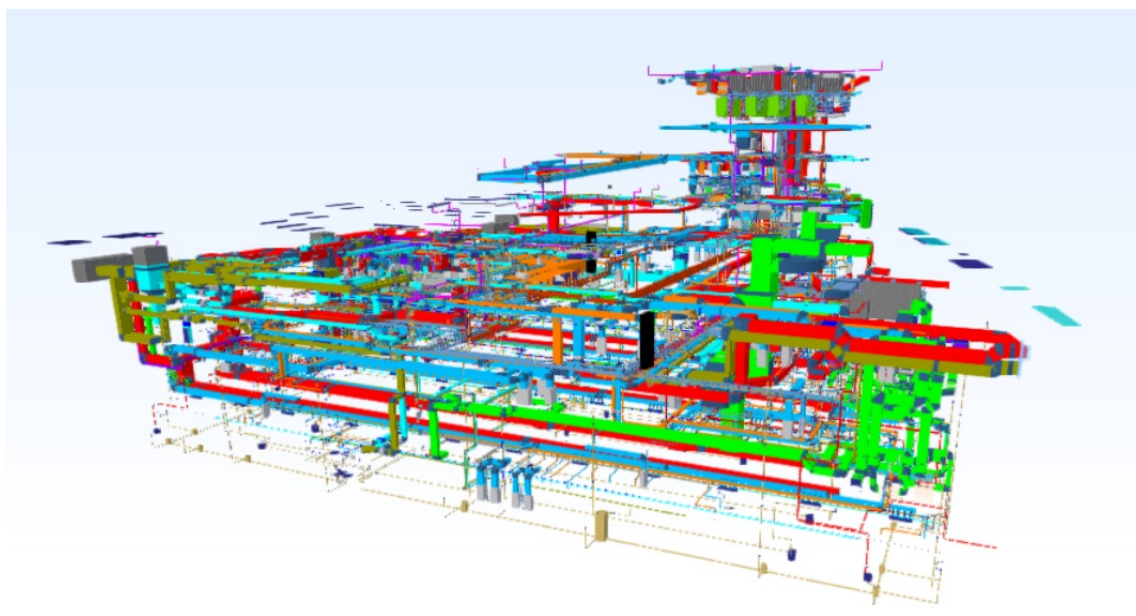


FIGURE 2. Synthèse de la gare SDP

#### *B. Travaux souterrains en site urbain avec des risques techniques élevés*

La construction de travaux souterrains en site urbain dense est un autre défi. Sur le projet L16-1, les risques techniques sont identifiés comme :

- géologie/géotechnique : dissolution du gypse, présence de bancs durs ou de vides, incertitudes stratigraphiques, incertitude sur le modèle (hydro)géologique et géotechnique, etc.
- avoisinants : sensibilité des bâtis, vulnérabilité des bâtis, tassements des infrastructures remarquables (viaducs routier et ferroviaire, lignes du métro et voies SNCF existantes), etc.
- environnement : déblais (terres excavées) du chantier, nuisances sonores, présence d'explosifs enterrés, terrains pollués, etc.

Ce projet est implanté principalement dans les séries sédimentaires de l'Eocène du Bassin de Paris (Figure 3). Les couches géologiques prépondérantes lors de la construction sont dans l'Eocène

moyen : les Calcaires de Saint-Ouen (CSO), les Sables de Beauchamp (SB), les Marnes et Caillasses (MC) et les Calcaires Grossiers (CG). La nappe phréatique est proche de la surface du terrain naturel et baigne l'ensemble des terrains concernés. La présence de gypse dans les Calcaires de Saint Ouen, les Sables de Beauchamp, les Marnes et Caillasses constitue un enjeu géotechnique fort, parce que les risques géotechniques liés à la dissolution du gypse conduisent à des zones décomprimées, très décomprimées voire des vides.

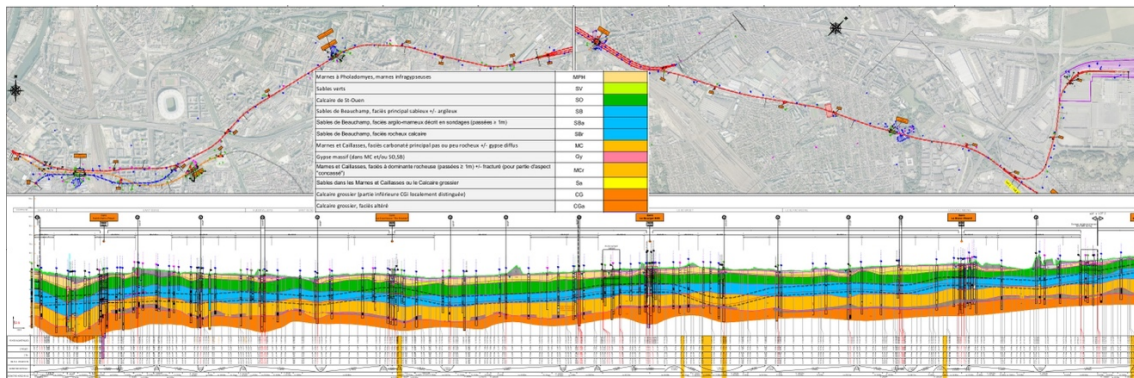


FIGURE 3. Profil en long géologique de la ligne 16

De plus, les gares et tunnels se situent dans un milieu urbain dense, environ 1500 bâtis avoisinants sont présents dans la ZIG (Zone d'Influences Géotechniques) du projet. La sensibilité intrinsèque des avoisinants a été étudiée par l'AMO bâti (Assistant maître d'ouvrage) en phase d'avant-projet et projet. Selon les résultats de ces analyses, l'AMO bâti a établi les fiches de sensibilité pour chaque avoisinant selon 3 niveaux : peu sensible, sensible et très sensible. Ces fiches sont contractualisées dans le CCTP. Certains travaux de confortement ont été également intégrés dans la conception. La vulnérabilité des avoisinants est à évaluer par le groupement d'entreprise en phase d'exécution, qui a également la charge sur le choix, le dimensionnement et la mise en œuvre des confortements préalables des avoisinants jugés très vulnérables à l'issue de ces études de vulnérabilité.

Entre outre, le respect de l'environnement est une exigence contractuelle pour l'entreprise, qui doit prendre les mesures nécessaires pour réduire les nuisances vis à vis des riverains et les milieux naturels liées à l'exécution des travaux, compte tenu de la sensibilité des sites concernés.

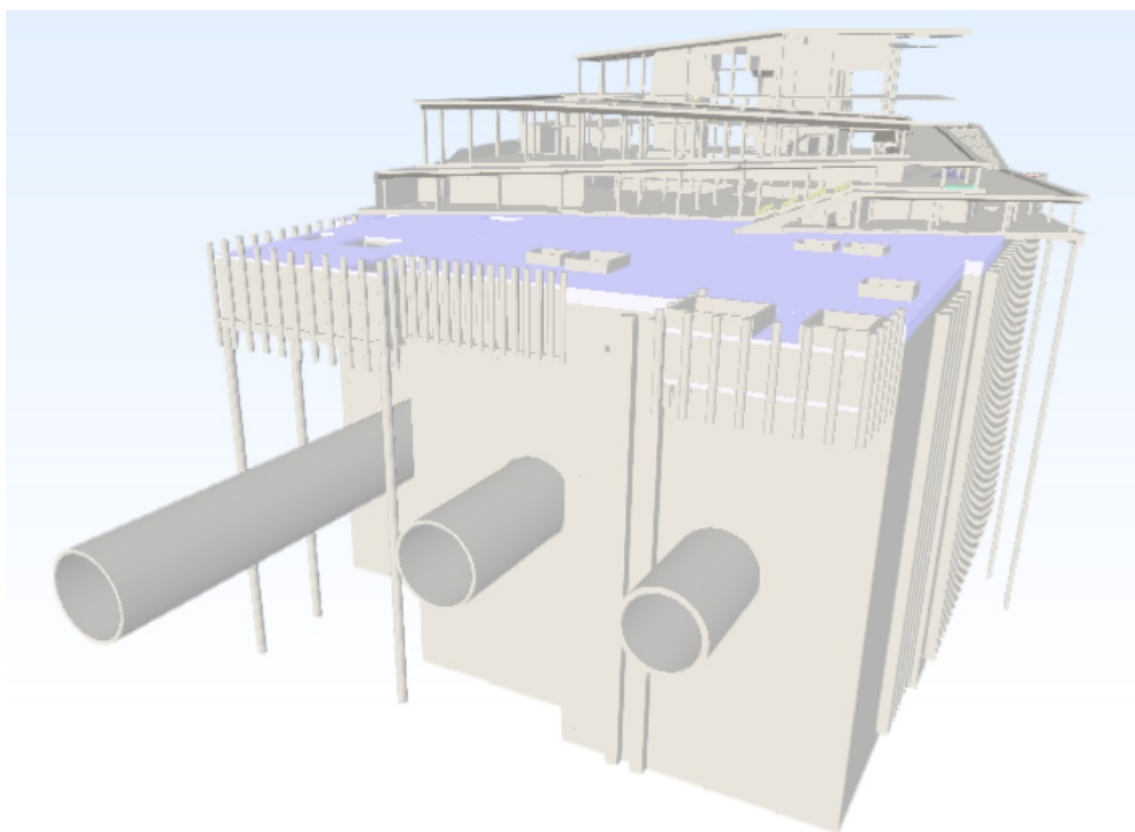
### III. SOLUTIONS RETENUES POUR LA REALISATION

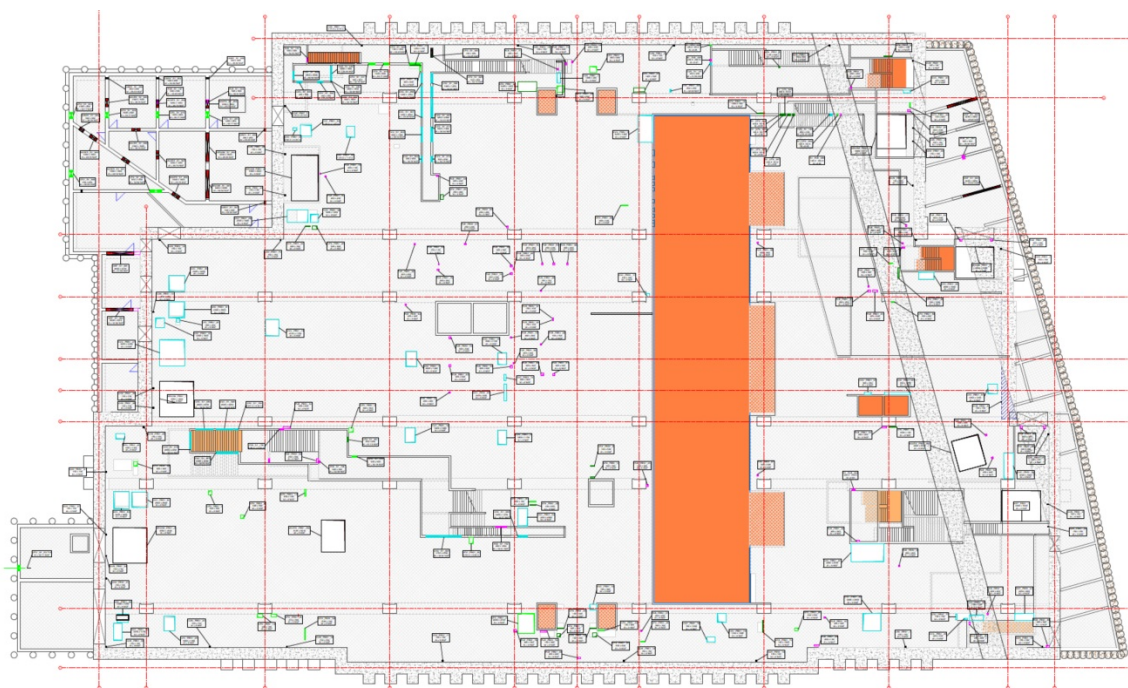
#### A. Solutions pour le défi : grande taille avec un planning de réalisation tendu

Le titulaire du marché GC Eiffage Génie Civil, en groupement avec TSO, a d'abord mis en place une organisation structurée et adaptée à l'ampleur du projet, qui permet de mobiliser rapidement les moyens importants et organiser efficacement les différentes équipes. Compte tenu de la taille et de la nature du projet, les travaux ont été divisés en 5 zones : 3 zones géographiques pour le Génie Civil et 2 zones transverses pour les tunnels et les VCE, coordonnées et pilotées par une

direction de projet. Cette organisation permet de découper ce grand projet en tailles raisonnables, ce qui rend la gestion du projet plus facile et maîtrisable.

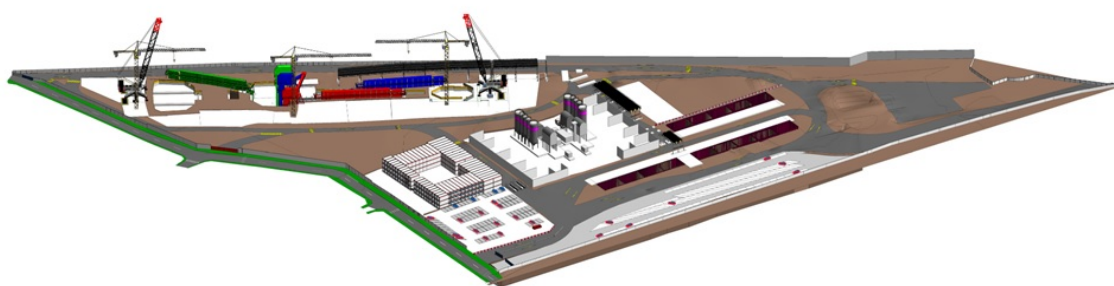
Ensuite, les interfaces sont gérées à l'aide des méthodes appropriées : fiches d'interface, notes spécifiques et réunions. La gestion de chaque interface est rythmée par des réunions régulières entre les acteurs concernés sous le pilotage du porteur de cette interface et la surveillance du MOE. Au cours du projet, les fiches d'interface sont définies de manière plus détaillée au travers des notes techniques spécifiques. Le porteur de l'interface soumet ces documents d'interfaces mis à jour pour validation MOE, au même titre que les autres documents d'études, à la condition supplémentaire que ces documents aient été préalablement validés par les titulaires des autres marchés. De plus, les travaux avec potentielle incidence sur le trafic SNCF sont gérés par ITC (Interruption Temporaire de Circulation) ou LTV (Limitation Temporaire de Vitesse). Les repères et les seuils de déformations de la plate-forme ferroviaire sont définis dans la Notice Particulière de Sécurité Ferroviaire (NPSF).





**FIGURE 4.** Maquette numérique de la gare SDP pour synthèse et études EXE

Au cours de la construction, les maquettes numériques sont amplement utilisées pour intégrer la synthèse (Figure 4), produire les documents d'exécution (Figure 4) et étudier les méthodes de construction (Figure 5). Une démarche BIM 3D (maquette numérique 3D et livrables 2D) a été mise en place. De plus, en s'appuyant sur ces maquettes, un système de package a été développé pour centraliser toutes les nouvelles données, modifications et adaptations. Ces packages sont d'abord à valider par le MOE, pour application à suivre aux études EXE puis aux travaux par le groupement, après visas.



**FIGURE 5.** Maquette numérique PIC 34<sup>E01</sup> pour méthodes de construction

#### *B. Solutions pour le défi : travaux souterrains en site urbain avec des risques techniques élevés*

Compte tenu des risques techniques élevés liés aux travaux souterrains en site urbain du projet L16-1, le management des risques est appliqué tout au long du projet de la conception à la construction (Zhang et al., 2021 ; Zhang & Hamet, 2022b ; Zhang & Hamet, 2022c).

Vis-à-vis de la présence des nappes phréatiques, plusieurs méthodes ont été utilisées pour les dispositifs d'étanchéité des entrées/sorties des ouvrages et au droit des rameaux :

- des bouchons sont réalisés sur une grande partie des entrées/sorties des ouvrages et des traitements d'étanchement de terrain sont réalisés au droit des rameaux pour réduire la perméabilité et assurer la stabilité des terrains ;
- des SAS sont réalisés au droit des ouvrages 34E01, LBG et 02E01 ;
- une cloche de sortie de terre est réalisée dans SDP pour l'arrivée du tunnelier TBM2b.

Pour réaliser les traitements de terrain, la méthode d'injection IRS (Injections Répétitives Sélectives) dans les Calcaires de Saint-Ouen et les Marnes et Caillasses et la méthode de Jet-Grouting dans les Sables de Beauchamp sont utilisées.

Pour réduire les risques liés à la dissolution du gypse, deux solutions ont été retenues :

- reconnaissances par forages destructifs avec enregistrements de paramètres et injections de comblement adaptées aux zones (très) décomprimées ou vides détectés ;
- injections de comblement sans reconnaissances préalables.

Les comblements consistaient majoritairement en des injections gravitaires par tubes crépinés complétées d'une injection clavage. Près de 1000 panneaux de parois moulées auront été réalisés, sans qu'il ait été constaté de pertes de boues au droit des terrains traités.

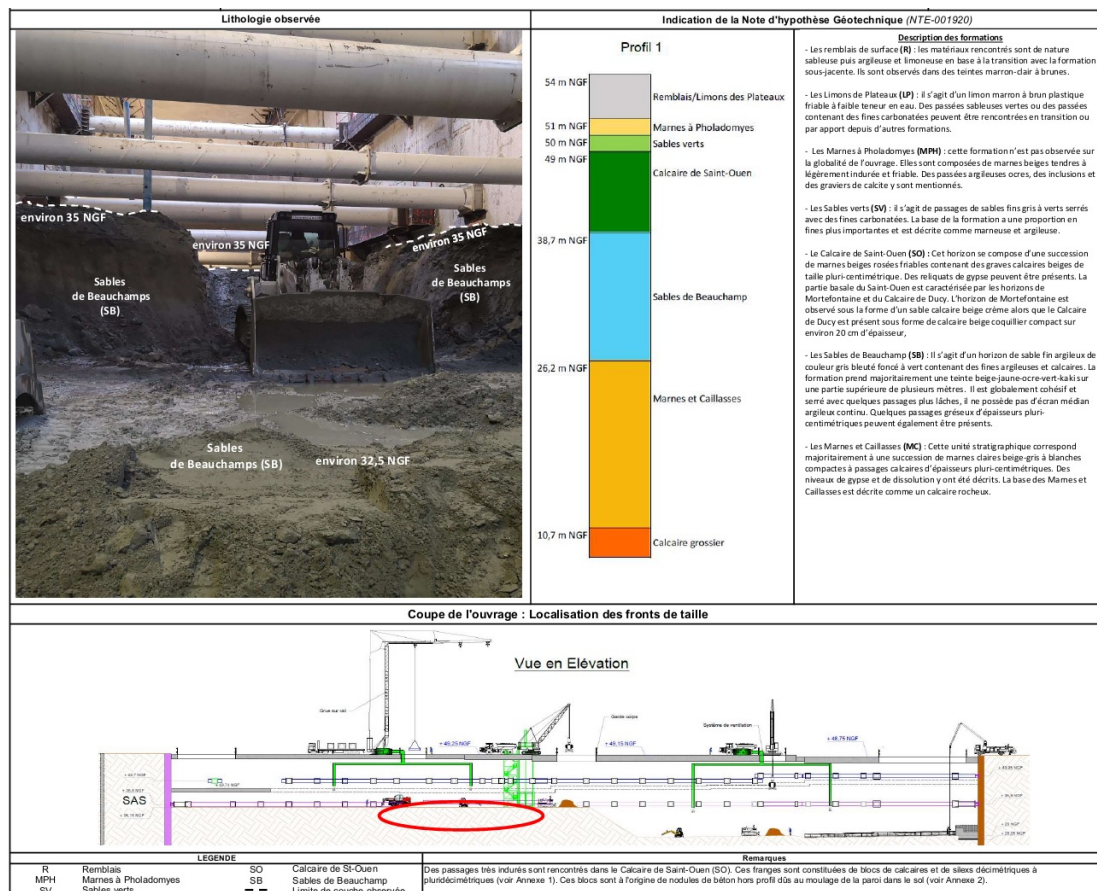


FIGURE 6. Suivi géotechnique (ouvrage 02E01)

De surcroît, en phase de travaux, les suivis géotechniques sont effectués à l'avancement (Figure 6), y compris les différents travaux spéciaux (parois moulées, injections, Jet-Grouting, etc.). Pendant la phase d'excavation, les rapports hebdomadaires de terrassement ou de creusement sont préparés avec les levés géotechniques, et les analyses observationnelles sont systématiquement menées pour comparer les conditions géologiques/géotechniques réellement rencontrées et les hypothèses. En cas d'écart important, les retro-analyses sont effectuées pour ajuster certaines hypothèses et adapter les méthodes de construction.

Vis-à-vis des risques d'endommagement des avoisinants, les études de vulnérabilité ont été menées par le groupement d'entreprise en phase d'exécution (Zhang & Hamet, 2022a ; Zhang & Hamet, 2022c). Par exemple pour les bâtis, les déformations (tassements absolus et différentiels, déformations horizontales) sont estimées à l'aide des solutions analytiques et/ou numériques (Zhang & Hamet, 2022a). De plus, pour chaque bâti, une classe de dommage est attribuée à chacun de ces types de déformations en fonction de son niveau de sensibilité et du type de dommage dont le MOA souhaite se prémunir (aspects architecturaux, fonctionnels modérés, fonctionnels importants et structuraux).

**TABLEAU 1. Matrice de vulnérabilité pour les bâtis**

Vulnérabilité du bâti aux déformations (matrice de vulnérabilité)				
Vulnérabilité		Sensibilité		
		Peu sensible	Sensible	Très sensible
Classe des dommages	Architecturaux	Peu vulnérable ( $St < 25$ ; $Ds < 1,5$ ; $Dh < 0,8$ )	Peu vulnérable ( $St < 20$ ; $Ds < 1$ ; $Dh < 0,6$ )	Vulnérable ( $St < 10$ ; $Ds < 0,5$ ; $Dh < 0,4$ )
	Fonctionnels modérés	Peu vulnérable ( $25 \leq St < 30$ ; $1,5 \leq Ds < 2,2$ ; $0,8 \leq Dh < 1,2$ )	Vulnérable ( $20 \leq St < 25$ ; $1 \leq Ds < 1,5$ ; $0,6 \leq Dh < 0,9$ )	Vulnérable ( $10 \leq St < 15$ ; $0,5 \leq Ds < 0,75$ ; $0,4 \leq Dh < 0,6$ )
	Fonctionnels importants	Vulnérable ( $30 \leq St < 40$ ; $2,2 \leq Ds < 3$ ; $1,2 \leq Dh < 1,6$ )	Très vulnérable ( $25 \leq St < 30$ ; $1,5 \leq Ds < 2$ ; $0,9 \leq Dh < 1,2$ )	Très vulnérable ( $15 \leq St < 20$ ; $0,75 \leq Ds < 1$ ; $0,6 \leq Dh < 0,8$ )
	Structuraux	Très vulnérable ( $St \geq 40$ ; $Ds \geq 3$ ; $Dh \geq 1,6$ )	Très vulnérable ( $St \geq 30$ ; $Ds \geq 2$ ; $Dh \geq 1,2$ )	Très vulnérable ( $St \geq 20$ ; $Ds \geq 1$ ; $Dh \geq 0,8$ )

Nota : tassement absolu  $St$  (mm) ; tassement différentiel  $Ds$  (‰) ; déformation horizontale  $Dh$  (‰)

Les classes de vulnérabilité sont alors obtenues en fonction des valeurs définies dans la matrice de vulnérabilité (Tableau 1). Conformément à la méthodologie mise en place par la SGP (AFTES GT16R2F1, 2018), 3 catégories de vulnérabilité sont définies avec les actions à mener :



- peu vulnérable : pas d'action particulière à mener à l'exception d'un examen visuel ;
- vulnérable : nécessitant la mise en place d'un suivi et d'une instrumentation spécifique ;
- très vulnérable : des travaux de confortement, une instrumentation spécifique et une étude particulière de l'impact du creusement sont à prévoir.

En phase travaux, les risques d'endommagement des avoisinants continuent d'être au centre des préoccupations et sont suivis par un programme d'auscultation, encadrés par des seuils de pilotage. L'auscultation comprend un ensemble de mesures et de contrôles, conduits à titre préventif ou à la suite de la constatation du comportement anormal des ouvrages ou du terrain. Elle peut être considérée comme une partie intégrée de la méthode observationnelle.

Vis-à-vis de la protection environnementale, les enjeux principaux sont liés aux contraintes et impacts du chantier en milieu urbain dense à fortes contraintes de circulation. Au total, les volumes de 2,6 Millions m<sup>3</sup> de terres sont à évacuer, de 700 000 m<sup>3</sup> de béton sont à couler en place et 200 000 m<sup>3</sup> de voussoirs préfabriqués sont à transporter et assembler. Les risques d'impact des travaux sur l'environnement sont gérés à l'aide des analyses environnementales, qui consistent à recenser toutes les activités nécessaires à la réalisation du chantier en tâches élémentaires et à déterminer de façon la plus exhaustive possible tous les impacts possibles sur l'environnement, en termes de nuisances ou de risques.



**FIGURE 7.** Evacuation des déblais par alternative fluviale 3303P

D'abord, les eaux de pompage des nappes sont systématiquement analysées et traitées avant rejet. Ensuite, un monitoring acoustique est placé aux points sensibles pour effectuer des mesures en continu. De plus, pour les risques environnementaux identifiés comme la présence d'explosifs enterrés et de terrains pollués, la méthode de construction a été adaptée pour réduire ces risques : mesures géophysiques, terrassement par passes, purge des sols pollués, etc.

Concernant la gestion des terres excavées et compte tenu de leurs volumes, le groupement s'est engagé à :

- caractériser systématiquement les déblais : un nouveau dispositif de caractérisation rapide, développé et breveté par l'entreprise, est mis en œuvre en vraie grandeur ;
- valider la qualité et le mode de traitement des déblais ;

- valoriser les déblais à hauteur de 70% des volumes extraits ;
- favoriser les modes de transport alternatifs à la route (Figure 7) ;
- garantir la traçabilité des évacuations des déblais.

#### IV. CONCLUSIONS

Le lot 1 de la ligne 16 est un grand projet avec un planning de réalisation tendu et des risques techniques élevés en zone urbaine.

Pour relever ces défis, le groupement d'entreprise Eiffage Génie Civil et TSO a apporté sa contribution tout au long des travaux :

- mobiliser des moyens importants avec une organisation adaptée ;
- gérer les interfaces à l'aide des fiches d'interface, notes spécifiques et réunions ;
- utiliser les maquettes numériques pour intégrer la synthèse, produire les documents d'exécution et étudier les méthodes de construction à l'aide d'un système de package ;
- appliquer le plan de management des risques avec des méthodes appropriées.

Grâce à ces solutions, le groupement a pu assurer le bon déroulement des études d'exécution et des travaux, tout en maîtrisant la sécurité, la qualité et le délai de ce grand projet.

#### REFERENCES

AFTES GT16R2F1, (2018). Recommandation de l'AFTES GT16R2F1, Prise en compte des effets induits par le creusement sur les constructions avoisinantes dans la conception et la réalisation des ouvrages souterrains.

Zhang, Y., Guyon, R., & Hamet, P. (2021). Ligne 16 Lot 1 – application de management des risques. *Congrès AFTES 2021*, Paris, France.

Zhang, Y., & Hamet, P. (2022a). Estimation et suivi des déformations induites par la construction des ouvrages et tunnels. *Revue Travaux*, n°977, pp 72-79.

Zhang, Y., & Hamet, P. (2022b). Technical risk management of Line 16 Lot 1 in the Grand Paris Express Project. *The world tunnel congress WTC 2022*, Copenhagen, Denmark.

Zhang, Y., & Hamet, P. (2022c). Ligne 16-1 du Grand Paris Express : retours d'expérience sur le management des risques techniques. *Tunnels et espace souterrain*, n°281, pp 70-92.

# Couplage de l'approche numérique et analytique pour l'estimation du débit d'exhaure dans le contexte du projet Grand Paris Express

Elio EL KAHI<sup>1,2</sup>, Van Thuy NGUYEN<sup>2</sup>, Reza TAHERZADEH<sup>1</sup>, Olivier DECK<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Tractebel Engie, Gennevilliers, France

<sup>2</sup>Université de Lorraine, CNRS, CREGU, GeoRessources, École des Mines de Nancy, Nancy, France

**RÉSUMÉ** Dans le cadre du projet Grand Paris Express, la conception des structures souterraines (gares, ouvrages de service, etc.) présente une complexité particulière attribuée à l'estimation de la quantité d'eau libérée lors de leur excavation, comme le contexte géologique Parisien présente généralement des niveaux élevés de nappe phréatique. L'objectif de cet article est de proposer des méthodes simplifiées pour évaluer le débit d'exhaure des eaux souterraines en tenant compte de l'hétérogénéité du sol. Ainsi, de nombreuses simulations numériques sont réalisées suite à un couplage entre Python et Plaxis 2D. Les résultats obtenus sont analysés statistiquement et comparés ensuite aux résultats obtenus par les méthodes analytiques classiques mentionnées dans la norme, afin de proposer une approche simplifiée permettant d'estimer le débit pour différents types d'écoulement.

**Mots-clefs** Débit d'exhaure, Simulations numériques, Couplage Python/Plaxis 2D.

## I. INTRODUCTION

Durant les dernières années, le problème de congestion du trafic urbain résultant de l'urbanisation rapide et de la croissance démographique dans de nombreuses métropoles mondiales s'est accentué. Afin d'atténuer ce problème, la France a lancé le projet Grand Paris Express, le plus grand projet d'infrastructure à l'échelle de l'Europe, visant à construire des nouvelles lignes de métro qui lient les principaux lieux de vie et d'activité en banlieue sans passer par Paris (Zhang & Commend, 2021). Lors de la construction des tunnels, des gares et des ouvrages de service, l'assèchement continu des excavations profondes, réalisées sous la nappe phréatique, constitue une tâche difficile et à haut risque dans les zones urbaines densément peuplées (Ouzaid et al., 2020). Le succès de cette construction dépend principalement de la stabilité du fond de fouille et du processus de traitement et de l'élimination de l'eau souterraine en considérant les effets produits à l'extérieur de la fouille pouvant affecter les avoisinants. Ainsi, il est nécessaire de bien évaluer le débit d'exhaure  $Q$  afin de quantifier le volume d'eau libérée lors de l'excavation et ensuite de déterminer les techniques de traitement adaptées (injection sous fond de fouille, puits de pompage, tranchées drainantes, pointes filtrantes, etc.) (Liu et al., 2022).

Compte tenu de la complexité du phénomène, la méthode numérique, par éléments finis ou différences finies, est considérée la plus adéquate pour estimer le débit (Cheng et al., 2021). Cependant, la littérature présente plusieurs autres méthodes comme la méthode analytique,

expérimentale et observationnelle empirique (Bensmaine et al., 2022). Les observations empiriques s'appuient sur des mesures réelles de cas existants, ce qui rend leur applicabilité limitée et difficilement généralisée. Cependant, lorsque la prédiction du comportement géotechnique est difficile, il peut être approprié d'appliquer la méthode observationnelle dans laquelle la conception est revue lors de la construction (Spross & Johansson, 2017). De même, la méthode expérimentale est difficilement généralisée puisqu'elle est basée sur des échantillons réduits nécessitant un coût et un temps significatifs. Néanmoins, la méthode expérimentale présente le privilège de reproduire concrètement l'évènement réel en laboratoire en tenant compte de l'effet d'échelle, ce qui la rend avantageuse dans certains cas particuliers (Madanayaka & Sivakugan, 2020). En outre, la méthode analytique est largement utilisée par les ingénieurs lors de la phase de conception puisqu'elle permet d'obtenir des résultats rapides, surtout que les paramètres évoluent régulièrement lors de cette phase. Cependant, son principe basé sur des configurations simplifiées la rend moins fiable et moins applicable dans les contextes géologiques complexes. Ainsi, les ingénieurs préfèrent la méthode numérique qui présente des résultats plus fiables comme la modélisation considère la complexité des hypothèses (anisotropie du sol, hétérogénéité des couches géologiques, etc.). Toutefois, les logiciels numériques sont très coûteux et exigent un temps de calcul significatif, ce qui est désavantageux, surtout durant la conception et le prédimensionnement des ouvrages.

L'objectif de cet article est de proposer un coefficient permettant d'avoir un ordre de grandeur représentatif de l'écart entre le calcul numérique et analytique pouvant être considéré par les ingénieurs et les concepteurs pour une utilisation opérationnelle lors de l'évaluation du débit d'exhaure. Pour se faire, comme présenté dans la Figure 1, l'étude démarre par une évaluation analytique et numérique du débit d'exhaure pour un cas représentatif des ouvrages du projet Grand Paris Express. En se basant sur cette évaluation, un nombre significatif de simulations numériques est généré via un couplage entre Python et Plaxis 2D en imposant aux paramètres d'entrée des lois de distribution de probabilité à travers des variables aléatoires selon la méthode de Monte-Carlo (Kratz et al., 2021). Les résultats des modélisations numériques sont ensuite comparés à ceux du modèle analytique pour quantifier la différence via un coefficient proposé pour des différentes configurations géotechniques.

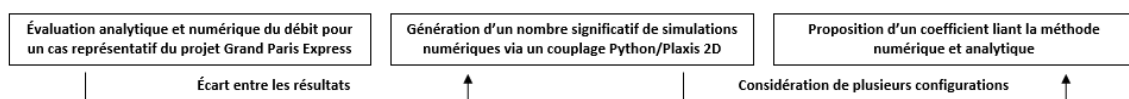


FIGURE 1. Modèle synthétique des étapes et de l'objectif de l'étude.

## II. PROCÉDURE ET MODÉLISATION

### A. Méthode de Davidenkoff

Le calcul analytique du débit d'exhaure dépend principalement du type d'écoulement (Figure 2) (NF P 94-282) :

1. Type 1 : Couche très perméable (C1) - Couche perméable (C2) en fond de fouille.
2. Type 2 : Pas de couche (C1) - Couche (C2) alimentée à distance.

3. Type 3 : Couche perméable (C2) - Couche (C1) très perméable en profondeur.

Pour un cas de Type 1, de nombreuses méthodes analytiques sont appropriées pour évaluer le débit (Davidenkoff, Schneebeli, méthode dite exacte, etc.). L'annexe E de la NF P 94-282 détaille la méthode de Davidenkoff. Cette méthode se différencie des autres par la possibilité d'être applicable pour plusieurs géométries de l'ouvrage (forme rectangulaire, circulaire ou infiniment longue). En considérant une charge nulle en fond de fouille, un facteur m est présenté pour considérer la géométrie de la fouille (Tableau 1).

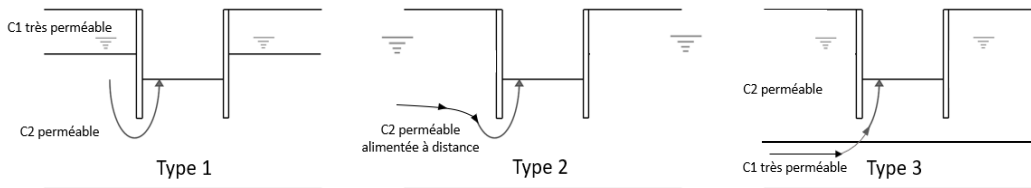


FIGURE 2. Types d'écoulement.

TABLEAU 1. Facteur m utilisé dans la méthode de Davidenkoff.

Géométrie de l'ouvrage	m
Rideaux parallèles distants de 2b	1
Ouvrage circulaire de rayon b	$(0,8).(2\pi b)$
Ouvrage carré de demi-côté b	$(0,7).(8b)$
Ouvrage rectangulaire de côtés B = 2b et L (cas où L > B)	$2.(1+2b/L). (1-0,3(2b/L))$

Ayant calculé m selon le Tableau 1, le débit d'exhaure se calcule en évaluant (Figure 3) :

- $\Delta h$  qui représente la différence du niveau de la nappe avant et après excavation.
- $d1/T1$  qui est le rapport entre les distances du niveau de la nappe avant excavation et les niveaux du substratum et de la fiche respectivement.
- $d2/T2$  qui est le rapport entre les distances du niveau de l'eau sous fond de fouille et les niveaux du substratum et de la fiche respectivement.
- $\phi_1$  et  $\phi_2$  qui sont obtenus par l'abaque de Davidenkoff et qui dépendent de  $d1/T1$  et  $d2/T2$  respectivement.

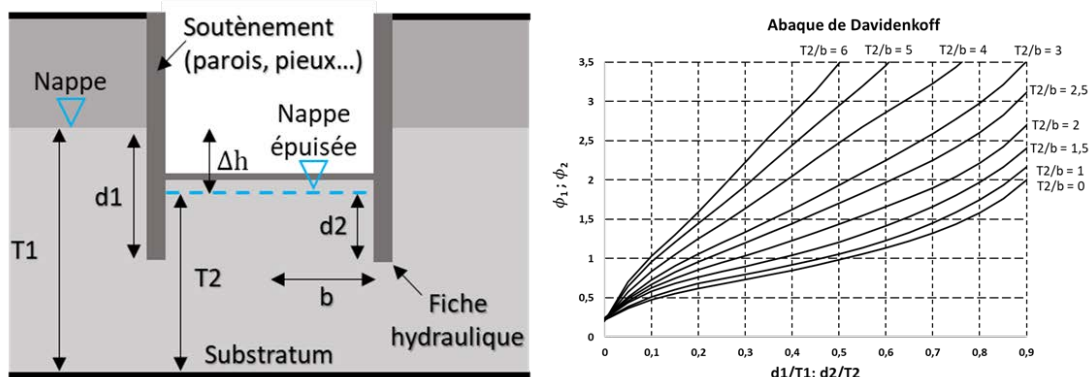


FIGURE 3. Paramètres de la méthode de Davidenkoff.

Ayant calculé les différents paramètres, pour une perméabilité  $k$  du sol, le débit  $Q$  se calcule selon la méthode de Darcy comme suit :

$$Q = k \cdot \Delta h / (\phi_1 + \phi_2) \tag{1}$$

$$Q = q \cdot m \tag{2}$$

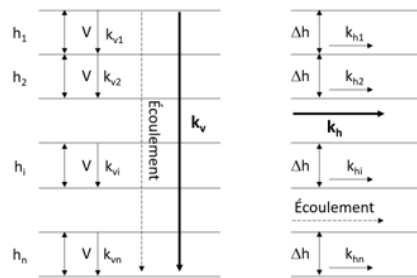
En considérant une seule perméabilité  $k$ , la méthode de Darcy est limitée à un milieu isotrope. Cependant, si le milieu est anisotrope avec  $k_v$  et  $k_h$  représentant respectivement les perméabilités verticale et horizontale,  $k$  doit être remplacé par  $k_h$  et  $b$  par  $b_{\text{anisotrope}}$  selon la norme comme suit :

$$b_{\text{anisotrope}} = b \cdot (k_v / k_h)^{0,5} \tag{3}$$

En outre, pour un terrain stratifié composé de plusieurs couches d'épaisseur  $h_i$  et de perméabilité verticale  $k_{vi}$  et horizontale  $k_{hi}$  (Figure 4), la perméabilité équivalente est calculée comme suit :

$$k_{v \text{ \acute{e}q.}} = \sum h_i / \sum (h_i / k_{vi}) \tag{4}$$

$$K_{h \text{ \acute{e}q.}} = \sum (h_i \cdot k_{hi}) / \sum h_i \tag{5}$$



**FIGURE 4. Détermination de la perméabilité équivalente.**

La détermination de la perméabilité équivalente verticale est basée sur le principe de la continuité exigeant que la vitesse  $V$  de décharge soit la même à la traversée des différentes couches. La détermination de la perméabilité équivalente horizontale est basée sur l'équivalence de l'intervalle de charge hydraulique  $\Delta h$  entre deux équipotentiels voisines.

Toutefois, si le sol présente une forte anisotropie et/ou une hétérogénéité affectant le sens d'écoulement (Type 1), l'annexe E de la NF P 94-282 recommande de procéder à des simulations par éléments finis ou différences finies. Donc, l'utilisation de la méthode de Darcy est limitée à des cas particuliers où le projet doit respecter le sens d'écoulement de Type 1, avec une légère anisotropie.

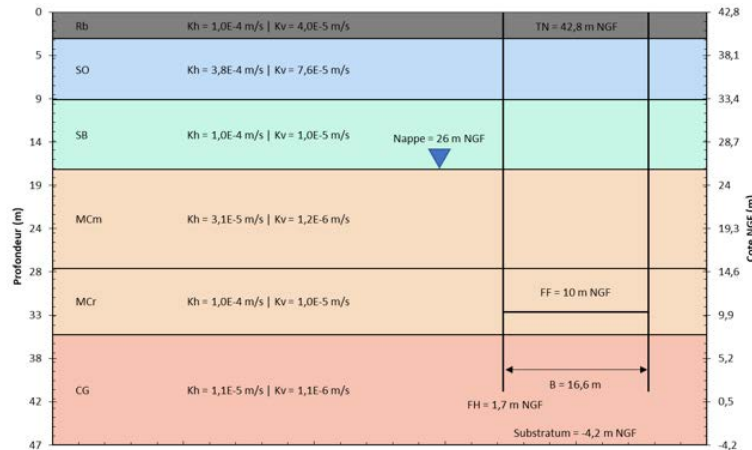
*B. Étude de cas : Ouvrage rectangulaire (16,6 m x 36,6 m) dans le cadre du projet Grand Paris Express*

L'évaluation du débit d'exhaure est présentée à travers une étude de cas. Ce cas concerne un ouvrage rectangulaire ( $B = 16,6$  m et  $L = 36,6$  m) en cours de conception dans le cadre du projet Grand Paris Express. Cet ouvrage a une profondeur de 41,1 m entre le niveau du terrain naturel (TN) à 42,8 m NGF et sa fiche hydraulique (FH) à 1,7 m NGF. Le niveau du fond de fouille (FF) correspond à 10 m NGF ; la nappe se situe à 26,0 m NGF et le substratum se situe à -4,2 m NGF.

La Figure 5 présente la coupe géologique de l'ouvrage et le Tableau 2 présente la stratigraphie correspondante ainsi que les perméabilités hydrauliques des couches.

**TABLEAU 2. Stratigraphie et perméabilités hydrauliques des couches.**

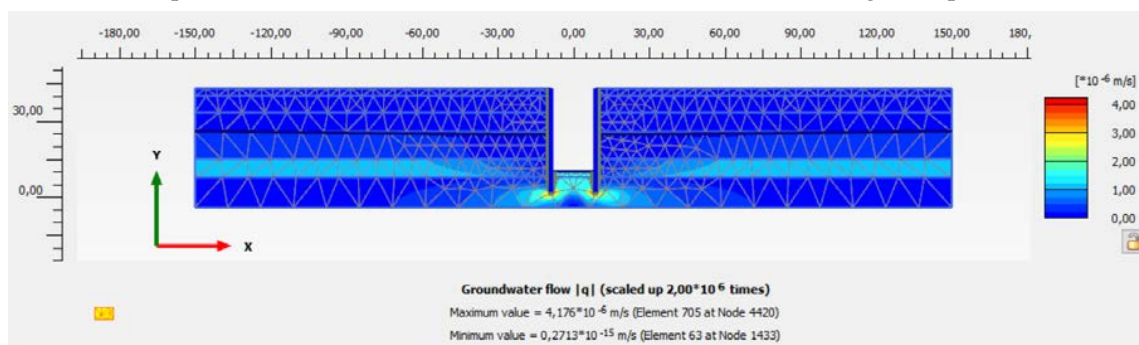
Formation	Base (m NGF)	$k_v$ (m/s)	$k_h$ (m/s)
Remblais (Rb)	39,9	4,0E-05	1,0E-04
Marno-calcaire de Saint Ouen (SO)	33,3	7,6E-05	3,8E-04
Sables de Beauchamp (SB)	26,0	1,0E-05	1,0E-04
Marnes et Caillasses marneuses (MCM)	15,0	1,2E-06	3,1E-05
Marnes et Caillasses à bancs calcaires (MCR)	7,80	1,0E-05	1,0E-04
Calcaires Grossiers (CG)	-4,20	1,1E-06	1,1E-05



**FIGURE 5. Coupe géologique de l'ouvrage rectangulaire.**

*C. Modélisation numérique par éléments finis Plaxis 2D*

Afin d'évaluer le débit d'exhaure, un modèle d'éléments finis est réalisé à travers le logiciel Plaxis 2D sous l'hypothèse de la déformation plane. Le profil géologique de la Figure 5 et du Tableau 2 est modélisé pour 300 m de long, avec un comportement élastique des couches du sol pour éviter l'effondrement. Sur l'extrémité inférieure du modèle, une limite d'eau fermée est fixée afin de considérer le substratum imperméable. L'hypothèse d'une structure étanche est considérée où l'eau ne peut pas traverser les parois et ne peut s'infiltrer dans la zone d'excavation qu'à travers la couche de sol perméable sous la fiche d'où l'activation de l'interface le long de la paroi.



**FIGURE 6. Résultats de la modélisation numérique (Plaxis 2D output).**

Un maillage moyen est considéré et la modélisation est divisée en deux phases :

1. La ligne d'eau générale est fixée au niveau de la nappe phréatique existante dans la première phase afin de générer les conditions initiales avant excavation.
2. La ligne d'eau générale est modifiée après excavation depuis niveau de la nappe phréatique existante jusqu'au fond de fouille dans la deuxième phase. Le sol à l'intérieur de l'ouvrage est désactivé pour considérer l'excavation et la structure est activée.

La Figure 6 montre les résultats de la modélisation numérique par éléments finis (Plaxis 2D) du cas étudié de l'ouvrage en conception du projet Grand Paris Express.

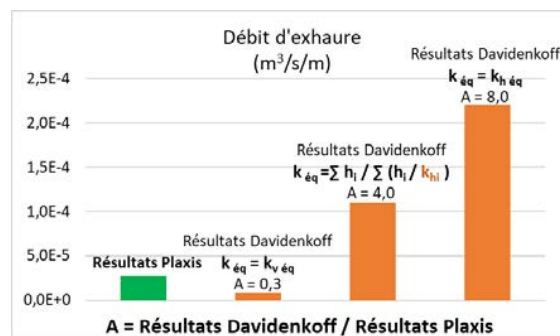
*D. Comparaison des résultats*

Les résultats du modèle numérique Plaxis 2D présentent un débit de  $2,8E-5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ . Ensuite, le débit est évalué analytiquement selon la méthode de Davidenkoff (Figure 7) bien que le sol présente une forte anisotropie dans chaque couche et le sens d'écoulement ne respecte pas parfaitement le Type 1 à cause de l'hétérogénéité des couches et de leur perméabilité. Un coefficient A est évalué tel que :

$$A = Q_{\text{analytique (Davidenkoff)}} / Q_{\text{numérique (Plaxis)}} \tag{6}$$

Comme le terrain est stratifié, une perméabilité équivalente est calculée pour trois cas :

1.  $k_{\text{éq}} = k_{v \text{ éq}}$  (équation (4)) en supposant que l'écoulement est dans le sens vertical et que la vitesse de décharge reste constante à la traversée des différentes couches (Figure 4). Les résultats révèlent une sous-estimation du débit évalué numériquement avec une valeur de  $8,0E-6 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ , et donc un rapport A de 0,3.
2.  $k_{\text{éq}} = k_{v \text{ éq}}$  en considérant  $k_{hi}$  au lieu de  $k_{vi}$  pour chaque couche par marge de sécurité à cause de l'anisotropie (équation (4) « modifiée »). Les résultats révèlent une surestimation à ceux évalués numériquement avec un débit de  $1,1E-4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ , et donc un rapport A de 4,0.
3.  $k_{\text{éq}} = k_{h \text{ éq}}$  (équation (5)) en supposant que l'écoulement est dans le sens horizontal et que l'intervalle de charge hydraulique est équivalent (Figure 4). Les résultats révèlent une surestimation à ceux évalués numériquement avec un débit de  $2,2E-4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ , et donc un rapport A de 8,0.



**FIGURE 7.** Comparaison des résultats numériques et analytiques pour les trois cas.

La Figure 7 montre que les résultats analytiques présentent un écart important par rapport aux résultats numériques et ainsi, l'estimation du débit d'exhaure risque d'être erronée en utilisant la



méthode de Davidenkoff. Cependant, il est intéressant d'évaluer le rapport de différence entre les deux approches (analytique et numérique) pour un nombre significatif de simulations permettant ainsi de donner un ordre de grandeur de l'écart obtenu et d'obtenir des intervalles de confiance de ce rapport. Ceci est développé dans cet article pour six configurations de l'écoulement.

#### IV. RÉSULTATS ET DISCUSSION

En se basant sur le modèle numérique par éléments finis (Plaxis 2D) développé ci-dessus (Figure 6), un couplage entre Python et Plaxis 2D est réalisé pour évaluer le débit d'exhaure. Trois couches anisotropes de sol sont considérées ayant chacune  $k_h = 10 k_v$ .

Ce calcul ne s'intéresse pas à un cas particulier et donc à l'incertitude autour de valeurs particulières des paramètres d'entrée. Le but est de généraliser l'évaluation de débit dans un contexte comparable à celui du projet Grand Paris Express en couvrant une gamme assez large de paramètres géotechniques d'entrée, en imposant une distribution uniforme (DU) pour tous les paramètres d'entrée comme suit :

- $k_v$  de chaque couche varie uniformément entre  $4,0E-9$  et  $5,7E-5$  m/s (avec  $k_h = 10 k_v$ ).
- La largeur de l'excavation varie uniformément entre 10 et 30 m.
- L'épaisseur de chaque couche varie uniformément entre 5 et 35 m.

En outre, les paramètres  $d1/T1$  et  $d2/T2$  varient aléatoirement en imposant que la nappe se situe dans la première couche, la fiche hydraulique se situe dans la troisième couche et le fond de fouille (qui est à 0,5 m du niveau de l'eau après excavation) se situe dans la deuxième ou la troisième couche comme présenté dans la Figure 8.

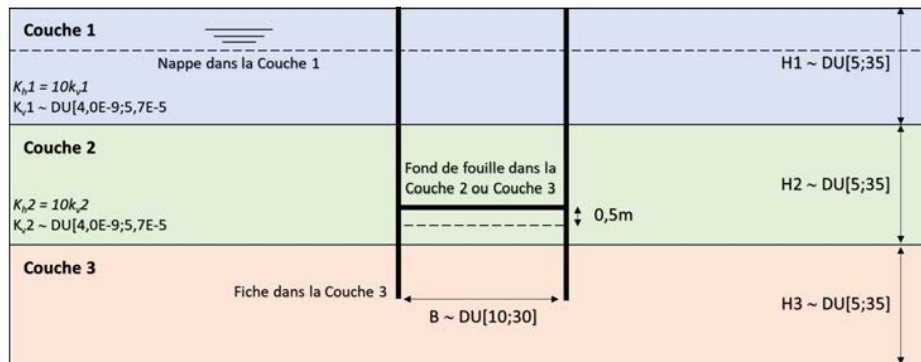


FIGURE 8. Paramètres de la modélisation numérique.

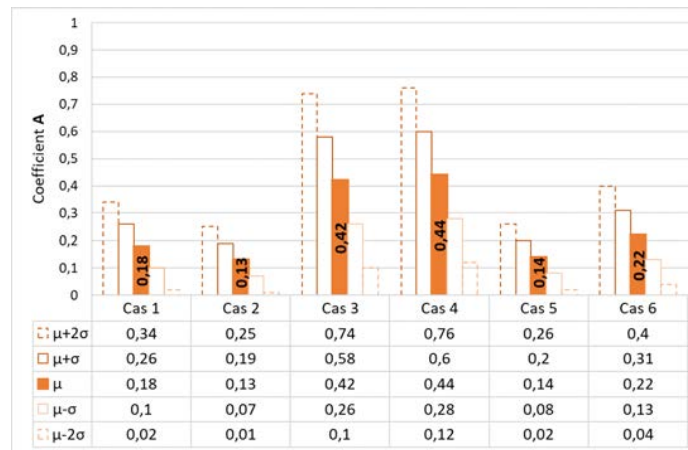
Six cas présentant six sens d'écoulement sont fixés ; 1000 simulations sont évaluées pour chaque cas et le coefficient A est évalué pour chaque simulation (équation (6)), où  $Q_{analytique}$  est évalué par la méthode de Davidenkoff avec  $k_{eq} = k_v$  (équation (4)). La moyenne ( $\mu$ ), l'écart-type ( $\sigma$ ) et le coefficient de variation (CV) pour chaque cas sont présentés dans le Tableau 3.

TABLEAU 3. Résultats de la distribution uniforme des paramètres d'entrée pour les 6 cas d'écoulement.

	Cas	$\mu$	$\sigma$	CV
1	$k_{v1} < k_{v3} < k_{v2}$	0,18	0,08	45%
2	$k_{v1} < k_{v2} < k_{v3}$	0,13	0,06	50%

3	$k_{v3} < k_{v1} < k_{v2}$	0,42	0,16	39%
4	$k_{v3} < k_{v2} < k_{v1}$	0,44	0,16	36%
5	$k_{v2} < k_{v1} < k_{v3}$	0,14	0,06	46%
6	$k_{v2} < k_{v3} < k_{v1}$	0,22	0,09	42%

En considérant la variabilité des paramètres d'entrée, des intervalles de confiance sont présentés pour chaque cas afin d'identifier la divergence des résultats lors de la prédiction analytique du débit d'exhaure. Ils sont établis en considérant un ou deux écart(s)-type(s) pour une probabilité de 30% ou 5% de dépassement de l'intervalle (El Kahi et al., 2022), comme présenté dans la Figure 9.



**FIGURE 9.** Intervalles de confiance du coefficient A en fonction du cas d'écoulement.

Ainsi, pour considérer les incertitudes liées à l'estimation analytique du débit d'exhaure à travers la méthode de Davidenkoff, la Figure 9 montre une estimation simplifiée du coefficient A avec les intervalles de confiance correspondants évalués pour les six cas d'écoulement.

### V. CONCLUSIONS

La construction des ouvrages souterrains profonds exige l'assurance d'une mise à sec du fond de fouille et la stabilité de l'excavation pendant le terrassement, d'où une bonne évaluation du débit d'exhaure est indispensable afin d'étudier les risques et de déterminer les dispositifs nécessaires pour éliminer l'eau souterraine. Plusieurs approches sont développées dans la littérature pour évaluer le débit comme l'approche numérique et l'approche analytique. Cette dernière présente des résultats moins fiables comme elle est basée sur des hypothèses particulières et simplifiées, cependant, elle est mentionnée dans la norme et elle est souvent utilisée par les ingénieurs surtout dans la phase de conception où les hypothèses évoluent en continu.

Cet article présente l'étude de cas d'un ouvrage en cours de conception dans le projet de Grand Paris Express où le débit d'exhaure est évalué par l'approche numérique via Plaxis 2D et par l'approche analytique via la méthode de Davidenkoff. Une marge significative de divergence est montrée entre les deux approches qui peut s'expliquer par l'influence de l'anisotropie, de l'hétérogénéité du sol et du sens d'écoulement de l'eau entre la nappe et le fond de fouille. À partir de ce cas particulier, un couplage entre Python et Plaxis est effectué afin de généraliser l'étude pour un nombre significatif de simulations numériques. Ainsi, un nouveau coefficient A

est proposé, liant les résultats numériques aux résultats analytiques avec les intervalles de confiance correspondants à six cas d'écoulement de l'eau. Ces intervalles de confiance fournissent une évaluation probabiliste simplifiée qui peut être directement adoptée par les ingénieurs lors des étapes préliminaires de la conception pour avoir une évaluation efficace du débit d'exhaure à partir de la méthode analytique de Davidenkoff .

## RÉFÉRENCES

Bensmaine, A., Benmebarek, N., & Benmebarek, S. (2022). Numerical Analysis of Seepage Failure Modes of Sandy Soils within a Cylindrical Cofferdam. *Civil Engineering Journal* 8 (7). <https://doi.org/10.28991/CEJ-2022-08-07-06>

Cheng, Y. M., Chen, F., Zhu, Z., Yuan, C., & Li, L. (2021). Seepage Analysis for Construction, with Applications to Some Projects in Hong Kong. *Geofluids*, 2021. <https://doi.org/10.1155/2021/6623816>

El Kahi, E., Deck, O., Khouri, M., Mehdizadeh, R., & Rahme, P. (2020). Simplified probabilistic evaluation of the variability of soil-structure interaction parameters on the elastic transmission of ground movements. *Engineering Structures*, 213. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110554>

Kratz, B., El Kahi, E., Deck, O., & Mehdizadeh, R. (2021). Influence of soil-structure interaction parameters probability distribution law on the transmission of ground movements to structures. *Academic Journal of Civil Engineering*, 39(1), 75-78. <https://doi.org/10.26168/ajce.39.1.17>

Liu, X., Wang, J., Yang, T., Wang, L., Xu, N., Long, Y., & Huang, X. (2022). Dewatering-Induced Stratified Settlement around Deep Excavation: Physical Model Study. *Applied Sciences*, 12 (18). <https://doi.org/10.3390/app12188929>

Madanayaka, T. A., & Sivakugan, N. (2020). Validity of the Method of Fragments for Seepage Analysis in Circular Cofferdams. *Geotechnical and Geological Engineering*, 38(2), 1547–1565. <https://doi.org/10.1007/s10706-019-01111-9>

Norme NF P 94-282. Calcul géotechnique - Ouvrages de soutènement – Écrans

Ouzaid, I., Benmebarek, N., & Benmebarek, S. (2020). FEM optimisation of seepage control system used for base stability of excavation. *Civil Engineering Journal*, 6(9). <https://doi.org/10.28991/cej-2020-03091579>

Spross, J., & Johansson, F. (2017). When is the observational method in geotechnical engineering favourable?. *Structural Safety* (66). <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2017.01.006>

Zhang, Y., & Commend, S. (2021). Calculs probabilistes des déplacements dus à la réalisation de tunnels à l'aide d'un modèle aux éléments finis. *Revue Française de Géotechnique*, 167 (5). <https://doi.org/10.1051/geotech/2021018>

# Conception et mise en œuvre d'une poutre hybride acier-béton à coffrage structurel pour les grands franchissements

Grégoire Corre<sup>1</sup>, Clémence Lepourry-Nicollet<sup>1</sup>, Piseth Heng<sup>2</sup>, Hugues Somja<sup>2</sup>

<sup>1</sup>INGENOVA, 5 Rue Louis Jacques Daguerre, 35136 Saint-Jacques-de-la-Lande, France

<sup>2</sup>INSA de Rennes, LGCGM, 20, avenue des Buttes de Coësmes, CS 70839, F-35708 Rennes Cedex 7, France

**RESUME** Le défi des grands franchissements dans le domaine de la construction de bâtiments mène couramment à des solutions de poutre en béton précontraint par post-tension ou en treillis métallique. Mais les dimensions de ces éléments présentent des contraintes importantes de géométrie et de poids. Le développement d'un nouvel élément de poutre hybride acier béton constitué d'une poutre béton armé coulée dans une tôle métallique en U permet d'atteindre des équarrissages réduits et offre une mise en place simple pour les équipes gros-œuvre, ces avantages rendant cette poutre hybride économiquement compétitive. Point clé du développement de cet élément innovant, la connexion entre le béton et la tôle métallique est assurée par des cornières soudées sur les semelles supérieures de la tôle. Le comportement de cette poutre hybride et notamment celui des connecteurs a été caractérisé par plusieurs campagnes expérimentales et confirmé par des modèles numériques. En cours d'installation sur un cinquième chantier, ce procédé s'avère particulièrement adéquat aux franchissements de grande portée tels que les franchissements imposés par les bâtiments construits au-dessus de voies ferroviaires. Cet article propose un retour d'expérience sur la création et les premières applications de ce nouvel élément structurel, de sa conception à sa mise en œuvre sur chantier.

**Mots-clefs** Bâtiment, Poutre grande portée, Construction mixte, Coffrage structurel, Caractérisation expérimentale ;

## I. INTRODUCTION

Le défi des grands franchissements dans le domaine de la construction de bâtiments mène couramment à des solutions en béton précontraint par post-tension ou en treillis métallique. Ces techniques aboutissent à des éléments lourds dont le levage est très coûteux. Les solutions hybrides sont une alternative offrant le même niveau de performance mécanique. Cependant, ces solutions sont rarement considérées car elles impliquent l'utilisation de compétences particulières pour leur installation et leur connexion aux autres éléments structurels.

Cet article présente une solution innovante répondant à ces difficultés. Composée d'une peau métallique en U dans laquelle est coulée une poutre béton armé, elle permet une installation

simple et rapide ne nécessitant pas de compétences supplémentaires aux équipes gros œuvre du chantier. La conception de cet élément structurel a été initiée en 2015 au sein de l'équipe INGENOVA et valorisée par une thèse de doctorat [1]. La compréhension mécanique de cette poutre hybride a été abordée par des modèles analytiques décrivant la répartition des efforts entre les différents matériaux considérés. Basées sur des configurations rencontrées dans les structures de bâtiments, des campagnes expérimentales menées conjointement avec le LGCGM ont ensuite permis de valider les modèles établis [2,3,5]. La conception de la poutre hybride intègre pleinement les contraintes de mise en œuvre des chantiers. Grâce à sa pertinence technique et mécanique pour les grands franchissements, la poutre hybride a déjà été installée sur 5 chantiers.

Cet article propose un retour d'expérience sur la création et les premières applications de ce nouvel élément structurel. La structure de l'article se compose de 4 parties. La première explique la conception de la poutre hybride et son processus de fabrication et mise en œuvre. Le comportement mécanique de cet élément est ensuite décrit. La troisième partie présente les différentes campagnes expérimentales qui ont été menées, en détaillant les objectifs, les dispositifs d'essai et les conclusions scientifiques. Enfin, un bilan des chantiers d'application de la poutre hybride est exposé, soulignant la polyvalence de cet élément innovant.

## II. CONCEPTION

L'élément structurel présenté dans cet article est composé d'une peau structurelle coffrante en acier en forme de U dans laquelle est coulée une poutre en béton armé. Des cornières métalliques soudées sur les semelles supérieures du U assurent une connexion entre les deux éléments « tôle métallique » et « poutre béton armé ». Le degré de connexion de ces deux éléments est dicté par le nombre et la répartition des connecteurs.

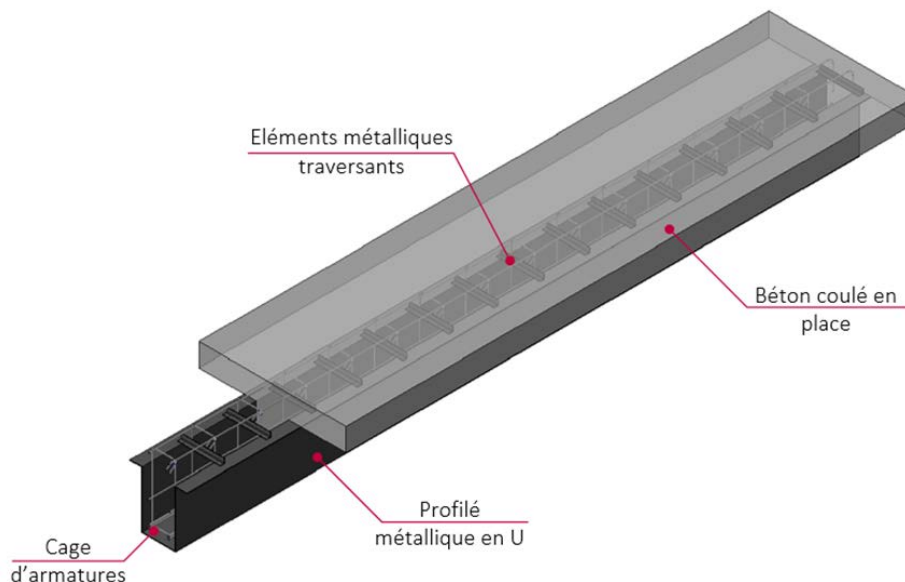


FIGURE 1. Vue 3D d'une poutre hybride

L'innovation de cette structure ne réside pas dans l'hybridation de la tôle d'acier et de la poutre de béton armé mais dans la géométrie de cette hybridation et dans les avantages de mise en place que cette géométrie lui procure.

Positionnée majoritairement sous l'axe neutre de l'élément, la tôle d'acier est principalement sollicitée en traction. A l'inverse, le béton de la poutre incluant notamment une large dalle, majoritairement situé au-dessus de l'axe neutre, est sollicité en compression. Cette géométrie respecte la logique des propriétés mécaniques de chaque matériau.

La fabrication et mise en œuvre d'une poutre hybride sont divisées en deux phases : une première phase de préfabrication en usine des éléments métalliques, puis une seconde phase de mise en œuvre sur chantier avec le coulage du béton. La phase de préfabrication suit le processus suivant :

1. Fabrication de la tôle métallique par pliage,
2. insertion des cages d'armatures,
3. soudage des connecteurs.

L'élément sortant d'usine est uniquement métallique. Il est transporté par camion sur le chantier. Les étapes de mise en œuvre sont les suivantes :

1. Installation à la grue sur les appuis et étais,
2. installation des prédalles,
3. coulage du béton.

La complexité de l'hybridation de deux matériaux est résolue en intégrant une phase importante de préfabrication. Les avantages compétitifs liés à ce procédé de mise en œuvre sont multiples. L'élément métallique arrivant sur le chantier est significativement plus léger qu'une poutre préfabriquée précontrainte, permettant l'emploi de moyens de levage moins coûteux. Ensuite, la mise en place de la tôle sur ses appuis est rapide, optimisant le planning du chantier. Enfin, le coulage du béton armé est réalisé par les équipes gros œuvre du chantier et ne nécessite pas l'intervention d'équipe spécialisée. Ces avantages techniques se traduisent en gains économiques pour le chantier.

### III. COMPORTEMENT MECANIQUE

A l'instar des poutres mixtes acier – béton, la poutre hybride consiste en la juxtaposition longitudinale des matériaux acier et béton. La réponse mécanique de ces éléments à la flexion est dépendante de la connexion entre les deux matériaux. En l'absence de connecteurs, et négligeant la connexion par adhérence entre les deux matériaux, l'interaction est nulle et un glissement apparaît lorsque l'élément est chargé verticalement. Lorsque suffisamment de connecteurs sont utilisés, l'interaction est complète et aucun glissement n'apparaît. L'inertie de la section en connexion complète est supérieure à l'inertie sans interaction et mène à une flèche largement réduite. L'expérimentation de différents connecteurs pour la poutre hybride a mené à l'utilisation de cornières métalliques pour connecter la tôle métallique et la poutre de béton armé. Les travaux menés dans [1] proposent un dimensionnement de la poutre hybride en connexion complète et en connexion partielle.

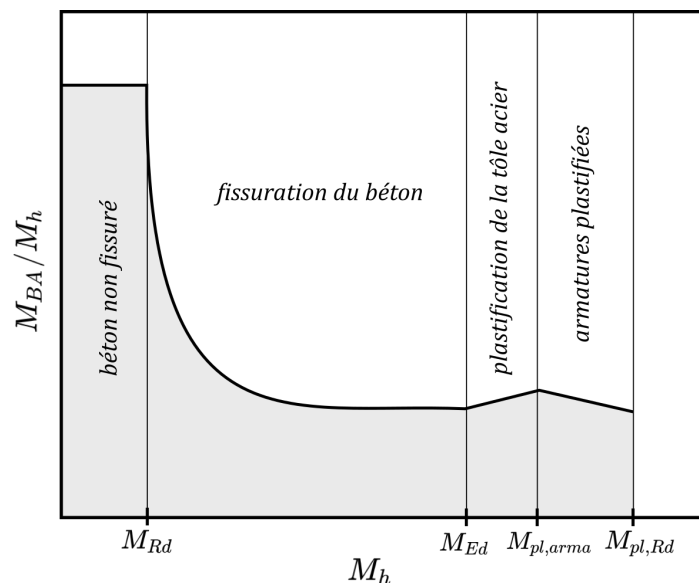
Le dimensionnement requiert la compréhension de la distribution des efforts dans les matériaux acier et béton armé. Le dimensionnement proposé dans [1] se base sur la décomposition suivante de la section de poutre hybride : un premier élément nommé « poutre mixte » composé de la tôle d'acier et d'une fraction de la dalle de béton armé ; un second élément « poutre béton armé » composé de la retombée de béton armé et de la fraction complémentaire de dalle. La répartition d'une portion de la section de dalle dans la poutre mixte et de son complément dans la poutre béton armé est définie par la recherche de deux éléments complémentaires, en flexion, sans effort axial résiduel. Les efforts sollicitant la poutre hybride se décomposent donc en une composante « mixte » et une composante « béton armé » comme exprimé par les équations ci-dessous :

$$M_h = M_{mixte} + M_{BA} \quad (1)$$

$$V_h = V_{mixte} + V_{BA} \quad (2)$$

$$N_h - N_{mixte} = N_{BA} = 0 \quad (3)$$

La non-linéarité des lois de comportement de l'acier et du béton font évoluer la redistribution des efforts entre la poutre mixte et la poutre béton armé en fonction de l'amplitude de l'effort sollicitant. La Figure 2 présente une évolution caractéristique du ratio  $M_{BA}/M_h$ . La courbe présente cinq zones délimitées par des moments caractéristiques. Tant que le béton n'est pas fissuré en traction, le rapport du moment béton armé sur le moment hybride est constant. Ce ratio décroît rapidement lorsque la fissuration est initiée dans la fibre inférieure de la retombée, et atteint un plateau jusqu'au moment élastique résistant de la section. La plastification de la tôle d'acier réduit la part d'effort que peut reprendre la poutre mixte, puis la plastification des armatures du béton armé réduit la part d'effort repris par la poutre béton armé. Lorsque toute la section est plastifiée la poutre atteint son moment plastique résistant.



**FIGURE 2.** Ratio  $M_{BA}/M_h$  en flexion positive

La division en 4 zones de la courbe du moment sollicitant dans la poutre béton armé permet son interpolation par 4 fonctions exprimées en fonction des moments caractéristiques. Les équations d'équilibre de la théorie des poutres exprimant l'effort tranchant comme la dérivée du moment nous permettent d'obtenir la part d'effort tranchant hybride redistribué dans la poutre béton armé par dérivation des fonctions d'interpolation précédemment établies.

La connaissance des efforts sollicitant la poutre béton armé et la poutre mixte permet le dimensionnement de ces deux éléments selon les normes Eurocode EN 1992 [6] et EN 1993 [7].

Les appuis de la poutre sont des zones de transferts d'efforts : la poutre hybride s'appuyant sur des éléments porteurs en béton armé, la tôle d'acier s'arrête généralement au droit du voile ou du poteau. Des dispositions particulières sont prises pour transmettre l'effort tranchant et le moment de l'acier vers le béton armé. La transmission de l'effort tranchant est assurée par l'ajout d'UPN soudés sur la face intérieure des âmes de la tôle puis noyés dans le béton de l'appui lors du coulage, tel que présenté sur la Figure 8. L'ajout de cornières sur la semelle inférieure et sur la partie supérieure de l'âme de la tôle permet la transmission des efforts normaux générés dans la tôle par le moment de flexion – un moment résiduel est considéré dans le cas d'un appui simple. Cette logique d'ajout d'éléments métalliques est adoptée pour toutes les zones où des transferts d'efforts entre l'acier et le béton armé ont lieu.

#### IV. CARACTERISATION EXPERIMENTALE

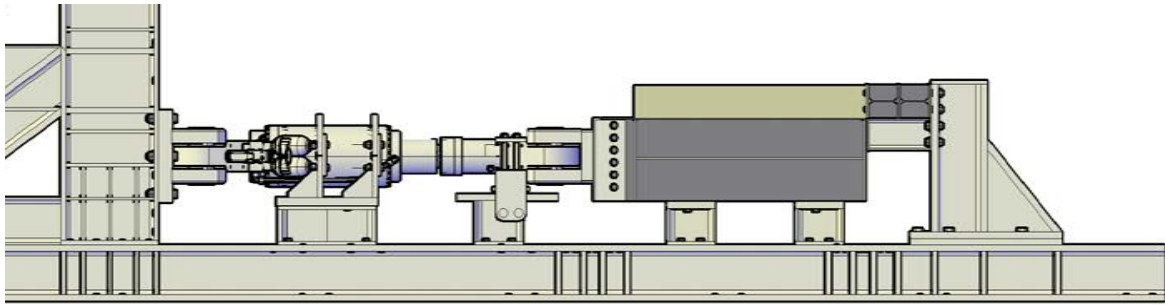
Le calcul analytique de la réponse mécanique de la poutre a été validé par une série de campagnes expérimentales. L'objectif scientifique et la configuration expérimentale de chacune de ces campagnes sont brièvement décrits dans cette partie.

La détermination du type de connecteur devant assurer l'interaction entre la tôle d'acier et la poutre béton armé a été l'objet de la première campagne expérimentale. L'utilisation de tôles d'acier de faible épaisseur – 6 mm – a écarté l'emploi des connecteurs de type goujons, ces derniers pouvant créer un poinçonnement important au niveau de leur soudure avec la tôle. Le choix de connexion s'est porté vers le positionnement éléments transversaux soudés sur les deux semelles supérieures de la tôle acier, assurant dès lors aussi le maintien des âmes lors du coulage.

Une campagne d'essais de type push-out a étudié le comportement de deux types de connecteurs en acier [2] : des barres carrées pleines et des cornières. Le dispositif d'essai adopté est présenté en Figure 3. Un vérin connecté uniquement à la tôle métallique d'un échantillon de poutre hybride applique un effort horizontal. Une butée bloque le déplacement horizontal de la dalle béton de la poutre. Trois connecteurs équidistants soudés entre les semelles supérieures de la tôle sont sollicités en cisaillement par le dispositif. Les essais respectent les recommandations de l'EN 1994-1-1 [8].

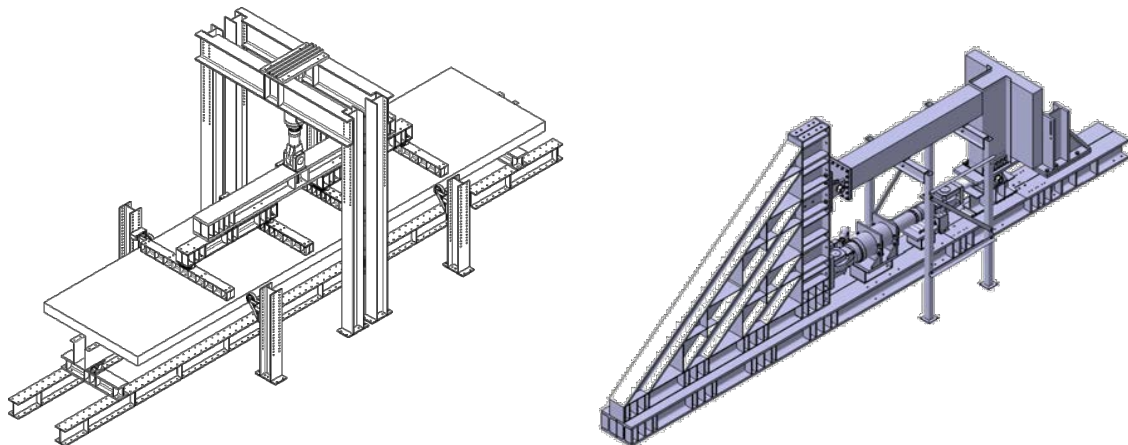
Les premiers essais sur les barres carrées ont conclu à une ruine fragile de ces éléments par cisaillement des soudures. A l'inverse, les cornières sollicitées en cisaillement présentent une ruine ductile par cisaillement de la cornière, préférable pour le dimensionnement d'éléments hybrides, ce qui a justifié le choix de ce type de connecteurs.





**FIGURE 3.** Dispositif d'essais push-out pour la caractérisation des connecteurs

Consécutivement à cette première campagne, deux campagnes d'essais de la poutre hybride en flexion positive et en flexion négative ont été menées. Les essais en flexion positive ont eu pour objectifs la mesure des moments résistants de la poutre en flexion pour différents degrés de connexion entre la tôle acier et le béton armé. Les dispositifs utilisés sont présentés en Figure 4. Le dispositif d'essai en flexion positive permet d'appliquer une flexion 4 points sur une poutre simplement appuyée. La flexion négative est appliquée à un spécimen de poutre hybride assemblé à un poteau mixte. Le pied de poteau est rotulé et une traction est appliquée par un vérin sur la partie inférieure de la poutre, en un point dont le déplacement vertical est bloqué.



**FIGURE 4.** Dispositifs d'essais de flexion positive (à gauche) et négative (à droite)

La première campagne d'essais a permis de valider le modèle analytique utilisé pour le dimensionnement de la poutre hybride soumise à des charges de flexion positive [5], et de confirmer l'évolution des moments résistants en fonction du degré de connexion de la poutre. La seconde a été utilisée pour développer un modèle de type bielle-tirant de la zone de moment négatif, et d'assemblage poteau-poutre [3].

Lors de plusieurs applications sur chantier de la poutre hybride, notamment pour les très grandes portées, il est apparu qu'il n'était pas possible ou souhaitable de fabriquer la tôle d'acier d'un seul tenant. Plutôt que de resouder deux tôles, la solution retenue a été, lorsque les conditions d'appuis le permettent, de réaliser une discontinuité de la tôle d'acier et de la placer au niveau du point d'inflexion du moment sous charge permanente. Un transfert des efforts des tôles d'acier de part et d'autre de la coupure est nécessaire via le béton armé. La prise en compte de l'effet des

charges variables et des incertitudes de calcul conduit la discontinuité à se retrouver en zone de moment positif ou négatif. Ces deux situations ont fait l'objet d'une quatrième campagne d'essai.

Les résultats des essais ont systématiquement été utilisés pour la calibration de modélisations numériques simulant les phénomènes étudiés. L'étude de ces modèles, via une paramétrisation des variables géométriques et mécaniques, a permis de décrire la réponse de la poutre pour de nouvelles configurations et une validation et une amélioration des méthodes analytiques de dimensionnement. Inspirées des différentes situations rencontrées sur le terrain et des contraintes de fabrication associées à la mise en œuvre, elles ont servi une mise en application de la poutre hybride sur différents chantiers.

## V. APPLICATIONS SUR CHANTIER

La poutre hybride a été conçue pour les grandes portées. Sa polyvalence en termes de configurations d'appuis et de types de charges supportées lui procure un domaine d'emploi large : bureaux, amphithéâtres, parkings, franchissements de voies ferroviaires. En 2022, des poutres hybrides ont été installées pour la cinquième fois sur un chantier.

La première utilisation a eu lieu en 2017 sur le chantier du campus du groupe AVRIL à Bruz (35) [4]. Pour constituer les 3 niveaux en anneaux du bâtiment, 96 poutres hybrides de 13 m ont été utilisées. Encastrées chacune dans deux poteaux mixtes articulés en pied, l'ensemble forme un portique. Afin de faciliter l'installation des poutres, l'élément acier est interrompu aux deux points d'inflexion du moment sollicitant le portique, comme illustré par la photo de la Figure 6. Les équipes de gros œuvre ont souligné la rapidité et simplicité de mise en œuvre des poutres, bien plus légères que les poutres précontraintes envisagées dans la conception initiale.



**FIGURE 6.** Construction du campus AVRIL à Bruz (35) [9] et installation d'une poutre hybride

La couverture d'un amphithéâtre a été réalisée pour le deuxième chantier d'application de la poutre hybride : 4 poutres hybride de 22 m ont été utilisées sur le chantier du siège social Brie-Picardie du Crédit Agricole à Chessy (77). Ces poutres sont simplement supportées entre les voiles de l'amphithéâtre. Des ouvertures pour passer les réseaux sont effectuées dans les tôles. Les poutres sont étayées et des réservations dans les prémurs sont prévues pour les accueillir. Le coulage du béton des voiles et des poutres hybrides assure le monolithisme de l'ensemble.



**FIGURE 7.** Installation de 4 poutres hybrides pour la couverture d'un amphithéâtre à Chessy (77)

Les 3 derniers chantiers où des poutres hybrides ont été installées sont des franchissements de voies ferroviaires. La poutre hybride est particulièrement pertinente sur ces chantiers fortement contraints : des gabarits de voies doivent être respectés, les franchissements sont importants et les charges peuvent être conséquentes, les poutres devant supporter le poids de bâtiments. Le premier chantier de ce type est le franchissement de voies RER à Noisy-le-Grand (93) sur lequel est érigé un bâtiment de bureaux de 10 étages. Seule solution respectant le gabarit imposé par la RATP, 10 poutres hybrides de 16m ont été installées. Les poutres, d'une hauteur de 1,50m à 2m, ont la particularité d'être par la suite enterrées. Afin de prendre en compte les effets de la corrosion, une épaisseur sacrificielle a été considérée dans le calcul de l'épaisseur de la tôle.



**FIGURE 8.** Installation de 10 poutres hybrides pour un franchissement RER à Noisy-le-Grand (93)

Le quatrième chantier d'application de la poutre hybride est l'utilisation de 4 poutres hybrides de 10 m pour un franchissement de voies SNCF à Paris 13 (75) sur lequel est construit un bâtiment de logements de 8 étages. La configuration du chantier ne permettait pas l'utilisation d'étaieement. Cette contrainte a été prise en compte dans le dimensionnement des poutres.

En décembre 2022 ont été installées les dernières poutres hybrides du chantier Algo House à Paris 13 (75). Cinquième chantier d'application de la poutre hybride, il consiste en la construction d'un bâtiment résidentiel à l'aplomb d'une future voie SNCF reliant la gare d'Austerlitz à la gare de

Lyon. Installées 12 m au-dessus du sol, 12 poutres hybrides assurent un franchissement variable de 19 m à 23 m. La solution des poutres hybrides a été préférée à une solution en treillis métallique, plus coûteuse et dont l'emprise verticale était plus élevée.

La Figure 10 présente le plan d'installation des poutres entre les deux voiles porteurs délimitant la voie SNCF, et l'emprise du bâtiment construit sur les poutres. Ce bâtiment n'est pas centré et est en partie supporté en console par les poutres. Les charges ponctuelles des poteaux du bâtiment sont reprises par des entretoises en béton armé coulées entre des couples de poutres hybrides. Cette disposition illustre la très grande adaptabilité de la poutre hybride à ces configurations complexes.

Les poutres ont une section de 2 m de haut et 1 m de large et mesurent entre 20 m et 27 m de long. La présence d'un point d'inflexion dans le diagramme du moment sollicitant permet d'intégrer une discontinuité dans les tôles d'acier. Les ouvertures nécessaires dans les tôles pour le coulage des entretoises béton armé ont fait l'objet d'une vérification spécifique. Amenée par camion depuis leur usine de fabrication, l'installation d'une poutre hybride sur site nécessite 20 à 30 minutes.

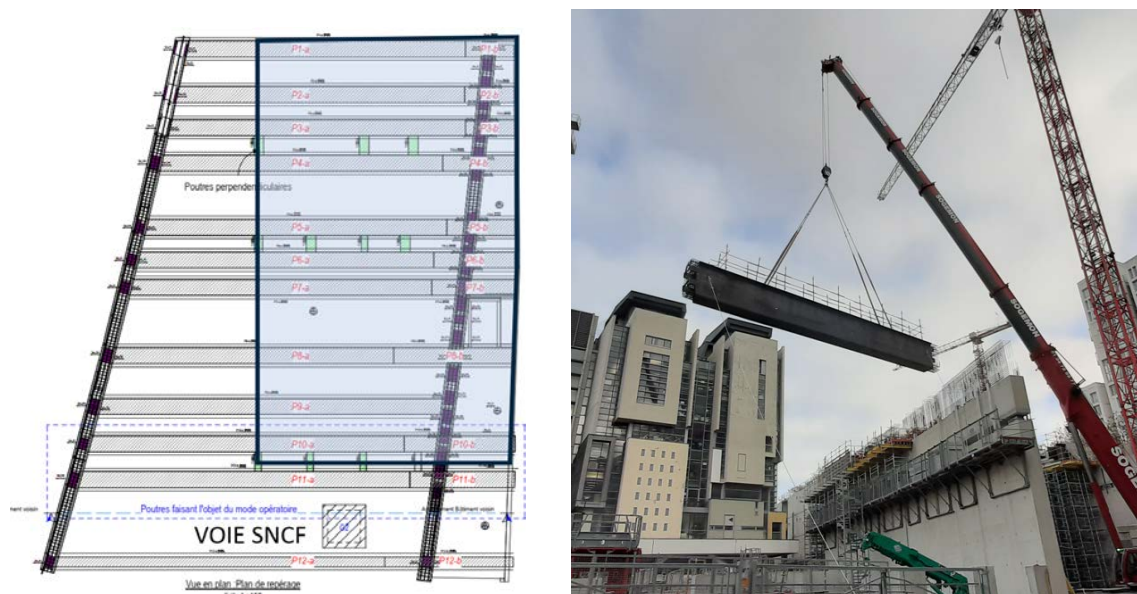


FIGURE 10. Chantier Algo House, Paris 13 (75) - Plan des poutres et installation à la grue mobile

## VI. CONCLUSION

Conçue pour répondre aux difficultés de mise en œuvre et au manque de versatilité des solutions techniques existantes pour les grands franchissements dans le domaine des bâtiments en béton armé, la poutre hybride est une option innovante. Grâce à l'hybridation de l'acier et du béton, des équarrissages plus faibles peuvent être atteints. La prise en compte dès sa conception des contraintes de fabrication et de mise en œuvre, et un recours important à la fabrication hors-site, permettent une mise en œuvre simple et rapide. Enfin, l'expérience acquise sur les chantiers

d'application de la poutre hybride ont permis d'optimiser le processus de fabrication et de faire de cet élément une option économique compétitive.

Le dimensionnement de la poutre hybride requiert le calcul préalable de la distribution des efforts entre la tôle d'acier et la poutre béton armé. Dans les zones de connexion, des transferts d'efforts de l'acier vers le béton et inversement peuvent être nécessaires. Ces transferts sont assurés par le soudage d'éléments métalliques supplémentaires sur la tôle acier et par l'adaptation du ferrailage du béton armé. Le dimensionnement de la tôle, des éléments métalliques et de la poutre béton armé se fait par application des normes Eurocodes. Les méthodes utilisées sont validées par plusieurs campagnes d'essais et appuyées par la création de modèles numériques.

Après la mise en œuvre de poutres hybrides sur 5 chantiers, cette technologie a aujourd'hui atteint une maturité technique et commerciale. La poutre hybride est une nouvelle solution compétitive et performante pour le défi des grands franchissements.

## REFERENCES

[1] C. Lepourry (2019). Mise au point et caractérisation d'un système innovant de poutre hybride béton-acier : étude des comportements locaux et globaux.

[2] P. Keo, C. Lepourry, H. Somja & F. Palas (2018). Behavior of a new shear connector for U-shaped steel-concrete hybrid beams. *Journal for Constructional Steel Research*. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2018.01.028>

[3] P. Heng, C. Lepourry, H. Somja & F. Palas (2020). Behaviour of a joint between a U-shaped steel-concrete beam and a concrete-filled steel tubular column. *Journal of Constructional Steel Research*. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106322>

[4] C. Lepourry, P. Heng, H. Somja, N. Boissonnade & F. Palas (2019). An innovative concrete-steel structural system for long-span structure allowing a fast and simple erection. *Structures*. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2019.04.016>

[5] C. Lepourry-Nicollet, P. Heng, H. Somja & F. Palas (2023). Influence of partial shear connection on the behaviour of U-shaped steel concrete beams with L-shaped shear connectors. *Engineering Structures*. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.115360>

[6] NF EN 1992-1-1, 2005 « Eurocode 2 : Calcul des structures en béton - Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments »

[7] NF EN 1993-1-1, 2005 « Eurocode 3 : Calcul des structures en acier - Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments »

[8] NF EN 1994-1-1, 2005 « Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton - Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments »

[9] Droits d'auteur photo : MRW ZEPPELINE BRETAGNE

# Démarche méthodologique pour l'adaptation des ouvrages d'art à de nouveaux usages : l'application au cas du tramway

Fabien RENAUDIN<sup>1</sup>, Jean-Christophe CARLES<sup>1</sup>, Stéphane CONTARDO<sup>2</sup>, Fernando DIAS<sup>3</sup>, Perceval GAILLIARD<sup>2</sup>, Didier GERMAIN<sup>4</sup>, Anthony HEKIMIAN<sup>1</sup>, Jean-Michel LACOMBE<sup>1</sup>, Benoit POULIN<sup>1</sup>, Catherine ROUX<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Cerema Centre-Est

<sup>2</sup> STRMTG

<sup>3</sup> DIRIF

<sup>4</sup> GRN/FCA

## ABSTRACT

Les enjeux de mobilité impliquent aujourd'hui une optimisation de l'usage des infrastructures existantes. Le défi est d'importance, il s'agit tout à la fois de pérenniser le patrimoine existant tout en l'adaptant aux évolutions des usages dans un contexte économique et urbain contraint. L'adaptation d'un ouvrage d'art constitue un sujet complexe qui impose de tenir compte de la nature, de l'état et des conditions d'exploitation de l'ouvrage en milieu urbain tout en intégrant les exigences modernes environnementales et de sécurité. Ces modifications d'usage concernent notamment l'intégration de modes actifs ou de voies réservées au transport en commun, l'évolution du profil en travers sur ouvrage avec ou sans élargissement de l'ouvrage, l'évolution du profil en travers sous ouvrage ou encore le rétablissement de continuités écologiques. Dans ce contexte, le présent article présente une démarche générale d'étude pour l'adaptation d'ouvrages existants en proposant des recommandations pour le cas de l'implantation d'un tramway.

**Keywords** Ouvrages d'art, Adaptation, Tramway

## I. LA DEMARCHE GENERALE D'ADAPTATION DES OUVRAGES EXISTANTS

### A. Préambule

Le réseau d'infrastructure français est important, structuré et maillé. Les besoins en équipements neufs se réduisent. Parallèlement, la préservation, l'optimisation et la modernisation des patrimoines d'infrastructures de transport existants constituent un enjeu national de premier rang. Les enjeux de mobilité impliquent aujourd'hui une optimisation de l'usage des infrastructures existantes. Le défi est d'importance, il s'agit tout à la fois de pérenniser le patrimoine existant tout en l'adaptant aux évolutions des usages dans un contexte économique et urbain contraint. L'adaptation d'un ouvrage d'art constitue un sujet complexe qui impose de tenir

compte de la nature, de l'état et des conditions d'exploitation de l'ouvrage en milieu urbain tout en intégrant les exigences modernes environnementales et de sécurité. Ces modifications d'usage concernent notamment l'intégration de modes actifs ou de voies réservées au transport en commun, l'évolution du profil en travers sur ouvrage avec ou sans élargissement de l'ouvrage, l'évolution du profil en travers sous ouvrage ou encore le rétablissement de continuités écologiques. Comme toute opération relevant de l'ingénierie de l'existant, l'élaboration puis la réalisation d'un projet d'adaptation d'ouvrage est longue et techniquement complexe. La démarche d'étude est souvent itérative et les exigences fonctionnelles du programme peuvent conduire à préférer d'autres solutions que l'adaptation : démolition et création d'un nouvel ouvrage, réalisation d'un ouvrage en parallèle, ou inversement, pour rester dans l'épure financière fixée, à revoir à la baisse l'ampleur des modifications envisagées. L'analyse, pour être pertinente, suppose ainsi en règle générale, l'étude de plusieurs options (ou scénarios) en parallèle. La démarche d'étude d'une adaptation d'ouvrage comporte beaucoup de similitudes avec celle d'une réparation structurale :

- Elle nécessite une connaissance fine de l'ouvrage pour apprécier son état, évaluer sa résistance et concevoir les modifications. Elle suppose ainsi de disposer d'un dossier d'ouvrage et de procéder le plus souvent à des investigations spécifiques pour confirmer certaines données ou recueillir des informations manquantes et mieux apprécier l'état des matériaux,
- Elle impose d'intégrer dans l'analyse les conditions d'exploitations à maintenir lors de l'exécution des travaux ; ces conditions, très souvent contraignantes, ont un impact sur le coût, les délais, voire le choix de la solution technique retenue et la qualité d'exécution et nécessitent d'être arbitrées,
- Elle fait intervenir un grand nombre d'acteurs : maître d'ouvrage, gestionnaire (lorsque différent), exploitant(s), concessionnaires de réseaux... qu'il est souhaitable d'associer au plus tôt dans la démarche afin d'éviter des remises en cause ultérieures voire d'aboutir à des impasses.

Elle présente aussi des spécificités :

- Les exigences de durabilité et de performance de la structure sont, dans le cas d'une adaptation, souvent supérieures à celle d'une réparation,
- Le nombre d'intervenants peut s'avérer plus importants encore : s'agissant notamment de l'adaptation d'un ouvrage à de nouveaux usages, il peut s'avérer nécessaires d'associer à la réflexion un autre gestionnaire, un opérateur de transport, des représentants d'usagers...
- De même, il est souvent nécessaire d'élargir la composition de l'équipe projet à d'autres compétences, notamment pour les ouvrages urbains : architecture et insertion paysagère, modes doux et sécurité des déplacements, planification...
- Plus systématiquement que lors d'une réparation, une opération d'adaptation impose d'avoir une vision d'ensemble de la « performance » de l'ouvrage et de s'interroger notamment sur la nécessité de réaliser des travaux connexes tels que la mise à niveau des dispositifs de retenue, des dispositifs d'assainissement ou

l'amélioration de la résistance de la structure à certains aléas, naturels notamment, tels que les aléas sismiques ou hydrauliques.

### *B. Les acteurs*

S'agissant d'ingénierie de l'existant, les principaux intervenants concernés sont les mêmes que pour un projet de réparation important, qu'il s'agisse du maître d'ouvrage et de son/ses assistant(s), du/des exploitant(s) des voies portées et/ou franchies, des bureaux d'études, du maître d'œuvre, du coordonnateur sécurité, des entreprises, des laboratoires de contrôle, etc. Mais pour un projet d'adaptation, d'autres intervenants sont très souvent également concernés, notamment lorsqu'il s'agit d'adapter l'ouvrage à de nouveaux modes de déplacements. Pour un ouvrage urbain par exemple, il peut parfois être utile d'engager une concertation pour définir les usages.

On peut citer notamment le rôle :

- Des associations d'usagers et/ou d'autres maîtrises d'ouvrage pour l'expression et la définition du besoin et des usages (pour assurer la continuité d'une piste cyclable sur un ouvrage par exemple),
- Des opérateurs de transport pour la définition des caractéristiques techniques d'un transport collectif en site propre, du Service Technique des Remontées Mécaniques et des Transports Guidés (STRMTG) pour un tramway...,
- Des services ou associations en charge de la protection de l'environnement lorsqu'il s'agit de rétablir une continuité écologique ou d'intervenir dans des milieux protégés,
- D'un architecte et/ou d'un paysagiste, lorsque les adaptations projetées sur l'ouvrage modifient significativement sa perception et son insertion dans le site (création d'une structure accolée par exemple).

### *C. Particularité des adaptations d'ouvrage en lien avec un système de transport public guidé*

Le Service Technique des Remontées Mécaniques et Transports Guidés (STRMTG) est un service technique à compétence nationale en matière de sécurité des remontées mécaniques et des transports guidés. Le Décret n° 2017-440 du 30 mars 2017 relatif à la sécurité des transports publics guidés décrit les dispositions réglementaires concernant la sécurité de ces transports. A ce titre, dans le cas d'une adaptation d'un ouvrage d'art intégrant un système tramway, ou pour les parties exploitées selon le principe de conduite à vue des systèmes mixtes et des systèmes ferroviaires légers, le projet devra faire l'objet d'une instruction technique par le STRMTG pour le compte du préfet. De plus, la procédure issue du décret fait intervenir un organisme qualifié agréé ou accrédité (OQA) pour procéder à l'évaluation de la sécurité de la conception, de la réalisation et de l'exploitation des systèmes de transports publics guidés. En cas de modification substantielle, ce décret prévoit des dossiers réglementaires, tels que le dossier préliminaire de sécurité (dossier dont l'approbation vaut autorisation de début des travaux) et le dossier de sécurité (dossier dont l'approbation vaut autorisation de mise en service commerciale).

## **II. LES DIFFERENTES PHASES DU PROCESSUS**

### *A. Propos introductif*



Comme pour la réparation d'un ouvrage, le processus d'élaboration d'un projet d'adaptation est itératif et nécessite un long travail de maturation, portant sur l'ouvrage existant et son environnement. Le projet nécessite de bien appréhender l'environnement de l'ouvrage pour évaluer les contraintes plus générales liées à l'adaptation du franchissement (possibilités d'élargissement, raccordements aux extrémités, implantation d'accès aux personnes à mobilité réduite...). Il est également conditionné par la connaissance détaillée de la structure existante, de sa capacité portante, de l'état de ses matériaux et de sa durée d'utilisation résiduelle escomptée et nécessite donc une évaluation structurale et une évaluation de la valeur d'usage de l'ouvrage. L'élaboration du programme passe ensuite par la production d'études de scénarios suffisamment détaillées pour asseoir la faisabilité et garantir la pertinence de l'adaptation envisagée.

#### *B. L'expression du besoin, la première analyse*

Sur la base des premiers attendus de l'aménagement envisagé par le maître d'ouvrage, il convient de conduire une première analyse du besoin exprimé, de l'ouvrage et de son environnement afin d'appréhender les grandes familles de scénarios d'adaptation qu'il paraît pertinent d'étudier. Cette première réflexion vise à permettre d'identifier les données qu'il sera nécessaire de collecter pour l'étude, données qui dépendront du contexte et de la nature des scénarios pressentis notamment lorsque la construction d'un nouvel ouvrage semble devoir être étudiée. Cette phase est importante car suivant les adaptations attendues et la capacité de l'ouvrage à les supporter, le recueil de données peut d'ores et déjà être orienté dans des directions distinctes : en lien avec l'ouvrage si ce dernier paraît compatible avec l'aménagement envisagé et/ou dans la perspective de la construction d'un nouvel ouvrage, avec éventuellement la démolition de l'existant, dans le cas contraire.

#### *C. Le recueil des données*

L'étude de l'adaptation d'un ouvrage existant nécessite le recueil d'un nombre important d'informations : il s'agit des données habituellement nécessaires à l'étude d'un ouvrage neuf auxquelles s'ajoutent celles relatives à la nécessaire connaissance de l'ouvrage existant. Il s'agira en effet d'être en mesure d'évaluer la capacité de l'ouvrage à supporter l'aménagement envisagé mais aussi, et plus globalement, d'apprécier son état et sa durée d'utilisation résiduelle. Le plus souvent, un recalcul de portance (évaluation structurale) et un bilan patrimonial s'imposent. Après analyse du dossier d'ouvrage et des données disponibles, l'établissement d'un programme de recueil de données complémentaires pourra s'avérer nécessaire. Il s'agira par exemple de procéder à des relevés topographiques, à des récolements de données géométriques, à des inspections (détaillées ou ciblées) afin de relever les pathologies éventuelles de l'ouvrage, à des reconnaissances géotechniques, à des relevés dimensionnels voire des investigations spécifiques qui permettront la reconstitution de plans, à des investigations permettant de caractériser l'état et le cas échéant la résistance mécanique des matériaux, à des diagnostics plomb, amiante, HAP...

#### *D. L'évaluation structurale et la nécessité d'un bilan patrimonial*

L'adaptation de l'ouvrage et de ses conditions d'exploitation vont modifier la nature, la répartition, et le cas échéant l'intensité des sollicitations supportées. Un recalcul de l'ouvrage dans sa configuration adaptée est donc indispensable. S'il présente des pathologies, le recalcul devra en tenir compte et intégrer le cas échéant l'endommagement des matériaux. L'évaluation structurale est à mener en s'appuyant sur la Spécification Technique XP CEN/TS 17440 "Évaluation et rénovation des structures existantes" de septembre 2020 et son annexe nationale, les recommandations de la note d'information du Sétra n°35 « Méthodes courantes d'évaluation

structurale des ouvrages existants – Pratiques en vigueur dans le réseau scientifique et technique » et celles du guide Cerema « Conception des réparations structurales et des renforcements des ouvrages d'art ». Cette évaluation s'appuiera sur les données disponibles dans le dossier d'ouvrage et intégrera l'analyse des différents rapports de visite ou d'inspection récentes voire d'investigations précédemment réalisées pour apprécier l'état de l'ouvrage. Par ailleurs, dès lors que des travaux coûteux seront entrepris, un bilan patrimonial de l'ouvrage s'impose. Il s'agira d'apprécier l'état et de dresser un bilan de l'usage de l'ouvrage (et de sa valeur architecturale) qui permettra d'apprécier si un scénario d'adaptation reste pertinent ou si une démolition/reconstruction est préférable. Le plus souvent, pour pallier un dossier d'ouvrage incomplet mais aussi pour pouvoir réaliser ce bilan de l'état de l'ouvrage, des investigations complémentaires seront nécessaires (comme une évaluation de l'état de corrosion des charpentes métalliques, des mesures de la carbonatation et le cas échéant de la pénétration des chlorures des bétons...)

#### *E. L'étude de scénarios et la détermination des objectifs*

Seront notamment associés à chaque scénario une technique, un coût (des travaux mais aussi des frais annexes liés à l'exploitation des voies), les délais de réalisation de l'opération, des contraintes d'exécution, un niveau de service et de satisfaction du besoin exprimé, une durée d'utilisation résiduelle (fonction de l'état de l'ouvrage). Ces scénarios reposent sur des études de faisabilité ou préliminaires suffisamment détaillées pour garantir la faisabilité des différentes, pour pouvoir les comparer entre elles et retenir la plus adaptée au projet. En fonction de l'ampleur de l'adaptation et de l'état de l'ouvrage, l'étude d'un scénario de démolition reconstruction pourra s'avérer pertinent. Bien souvent, un projet d'adaptation conduit à interroger le niveau d'efficacité des dispositifs de retenue : les dispositifs existants restent-ils adaptés aux futures conditions d'exploitation ? L'évaluation des possibilités de mise à niveau des dispositifs de retenue sur un ouvrage existant, qui n'a pas été conçu pour supporter les efforts de chocs associés, est généralement complexe et nécessite souvent des études détaillées pour en apprécier la faisabilité. Ces études de scénarios, et les arbitrages du maître d'ouvrage qui en résulteront, sont fondamentaux pour arrêter les objectifs de l'adaptation et établir le programme. Le plus souvent, l'orientation qui sera retenue résultera d'un compromis entre les attendus de l'aménagement, les possibilités structurelles, l'état de l'ouvrage, la durée globale de l'opération, les contraintes d'exploitation en phase travaux, et les coûts.

#### *F. La mise au point du programme*

L'étude des différents scénarios permet au maître d'ouvrage de confirmer la faisabilité et la pertinence technico économique de l'adaptation envisagée, d'en fixer les objectifs, d'en cerner les principales contraintes, et donc d'en finaliser le programme en fixant les principales hypothèses à retenir. Ce programme permettra la passation d'un marché de maîtrise d'œuvre pour toutes les phases ultérieures. Il sera naturellement évolutif en fonction des résultats des études ultérieures.

#### *G. La suite du processus*

La démarche se poursuit selon le cheminement classique d'une opération de construction ou de réparation d'ouvrage avec les études du projet, l'élaboration d'un Dossier de Consultation des Entreprises et la passation d'un marché avec une entreprise, les études d'exécution et la réalisation des travaux, leurs contrôles et leur réception.

## II. LES PRINCIPES DE JUSTIFICATION

### A. Parties à construire

Pour les éléments neufs à construire dans le cadre de travaux à réaliser, le choix des principes de vérification ne pose pas de problème et il convient, comme pour tout ouvrage neuf, d'appliquer les règles de calculs en vigueur pour les ouvrages neufs (Eurocodes, ...). Nous déconseillons de retenir une hypothèse de durée de vie plus faible – plus proche de la durée d'utilisation résiduelle de la structure existante - que celle habituellement retenue pour un ouvrage neuf (100 ans en général).

En effet, la réduction de la durée de vie impacte principalement :

- Pour les structures en béton, les valeurs d'enrobage qui pourraient être réduites mais le gain économique reste limité,
- Pour les structures métalliques essentiellement, les vérifications à la fatigue. Ces dernières correspondant à un Etat Limite Ultime conditionnant la sécurité des personnes et de la structure, il est préférable de rester sécuritaire en visant une durée de vie supérieure à celle attendue (sauf si cette dernière est connue avec certitude, ce qui est rarement le cas). De plus, les difficultés et les coûts de surveillance et de renforcement dans l'éventualité d'un prolongement de la durée d'exploitation seraient sans commune mesure avec un éventuel léger surdimensionnement initial.

Pour les structures neuves en béton connectées à un ouvrage existant, une attention particulière devra être portée sur les effets différés tels que ceux du fluage et le retrait en raison de la grande différence d'âge entre les bétons. S'agissant du phénomène de fluage, dans le cas notamment d'élargissement d'ouvrage par une structure similaire réalisée indépendamment puis connectée, on pourra distinguer les structures neuves en béton armé des structures neuves en béton précontraint :

- Pour les structures neuves en béton armé : le fluage de flexion de la nouvelle structure sous l'effet des charges permanentes devrait reporter une partie de ces dernières sur la structure existante qui devra être apte à les supporter. L'effet favorable pour la structure neuve pourra être négligé.
- Pour les structures neuves en béton précontraint : les effets de fluage de flexion peuvent au contraire venir « soulager » l'ouvrage existant mais cet effet doit être apprécié au cas par cas. Les sollicitations supplémentaires dans la structure neuve devront être prises en compte dans son dimensionnement.

Dans tous les cas, les sollicitations induites par le fluage devront être quantifiées à partir d'une modélisation tenant compte des lois de fluage du béton (cf. annexe B de l'EC2-1-1) et du phasage de construction. Malgré la précision des calculs réalisés, un manque de données dans le dossier d'ouvrage conduit le plus souvent à devoir faire des hypothèses (classe du ciment, phasage de réalisation). Les effets du retrait gêné conduisent quant à eux généralement à des contraintes de traction dans les parties neuves connectées à l'existant. Ces effets peuvent être estimés à partir de modélisations similaires à celles utilisées pour l'étude du fluage mais peuvent également s'apprécier plus simplement en introduisant une déformation uniforme de raccourcissement sur les parties neuves. Pour les élargissements d'ouvrage constitués d'éléments auto-stables mais connectés à la structure existante, une bonne disposition constructive consiste à prévoir un clavage différé (de quelques semaines à quelques mois) afin de limiter les effets du retrait au

jeune âge (mais également et surtout les éventuels reports de charge au moment du décintrement d'une structure coulée en place) : le modèle de calcul devra en tenir compte. Pour les éléments de structure coulés directement au contact de la structure existante (par exemple, une longrine), il conviendra de tenir compte des effets du retrait aussi bien pour la connexion au niveau des extrémités (ancrage des efforts) que pour la maîtrise de la fissuration en considérant la fissuration comme principalement due aux déformations gênées (EC2-1-1, §7.3.3 (2) « Maîtrise de la fissuration sans calcul direct »). Une attention similaire à celle portée sur les effets différés des structures en béton doit également être portée, dans tous les cas, vis-à-vis des tassements et mouvements différentiels pouvant introduire des reports de charge et/ou déplacements incompatibles avec les conditions d'exploitation. Ces effets doivent être appréciés en fonction de la nature des fondations et des caractéristiques des sols mais aussi en fonction de la sensibilité de l'ouvrage adapté : suivant les cas, des calculs des tassements probables attendus peuvent être nécessaires et seront à réaliser par des géotechniciens. Pour les structures neuves en béton précontraint connectées à un ouvrage existant, une attention particulière devra également être portée sur la diffusion d'une partie des efforts de précontrainte dans la structure existante. Pour les élargissements d'ouvrage constitués d'éléments auto-stables mais connectés à la structure existante, une bonne disposition constructive consiste à prévoir un clavage différé (de quelques semaines à quelques mois) afin de limiter les déformations instantanées et les effets du fluage de la nouvelle structure sur l'ancienne : le modèle de calcul devra en tenir compte. On pourra également adopter ce principe de clavage différé lorsque la structure existante à élargir doit être renforcée par précontrainte additionnelle, le renforcement intervenant préférentiellement avant le clavage entre l'ouvrage existant et l'élargissement. Le dimensionnement de la partie neuve à partir de règles plus exigeantes peut conduire à lui conférer une résistance plus grande que celle de la structure existante.

#### *B. Parties existantes*

Pour les parties existantes qui échappent aux exigences des Eurocodes en vigueur à la date de rédaction de cet article qui, pour la plupart, ne s'appliquent qu'aux ouvrages neufs, plus de latitude est offerte s'agissant des règles de vérification à retenir notamment celles en lien avec les critères d'aptitude au service et de durabilité (critères d'Etats Limites de Service). En attendant la publication d'un Eurocode dédié aux ouvrages existants, il convient de se référer à la Spécification Technique XP CEN/TS 17440 "Évaluation et rénovation des structures existantes" de septembre 2020 et à son annexe nationale, et au guide du Cerema « Conception des réparations structurales et des renforcements des ouvrages d'art » de 2016 qui sont cohérents et développent les principes de vérification (règles à appliquer, hypothèses sur les matériaux, ...) s'appliquant aux structures existantes. Ces principes doivent être définis dès le stade de l'évaluation structurale de l'ouvrage qui précède l'étude spécifique de l'adaptation. Au-delà du choix des règles de vérification retenues, s'agissant d'éléments existants les vérifications devront être conduites en tenant compte des éventuelles pathologies (pertes de section d'armatures passives,...) ou spécifiquement pour des structures métalliques, d'un certain niveau d'endommagement en fatigue. Il convient de prévoir toutes dispositions ou réparations nécessaires afin de garantir une durée d'utilisation résiduelle suffisante au regard de l'adaptation envisagée. Il est rappelé que vis-à-vis des Etats Limites Ultimes, relatifs à la sécurité des personnes et de la structure, le niveau de fiabilité doit être proche de celui d'un ouvrage neuf. L'étude des critères ELU doit donc être conduite conformément aux règlements en vigueur pour les ouvrages neufs (Eurocodes) avec néanmoins la possibilité d'adapter certains coefficients partiels couvrant les incertitudes de réalisation qui peuvent être quantifiées au travers de diverses investigations. En règle générale, les charges de

trafic à prendre en compte sont celles de l'Eurocode 1-2 plus représentatives des trafics actuels et futurs notamment lorsque les évolutions d'usage attendues vont modifier significativement les sollicitations supportées par l'ouvrage. Pour les ouvrages en bon état et n'appartenant pas à des familles présentant des insuffisances structurelles connues (VIPP par exemple), il est également possible de raisonner par comparaison des sollicitations résultant des charges de dimensionnement avec celles obtenues dans le cas de l'ouvrage adapté. Une telle approche revient implicitement à utiliser le règlement de calculs de l'époque de la conception initiale. La méthode ne doit être utilisée que vis-à-vis de l'ELS pour les règlements de calculs « non modernes » c'est-à-dire antérieurs à 1965. Pour les ouvrages relevant de ce dernier cas, en effet il convient de procéder en complément à une vérification à l'ELU qui n'était généralement pas contrôlée à l'époque et de s'assurer de l'absence de fragilité. Dans ce cas, il convient cependant de justifier l'interface entre structures existante et à construire en appliquant les Eurocodes. Concernant certains critères ELS (maîtrise de la fissuration par exemple), le guide « Conception des réparations structurales et des renforcements des ouvrages d'art » introduit la possibilité de considérer ces critères comme satisfaits dès lors où, par retour d'expérience, l'ouvrage satisfait aux critères (absence de fissure par exemple). Ce principe est développé dans l'alinéa (5) du paragraphe 10 "Évaluation basée sur les performances passées" de la Spécification Technique XP CEN/TS 17440. Compte tenu des changements d'usage attendus après l'adaptation, il n'est plus pertinent de raisonner par retour d'expérience sauf s'il est possible, par une comparaison des niveaux de sollicitations, de montrer que l'ouvrage dans sa configuration adaptée ne sera pas plus sollicité. Dans des cas exceptionnels, il est possible de recourir à des enregistrements des trafics afin de déterminer les différentes valeurs caractéristiques des charges d'exploitation pour justifier les parties existantes. Concernant les fondations les données disponibles dans le dossier d'ouvrage peuvent être insuffisantes. En l'absence de désordres constatés ou de doute sur la résistance et l'état des fondations, une majoration de moins de 10 % de la descente de charge est en général admissible sans justification particulière. L'effet d'éventuels tassements différentiels doit être apprécié. Concernant les modifications en lien avec les dispositifs de retenue, le guide du Cerema « Choix des performances d'un dispositif de retenue sur ouvrage d'art par la méthode de calcul de l'indice de danger », auquel il conviendra de se reporter, propose une méthodologie de détermination des performances du dispositif (niveau de retenue, déformations, efforts transmis à la structure) tenant compte notamment de l'indice de danger, du niveau de résistance de la structure existante et des caractéristiques géométriques. A ce propos l'arrêté RNER précise « Dans le cas des ouvrages d'art existants, tels que ponts, viaducs, murs de soutènement et ouvrages similaires, le choix de la classe du niveau de retenue des dispositifs mis en service est effectué en fonction des possibilités d'installation au vu de la structure des ouvrages ». Différentes modélisations, plus ou moins sophistiquées (simple diffusion des charges, modèles grilles de poutres ou éléments finis), sont utilisables afin d'apprécier la résistance de l'ouvrage sous les effets de choc transmis par les dispositifs de retenue : selon leur complexité, une bonne expérience de l'ingénieur est nécessaire.

### C. Règles spécifiques aux tramways

Dans le cas d'aménagements prévoyant l'intégration d'une ou plusieurs voies de tramway, la question de la prise en compte de cette charge particulière et de son éventuel cumul avec les charges routières se pose dans la mesure où les Eurocodes ne définissent pas de règle précise relative à ces cas de figure. Le projet d'annexe nationale à la spécification technique XP CEN/TS 17440 « Évaluation et rénovation des structures existantes », qui fournit des dispositions additionnelles ou modifiées par rapport à la NF EN 1990 pour couvrir l'évaluation

des structures existantes, aborde toutefois ce sujet et propose, en présence simultanée de charges routières et de tramways, de ne pas cumuler les valeurs caractéristiques des deux actions mais de combiner la valeur caractéristique de l'une avec la valeur de combinaison de l'autre. Le présent article formule en complément un certain nombre de recommandations concernant la définition et la prise en compte de l'action du tramway.

- Action du tramway en situation normale d'exploitation

Pour un pont routier supportant une plateforme de tramway séparée de la chaussée roulable, il n'est pas nécessaire de tenir compte de la compatibilité géométrique des charges routières et de tramway. Il est donc loisible de définir l'action correspondant aux charges de tramway de la façon suivante en complément au tableau A2.1(NA) de la NF EN 1990/A1/NA.

**TABLE 1. Valeur des facteurs  $\psi$  pour l'action de tramway sur les ponts**

Action	Groupe de charges	Composantes de charges	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Charges de tramway	$Q_{\text{tram}}$	Charges verticales	1)	$\leq \psi_0^{2)}$	0
		Charges horizontales longitudinales et transversales	1 <sup>3)</sup>	0 <sup>4)</sup>	0
		Charges de piétons ou de piste cyclable <sup>5)</sup>	0 <sup>6)</sup>	0,4 <sup>7)</sup>	0

1) Le projet individuel définira la valeur de combinaison des charges verticales de tramway à partir de la masse de conception en charge normale (MND).

2) La valeur fréquente des charges verticales de tramway correspond à la valeur de combinaison (MND) qui sera réduite d'un coefficient 7/8 si 2 voies sont simultanément chargées (par analogie avec les modèles de charges ferroviaires LM71 et SW/0, cf. Tab A2.3(NA) de NF EN 1990/A1/NA).

3) Les intensités des accélérations et décélérations prises en compte pour déterminer les valeurs de combinaison sont identiques à celles utilisées pour déterminer les valeurs caractéristiques. Il en est de même pour la vitesse considérée pour déterminer les forces centrifuges. Les forces obtenues sont toutefois plus faibles car déterminées à partir des valeurs de combinaison des charges verticales à la place des valeurs caractéristiques (MND à la place de MXD).

4) Les circonstances particulières à l'ouvrage (probabilité d'arrêt sur l'ouvrage compte tenu du trafic et de la signalisation, présence de station à proximité...) peuvent conduire à retenir d'autres valeurs.

5) La charge uniformément répartie sur les trottoirs et pistes cyclables associée aux charges de tramway est prise égale à 3,0 kN/m<sup>2</sup>. La charge sur les trottoirs et pistes cyclables est définie comme pour le gr1a car il n'est pas possible de rajouter des charges piétonnes en accompagnement de l'action du tramway prise en caractéristique ( $\psi_0 = 0$  pour gr3 et gr4).

6) Pour la valeur de combinaison des charges piétonnes incluses dans le groupe des charges de tramway, nous proposons 0 (à la place de 0,4 pour le gr1a) car :

\* le tramway sera cumulé en accompagnement des charges piétonnes gr3 ou gr4,  
 \* lorsque le tramway est cumulé au groupe gr1a, ce dernier comprend déjà les charges piétonnes.

7) Pour la valeur fréquente des charges piétonnes incluses dans le groupe des charges de tramway, nous proposons 0,4 (à la place de 0 pour le gr1a) car l'ouvrage devrait se trouver en zone plus urbaine avec davantage de piétons (à noter que la valeur  $\psi_0$  de gr1a proposée par NF EN 1990/A1 est de 0,4 et que c'est l'annexe nationale qui ramène cette valeur à 0).

Les **charges verticales de tramway** sont définies de la même manière que celles d'un train réel en fixant les espacements et les valeurs des forces ponctuelles appliquées sur chaque essieu (ou roue) d'une rame. Ces charges verticales sont définies conformément à la norme européenne NF EN 15663+A1 « Applications ferroviaires – Masses de référence des véhicules » de décembre 2018 pour les véhicules à passagers autres que les trains à grande vitesse et à longue distance (catégorie de véhicule M-II) en condition de conception et en condition opérationnelle (la

condition de conception est un état théorique pour l'analyse et les calculs, la condition opérationnelle est un état moyen supposé en service) :

**TABLE 2. Masses de référence pour l'action du tramway**

Condition	Définition des masses de référence pour l'action du tramway
De conception	Masse de conception, en ordre de marche (MVD) : sans passager
	Masse de conception en charge normale (MND) : comprend notamment 280 kg/m <sup>2</sup> (4 personnes de 70 kg par m <sup>2</sup> ) dans les zones à passagers debout, sauf si une valeur spécifique est indiquée. Ces valeurs doivent être comprises dans la plage de 140 à 420 kg/m <sup>2</sup> (2 à 6 passagers/m <sup>2</sup> ). Cette charge représente la charge la plus élevée régulièrement constatée. Note : Cette charge proposée par la norme peut donc être assimilée à la valeur fréquente ( $\psi_1$ ) ou à la valeur de combinaison ( $\psi_n$ ).
	Masse de conception en charge exceptionnelle (MXD) : comprend notamment 500 kg/m <sup>2</sup> (7,1 personnes de 70 kg par m <sup>2</sup> ) dans les zones à passagers debout, sauf si une valeur spécifique est indiquée. Ces valeurs doivent être comprises dans la plage de 350 à 700 kg/m <sup>2</sup> (5 à 10 passagers/m <sup>2</sup> ). Cette charge correspond à la charge maximale possible qui peut être transportée et qui est atteinte seulement dans des conditions exceptionnelles (par exemple : nombre exceptionnel de passagers). Elle représente la limite de conception pour l'exploitation du véhicule. Note 1 : Cette charge proposée par la norme peut donc être assimilée à la valeur caractéristique. Note 2 : Sur choix et justification du maître d'ouvrage, une valeur différente de 7.1 personnes par m <sup>2</sup> peut être retenue.
Opérationnelle	Masse opérationnelle en charge normale (MNO) : comprend notamment 80 % du chargement passagers (assis et debout) pris en compte pour la masse de conception, en charge normale (MND). Cette charge représente la charge normale dans les conditions opérationnelles moyennes. Note : Cette charge proposée par la norme peut donc être assimilée à la charge de fatigue.

En situation normale d'exploitation, un espacement longitudinal minimal entre les rames est défini au projet. La valeur par défaut est de 50 m entre rames, des valeurs supérieures peuvent être retenues sous réserve de mettre en place une signalisation spécifique adaptée permettant le cantonnement des rames (principe de « conduite à vue » : le conducteur adapte sa vitesse et conditionne son rythme de conduite à ce qu'il voit). Pour des tramways sur pneus, en complément des informations précédentes, seront également définis les impacts des roues. Les charges verticales devront être majorées dynamiquement. Compte tenu des vitesses et des masses des tramways, il est possible de retenir le coefficient défini au paragraphe 3 alinéa (3) de l'annexe à l'annexe nationale de l'Eurocode 1-2 (NF EN 1991-2/NA de mars 2008) :

Les **charges horizontales longitudinales** de tramway correspondent aux efforts de démarrage ou de freinage supposés agir au niveau du plan de roulement dans le sens longitudinal de la voie et sont déterminées respectivement à partir des valeurs des accélérations et décélérations définies au projet. La direction des forces de démarrage et de freinage doit tenir compte du (des) sens de déplacement autorisé(s) sur chaque voie. A défaut de valeurs précises définies au projet, il sera possible de prendre en compte une accélération nominale de 1,2 m/s<sup>2</sup> et un freinage d'urgence de 3,5 m/s<sup>2</sup>. Les charges horizontales sont déterminées à partir des charges verticales correspondantes sans tenir compte du coefficient de majoration dynamique. Les forces de

démarrage et de freinage doivent être combinées avec les charges verticales correspondantes (Masse de conception en charge exceptionnelle MXD pour déterminer la valeur caractéristique et masse de conception en charge normale MND pour déterminer la valeur de combinaison). Lorsque la voie est sur rails et continue à l'une ou aux deux extrémités du pont, seule une partie de la force d'accélération ou de freinage est transmise par le tablier aux appareils d'appui, le reste étant transmis par la voie à la plate-forme à l'arrière des culées où il est équilibré (cf. article 6.5.4 de l'Eurocode 1-2). Dans le cas où un pont supporte deux voies, les forces de freinage appliquées à l'une quelconque des voies doivent être considérées avec les forces d'accélération appliquées à l'autre voie. Lorsque les deux voies ont la même direction autorisée de circulation, il y a lieu de prendre en compte soit l'accélération sur les deux voies, soit le freinage sur les deux voies.

Les **charges horizontales transversales** de tramway correspondent aux forces centrifuges et aux efforts de lacet. Lorsque la voie est en courbe sur tout ou partie de la longueur d'un pont, la force centrifuge et le dévers de la voie doivent être pris en compte. Il convient de considérer les forces centrifuges comme agissant horizontalement vers l'extérieur, à une hauteur de 1,80 m au-dessus du plan de roulement. Certains types de matériel roulant, par exemple ceux avec des équipements lourds en toiture (batteries...), peuvent présenter une position du centre de gravité plus haute qu'il convient alors de retenir en la justifiant. La valeur de la force centrifuge doit être déterminée à partir de la formule donnée au paragraphe 6.5.1 alinéa (4)P de l'Eurocode 1-2. L'effort de lacet, dû aux oscillations latérales du véhicule ainsi qu'aux irrégularités de la voie à considérer, est défini au paragraphe 6.5.2 de l'Eurocode 1 - 2.

En l'absence d'études plus précises, et de façon sécuritaire, il est possible de retenir comme **convoi de fatigue pour le tramway** la charge MNO (masse opérationnelle en charge normale définie ci-après), le nombre de cycles et la position des voies étant connus pour un projet donné.

- Autres situations

En complément de la situation normale d'exploitation (situation durable), d'autres situations (situations transitoires, accidentelles...) sont également à analyser en fonction de la configuration de l'ouvrage, de son exploitation et de son environnement : situation de déraillement (choc sur pile, choc sur dispositif de retenue...), situation de ré-enraillement (études à réaliser au cas par cas) ...

En situation dégradée, pour le dépannage d'une rame, deux rames à vide (MVD) pourront être accouplées.

## REFERENCES

Cerema (2016). Conception des réparations structurales et des renforcements des ouvrages d'art

Sétra (2012). Note d'information du Sétra n°35 « Méthodes courantes d'évaluation structurale des ouvrages existants »

Cerema (2023). Instruction Technique pour l'Entretien et la Surveillance des Ouvrages d'Art Fascicule 5 « Conduite d'une intervention sur un ouvrage d'art existant »

Cerema (021). « Choix des performances d'un dispositif de retenue sur ouvrage d'art par la méthode de calcul de l'indice de danger »,



STRMTG (2019). Guide d'application relatif au contenu détaillé du dossier préliminaire de sécurité

STRMTG (2019). Guide d'application relatif au contenu détaillé du dossier de définition de la sécurité

STRMTG (2022). Guide d'application relatif au contenu détaillé du dossier de conception de la sécurité, du dossier de sécurité et du dossier de récolement de sécurité

UGE – Cerema Les cahiers interactifs de l'UGE et du Cerema « Auscultation des ouvrages d'art » <https://reflexscience.univ-gustave-eiffel.fr/lire/ouvrages/auscultation-des-ouvrages-dart>

AFNOR (2020). Spécification Technique XP CEN/TS 17440 "Évaluation et rénovation des structures existantes" et son annexe nationale

AFNOR (2006). NF EN 1990/A1 et son annexe nationale « Eurocodes structuraux - Bases de calcul des structures »

AFNOR (2004). NF EN 1991-2 et son annexe nationale « Eurocode 1 - Actions sur les structures - Partie 2 : actions sur les ponts, dues au trafic »

AFNOR (2005). NF EN 1991-2 et son annexe nationale « Eurocode 2 - Calcul des structures en béton - Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments »

AFNOR (2018). NF EN 15663+A1 « Applications ferroviaires – Masses de référence des véhicules »

Légifrance (2017). Décret n° 2017-440 du 30 mars 2017 relatif à la sécurité des transports publics guidés

Légifrance (2009). Arrêté du 2 mars 2009 relatif aux performances et aux règles de mise en service des dispositifs de retenue routiers dit arrêté RNER

# Utilisation d'armatures composites pour le béton armé : présentation du guide de recommandations de l'AFGC

Sylvain CHATAIGNER<sup>1</sup>, Laurent MICHEL<sup>2</sup>, Karim BENZARTI<sup>3</sup>, Emmanuel FERRIER<sup>2</sup>, Elhem GHORBEL<sup>4</sup>, Philippe JANDIN<sup>5</sup>, Anthony PRUVOST<sup>6</sup>, Marc QUIERTANT<sup>7</sup>, Arnaud ROLLAND<sup>8</sup>

<sup>1</sup> Univ Gustave Eiffel, MAST-SMC, Bouguenais, France

<sup>2</sup> Université Lyon I, LMC2, Villeurbanne, France

<sup>3</sup> Univ Gustave Eiffel, Ecole des Ponts, CNRS, Navier, Marne la Vallée, France

<sup>4</sup> Univ de Cergy Pontoise, L2MGC, Cergy Pontoise, France

<sup>5</sup> CEREMA, DTecITM, Tomblaine, France

<sup>6</sup> CEREMA, DTecITM, Champs sur Marne, France,

<sup>7</sup> Univ Gustave Eiffel, MAST-EMGCU, Marne la Vallée, France

<sup>8</sup> CEREMA, DTer Ouest, Nantes, France

**RESUME** L'AFGC (Association Française du Génie Civil) a démarré il y a plusieurs années un groupe de travail visant à proposer des recommandations au niveau national sur l'utilisation des armatures en matériaux composites (PRF) pour le renforcement des ouvrages en béton armé. Ce groupe rassemble des académiques, des centres de recherche, des entreprises, des maîtres d'ouvrage, des bureaux d'étude ou de contrôle, des organismes de certification et des producteurs d'armatures composites. Un guide a été publié en 2021 en s'appuyant sur un état de l'art des référentiels et connaissances existants au niveau international. Celui-ci comprend une première partie consacrée à la caractérisation des propriétés physiques et mécaniques des armatures composites; une seconde partie portant sur leur durabilité et leur comportement vis-à-vis de la température et du feu; une troisième partie abordant la conception et le calcul d'éléments structurels en béton armé d'armatures en matériaux composites, vis-à-vis de la flexion, de l'effort tranchant, du poinçonnement, de la fatigue et du renforcement des poteaux; une quatrième partie présentant des exemples de dimensionnement détaillés; et une cinquième partie dédiée au contrôle qualité de la production des armatures et à leur mise en œuvre sur site. En annexe, quelques cas d'applications réels sont décrits et démontrent la maturité de la solution.

**Mots-clefs** Armatures composites PRF, recommandations, caractérisation, dimensionnement, durabilité

## I. INTRODUCTION

Les armatures composites (à fibres longues et à matrice organique) ou PRF (Polymères Renforcés de Fibres) peuvent présenter certains avantages vis-à-vis des solutions plus classiques (aciers HA ou aciers inoxydables) : elles peuvent ainsi être non conductrices et amagnétiques pour certaines, sont plus légères, peuvent présenter des capacités mécaniques intéressantes vis-à-vis de l'application envisagée, et ne sont pas sujettes à la corrosion. Il existe de nombreux travaux et des

pré-recommandations au niveau Européen sur l'utilisation de ces armatures pour le béton armé (CNR-DT, 2006 ; Fib, 2007) et au niveau international (CAN/CSA, 2012 ; ACI, 2014 ; AASHTO, 2018). Les commissions de normalisation européennes travaillent également à l'intégration de ces armatures dans le cadre de la révision en cours des Eurocodes. En France à ce jour, il n'existe pas de référentiel qui permettrait aux bureaux d'étude et aux maîtres d'ouvrage d'envisager l'utilisation de ce type d'armatures.

L'AFGC (Association Française du Génie Civil) a créé, il y a plusieurs années, un groupe de travail sur ce sujet visant à proposer des recommandations au niveau national. Ce groupe rassemble des académiques, des centres de recherche, des entreprises, des maîtres d'ouvrage, des bureaux d'étude ou de contrôle, des organismes de certification et des producteurs d'armatures composites. Une première version des recommandations a été finalisée et publiée en 2021.

Les sujets traités dans ce guide sont les suivants : la caractérisation des armatures composites, leur durabilité et leur comportement vis-à-vis de la température ; la conception de structures en béton armé avec armatures composites internes; le contrôle qualité et la mise en œuvre sur site ainsi que le retour d'expérience. Cet article a vocation à illustrer une partie de ces sujets. Nous invitons les lecteurs à se référer au document final pour plus d'informations (AFGC, 2021).

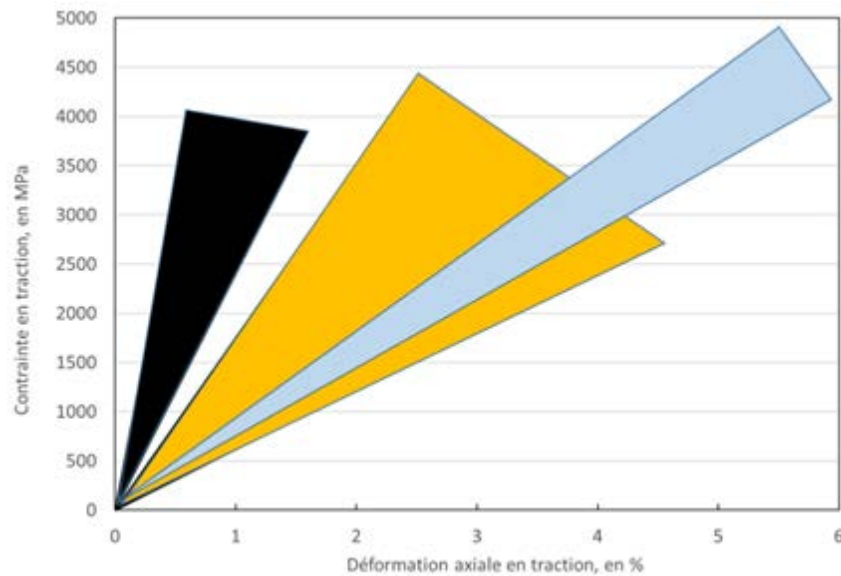
## II. CARACTERISATION DES PROPRIETES PHYSIQUES ET MECANIQUES DES ARMATURES COMPOSITES

Les armatures composites considérées dans le guide pour le renforcement du béton armé sont des armatures pultrudées à fibres longues et à matrice organique (Polymère Renforcé de Fibres : PRF). Elles sont fabriquées à partir de deux matériaux dont il convient d'assurer la traçabilité et l'identification : un ensemble de fibres et une matrice polymère.

Quatre principaux types de fibres sont aujourd'hui utilisés : le carbone (PRFC : Polymère Renforcé de Fibre de Carbone), l'aramide (PRFA : Polymère Renforcé de Fibre d'Aramide), le verre (PRFV : Polymère Renforcé de Fibre de Verre) et le basalte (PRFB : Polymère Renforcé de Fibre de Basalte). Pour chacun de ces types de fibre, il existe différentes qualités et donc différentes propriétés. Les propriétés mécaniques de la fibre utilisée ont un impact important sur les propriétés mécaniques finales des armatures (Fig. 1). Le choix de la fibre associée à son ensimage a également une influence sur la durabilité de l'armature.

La matrice a pour rôle d'assurer un transfert des efforts entre les fibres et donc une homogénéité de sollicitation de la section de l'armature, et de protéger celle-ci des conditions extérieures. Les matrices utilisées sont organiques et peuvent être classifiées en deux familles principales de polymères : les thermdurcissables (principalement utilisées actuellement) et les thermoplastiques. Ces dernières ont la capacité d'être malléables à température élevée, mais la fabrication des armatures est plus difficile avec ce type de matrice et il existe peu de retour d'expérience.

Afin d'améliorer les propriétés d'adhérence de l'armature PRF avec le béton, plusieurs techniques développées par les industriels sont utilisées : revêtement de sable sur l'armature, usinage, ajout de fibre hélicoïdale, traitements mixtes, ... Dans le cas d'un revêtement de sable, notons qu'il est important que ce sable soit compatible avec le milieu cimentaire (Fig.2).



**FIGURE 1.** Domaines des lois de comportement mécanique en traction des principaux types de fibres utilisés pour la fabrication d'armatures composites (en noir : fibre de carbone, en orange : fibre d'aramide et en bleu ; fibre de verre et de basalte).

Il existe de nombreux procédés pour réaliser des matériaux composites. Dans le cas des armatures PRF pour le renforcement interne du béton, un procédé particulièrement bien adapté et largement utilisé consiste à tirer un ensemble de fibres le long d'une chaîne dite de « pultrusion ». Ces fibres vont passer successivement dans des bains de résines, des trémies permettant d'obtenir la géométrie de section souhaitée et des fours permettant la polymérisation (réticulation) de la résine thermodurcissable. Il s'agit donc d'un procédé en continu permettant la fabrication d'armatures rectilignes. Au cours de ce procédé de pultrusion, certains fabricants opèrent des traitements de surface.

On notera que la pultrusion ne permet pas la réalisation d'armatures courbes, ou d'armatures présentant des ancrages particuliers. Dans ce cas, les procédés de fabrication sont différents.

Le premier chapitre du guide de l'AFGC, dédié à la caractérisation des armatures, décrit un ensemble de méthodes de caractérisation ainsi que des préconisations (protocoles d'essais, valeurs seuils de performances, ...) qui concernent :

- des paramètres microstructuraux : fraction massique de fibres ou taux de fibres, porosité ou taux de vide, absorption d'eau ;
- d'autres paramètres physiques : densité, section effective ;
- des paramètres liés au comportement thermique : coefficients d'expansion thermique (longitudinal et transverse), température de transition vitreuse et degré de réticulation de la matrice ;
- les propriétés mécaniques des armatures : caractéristiques en traction et en compression, résistance au cisaillement transverse et au cisaillement interlaminaire, résistance en flexion ;
- les propriétés des assemblages : adhérence de l'interface armature/béton, résistance des coupleurs et systèmes d'ancrage (armature boutonnée ou barre coudée).

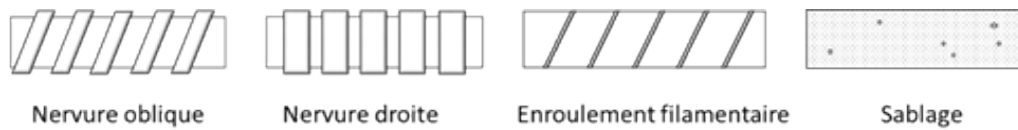


FIGURE 2. Exemple d'états de surface d'armatures PRF commercialisées.

### III. DURABILITE DES ARMATURES PRF ET COMPORTEMENT VIS-A-VIS DE LA TEMPERATURE ET DU FEU

De manière générale, les matériaux PRF peuvent subir sous l'action d'agents agressifs extérieurs des altérations de la microstructure de la matrice, des fibres ou encore de l'interface fibre/matrice. Ces altérations peuvent ainsi conduire à des pertes de performances mécaniques significatives. De la même manière, les sollicitations mécaniques à moyen et long terme (fluage, fatigue) peuvent conduire à des endommagements et impacter la durabilité des PRF (Fig.3).

De nombreuses études de laboratoire se sont intéressées à la durabilité des PRFV (matériau présentant le potentiel économique le plus intéressant) au moyen d'essais de vieillissements accélérés, notamment par immersion dans des environnements alcalins (milieu représentatif du béton au jeune âge et potentiellement agressif pour les fibres de verre). Ces études ont permis de mettre au point des procédures d'évaluation et de qualification de la durabilité des armatures. Des développements ont ensuite été réalisés afin de corréliser ces résultats au vieillissement réel sur site. Sur ce point, bien que des avancées importantes aient été réalisées (meilleure représentativité de l'armature noyée, influence d'une charge de fluage appliquée lors du vieillissement), des verrous doivent encore être levés pour être en mesure de proposer des approches fiables prédictives de la cinétique de dégradation de ces armatures sur site. Des études complémentaires sont également nécessaires pour mieux appréhender la durabilité de l'interface PRF/béton.

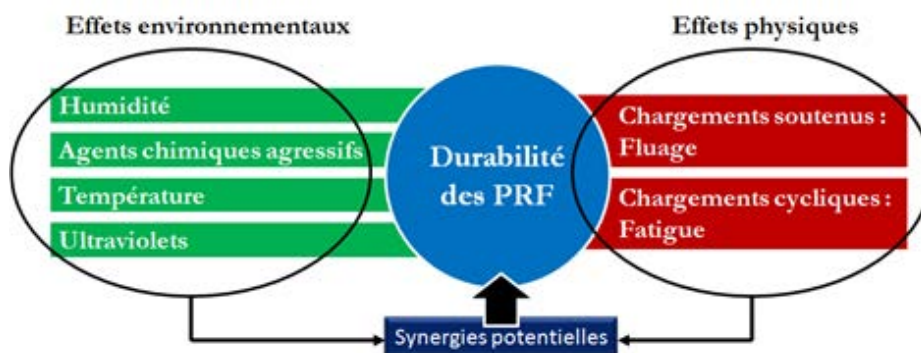


FIGURE 3. Interactions entre facteurs de dégradation environnementaux et mécaniques (ISIS, 2007)

Nous disposons aujourd'hui d'un retour d'expérience d'une vingtaine d'années sur le vieillissement in-situ des PRF dans des ouvrages en service. Il tend à démontrer que les conditions de vieillissement naturel sont bien moins agressives que les vieillissements accélérés de laboratoire, et met en relief le caractère sécuritaire des référentiels nord-américains sur lesquels nous nous appuyons pour construire ce guide. Par ailleurs, la qualité des armatures ayant fortement évolué depuis ces premières applications en Amérique du Nord, il est probable qu'il sera possible

de réviser certains coefficients partiels de sécurité environnementaux lorsque de nouvelles investigations portant sur des durées de vieillissement plus importantes auront été réalisées.

En complément de la réalisation d'un état de l'art plus précis, le second chapitre du guide, dédié à la durabilité et au comportement en température des armatures en PRF, décrit un ensemble de méthodes de caractérisation et de préconisations (protocoles d'essais, valeurs seuils, ...) en ce qui concerne :

- la résistance en fatigue en traction ;
- le comportement en fluage en traction ;
- la sensibilité en milieu alcalin ;
- le comportement vis-à-vis de la température et plus particulièrement la détermination de la température de service maximale et l'évaluation de la résistance au feu.

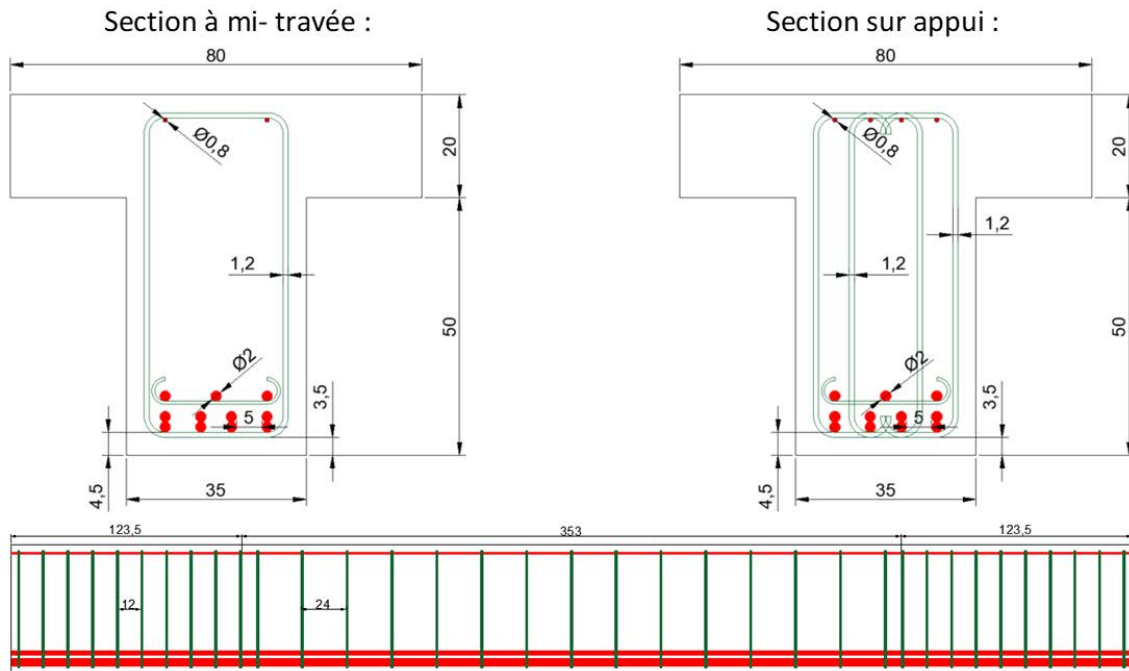
#### **IV. CONCEPTION ET CALCUL D'ÉLEMENTS STRUCTURELS EN BETON ARME AVEC DES ARMATURES EN PRF**

Le troisième chapitre du guide décrit un ensemble de méthodes de calcul pour :

- la détermination de l'épaisseur d'enrobage des armatures ;
- l'établissement des coefficients de sécurité pour le calcul des résistances des armatures ;
- les justifications en flexion (état limite ultime et état limite de service) ;
- les justifications vis-à-vis de l'effort tranchant ;
- le renforcement des poteaux (compression simple et flexion composée) ;
- les vérifications vis-à-vis du poinçonnement des dalles ;
- les vérifications vis-à-vis de la fatigue ;
- les dispositions constructives générales et spécifiques à chaque sollicitation.

Pour chaque partie, les recommandations s'appuient sur la méthodologie générale de l'Eurocode 2 avec des adaptations au cas des armatures PRF. On notera par exemple, qu'au vu du comportement élastique fragile de ces armatures, il n'est pas recommandé de prendre en compte de redistribution plastique dans la structure, ou encore qu'il convient de négliger la contribution des armatures en compression dans les justifications aux états limites.

Trois exemples de dimensionnement sont ensuite développés dans le guide : une poutre en T appuyée (Fig.4), un mur de soutènement, et un poteau de parking aérien. On constate que pour les deux premiers cas, et en accord avec la littérature, les états limites de service sont souvent dimensionnants (ouverture de fissure et flèche) dans le cas des structures en béton armé avec armatures PRF (dans le cas des armatures en acier, ce sont généralement les états limites ultimes qui sont dimensionnants).



**FIGURE 4.** Disposition des armatures PRF longitudinales et transversales (effort tranchant) dans la section en T de la poutre étudiée à mi-travée et sur appuis issue de l'exemple du guide (AFGC, 2021)

## V. CONTROLE QUALITE ET PROCEDURES DE MISE EN ŒUVRE SUR SITE

À ce jour en France, il n'existe pas de cadre réglementaire permettant de certifier des armatures en PRF ou d'apposer un marquage de type CE ou NF. Les recommandations proposées dans le guide s'inscrivent néanmoins dans la démarche générale de contrôle qualité pratiquée en Europe sur les produits de construction, décrite dans le Règlement Produits de Construction UE n°305/2011 (RPC) (UE, 2011). Cette démarche repose sur:

- Évaluation initiale des caractéristiques essentielles du produit qui consiste à déterminer les niveaux de performances associés à chacune des caractéristiques essentielles du produit. Cette évaluation est généralement réalisée par des essais, sous la responsabilité d'un organisme extérieur d'évaluation
- Évaluation continue et vérification de la constance des performances pour la mise en œuvre d'un programme de contrôle.

Ce programme définit en particulier :

- les tâches incombant au producteur lui-même (contrôle interne de production en usine) ;
- les tâches incombant à un organisme de contrôle extérieur (audits périodiques et essais sur échantillons prélevés).

Des contenus de programmes d'évaluation initiale et continu en interne ou par un tiers sont proposés dans le chapitre 5 (définition des lots, liste des caractéristiques, méthode d'évaluation, nombre d'échantillons, fréquence). Des préconisations en ce qui concerne le stockage, la manipulation, et la mise en œuvre sur site y sont également listées.

## VI. CONCLUSIONS

Le guide développé a vocation à aider les ingénieurs et bureaux d'étude à dimensionner et vérifier les structures en béton armées avec des armatures en PRF. Il s'agit à ce stade de recommandations et le document n'a pas de vocation normative. Il est à noter que des référentiels sont cependant actuellement en cours de rédaction sur l'aspect dimensionnement et certification. À ce jour, les documents en vigueur sont essentiellement nord-américains (Etats-Unis et Canada). Le document pourra être révisé en fonction de l'avancement de ces référentiels, des référentiels européens en cours d'élaboration et des techniques associées.

Par ailleurs, des travaux concernant l'évaluation environnementale des armatures en PRF sont en cours. Un état des lieux sur le sujet a été réalisé en fin du guide et repris en Tableau 1. On pourra retenir que les armatures PRFV et PRFB sont celles ayant le plus faible impact sur le réchauffement climatique (en comparaison avec les armatures PRFC et PRFA). En outre, pour ces armatures, la résine a une influence importante sur l'impact global. L'impact des armatures PRFV par unité de masse est supérieur à celui des armatures en acier. Mais, il convient de noter que la densité des armatures en PRF est très largement inférieure à celle des armatures en acier (Tableau 2.). Dans le cas où on s'intéresse aux impacts par unité de volume, la conclusion est donc différente, puisque les PRFV et PRFB ont dans ce cas des impacts environnementaux plus faibles que ceux des aciers. Ceci a également été vérifié dans (Seacon, 2015) pour les impacts environnementaux suivants : réchauffement climatique, acidification, potentiel d'oxydation photochimique, et eutrophisation. Des études supplémentaires sur ce sujet sont cependant nécessaires afin de fiabiliser les bases de données utilisées.

Enfin plus globalement, afin d'améliorer les préconisations développées par le guide, des travaux de recherche supplémentaires semblent nécessaires sur plusieurs aspects.

En ce qui concerne les caractéristiques de ces armatures, nous avons identifié les besoins suivants non exhaustifs :

- Des travaux supplémentaires sur le sujet de la durabilité environnementale et mécanique de ces armatures (fluage, fatigue, durabilité en milieu alcalin et effets combinés) afin d'affiner les coefficients de sécurité proposés, et de vérifier l'adéquation des méthodes d'évaluation décrites dans le guide,
- Des études sur le comportement au feu et post-feu de ces armatures,
- Des développements sur le sujet des coupleurs et des systèmes d'ancrage afin de proposer des solutions adaptées pour toutes les géométries.

En ce qui concerne le dimensionnement des structures en béton armé avec ce type d'armatures, les études supplémentaires suivantes semblent utiles :

- Davantage de travaux sur le comportement à l'effort tranchant (dans le cas d'armatures droites, d'armatures coudées et de systèmes avec tête d'ancrage) et au poinçonnement,
- Des études sur le comportement des armatures en PRF dans les zones en compression pour améliorer les préconisations en flexion,
- Des travaux sur le comportement sismique de ces structures pour étudier les mécanismes de dissipation et leur réversibilité.



**TABLEAU 1.** Revue des impacts sur le réchauffement climatique et l'acidification des sols et de l'eau pour différents matériaux dans la littérature

Matériau	Sources	Impact sur le réchauffement climatique	Potentiel d'acidification des sols et de l'eau
Acier	(Inman et al., 2016), (Stoiber et al., 2020), (Perier et al., 2013)	0.8-2.8 (kgCO <sub>2</sub> eq/kg)	16.7-27.3 (MJ/kg)
Béton classique	(Stoiber et al., 2020), (Perier et al., 2013)	232-431 (kgCO <sub>2</sub> eq/m <sup>3</sup> )	845-1567 (MJ/m <sup>3</sup> )
Fibre de carbone	(Stoiber et al., 2020), (Perier et al., 2013), (Duflou et al., 2012)	11.4-31 (kgCO <sub>2</sub> eq/kg)	265-704 (MJ/kg)
Fibre d'aramide	(Barker et al., 2016)	19.7 (kgCO <sub>2</sub> eq/kg)	-
Fibre de verre	(Duflou et al., 2012)	2.6 (kgCO <sub>2</sub> eq/kg)	45 (MJ/kg)
Résine époxy	(Inman et al., 2016), (Stoiber et al., 2020), (Duflou et al., 2012)	4.7-8.6 (kgCO <sub>2</sub> eq/kg)	76-137 (MJ/kg)
PRFV	(Perier et al., 2013), (Barker et al., 2016)	2.6-4.8 (kgCO <sub>2</sub> eq/kg)	-
PRFB	(Inman et al., 2016)	2.6 (kgCO <sub>2</sub> eq/kg)	-
PRFC	(Stoiber et al., 2020), (Barker et al., 2016)	18.4-31 (kgCO <sub>2</sub> eq/kg)	281-301 (MJ/kg)

**TABLEAU 2.** Densité des différents matériaux [kg/m<sup>3</sup>] \*(Fib, 2007) \*\* (Brozda et al, 2017)

PRF	PRFC *	PRFA *	PRFV *	PRFB **	Acier *
Densité	1430-1670	1300-1450	1730-1760	1990-2260	7850

## REFERENCES

AASHTO (2018). LRFD Bridge design guide specifications for GFRP reinforced concrete - 2nd edition.

ACI 440.1R-15 (2014). Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Bars.

AFGC (2021). Utilisation d'armatures composites (à fibres longues et à matrice organique) pour le béton armé, 262p.

CSA (2012). S806-12, Design and construction of building structures with fibre-reinforced polymers.

C. Barker (2016). The feasibility of fibre reinforced polymers as an alternative to steel in reinforced concrete, McGill University, CCOM.

K. Brozda, J. Seledjak & P. Kotes (2017). Analysis of properties of the FRP rebar to concrete structures, *Applied engineering letters*.

CNR-DT (2006). 203, Guide for the design and construction of Concrete Structures Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars

J.R. Duflou, Y. Deng, K. Van Acker & W. Dewulf (2012). Do fiber-reinforced polymer composites provide environmentally benign alternatives? A life-cycle-assessment based study, *Materials research society bulletin*, Vol.37. .

M. Inman, E.R. Thorhallsson & K. Azrague (2016). A mechanical and environmental assessment and comparison of basalt fibre reinforced polymer (BFRP) rebar and steel rebar in concrete beams, 8th International conference on sustainability in energy and buildings. Turin.

FIB (2007). Bulletin 40, FRP Reinforcement in RC Structures.

ISIS (2007). Design Manual 3: Reinforcing concrete structures with fiber reinforced polymers, *Intelligent Sensing for Innovative Structures (ISIS)*, Manitoba, Canada, 150 p.

ISO 10406-1 (2014). Fibre reinforced polymer (FRP) reinforcement of concrete – test methods – Part 1: FRP bars and grids.

V. Perier, S. Chataigner & A. Pruvost (2013). Comparaison de différentes armatures utilisées pour le renforcement du béton, BOA du LCPC, pp. 51-62.

Seacon (2015). Seacon project, D5.3, Report on LCA, Report from Infravation project.

N. Stoiber, M. Hammerl & B. Kromoser (2020). Cradle-to-gate life cycle assessment of CFRP reinforcement for concrete structures: calculation basis and exemplary application, *Journal of Cleaner production*.

UE (2011). Règlement (UE) n°305/2011 du Parlement européen et du Conseil (RPC) établissant des conditions harmonisées de commercialisation pour les produits de construction et abrogeant la directive 89/106/CEE du Conseil.

# Contribution à l'élaboration d'un référentiel de caractérisation des granulats végétaux pour la construction

Herinjaka Haga Ratsimbazafy<sup>1</sup>, Aurélie Laborel-Préneron<sup>1</sup>, Camille Magniont<sup>1</sup>, Philippe Evon<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions, Université de Toulouse, INSA, UPS, Toulouse, France

<sup>2</sup> Laboratoire de Chimie Agro-industrielle, Université de Toulouse, INP, ENSIACET, Toulouse, France

**RESUME** L'usage de matières premières disponibles localement constitue un paramètre prépondérant de l'impact environnemental des matériaux de construction biosourcés. Les travaux présentés dans cet article contribuent à l'établissement d'un référentiel de caractérisation des agro-ressources applicable aux différents co-produits agricoles disponibles dans chaque région et à la constitution d'une base de données des co-produits agricoles valorisables en construction. En partenariat avec une entreprise de recherche et développement agricole, Ovalie Innovation, la première étape a consisté à valider des protocoles de caractérisation adéquats pour les granulats végétaux utilisables dans la construction. Neuf granulats locaux et une chènevotte, étudiée comme granulats de référence, ont été soumis à une série de caractérisations chimiques, multi-physiques et mécaniques développées ou adaptées à partir des recommandations existantes dans la littérature. Dans un second temps l'impact de ces caractéristiques sur les propriétés d'usage des bétons végétaux préfabriqués a été évalué. Une méthode de formulation de béton végétal est également proposée à partir des propriétés mesurées.

**Mots-clefs** béton végétal, granulats végétaux, référentiel de caractérisation, propriétés mécaniques, conductivité thermique

## I. INTRODUCTION

En raison de ses impacts négatifs sur l'environnement, le secteur de la construction doit reconsidérer ses modes constructifs. Les matériaux de construction à base de bioagréats offrent des perspectives prometteuses pour atteindre ces objectifs grâce à l'utilisation de sous-produits agricoles, qui présentent de nombreux bénéfices environnementaux. Tout d'abord, les bioagréats sont dérivés d'une ressource végétale abondante et renouvelable, qui constitue également un puits de carbone, en effet les produits agricoles ont la propriété de capter le dioxyde de carbone de l'atmosphère pendant leur croissance et de le stocker dans leurs organismes. En outre, l'utilisation de particules végétales dans les matériaux de construction permet d'économiser de précieuses ressources naturelles grâce à la valorisation des déchets agricoles [1].

Le béton de chanvre a été le matériau à base de bioagréats le plus étudié ces dernières années. Cependant, le chanvre n'est pas produit à grande échelle en France et il est en particulier peu

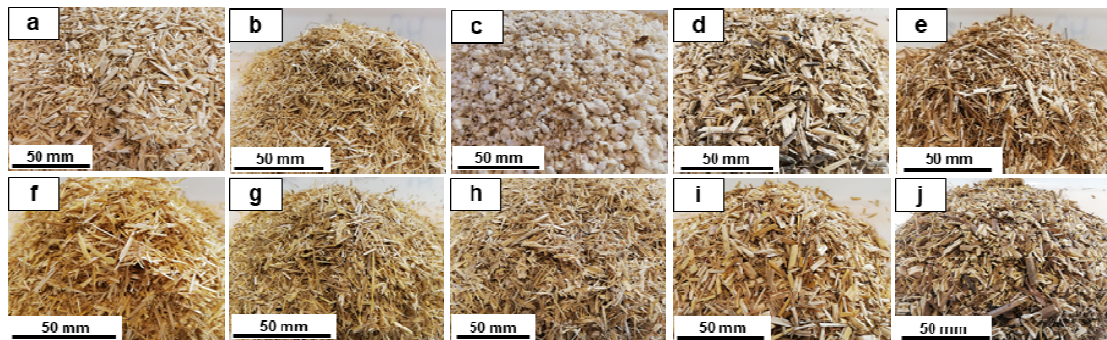
disponible dans le sud-ouest de la France. Or, pour minimiser les distances de transport et donc les émissions de carbone, la matière première doit être disponible localement. C'est le cas des 9 sous-produits agricoles étudiés dans le projet PALOMAC faisant l'objet du présent article, sélectionnés pour leur disponibilité et le coût limité de leur collecte dans le cadre d'une collaboration avec Ovalie Innovation, entreprise de recherche et développement agricole.

Afin de répondre à l'objectif de validation de protocoles de caractérisation adéquats pour les granulats végétaux utilisables dans la construction, ces neuf granulats locaux ainsi qu'une chènevotte, étudiée comme granulats de référence, ont été soumis à une série de caractérisations chimiques, multi-physiques et mécaniques développées ou adaptées à partir des recommandations existantes dans la littérature. A l'issue de cette caractérisation, une méthode de formulation de béton végétal est proposée à partir des propriétés mesurées. Enfin, les propriétés d'usage des bétons végétaux formulés à partir de ces granulats sont étudiées pour identifier l'impact des caractéristiques des particules végétales sur ces performances et initier l'établissement d'un référentiel de caractérisation des granulats végétaux pour différents usages en construction.

## II. MATERIAUX ET METHODES

### A. Matériaux

Dix sous-produits agricoles ont été choisis pour cette étude et ont été soumis au même processus de transformation afin d'obtenir les agrégats végétaux étudiés. Ce processus consistait en une série de broyage, de tamisage et de séparation mécanique. Dans le cas de la tige de tournesol, un tapis roulant incliné et un système de soufflage ont été utilisés pour séparer les particules de moelle (partie interne molle de la tige) de celles d'écorce (partie externe rigide et ligneuse). Enfin, les particules végétales ont été tamisées sur un tamis à maille carrée de 12 mm dont le passant constitue les agrégats végétaux utilisés dans cette étude (Fig. 1). Selon leur origine, les dix agrégats végétaux peuvent être classés en quatre catégories : (1) Co-produits issus de plantes à fibres : la chènevotte de chanvre (CHEN) et les anas de lin (AL) ; (2) Tiges ou pailles d'oléagineux : moelle de tournesol (MT), écorce de tournesol (ET) et paille de coriandre (PC) ; (3) Co-produits de plantes céréalières : paille (PB), et menues pailles de blé (MP) et spathes de maïs (SM) ; (4) Autres sous-produits : tige de miscanthus (TM) et sarment de vigne (SV).



**FIGURE 1.** Granulats végétaux étudiés : (a) CHEN, (b) AL, (c) MT, (d) ET, (e) PC, (f) PB, (g) MP, (h) SM, (i) TM, (j) SV

Pour former des bétons végétaux, ces différents granulats végétaux sont associés à un liant commercial préformulé à base de chaux, le BATICHANVRE®, produit par la société "Chaux & Enduits de Saint-Astier". Ce type de liant est fortement recommandé pour la fabrication du béton de chanvre [2]. Selon les données techniques du fabricant, le BATICHANVRE® est composé de 70% de chaux naturelle et de 30% de liant hydraulique et pouzzolanique plus des additifs spécifiques.

#### *B. Méthodes*

En ce qui concerne la caractérisation des granulats, les propriétés élémentaires (analyse granulométrique et masse volumique en vrac) ont été déterminées conformément aux recommandations du TC RILEM 236-BBM [3].

La détermination de la teneur en hydrosolubles des granulats a été réalisée avec un extracteur à chaud Foss Fibertec FT 122 sur des poudres d'agrégats selon la méthode de Van Soest et Wine [4] en utilisant une solution neutre d'eau distillée (pH 7), et une solution d'hydroxyde de sodium ayant un pH égal à 12. La perte de masse de l'échantillon analysé a été mesurée après une heure dans la solution en ébullition.

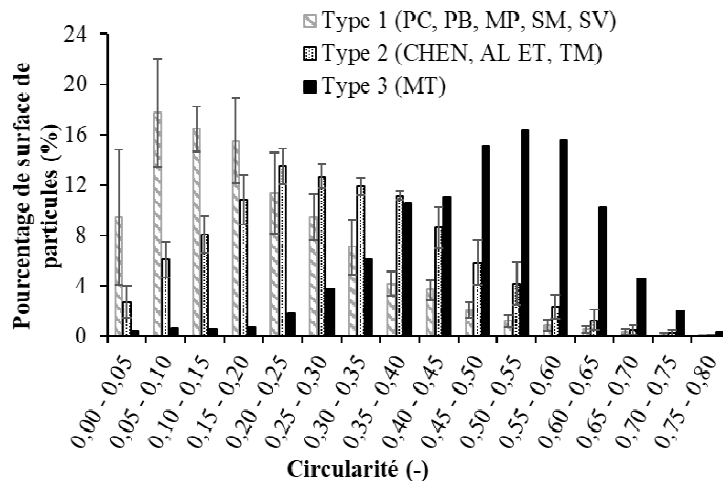
Les caractéristiques physiques complémentaires (masse volumique particulaire et masse volumique de solide), les paramètres de formulation (masse volumique compactée séchée et absorption réelle après compaction) et les propriétés de l'arrangement de particules (comportement mécanique en compression et conductivité thermique) ont été déterminés selon des méthodes développées ou adaptées par Ratsimbazafy dans sa thèse [5].

### **III. CARACTERISATION DES GRANULATS VEGETAUX**

#### *A. Taille et forme des granulats végétaux*

L'analyse granulométrique réalisée par analyse d'images permet de définir plusieurs paramètres caractérisant la forme des granulats. Parmi eux, la circularité apparaît comme une propriété qui conditionne fortement le comportement de l'arrangement de particules, en particulier soumis à un compactage. En se basant sur ce critère, les granulats peuvent être répartis en 3 familles. La distribution de circularité observée pour chacune de ces familles est représentée sur la figure 1.

Le premier type est caractérisé par des granulats végétaux allongés, de circularité faible, plus de 60% des surfaces projetées des agrégats ont des circularités comprises entre 0 et 0,25. Le deuxième type rassemble les granulats présentant une circularité moyenne, dont plus de 60% des aires projetées ont des circularités comprises entre 0,20 et 0,50. Le dernier type est le plus circulaire avec plus de 60% des aires projetées ayant des circularités comprises entre 0,40 et 0,65.



**FIGURE 2.** Distribution type de la circularité des particules pour les trois familles identifiées

### B. Masses volumiques et porosités des granulats végétaux

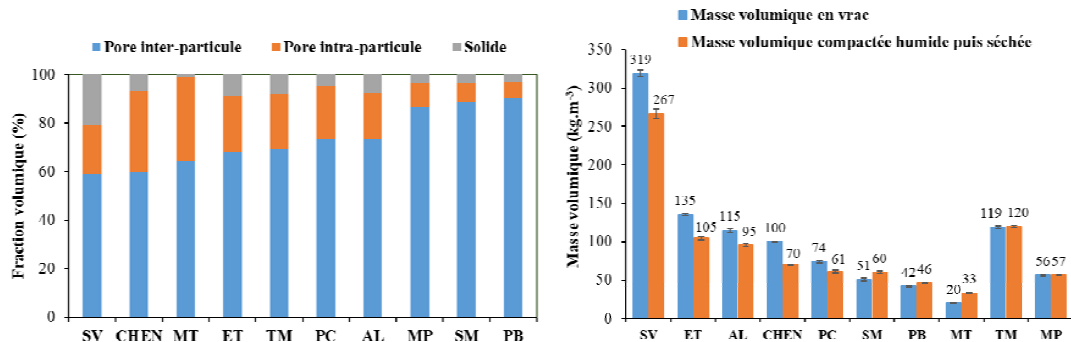
Afin de comprendre et prédire les propriétés des composites incluant les particules végétales, il est nécessaire de caractériser leur porosité. La mesure de la masse volumique en vrac des particules donne une première indication mais elle n'est pas suffisante. Elle ne renseigne en effet pas sur la répartition entre porosité interparticulaire (qui sera réduite par réarrangement et partiellement comblée par le liant au moment de la fabrication du composite) et porosité intraparticulaire, qui perdurera dans le composite ou sera réduite par écrasement des particules. Afin d'accéder à cette donnée, une mesure de la masse volumique des particules et une estimation de la masse volumique de solide sont réalisées. Les résultats obtenus pour les 10 granulats considérés sont présentés dans le tableau 1.

**TABLEAU 1.** Masses volumiques de solide, particulaire, en vrac et compactée séchée des 10 granulats

Granulats végétaux	Masse volumique de solide (kg.m <sup>-3</sup> )	Masse volumique des particules (kg.m <sup>-3</sup> )	Masse volumique en vrac (kg.m <sup>-3</sup> )	Masse volumique compactée séchée (kg.m <sup>-3</sup> )
Sarments de vigne (SV)	1504	779 ± 8	319 ± 5	266.6 ± 5.8
Spathes de maïs (SM)	1523	444 ± 12	51 ± 2	60.3 ± 1.5
Paille de blé (PB)	1519	436 ± 9	42 ± 1	61.0 ± 1.4
Anas de lin (AL)	1500	433 ± 4	115 ± 2	95.1 ± 1.7
Menues pailles de blé (MP)	1515	430 ± 10	56 ± 1	56.5 ±
Ecorce de tournesol (ET)	1515	425 ± 2	135 ± 1	104.6 ± 2.1
Tige de miscanthus (TM)	1509	387 ± 2	119 ± 2	119.9 ± 1.3
Paille de coriandre (PC)	1500	275 ± 2	74 ± 2	46.5 ± 0.6
Chènevotte (CHEN)	1502	248 ± 1	100 ± 1	70.3 ± 0.7
Moelle tournesol (MT)	1536	56 ± 2	20 ± 0	33.2 ± 0.6

A partir de ces mesures, il est alors possible de calculer les différentes proportions volumiques de solide, de vides interparticulaires et de vides intraparticulaires dans chaque arrangement. Les résultats sont représentés sur le graphiques gauche de la figure 3. Quelle que soit la nature des particules considérées, la porosité totale des arrangements est très importante. Elle excède 90%

pour tous les granulats à l'exception des sarments de vigne (79%) et atteint 98% pour la moelle de tournesol. La répartition des vides est similaire pour les granulats MP, SM et PB. Appartenant tous au type 1 défini précédemment, ces particules allongées produisent des arrangements très lâches (porosité totale > 96%) dans lesquels la porosité intraparticulaire est faible par rapport aux vides interparticulaires. Dans les arrangements de type 2 ainsi que dans celui de paille de coriandre, la part de vides intraparticulaires augmente. Les granulats de chènevotte et de moelle de tournesol se distinguent quant à eux par une part de vides intraparticulaires supérieure à 30%. L'arrangement de particules de sarments de vigne est très différent des autres avec une proportion de solide beaucoup plus élevée.



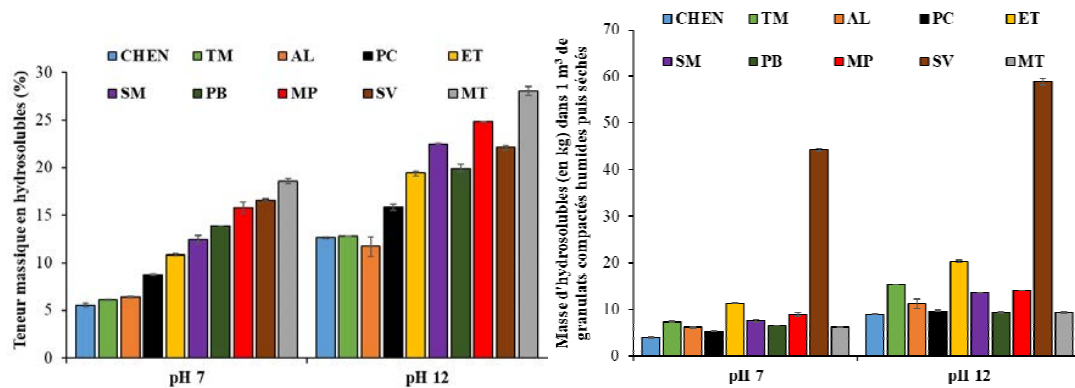
**FIGURE 3.** Fraction volumique de pore interparticulaire, de pore intraparticulaire et solide dans l'arrangement en vrac des granulats végétaux (gauche) Comparaison de la masse volumique compactée humide puis séchée et de la masse volumique en vrac des granulats végétaux (droite)

En se basant sur la méthodologie proposée par Ratsimbazafy [5], la caractérisation des granulats a été complétée par la détermination de propriétés des granulats compactés à l'état humide, considérées comme représentatives de l'état des granulats dans un béton végétal vibrocompacté. Sur le graphique de droite de la Figure 3, on observe un écart relatif entre la masse volumique en vrac et cette masse volumique compactée séchée différent d'un granulat à l'autre. En effet, en fonction de leur morphologie, de leur porosité et de leur rigidité, le comportement de l'arrangement de granulats soumis à une compaction est distinct. Les phénomènes de réarrangement puis d'écrasement des différentes particules auront tendance à augmenter la masse volumique de l'arrangement mais, dans le même temps l'absorption et l'adsorption d'eau par les granulats conduisent à un gonflement et un foisonnement des particules qui peuvent compenser ou surpasser ce phénomène. C'est ce qu'il advient pour les granulats de type 2, plus rigides ainsi que pour la paille de coriandre et les sarments de vignes pourtant classés en type 1 selon leur forme, mais dont la rigidité les rapproche du type 2 (voir Figure 5 droite). A l'inverse, pour les granulats de type 1 le réarrangement et l'écrasement irréversibles des longues particules au cours du compactage conduisent à une augmentation de la masse volumique de l'arrangement. La moelle de tournesol, seul granulat de type 3, se distingue à nouveau par une augmentation de près de 65% de la masse volumique de l'arrangement compacté à l'état humide, suite au réarrangement et à l'écrasement des particules à la plus grande porosité particulaire.

#### D. Composition chimique des granulats végétaux

Il est établi dans la littérature que les composants hydrosolubles présents dans les granulats végétaux peuvent être à l'origine de retard de prise et/ou de perturbations importantes dans le développement des résistances des liants minéraux réactifs. Il s'agit donc d'un paramètre

important à déterminer, dont le dosage est classiquement réalisé à pH 7. Or, comme le montrent les résultats présentés sur la Figure 4, les teneurs en hydrosolubles des différents granulats sont significativement différentes à pH 7 et 12. Cette différence provient de la présence, en proportions variables dans chaque granulat, de composants solubles à pH 12 mais insolubles à pH 7, en particulier les hémicelluloses. Il est donc judicieux de déterminer les hydrosolubles à pH 12 pour une meilleure compréhension de leur impact sur les performances des composites. La comparaison des graphiques gauche et droite de la figure 4, met en évidence l'importance de comparer des teneurs en hydrosoluble par unité de volume de granulats compactés et non par unité de masse comme c'est habituellement le cas. Les masses volumiques varient dans de telles proportions d'un granulat à l'autre, que l'évaluation de l'effet néfaste d'un granulat vis-à-vis de la prise du liant peut être complètement faussée (la moelle de tournesol qui présente la plus forte teneur en hydrosolubles sur le graphique de gauche, apparaît comme inoffensive sur le graphique de droite).

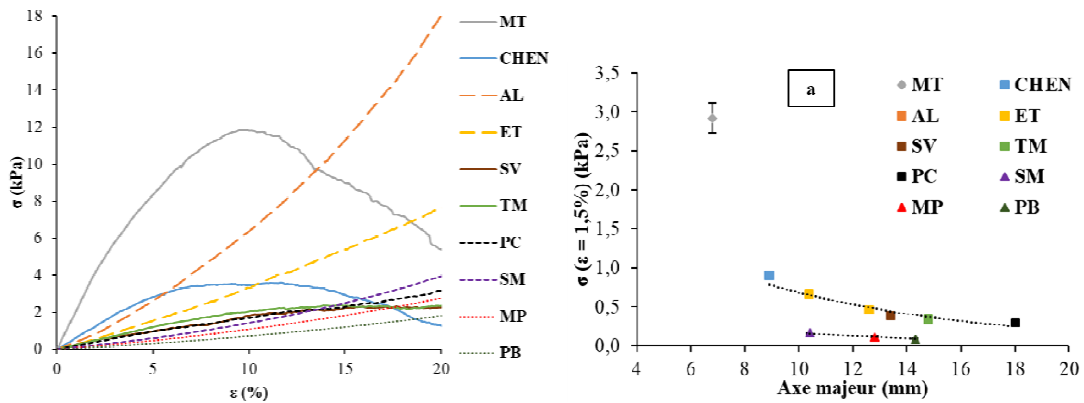


**FIGURE 4.** Teneur en hydrosolubles à pH 7 et 12 des granulats végétaux (gauche) Masses d'hydrosolubles à pH 7 et 12 dans 1 m<sup>3</sup> de granulats compactés humides puis séchés (droite).

*E. Propriétés mécaniques de l'arrangement*

La Figure 5 gauche montre les courbes contrainte-déformation des arrangements compactés de granulats végétaux. Sur le graphique de droite, la contrainte à 1,5% de déformation est représentée en fonction de l'axe majeur des particules. Deux types de comportement mécanique des empilements compactés de granulats végétaux se dégagent. Le premier est caractérisé par l'existence d'un pic qui peut s'expliquer par l'atteinte d'une contrainte de rupture de l'arrangement dont la cohésion se fait soit par enchevêtrement des particules rigides ou, pour le cas spécifique de la moelle de tournesol, grâce aux pectines solubilisées à l'état humide qui jouent le rôle de liant naturel entre les granulats à l'état sec. Le second comportement montre une rigidification croissante de l'empilement des granulats liée à leur écrasement progressif. Dans ce cas, il n'est pas possible de retenir une contrainte maximale pour caractériser le comportement mécanique, c'est pourquoi nous avons choisi la contrainte à 1,5% de déformation comme grandeur caractéristique.



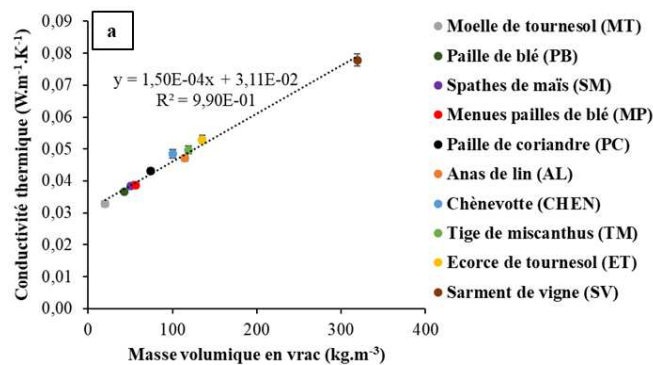


**FIGURE 5.** Courbes contrainte ( $\sigma$ ) – déformation ( $\epsilon$ ) illustrant le comportement mécanique en compression des granulats végétaux compactés (gauche) Contrainte  $\sigma$  ( $\epsilon = 1,5\%$ ) des empilements compactés de granulat végétal en fonction de leur axe majeur (droite)

Sur la figure 5 droite, on distingue 3 familles de granulats, similaires à celles identifiées en analysant les mesures de masse volumique compactée séchée. Les arrangements de particules allongées et peu rigides de MP, SM et PB, celles pour lesquelles le compactage conduit à une densification, présentent une contrainte négligeable. Les arrangements de particules plus circulaires et plus rigides, dont la masse volumique compactée est inférieure à la masse volumique en vrac, permettent d’atteindre un niveau de contrainte plus élevé. On retrouve dans cette catégorie les particules SV et PC avec les particules de type 2 ce qui est cohérent avec les résultats de la figure 3 droite. Dans chaque famille, la contrainte à 1,5% de déformation de l’arrangement diminue avec la taille moyenne des particules. L’arrangement de moelle de tournesol, rendu cohésif par la solubilisation de composants de type pectine permet d’atteindre un niveau de contrainte largement supérieur aux autres granulats.

*F. Propriétés thermiques de l’arrangement*

La conductivité thermique sèche de l’arrangement de particules dépend de sa porosité totale, et peut donc être prédit à partir de la masse volumique en vrac de l’arrangement de particules (Figure 6).



**FIGURE 6.** Conductivité thermique en fonction de la masse volumique en vrac

#### IV. FORMULATION ET FABRICATION DES BETONS VEGETAUX

Sur la base de la méthode de formulation développée par Ratsimbazafy [5], des bétons végétaux ont été fabriqués avec un dosage constant en liant afin de permettre l'évaluation de l'influence des propriétés des granulats sur les performances des composites. Les proportions des autres composants ont été déterminées à partir d'une formulation de référence à base de chènevotte de chanvre indiquée dans la première ligne du tableau 2. A partir de cette formulation de mélange chanvre-chaux de type mur, pour chaque nouveau granulat, le besoin en eau et la masse de granulats végétaux à introduire ont été ajustés en fonction de la densité sèche des granulats compactés à l'état humide et de la capacité d'absorption d'eau après compactage, afin de tenir compte des spécificités de chaque granulat. La composition de chaque mélange ainsi que leurs densités fraîche et sèche sont présentées dans le tableau 5.

**TABLEAU 2. Paramètres de formulation des mélanges étudiés et masses volumiques sèches des composites mesurées expérimentalement.**

Formulation	Dosage (L) (kg.m <sup>-3</sup> )	Dosage (G) (kg.m <sup>-3</sup> )	Dosage (E) (kg.m <sup>-3</sup> )	G/L (-)	E/L (-)	Q <sub>fraîche</sub> (kg.m <sup>-3</sup> )	Q <sub>sèche</sub> (kg.m <sup>-3</sup> )
CHEN	258	111	362	0.43	1.40	731	391 ± 5
AL	258	150	334	0.58	1.29	742	413 ± 7
MT	258	37	352	0.14	1.36	647	333 ± 10
ET	258	165	310	0.64	1.20	734	425 ± 9
PC	258	96	346	0.37	1.34	700	385 ± 6
PB	258	73	323	0.28	1.25	655	386 ± 9
MP	258	89	318	0.35	1.23	665	406 ± 18
SM	258	95	350	0.37	1.35	704	398 ± 5
TM	258	189	342	0.73	1.33	790	381 ± 10
SV	258	312	316	1.21	1.22	886	513 ± 17

#### V. CARACTERISATION DES COMPOSITES

##### A. Performances mécaniques

Les courbes contrainte-déformation typiques obtenues lors des essais de compression cyclique réalisés sur les composites sont présentées sur la Figure 7. Dans la direction parallèle au compactage, une contrainte maximale est atteinte avant la rupture pour certains granulats, tandis qu'un écrasement progressif des particules est observé pour d'autres. La comparaison du comportement en compression des bétons végétaux dans les deux directions de sollicitation, parallèle et perpendiculaire à la direction de compactage, met en évidence leur anisotropie mécanique liée à l'anisotropie de structure induite lors du compactage, qui engendre une orientation préférentielle des granulats allongés dans le plan perpendiculaire au compactage. Afin de comparer la performance mécanique des différents composites, les paramètres mécaniques caractéristiques retenus sont le module flottant [6] et la contrainte atteinte pour une déformation de 1,5%. Les résultats sont présentés sur la Figure 8.

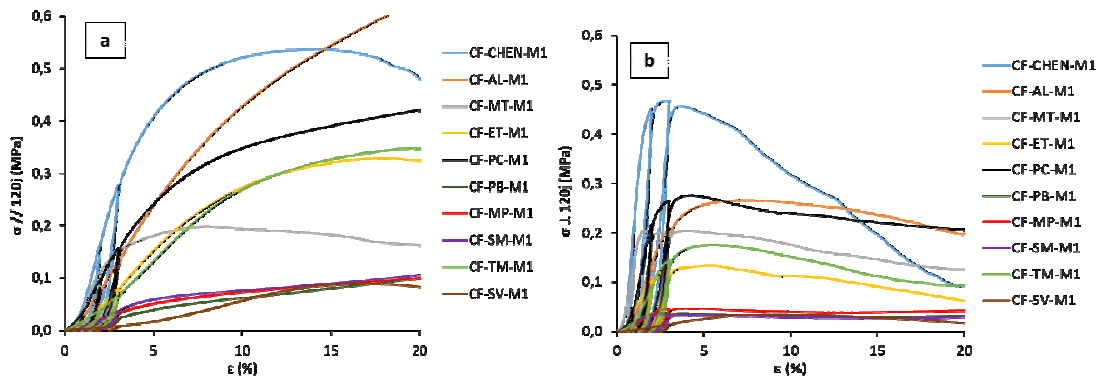


FIGURE 7. Courbes contrainte-déformation dans les directions (a) parallèle et (b) perpendiculaire au compactage.

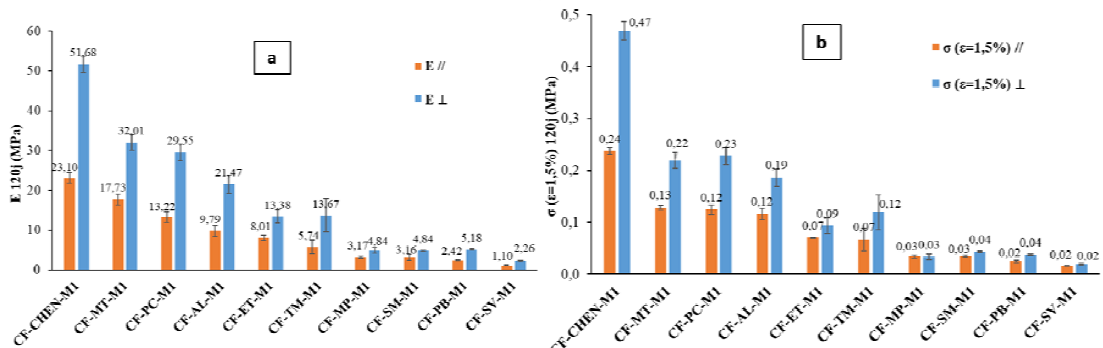
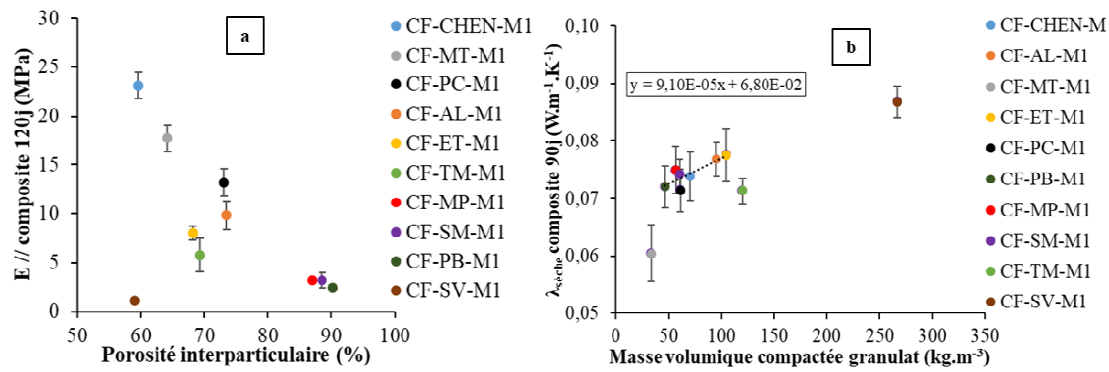


FIGURE 8. Comparaison (a) des modules flottants  $E$  et (b) des contraintes  $\sigma$  ( $\epsilon=1,5\%$ ) dans les sens parallèle et perpendiculaire au sens de compactage.

La relation entre le comportement de l'arrangement de granules vis-à-vis du compactage à l'état humide, dépendant de sa morphologie, de sa porosité et de sa rigidité, et la performance mécanique du composite associant granulat végétal et matrice est évidente, en particulier dans la direction perpendiculaire au compactage. Les différentes familles précédemment identifiées apparaissent à nouveau même si des différences existent, vraisemblablement liées aux problèmes d'interaction chimique liant-particules comme nous le verrons juste après.

L'organisation spatiale des granules les uns par rapport aux autres dans l'arrangement compacté conditionne en effet la forme du squelette de liant qui apporte la rigidité au composite.

Sur la figure 9 a, en retenant le paramètre de la porosité interparticulaire de l'arrangement comme grandeur caractéristique, on voit qu'il est possible de prédire via une relation linéaire le module du composite. Plus la porosité interparticulaire de l'arrangement de particules est grande moins le composite sera rigide. Les trois granules qui s'écartent de cette tendance sont les granules d'écorce de tournesol (ET), de tiges de miscanthus (TM) et de sarments de vigne (SV). Il s'agit des trois granules avec la teneur en hydrosolubles la plus importante (Figure 4 droite). Dans ces composites, en dépit d'un arrangement granulaire favorable, les interactions chimiques délétères empêchent ou limitent le durcissement du liant minéral réactif, conduisant à de faibles performances mécaniques des composites.



**FIGURE 9.** Module flottant ( $E$ ) du composite dans le sens parallèle au sens de compactage en fonction de la porosité inter-particulaire du vrac des granulats (a) Conductivité thermique sèche des composites en fonction de la masse volumique compactée des granulats (b).

### B. Performances thermiques

L'évolution de la conductivité thermique sèche du composite en fonction de la masse volumique compactée de l'arrangement de granulats est représentée sur la Figure 9 b. Ce paramètre semble là encore un bon indicateur pour prédire la performance du composite. Trois granulats ne suivent pas la même tendance, il s'agit notamment de la moelle de tournesol dont la répartition porale se distingue des autres granulats en raison de sa forte porosité intraparticulaire.

## VI. CONCLUSION

Le présent article vise à contribuer à l'élaboration d'un référentiel de caractérisation des granulats végétaux pour la construction. Les résultats permettent de valider la définition et la méthode de mesures d'indicateurs physiques, chimiques et mécaniques prédictifs de la performance du granulat utilisé pour une application dans le bâtiment.

En ce qui concerne leur usage pour la formulation de bétons végétaux incluant un liant minéral réactif et produits par vibrocompaction, il apparaît pertinent de caractériser le granulat dans un environnement représentatif de celui dans lequel il sera mis en œuvre (pH, humidité, contrainte de compactage).

Dans ce contexte, une teneur en hydrosolubles à pH 12 faible et une porosité interparticulaire limitée, permettront d'atteindre une performance mécanique optimale, tandis qu'une masse volumique compactée séchée la plus faible possible sera favorable du point de vue de la conductivité thermique. Il en résulte que le meilleur compromis entre les deux performances sera atteint avec des granulats présentant une forte porosité intraparticulaire.

Il est important de souligner que les limites identifiées ou à identifier ne le sont que pour une application donnée et ne sont pas forcément valables pour toutes les autres. Un co-produit agricole pourra ainsi être orienté vers tel ou tel mode d'application (vibrocompaction, projection, coulage en place, isolation en vrac etc.) en association avec tel ou tel liant (minéral réactif, argileux, sans liant etc.) en fonction de ses propriétés chimiques et multiphysiques.

## REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier la Région Occitanie, Ovalie Innovation, la communauté d'agglomération Tarbes-Lourdes-Pyrénées et l'IUT de Tarbes pour le financement de ce projet.

## REFERENCES

1. Peñaloza D., Erlandsson M., and Falk A.: 'Exploring the climate impact effects of increased use of bio-based materials in buildings', *Construction and Building Materials*, vol. 125, pp. 219–226, (2016), doi: 10.1016/j.conbuildmat.2016.08.041.
2. Pichon Q. and Naumovic J.-M.: *Guide des bonnes pratiques - Construire en chanvre*. 2016. [https://www.construire-en-chanvre.fr/documents/pdf/documentation/CenC\\_Bonnes\\_Pratiques\\_Tome\\_2.pdf](https://www.construire-en-chanvre.fr/documents/pdf/documentation/CenC_Bonnes_Pratiques_Tome_2.pdf), dernier accès 2020/11/23
3. Amziane, S., Collet, F., Lawrence, M., Magniont, C., Picandet, V., Sonebi, M.: Recommendation of the RILEM TC 236-BBM: characterisation testing of hemp shiv to determine the initial water content, water absorption, dry density, particle size distribution and thermal conductivity. *Mater Struct* 50, 167 (2017). <https://doi.org/10.1617/s11527-017-1029-3>
4. Van Soest, P.J.; Wine, R.H.: Use of detergents in the analysis of fibrous feeds. Part IV. Determination of plant cell-wall constituents. *J. Assoc. Off. Agric. Chem.* 50, 50-55 (1967).
5. Ratsimbazafy H. H.: 'Evaluation du potentiel de co-produits agricoles locaux valorisables dans le domaine des matériaux de construction', Université Toulouse III - Paul Sabatier, Tarbes, (2022).
6. Niyigena C, Amziane S, Chateauneuf A, Arnaud L, Besette L, Collet F, et al.: Variability of the mechanical properties of hemp concrete. *Mater Today Commun.* 7: 122-133 (2016).

# INNOFIB fonctionnalisation des fibres de chanvre pour l'isolation thermique

Lily Deborde<sup>1</sup>, Christophe Lanos<sup>1</sup>, Valentin Colson<sup>2</sup>, Florence Collet<sup>1</sup>, Jules Delsalle<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Univ Rennes, Laboratoire de Génie Civil et Génie Mécanique, 3 rue du Clos Courtel, 35704 Rennes

<sup>2</sup> CAVAC Biomatériaux, Fief Chapitre, 85400 Sainte-Gemme-la-Plaine

**RESUME** INNOFIB est un projet ADEME portant sur les isolants thermiques biosourcés à base de chanvre. L'objectif est de développer un procédé industriel de fonctionnalisation permettant d'améliorer la morphologie des fibres de chanvre, d'homogénéiser leur qualité et d'apporter un traitement améliorant la durabilité et la réaction au feu des produits. Le procédé d'affinage développé et les traitements alternatifs mis en œuvre ont été sélectionnés en veillant à limiter les impacts énergétiques, sanitaires et environnementaux, tout en optimisant les performances techniques des produits finaux. Cet article synthétise les travaux et résultats obtenus. Les essais d'affinage, réalisés sur différents outils industriels ont permis d'améliorer les propriétés thermiques des fibres de chanvre en optimisant la relation conductivité - masse volumique. L'étude du comportement au feu des fibres de chanvre a permis de proposer une adaptation des méthodes de mesure de la réaction au feu de fibres isolantes et d'identifier des formulations de traitements alternatifs. Une méthode d'évaluation fiable et répétable du risque de développement fongique est également proposée et utilisée pour identifier des traitements alternatifs. Enfin, la solution d'isolation développée a été appliquée en conditions réelles de rénovation sur un démonstrateur (pavillon sous climat Vendéen) instrumenté de façon à suivre au sein de l'isolant les réponses thermiques et hydriques du matériau au cours du temps. L'ACV est également développée.

**Mots-clefs** isolation thermique, fibres de chanvre, biosourcé, mesures in-situ

## INTRODUCTION

L'utilisation de matériaux biosourcés tels que les fibres végétales dans le cadre de la formulation de matériaux se généralise dans différents secteurs industriels. Ainsi, dans le cas des matériaux de construction, l'utilisation des ressources agricoles représente une alternative intéressante pour plusieurs raisons (Karibati, 2015) :

- les plantes séquestrent le CO<sub>2</sub> au cours de leur croissance, fournissant ainsi une ressource avec un bilan carbone intéressant;
- les agro-ressources présentent des performances techniques intrinsèques élevées : isolation thermique et acoustique, régulation de l'eau, propriétés mécaniques ;
- leur valorisation contribue au développement des territoires et favorise le développement d'activités en circuits courts.

Le chanvre est une ressource végétale poussant sur nos territoires et renouvelable annuellement. La plante entière peut être valorisée et l'intégration du chanvre dans la rotation des cultures présente des avantages agricoles (Ségalen, 2005). Les fibres de chanvre sont déjà utilisées pour produire de bons isolants thermiques, avec des propriétés hygroscopiques et acoustiques élevées (Amziane and Collet, 2017; Cérézo, 2005; Collet, 2004).

Cet article présente le projet ADEME « INNOFIB ». L'objectif de ce projet est de développer un procédé industriel innovant de fonctionnalisation de la fibre de chanvre par voie sèche, en

opposition à certaines techniques d'affinage et de traitements qui utilisent des procédés par immersion plein bain des fibres. Les deux défis de ce projet sont :

- l'affinage de la fibre de chanvre, par voie sèche, pour obtenir les meilleures performances (homogénéisation des propriétés, diminution de la masse volumique et de la conductivité thermique) ;
- le traitement des fibres par pulvérisation, pour améliorer leur réaction au feu et la résistance fongique.

Relevant des niveaux de maturité technologique TRL 4 au TRL 7, les technologies et formulations identifiées sont validées par une étape de prototypage industriel afin d'évaluer les productivités et la répétabilité du procédé. Les fibres fonctionnalisées produites sont utilisées pour tester la mise en œuvre et les performances des produits développés, en conditions réelles, sur un chantier test instrumenté. Les gains énergétiques et environnementaux associés aux produits issus du développement sont évalués au moyen d'une analyse du cycle de vie (ACV).

Les améliorations attendues par rapport aux produits existants en chanvre sont : une diminution de 30% de l'ensemble des impacts environnementaux, une amélioration d'au moins 20% des propriétés thermiques et une réduction des coûts d'au moins 15%.

## I. FIBRES ETUDIÉES

Les fibres de chanvre utilisées sont produites par CAVAC Biomatériaux (Ste Gemme La Plaine) en défibrant la paille de chanvre à travers plusieurs procédés mécaniques à sec. La variété de chanvre étudiée est le Futura 75. La composition chimique, d'après la littérature (Sauvageon, 2017), est de 55 à 90 % de cellulose, de 10 à 20 % d'hémicelluloses, de 5 % de lignine et de 1 à 3 % de pectine.

Les fibres de chanvre dites « techniques » sont obtenues après la première étape de défibrage du chanvre. Ces fibres sont non traitées et correspondent à l'outil de production de base actuellement utilisé par Cavac. Elles constituent la référence avant amélioration. D'autres procédés d'affinage ont été testés pour modifier leur taille et leur forme, ce qui a conduit à 12 fibres de chanvre fonctionnalisées différentes (citées fibres de chanvre fonctionnalisées A à L).

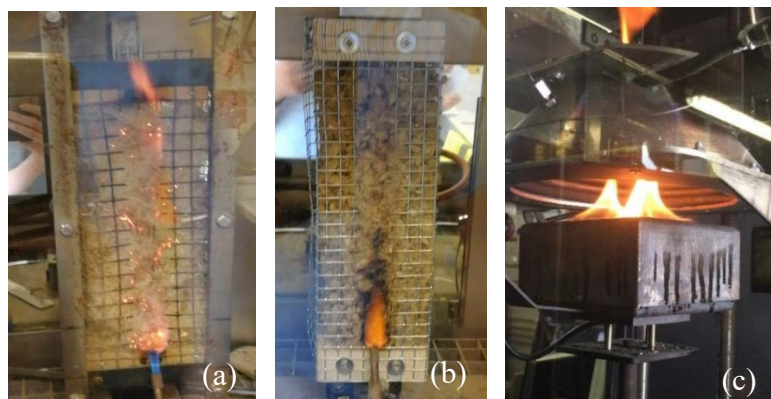
Quelques matériaux isolants commerciaux sont intégrés dans l'étude pour servir de références : fibres de coton recyclées, fibres de bois, ouate de cellulose, laine de mouton, laine de roche et laine de verre. D'autres fibres végétales comme le lin et la jute sont également analysées.

## II. REACTION AU FEU

Les matériaux isolants sous forme de fibres en vrac doivent être ignifugés pour minimiser le risque d'inflammation en cas d'exposition à une source de chaleur. Développer un traitement ignifugeant alternatif au bore et aux sels d'ammonium, permet de limiter les impacts sanitaires et environnementaux, tout en optimisant les performances techniques des produits traités.

Pour ce faire, un protocole de laboratoire est mis en place pour évaluer l'effet retardateur de flamme du traitement. Ce protocole d'essai intègre une étape d'application du traitement par pulvérisation, suivie d'un séchage. Les fibres de chanvre traitées sont ensuite soumises à différents essais de caractérisation incluant des essais d'inflammation directe, des essais à la petite flamme (fig.1 (a), (b)), des analyses thermiques (ATD-TG), des essais au calorimètre à cône (fig. 1 (c)) et au microcalorimètre de combustion. Certaines méthodes d'essai ont dû être adaptées aux isolants fibreux en vrac. Cette étape du projet est détaillée dans les articles (Deborde et al., 2023, 2022b).

Du fait de leur état divisé et de la très faible masse volumique, le comportement au feu des fibres est caractérisé par un temps d'ignition très court et une combustion localisée sur une épaisseur réduite et donc une forte propension à propager l'incendie (« matériaux thermiquement fin »). La compréhension des modes de transfert de chaleur et de décomposition thermique a permis d'identifier une formulation alternative performante. Le couplage des résultats permet également de proposer un ajustement des modèles prédictifs aboutissant à l'estimation du classement de réaction au feu selon l'Euroclasse.



**FIGURE 1.** Essai petite flamme de fibres de chanvre (a) non traitées, (b) traitées – (c) Cône calorimètre

Au total 51 formulations de traitements ignifuges, mono ou bicomposés, formulés à partir de 15 composés minéraux et métalliques (dont des composés à base de phosphate, de l'hydroxyde de métal alcalin, de l'hydroxyde de métal, divers sels hydratés et silicates hydratés et autres sels minéraux) sont testés. Différents pourcentages massiques (w%) de traitement allant de 5 à 20 w% sont évalués. 20 w% est la quantité maximale de traitement restant économiquement réaliste et ne dégradant pas la densité du produit final. En ce qui concerne les détails des traitements, les informations ne sont pas disponibles pour des raisons de confidentialité.

Plusieurs traitements ignifuges, particulièrement ceux à base de minéraux, permettent de limiter l'énergie de combustion qui conditionne le classement Euroclasse selon le test SBI (Single Burning Item, (AFNOR, 2020)). En réduisant le pic de débit calorifique en-dessous de 50 kW/m<sup>2</sup> (pour un flux radiatif de 35 kW/m<sup>2</sup>), un classement de réaction au feu Euroclasse C est obtenu, selon le logiciel ConeTools, lors d'un essai pénalisant sans grille de maintien.

Les performances à l'échelle laboratoire d'un traitement sur les fibres de chanvre étant validées, le passage à l'échelle industrielle est envisagé ainsi que l'évaluation de l'efficacité du traitement sur un mélange de fibres (chanvre-coton ou autres).

### III. RESISTANCE AU DEVELOPPEMENT FONGIQUE

Les additifs de traitement fongicides relèvent d'un domaine d'étude encore peu abordé par les laboratoires de sciences physiques. La diversité des espèces et leur capacité d'adaptation à des milieux de vie très variés, associée à un mode de nutrition spécifique et une absence d'activité chlorophyllienne, complexifient leur éradication.

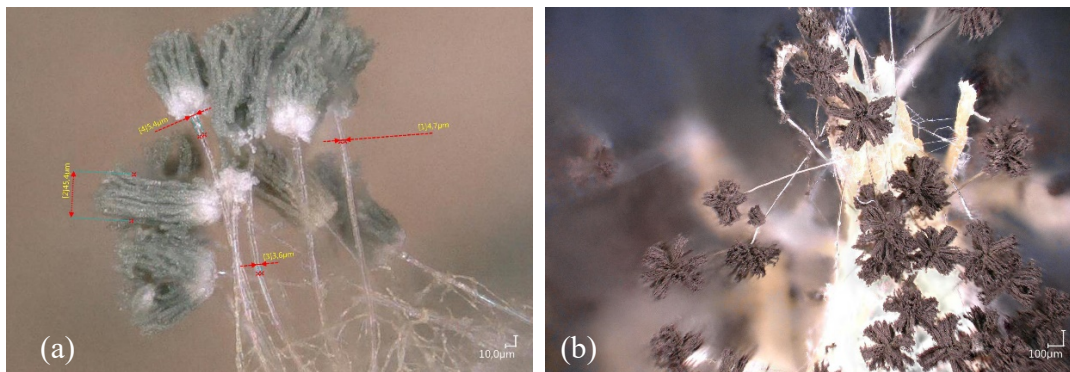
Ainsi, il y a un vrai défi dans ce projet à trouver comment sélectionner des traitements efficaces. Il faut d'une part mettre en place un protocole fiable assurant un développement fongique des témoins non traités (démarche qualitative) mais également susceptible de fournir un résultat



quantitatif (par comptage d'unité formant colonie (UFC)). À cette fin, une collaboration avec l'IMT Atlantique qui a développé des approches similaires (Tobon Monroy, 2020), a été initiée. Cette étape du projet est détaillée dans l'article (Deborde et al., 2022a).

Le protocole qualitatif proposé est pertinent et adapté aux isolants biosourcés. L'inoculation est indispensable. Elle est suivie d'une période d'incubation (28 jours, 23°C à saturation d'humidité relative). Le développement fongique est évalué visuellement. Cette méthode permet de discriminer des traitements alternatifs tels que des sels minéraux et des huiles essentielles (HE). Près d'une quinzaine d'HE, sélectionnées aux regards de résultats bibliographiques ont été testées mais face à la grande diversité d'HE existantes, il reste de nombreuses solutions à tester. Les résultats obtenus dans ce projet ne peuvent être considérés comme exhaustifs.

Le protocole quantitatif, relevant d'un décompte des UFC en plus, s'avère extrêmement sévère. Les traitements les plus puissants sont les seuls susceptibles de conduire à la classification « résistant au développement fongique ». Une réflexion sur la mise en place d'un seuil de nombre d'UFC ou d'une révision des conditions d'incubation (température, durée, humidité) doit être engagée afin d'identifier un protocole quantitatif cohérent avec l'exploitation des matériaux biosourcés dans la construction.



**FIGURE 2.** Développement d'un penicillium (a) et d'une aspergillus Niger (b) sur des fibres de chanvre

#### IV. PERFORMANCES THERMIQUES DES FIBRES

Les performances thermiques des fibres de chanvre fonctionnalisées grâce à différents procédés de transformation (broyage, martelage, abrasion, tamisage) sont identifiées.

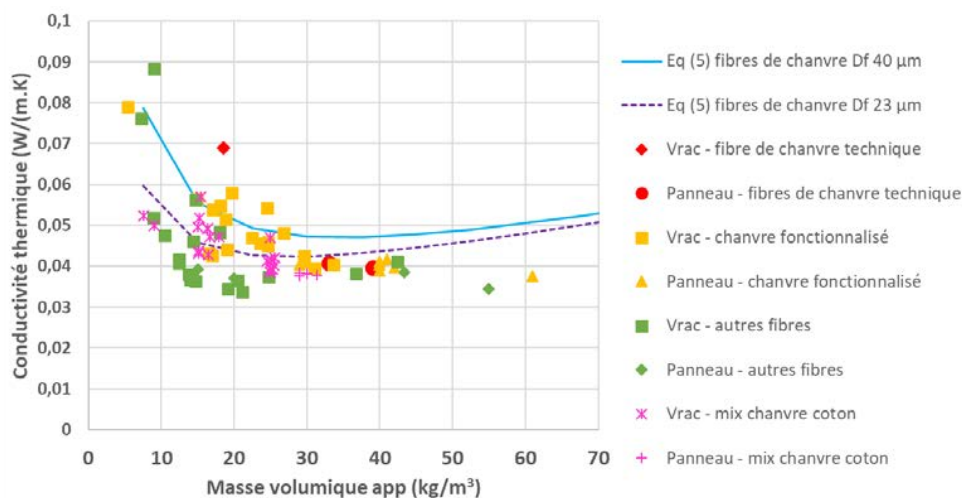
La conductivité thermique au point sec constitue le paramètre de référence. Les mesures sont réalisées à l'aide d'un conductimètre (Lasercomp Fox-600). Pour la mesure, le gradient de température est de 18°C (1°C à 19°C). Les échantillons sont mis en œuvre par soufflage afin de reproduire un contexte de mise en œuvre in-situ. Différentes fibres naturelles (coton, jute etc.) et isolants commerciaux (ouate de cellulose, fibre de bois, fibre de verre etc.) sont testés de façon à identifier l'effet de la morphologie des fibres sur les performances thermiques.

Comme le montre le Tab. 1, les différents processus mécaniques de fonctionnalisation permettent de réduire le diamètre des fibres de chanvre. Il y a un ratio de 5 entre le diamètre de la fibre de chanvre technique ( $D_f=126 \mu\text{m}$ ) et la fibre de chanvre fonctionnalisée E ( $D_f=23 \mu\text{m}$ ). En passant du faisceau de fibres (100 - 200  $\mu\text{m}$ ) aux fibres élémentaires (cellules végétales) (25 - 50  $\mu\text{m}$ ).

**TABLEAU 1.** Diamètre de fibres

	Moyenne $D_f$ ( $\mu\text{m}$ )	Ecart type $D_f$ ( $\mu\text{m}$ )
Laine de roche	6	2

Laine de verre	6	2
Coton recyclé	15	5
Ouate de cellulose de carton	22	13
Fibre de chanvre, fonctionnalisation E	23	18
Fibre de chanvre, fonctionnalisation F	26	23
Fibre de bois	31	10
Ouate de cellulose de papier	31	15
Fibre de chanvre, fonctionnalisation G	32	38
Laine de mouton	33	18
Fibre de chanvre, fonctionnalisation B	35	24
Fibre de lin	35	32
Fibre de chanvre, fonctionnalisation D	37	47
Fibre de chanvre, fonctionnalisation J	44	32
Fibre de jute	56	40
Fibre de chanvre, fonctionnalisation C	60	45
Fibre de chanvre, fonctionnalisation A	65	119
Fibre de chanvre, fonctionnalisation H	67	60
Fibre de chanvre, fonctionnalisation I	69	103
Fibre de chanvre, fonctionnalisation L	87	203
Fibre de chanvre, fonctionnalisation K	101	100
<b>Fibre de chanvre technique</b>	<b>101</b>	<b>124</b>



**FIGURE 3.** Conductivité thermique en fonction de la masse volumique

Les conductivités thermiques et masse volumique, mesurées en laboratoire avec les standards (CSTB and LNE, 2018), pour chaque type de fibres sont présentées sur la Fig. 3. Bien que les mesures puissent présenter une certaine variabilité, les courbes de tendance identifiées pour chaque type de fibres ne sont pas des fonctions monotones. En effet, une valeur minimale de conductivité thermique peut être identifiée. La conductivité thermique minimale pour l'échantillon de référence (points verts sur la Fig. 3) est obtenue pour une densité proche de 20 kg/m<sup>3</sup> alors que la densité optimale est proche de 40 kg/m<sup>3</sup> pour les fibres de chanvre techniques (points rouges sur la Fig. 3).

Pour une densité constante, la fonctionnalisation des fibres de chanvre (points jaunes sur la Fig. 3) induit une diminution de la conductivité thermique. Cette diminution se produit avec la réduction du diamètre de la fibre (Tab. 1).

Un modèle de transfert thermique peut être développé pour analyser les données mesurées. En introduisant la conductivité thermique équivalente  $\lambda_{eq}$  comme une accumulation des différents modes de transfert, l'Eq. (1) est considérée :

$$\lambda_{eq} = \lambda_{cond} + \lambda_{conv} + \lambda_{ray} \tag{1}$$

Avec  $\lambda_{cond}$  pour la conduction,  $\lambda_{conv}$  pour la convection et  $\lambda_{ray}$  pour le rayonnement (Langlais and Klarsfeld, 2004).

Dans le cas des isolants fibreux végétaux, la convection peut être négligée devant les effets de conduction et de rayonnement. Pour la conduction, l'approche par homogénéisation conduit à une expression de  $\lambda_{cond}$  qui est une fonction croissante de la densité.  $\lambda_{ray}$  peut être modélisé par une fonction décroissante de la densité (Piegay, 2019) :

$$\lambda_{eq} = \lambda_s^{\frac{1}{2}} \frac{(\lambda_s^{\frac{1}{2}} + \lambda_f) - \phi(\lambda_s^{\frac{1}{2}} - \lambda_f)}{(\lambda_s^{\frac{1}{2}} + \lambda_f) + \phi(\lambda_s^{\frac{1}{2}} - \lambda_f)} + 4\sigma_{sb}(T_{moy})^3 \beta' \frac{\pi}{4} \frac{D_f moy}{(1-\phi)} \tag{2}$$

Avec  $\lambda_s^{\frac{1}{2}}$  la conductivité de la phase solide s (les fibres) à 0,500 W/(m.K), valeur ajustée à partir des mesures réalisée sur la fibre de chanvre technique ;  $\lambda_f$  la conductivité de la phase fluide f (air à 10°C) à 0,02488 W/(m.K);  $\phi$  la porosité ;  $D_f$  = diamètre de fibre ;  $\beta'$  = coefficient de radiation ( $\beta'$  dépend de la température, du diamètre moyen de fibre et de la porosité (Bankvall, 1972)),  $\beta' = 6$  (valeur unique retenue pour les fibres fonctionnalisées);  $\sigma_{sb}$  la constante de Stefan-Boltzmann,  $\sigma_{sb} = 5,67.10^{-8} \text{ W.m}^{-2}\text{K}^{-4}$ .

Afin d'être plus proche des données mesurées, l'Eq. (3) intègre également l'effet des résistances de contact (présence d'une fine couche d'air à la surface de l'échantillon pendant la mesure). La conductivité thermique équivalente est alors calculée avec :

$$\lambda_{eq} = \frac{1}{\left( \frac{e_a}{\lambda_{air 1^\circ C}} + \frac{e_a}{\lambda_{air 19^\circ C}} + \frac{e_m}{\left( \lambda_s^{\frac{1}{2}} \frac{(\lambda_s^{\frac{1}{2}} + \lambda_f) - \phi(\lambda_s^{\frac{1}{2}} - \lambda_f)}{(\lambda_s^{\frac{1}{2}} + \lambda_f) + \phi(\lambda_s^{\frac{1}{2}} - \lambda_f)} + 4\sigma_{sb}(T_{moy})^3 \beta' \frac{\pi}{4} \frac{D_f moy}{(1-\phi)} \right)} \right)} * e_m \tag{3}$$

Avec  $e_a$  l'épaisseur du film d'air au contact (0,001 m);  $e_m$  l'épaisseur du matériau (0,1 m);  $\lambda_{air 1^\circ C} = 0,02417 \text{ w/(m.K)}$  et  $\lambda_{air 19^\circ C} = 0,02558 \text{ w/(m.K)}$ .

La conductivité thermique est modélisée avec l'Eq. (3) pour deux diamètres de fibres : 23 et 40  $\mu\text{m}$  (courbes bleue et violette sur la Fig.3). Pour le matériau étudié dans cet article, le  $\lambda_{ray}$  est important pour des densités apparentes comprises entre 0 et 45  $\text{kg/m}^3$ . L'addition des effets de conduction et radiatifs induit une courbe de conductivité thermique avec un optimum (avec une valeur minimale de conductivité thermique).

La densité des fibres de chanvre évoluant de 0 à 225  $\text{kg/m}^3$  cela correspond à une porosité allant de 71 % à 100 %. Pour des porosités aussi élevées, le phénomène radiatif est important.

Dans le cas de fibres denses comme les fibres de verre ou de roche (densité spécifique supérieure à 2600  $\text{kg/m}^3$ ), la densité apparente optimale est logiquement inférieure à celle des fibres de chanvre dont la densité spécifique est de 1500  $\text{kg/m}^3$ .

L'Eq (4), courbes bleue et violette de la Fig. 3, s'adapte correctement aux mesures expérimentales. La courbe bleue correspondant à la fibre de chanvre fonctionnalisée avec une valeur moyenne de

$D_f = 40 \mu\text{m}$  conduit à une conductivité thermique plus élevée que la conductivité des autres matériaux analysés (fibres végétales et matériaux de référence) marques vertes. Ce résultat peut être expliqué principalement par la différence de diamètre des fibres. À l'exception de la fibre de jute, toutes les fibres testées ont un diamètre inférieur à  $40 \mu\text{m}$  (Tab. 1).

Le mélange de la fibre de chanvre fonctionnalisée avec des fibres de coton plus fines (marques roses sur la Fig. 3) induit une réduction de la conductivité thermique avec une densité optimale quasiment inchangée.

Le modèle prédictif (Fig. 3) permet de sélectionner la densité apparente optimale pour l'application du produit final. Dans le cas de la meilleure fibre fonctionnalisée E, la conductivité thermique optimale (environ  $0,04 \text{ W}/(\text{m.K})$ ) est obtenue pour une densité apparente d'environ  $25 \text{ kg}/\text{m}^3$ .

## V. CHANTIER TEST

Le produit isolant INNOFIB est testé en conditions réelles dans un pavillon situé en Vendée. La maison est de plain-pied, ses murs sont constitués de dalles de béton préfabriquées fixées sur une ossature métallique et la charpente est métallique. La zone étudiée correspond aux combles (Fig. 4), au-dessus de deux chambres, une salle de bain, une cuisine ouverte sur le salon.  $47 \text{ cm}$  d'isolant ont été soufflés, à l'aide d'une cardeuse directement sur des plaques de plâtre BA13. Il n'y a pas de pare-vapeur. La maison est habitée par 4 personnes pendant toute la durée de l'étude.

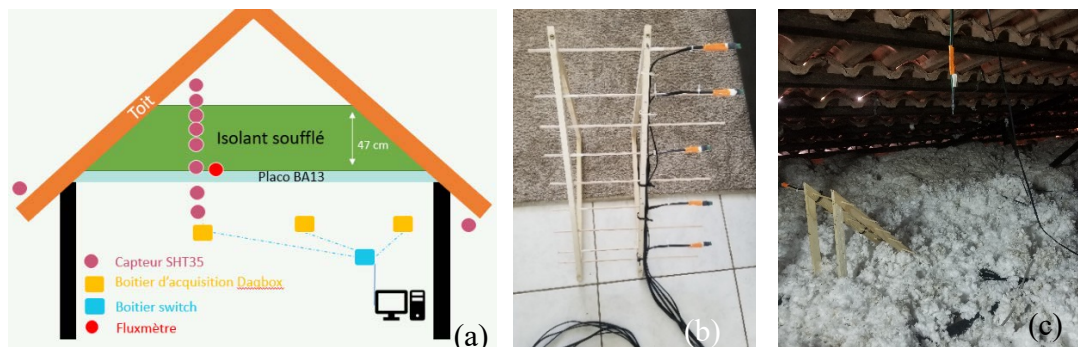


FIGURE 4. (a) Schéma d'instrumentation de la maison test - (b) Echelle avec ses capteurs - (c) Comble isolé

Pour l'acquisition des données de température (T) et humidité relative (HR), des capteurs *Sensirion SHT35* sont utilisés. La précision typique est de  $0,1 \text{ }^\circ\text{C}$  et de  $1,5 \%$  d'HR. Les capteurs sont fixés sur des échelles en bois afin de les positionner à différentes épaisseurs dans l'isolant, sans qu'ils ne se superposent. Il y a également des capteurs à toutes les interfaces, au droit des échelles (Fig. 4).

Le flux de chaleur est mesuré avec un fluxmètre *standard CAPTEC*, sa précision typique est de  $3 \%$ . Le fluxmètre est positionné à l'interface entre la plaque de plâtre et l'isolant.

Le fluxmètre et les capteurs enregistrent une mesure toutes les 3 minutes. Les conditions météorologiques sont téléchargées sur la base de données *MeteoBlue* chaque mois. La température locale, l'humidité, les précipitations, la couverture nuageuse et la vitesse du vent sont enregistrées. Le traitement et l'analyse des données permettent de :

- calculer la pression de vapeur ( $P_v$ ) à chaque point de mesure à partir des mesures de température et d'humidité relative,

- tracer la cinétique de T, HR et de la Pv à chaque position
- tracer la cinétique du flux de chaleur,
- tracer les profils de T, HR et de la Pv à différents moments sur une plage de temps sélectionnée.

Depuis mi-octobre 2022, l'acquisition des données permet d'observer l'évolution de la température et de l'HR. La Fig. 4 présente la semaine la plus froide de décembre 2022. Le déphasage constaté sur les signaux de la température et de l'humidité pour les différentes positions de capteur montre qu'il y a bien une inertie thermique induisant un déphasage et un amortissement des variations de température et d'HR entre le salon et les combles (fig. 4). Cependant, l'influence des variations des conditions extérieures est contrariée par les effets des variations des conditions intérieures (déclanchement du poêle et du chauffage par air pulsé). Le calcul rigoureux d'un déphasage et d'un amortissement caractéristiques de toute la paroi ne peut être réalisé à partir des mesures. L'analyse en période sans chauffage (printemps, été) permettra de mieux évaluer ces paramètres.

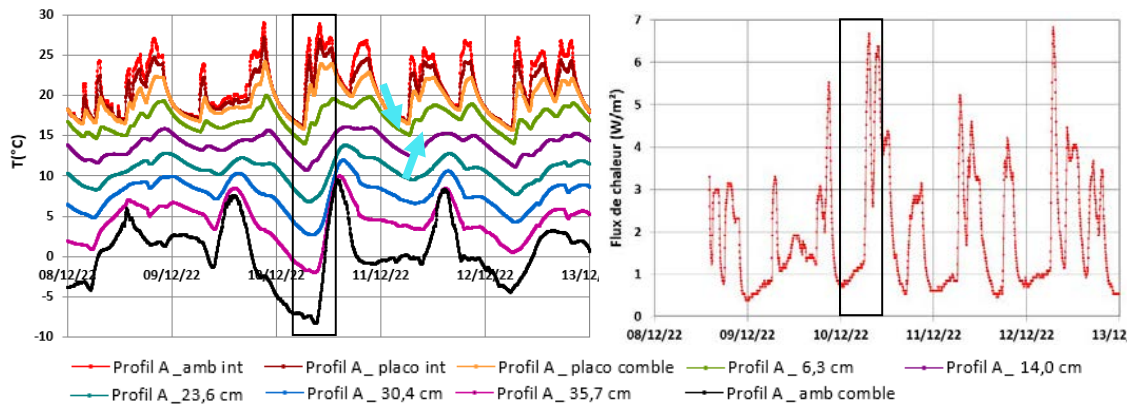


FIGURE 4. Température et flux de chaleur lors de la période la plus froide de décembre 2022

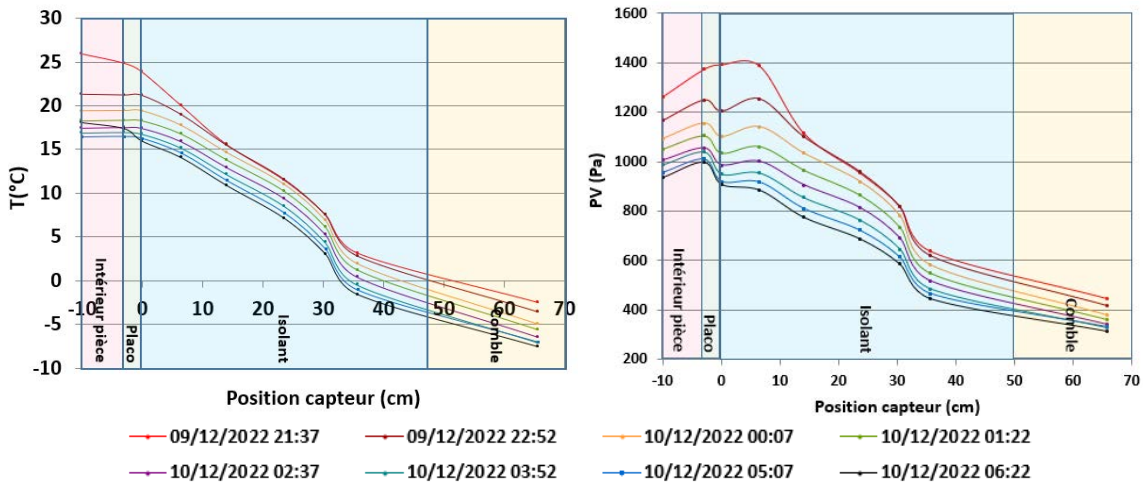


FIGURE 5. Profils de température et de Pv lors de la nuit la plus froide de décembre 2022

Les données permettent d'identifier à chaque instant les profils de température et d'HR dans l'épaisseur du plancher. L'évolution de ces paramètres au sein de la couche isolante et de la plaque de plâtre permet d'évaluer l'inertie thermique associée. Ces profils permettent également d'analyser les sens de flux de vapeur et les dynamiques de stockage de l'eau au sein de l'isolant

hygroscopique. L'exemple présenté Fig.5 montre que le flux de vapeur reste sortant sur la période étudiée, au sein des 47 cm d'isolant.

Le couplage de flux thermique et des données de température permet le calcul d'une conductivité thermique apparente avec la méthode d'intégration du flux (ISO, 2014, p. 98)). La conductivité thermique des fibres INNOFIB pour un flux de chaleur montant est, en moyenne de novembre 2022 à mars 2023, de 43,7 mW/(m.K) avec un écart type de 1,2 mW/(m.K).

Il n'y a pas eu de période de flux descendant depuis octobre 2023 pour pouvoir calculer la valeur de la conductivité thermique en flux descendant.

Les prochains mois d'acquisition de données permettront d'affiner ces résultats. Notamment lors des périodes sans chauffage intérieur, où la température variera moins brutalement. Des périodes avec des profils linéaires correspondant à un état presque stationnaire permettront d'évaluer la conductivité thermique apparente de la couche isolante selon l'Eq (3). Ces périodes plus adaptées au calcul d'une conductivité thermique apparente seront possibles dans les mois de printemps et été 2023.

## V. Analyse du cycle de vie (ACV)

L'ACV réalisée pour l'isolant vrac INNOFIB, non traité, considère comme unité fonctionnelle (UF) une isolation équivalente à une résistance thermique de 7,0 m<sup>2</sup>.K/W avec une durée de vie de 50 ans. L'étude a porté sur la comparaison entre un isolant composé uniquement de fibres de chanvre techniques et l'isolant vrac INNOFIB. Il apparaît que l'isolant composé uniquement de fibres de chanvre présente un excellent bilan environnemental global sur l'impact « Réchauffement climatique » grâce à la forte capacité de stockage du dioxyde de carbone de la plante lors de sa croissance. Sur l'ensemble du cycle de vie, le résultat est -13,9 kgCO<sub>2</sub>eq/UF. Le produit développé dans le projet a quant à lui un résultat de -4,18 kgCO<sub>2</sub>eq/UF. Les chiffres présentés sont provisoires car le produit est toujours en cours de développement. La meilleure performance obtenue avec les fibres de chanvre techniques est induite par une plus grande quantité de matières premières conduisant à un puits de carbone plus important.

Toutefois, une analyse plus fine montre que le produit de référence a un impact plus élevé sur d'autres indicateurs. Par exemple, « l'utilisation d'énergie primaire non renouvelable » qui représente 205 MJ PCI/UF pour le produit chanvre contre 107 MJ PCI/UF pour le développement INNOFIB. De même, les résultats vis-à-vis de la « Pollution de l'eau » sont respectivement de 4,48 et 1,97 m<sup>3</sup>/UF.

Les différences de performances techniques entre les deux produits expliquent les résultats obtenus. Cette étude confirme l'intérêt d'optimiser les performances techniques pour améliorer le bilan environnemental.

L'incidence du traitement des fibres sur l'ACV reste à évaluer. L'origine minérale des traitements laisse présager d'une faible incidence sur le bilan obtenu. Il est déjà déterminé que la méthode de traitement retenue est très peu impactante.

## CONCLUSION

L'amélioration de la conductivité thermique et de la masse volumique de mélanges à base de fibres de chanvre fonctionnalisées par affinage mécanique a été validée à l'échelle industrielle. Cette amélioration des performances thermiques permet d'atteindre une résistance thermique de R=7 m<sup>2</sup>.K.W<sup>-1</sup> en utilisant moins de matière. Ainsi des améliorations sensibles en termes de diminution des impacts environnementaux et réduction des coûts sont obtenues, en référence aux produits existants en fibre de chanvre.

Le projet a également permis de faire des avancées en matière de traitement. Le comportement au feu des fibres se voit amélioré grâce à des additifs respectueux de l'environnement. La validation de leur efficacité à l'échelle industrielle est en cours. Vis-à-vis de la résistance fongique, la mise en place d'une méthode de caractérisation fiable et reproductible a permis l'identification d'additifs fongicides plus vertueux.

La mise en œuvre du produit à l'échelle chantier a pu être vérifiée grâce au démonstrateur. L'exploitation des mesures réalisées in situ va permettre de valider les performances mesurées à l'échelle laboratoire et quantifier les grandeurs macroscopiques liées au transfert thermo hydrique (R apparent, déphasage, amortissement...).

## REMERCIEMENTS

Ce programme de recherche est financé par l'ADEME dans le cadre du projet GRAINE 2019 « INNOFIB » n°2103D0018.

## REFERENCES

- AFNOR, 2020. Norme NF EN 13823 : Essais de réaction au feu des produits de construction - Produits de construction à l'exclusion des revêtements de sol exposés à une sollicitation thermique provoquée par un objet isolé en feu.
- Amziane, S., Collet, F., 2017. Bio-aggregates Based Building Materials: State-of-the-Art Report of the RILEM Technical Committee 236-BBM. Springer.
- Bankvall, C.G., 1972. Heat transfer in fibrous materials, Document / Swedish Council for Building Research. National Swedish Institute for Building Research, Stockholm.
- Cérézo, V., 2005. Propriétés mécaniques, thermiques et acoustiques d'un matériau à base de particules végétales: approche expérimentale et modélisation théorique (PhD Thesis). Institut National des Sciences Appliquées, Lyon.
- Collet, F., 2004. Caractérisation hydrique et thermique de matériaux de Génie Civil à faibles impacts environnementaux (PhD Thesis). Institut National des Sciences Appliquées de Rennes, France.
- CSTB, LNE, 2018. Cahier Technique 1 : Détermination de la conductivité thermique. ACERMI.
- Deborde, L., Lanos, C., Andres, Y., Colson, V., 2022a. INNOFIB : Evaluation de traitements alternatifs sur la durabilité fongique des fibres de chanvre. Presented at the NOMAD 2022 - 4e conférence internationale francophone Nouveaux Matériaux et Durabilité, IMT Mines d'Alès, Montpellier, France, p. 10.
- Deborde, L., Sonnier, R., Dumazert, L., Lanos, C., Colson, V., 2023. Characterization of hemp fiber fire reaction. *J. Vinyl Addit. Technol.* 9. <https://doi.org/10.1002/vnl.21978>
- Deborde, L., Sonnier, R., Dumazert, L., Lanos, C., Colson, V., 2022b. INNOFIB : Ignifugation des fibres de chanvre dans l'isolation thermique vrac. Presented at the NOMAD 2022 - 4e conférence internationale francophone Nouveaux Matériaux et Durabilité, IMT Mines d'Alès, Montpellier, France, 16, p. 10.
- ISO, 2014. ISO 9869-1:2014 Thermal insulation — Building elements — In-situ measurement of thermal resistance and thermal transmittance — Part 1: Heat flow meter method.
- Karibati, 2015. Intérêts & potentiels [WWW Document]. URL <http://www.karibati.fr/materiaux-biosources/interets-potentiels/> (accessed 2.27.19).
- Langlais, C., Klarsfeld, S., 2004. Isolation thermique à température ambiante. Bases physiques. 1999 Tech. Ing. Fr. C3370 V21st May 19.
- Piegay, C., 2019. Approche conjointe acoustique et thermique pour l'optimisation des laines végétales du bâtiment (PhD Thesis). Université de Lyon, France.
- Sauvageon, T., 2017. Caractérisation et valorisation de fibres de chanvre issues de sols et de matériels délaissés: cas du traitement par explosion à la vapeur (PhD Thesis). Université de Lorraine.
- Ségalen, A., 2005. Le Chanvre en France, Editions du Rouergue. ed. France.
- Tobon Monroy, A.M., 2020. Etude de la potentialité du développement de micro-organismes sur des matériaux d'isolation bio-sourcés et conventionnels utilisés dans la rénovation de bâtiments : impacts sur la qualité de l'air intérieur 216.

# Etude de la consistance de bétons en fonction du dosage en anas de lin

Benjamin DELESTRE<sup>1,2,3</sup>, Fouzia KHADRAOUI<sup>1</sup>, François CUSSIGH<sup>2</sup>, Bertrand BOUDART<sup>3</sup>, Mohamed BOUTOUIL<sup>1</sup>

<sup>1</sup>ComUE Normandie Université, Builders Ecole d'Ingénieurs, Builders Lab 1 Rue Pierre et Marie Curie, 14610 Epron, France

<sup>2</sup>VINCI Construction Délégation Bâtiment Nord-Ouest, 10 Boulevard Ferdinand De Lesseps 76000 Rouen

<sup>3</sup>Normandie Université, UNICAEN, ENSICAEN, CNRS, GREYC UMR 6072, 14000 Caen, France

## RESUME

Cette étude concerne la consistance de formulations de béton incorporant des anas de lin broyés, en fonction de leurs surfaces développées. L'objectif étant de mieux comprendre les mécanismes d'interaction entre les anas et la matrice cimentaire du béton. Différents taux d'incorporation d'anas ont été étudiés afin de déterminer la loi d'évolution entre ce taux d'incorporation et la consistance du béton. Les paramètres de formulation des différents bétons ont été choisis constants à l'exception du taux d'incorporation des anas de lin. La consistance des bétons a été déterminée par la mesure de l'affaissement au cône d'Abrams. Les résultats montrent que la consistance semble évoluer de façon linéaire en fonction du taux d'incorporation d'anas de lin, et donc, en fonction de leur surface développée. L'apparente linéarité de la loi de comportement suggère donc qu'il n'y a pas de dosage optimal des anas. Ils indiquent également que les anas de lin ont un impact sur la consistance des bétons, similaire à celui des autres granulats mis en œuvre, c'est-à-dire inversement proportionnel à leur quantité. Il est donc possible de maîtriser la consistance d'une formulation de béton contenant jusqu'à 8 kg/m<sup>3</sup> d'anas de lin, en fonction des paramètres de formulation.

## Mots-clefs

**Béton, Anas de lin, Consistance, Surface développée**

## I. INTRODUCTION

Le béton est un matériau de construction largement utilisé dans le monde entier. Sa production nécessite du ciment, l'extraction et l'utilisation de granulats ainsi que l'ajout de divers adjuvants qui peuvent avoir un impact environnemental significatif, notamment en termes d'empreinte carbone. Dans ce contexte, il est intéressant de rechercher des alternatives aux solutions traditionnelles pour réduire cet impact. Les applications actuelles du béton dans le domaine de la construction imposent l'utilisation d'adjuvants divers afin de satisfaire le cahier des charges de chaque ouvrage à réaliser.



Ces adjuvants permettent de moduler certaines propriétés comme la consistance d'une formulation ou son temps de prise. Cependant, ces adjuvants peuvent également avoir un effet secondaire significatif sur d'autres propriétés d'une formulation.

Tout comme les adjuvants, l'intégration de biomasse dans des formulations de béton peut apporter des avantages ainsi que des inconvénients. Le lin et le chanvre, constituent une biomasse alternative potentielle en tant que constituants, régulièrement étudiée (Baley, 2002; Page et al., 2017; Sedan et al., 2008). D'autres auteurs se sont intéressés à des types de fibres différents comme celles de palmier dattier (Kriker et al., 2005) ou bien celles de coco (Nadgouda, 2014). Les principaux effets recherchés sont l'augmentation de la résistance à la traction et à la flexion, résistance à la fissuration tout en ayant un faible impact environnemental, notamment un faible bilan carbone. En effet, plusieurs travaux ont montré la pertinence de l'incorporation de biomasse afin d'améliorer certaines propriétés du béton telles que la résistance à la traction (Mansur and Azizf, 1982; Page, 2017; Pons Ribera et al., 2022; Saad, 2022).

Cette présente étude est réalisée dans le cadre de travaux de recherches sur la réduction de la fissuration au jeune âge de bétons destinés à être mis en œuvre dans des opérations de logement par intégration de lin. Cependant, tous les effets de l'intégration de lin sur l'ensemble des propriétés du béton ne sont pas encore parfaitement maîtrisés. Plusieurs travaux ont mis en évidence que ces incorporations entraînaient des conséquences, en particulier sur la baisse de fluidité des formulations (Chafei Sawsen et al., 2015; Le Hoang, 2013).

Un premier travail de formulation est réalisé ici dans le but de répondre à un cahier des charges, notamment avec un objectif de consistance. Les formulations doivent correspondre à un béton C30/37 XC1 S4. Nous nous intéresserons ici aux anas de lin car comparées aux fibres de lin, leur géométrie plus grossière et devraient donc limiter la baisse de fluidité des formulations. Cependant, les anas auront nécessairement un effet limité sur l'augmentation des résistances mécaniques des formulations, notamment en traction.

L'objectif est donc d'observer quelle quantité d'anas peut-on incorporer en répondant au cahier des charges en termes de consistance. De plus, cela illustrera comment la consistance du béton peut être influencée par l'incorporation d'anas de lin, et si cette influence est linéaire en fonction du taux d'incorporation. Un comportement linéaire suggérerait qu'il n'y a pas de taux idéal d'anas. Pour cela, différents taux d'incorporation d'anas de lin sont étudiés en maintenant constants les autres paramètres de formulation des bétons. La consistance des bétons est mesurée par la méthode de l'affaissement au cône d'Abrams. Les résultats de cette étude montrent que des anas de lin peuvent être incorporés dans le béton tout en maîtrisant la consistance des formulations. Ces résultats ont pour but d'évaluer la quantité maximale admissible d'anas de lin dans des formulations de béton, tout en répondant au cahier des charges indiqué précédemment, notamment en termes de consistance, de résistance mécanique et de fissuration.

## II. METHODOLOGIE

Ce travail repose sur l'étude de la consistance de neuf formulations de béton. Afin d'évaluer la consistance des différents bétons formulés, l'affaissement au cône d'Abrams est mesuré tel que

défini par la norme NF-EN-12350-2. Trois premières formulations contiennent des taux d'anas de lin de 0, 4 et 8 kg/m<sup>3</sup> (formulations #01, #02, #03).

Afin de compenser la perte de fluidité due à l'augmentation du taux d'anas, six autres formulations contiennent un adjuvant superplastifiant, dosé respectivement à 1% ou 2% en masse du liant équivalent (#04, #05, #06 et #07, #08, #09). Toutes les formulations sont constituées de 350 kg/m<sup>3</sup> d'un liant composé d'un sable 0-4 mm et d'un granulat 5-20 mm.

La quantité d'eau efficace est définie en fonction du liant équivalent tel que  $E_{eff}/Leq$  soit égal à 0,63 afin de correspondre au cahier des charges. Le tableau 1 représente la matrice des formulations en fonction de leur teneur en anas de lin ainsi que de leur pourcentage d'adjuvant.

**TABLEAU 1.** Matrice des formulations en fonction de la teneur en anas et en adjuvant.

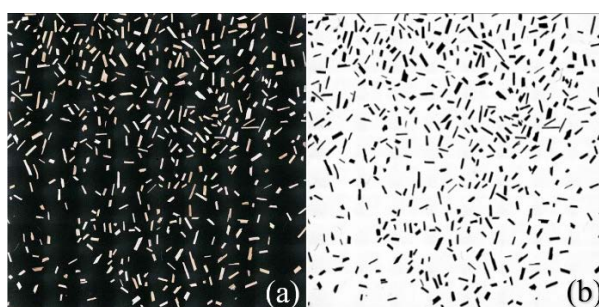
Teneur en adjuvant → Teneur en Anas ↓	0%Leq	1%Leq	2%Leq
0 kg/m <sup>3</sup>	#01	#04	#07
4 kg/m <sup>3</sup>	#02	#05	#08
8 kg/m <sup>3</sup>	#03	#06	#09

Les surfaces développées par le sable, les granulats et les anas ont ensuite été calculées pour l'ensemble des formulations. Les hypothèses de calculs sont les suivantes :

- Les particules de sable et de granulats sont assimilées à des sphères.
- Les particules d'anas sont assimilées à des volumes de section elliptique.

La surface développée par le sable et le granulat a été calculée conformément à la méthode des Mortiers de Béton Equivalent (MBE), à partir des courbes granulométriques.

Afin de définir précisément la géométrie des anas de lin, une analyse d'image numérique est effectuée à partir de plusieurs échantillons. La longueur moyenne ainsi que le grand diamètre moyen de la section elliptique ont été obtenus à partir de prise de vue au microscope optique puis traitement à l'aide du logiciel ImageJ, comme illustré avec la figure 1.



**FIGURE 1.** Prise de vue d'anas de lin au microscope optique (a) et l'image traitée pour analyse (b).

Le petit diamètre moyen de la section elliptique a été obtenu à partir de prises de vues de d'anas en position verticale. La figure 2 montre une vue de la section elliptique d'une particule d'anas de lin. Les différentes mesures ont ensuite été moyennée afin de déterminer la géométrie d'une particule moyenne, à partir de laquelle la surface spécifique sera évaluée.

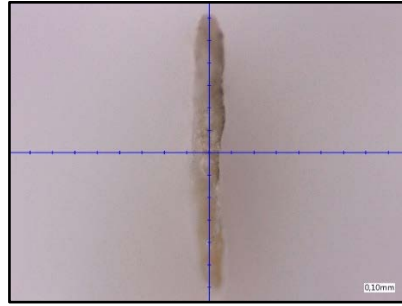


FIGURE 2. Section d'une particule d'anas.

La surface développée par les anas de lin peut donc être évaluée partir de la géométrie moyenne des particules. L'analyse d'image numérique d'un grand nombre de particules a permis de définir les dimensions moyennes des anas et donc de déduire la surface moyenne et le volume moyen d'une particule, illustrée par la figure 3.

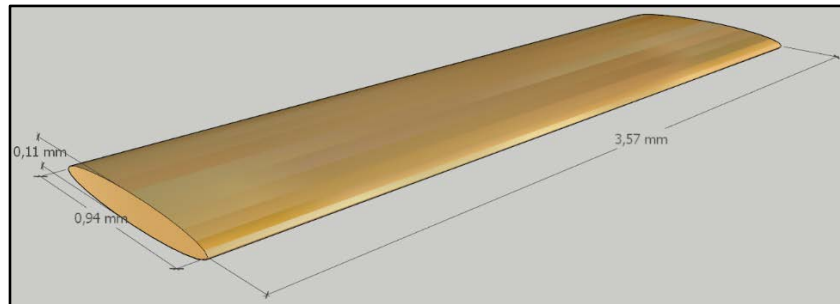


FIGURE 3. Modélisation d'une particule moyenne d'anas de lin.

Enfin, la mesure de la densité des anas au pycnomètre a hélium ( $1,4662 \pm 0,0014 \text{ g/cm}^3$ ) a permis d'évaluer le nombre de particules par unité de masse, et donc la surface spécifique des anas. La composition de chaque formulation et leurs surfaces spécifiques respectives sont résumées dans le tableau 2 ci-dessous.

TABLEAU 2. Composition des formulations.

Formulations :	0% Adj			1% Adj			2% Adj		
	#01	#02	#03	#04	#05	#06	#07	#08	#09
Liant ( $\text{kg/m}^3$ ) :	350	350	350	350	350	350	350	350	350
Eau efficace ( $\text{kg/m}^3$ ) :	168	168	168	168	168	168	168	168	168
Eau absorbée ( $\text{kg/m}^3$ ) :	20	20	20	17	17	17	15	15	15
Sable ( $\text{kg/m}^3$ ) :	804	801	797	803	800	797	802	799	796
Granulats ( $\text{kg/m}^3$ ) :	964	961	957	964	960	956	963	959	955
Fibres ( $\text{kg/m}^3$ ) :	0	4	8	0	4	8	0	4	8
Surface spécifique ( $\text{m}^2/\text{L}$ ) :	5 268	5 326	5 383	5 263	5 320	5 377	5 258	5 315	5 372

Les échantillons sont directement issus de gâchées de béton de 15 L, réalisées conformément aux prescriptions de la norme NF EN 206/CN.

Chaque mesure d’affaissement, réalisée conformément à la norme NF-EN-12350-2, a été répétée trois fois et la moyenne des trois mesures a été retenue comme résultat, arrondi à 10 mm.

III. RESULTATS

L’ensemble des consistances moyenne par formulation est présenté dans le tableau 3.

TABLEAU 3. Affaissements moyens et écarts-types pour les différentes formulations :

Formulations :	0% Adj			1% Adj			2% Adj		
	#01	#02	#03	#04	#05	#06	#07	#08	#09
Fibres (kg/m <sup>3</sup> ) :	0	4	8	0	4	8	0	4	8
Adjuvant :	0,0%	0,0%	0,0%	1,0%	1,0%	1,0%	2,0%	2,0%	2,0%
Affaissement moyen (mm) :	30	20	10	110	40	20	210	150	60
Ecart type (mm) :	5,8	5,0	2,9	5,0	5,8	2,9	5,8	10,0	2,9

Les résultats d’affaissement en fonction de la quantité d’anas et du taux d’adjuvantation peuvent être représentés graphiquement, en regroupant les formulations par taux d’adjuvant. La figure 4 permet d’illustrer l’évolution de l’affaissement en fonction de l’augmentation de la quantité d’anas.

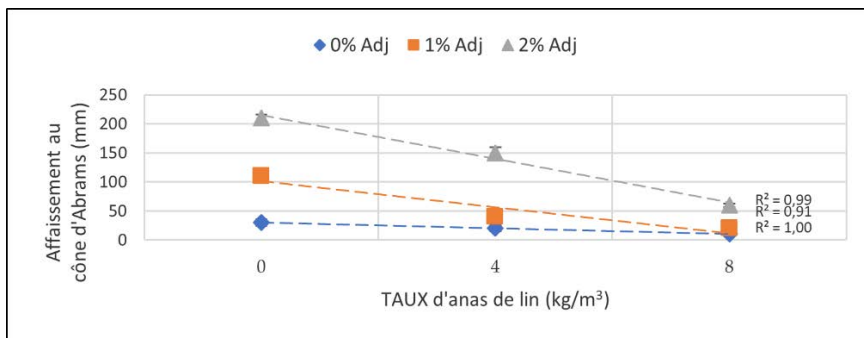


FIGURE 4. Affaissement au cône en fonction de la quantité d’anas et du taux d’adjuvant.

La figure 5 présente les résultats d’affaissement au cône d’Abrams en fonction des surfaces spécifiques des formulations :

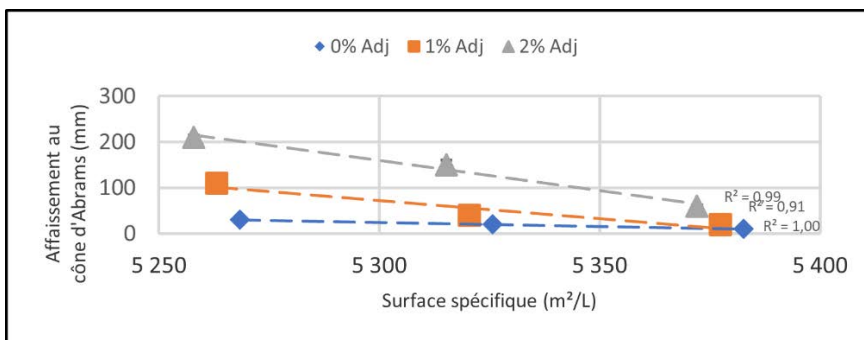


FIGURE 5. Affaissement au cône en fonction de la surface développée des formulations.

Tout d'abord, une certaine régularité des résultats avec des écarts-types faibles pour chaque formulation peut être observée. Les écarts-types de chaque formulation sont représentés par des barres d'erreurs. Ces écarts-types sont relativement constants sur l'ensemble des formulations ( $\pm 5$  mm en moyenne sur l'ensemble des neuf formulations). De plus, une corrélation linéaire très forte ( $R^2 > 0.9$  en moyenne) apparaît entre l'augmentation d'anas de lin dans un béton et la diminution de l'affaissement au cône pour chaque série de formulation ( $R^2 = 1; 0,91; 0,99$  respectivement pour 0, 1 et 2% d'adjuvant). En effet, les formulations contenant 0% d'adjuvant et 0, 4 et 8 kg/m<sup>3</sup> d'anas ont respectivement présenté un affaissement au cône moyen de 30, 20 et 10 mm. Les formulations contenant 1% d'adjuvant et 0, 4 et 8 kg/m<sup>3</sup> d'anas ont respectivement présenté un affaissement au cône moyen de 110, 40 et 20 mm. Les formulations contenant 2% d'adjuvant et 0, 4 et 8 kg/m<sup>3</sup> d'anas ont respectivement présenté un affaissement au cône moyen de 210, 150 et 60 mm.

#### IV. DISCUSSIONS

Les résultats de cette étude indiquent que l'incorporation d'anas de lin à hauteur de 4 ou 8 kg/m<sup>3</sup> implique une diminution de l'affaissement au cône d'Abrams traduisant ainsi une baisse de fluidité de la formulation. Cette diminution de l'affaissement semble proportionnelle à la quantité d'anas incorporée. Cette observation est en accord avec l'hypothèse selon laquelle la fluidité d'un béton frais est inversement proportionnelle à la surface spécifique de l'ensemble du squelette granulaire, y compris les anas de lin. En effet, la géométrie des anas et leur quantité engendrent une surface développée additionnelle, ayant pour conséquence une baisse de la fluidité du mélange.

Les résultats ainsi obtenus tendent également à montrer que la présence d'un adjuvant superplastifiant et son dosage n'impactent pas la corrélation linéaire entre la consistance du béton et le dosage des anas de lin bien qu'ils confirment l'effet fluidifiant de l'adjuvant. De plus, on observe que les corrélations linéaires se conservent lorsque les résultats d'affaissement sont exprimés en fonction des surfaces développées par les différentes formulations. En effet, l'augmentation de la part d'adjuvant, qui n'apporte pas de surface développée supplémentaire, diminue la surface spécifique des formulations. La loi de comportement n'est donc pas fondamentalement dépendante de l'adjuvant. Il est important de noter que les valeurs relativement faibles d'affaissement de la première série aboutissent à un  $R^2$  très élevé compte tenu du fait que la norme impose une expression des résultats arrondis à 10 mm.

Enfin, il est important de noter que les formulations ne tiennent pas compte de la quantité d'eau absorbée par les anas, quantité atteignant 200% de la masse sèche dans l'eau clair. Or, la quantité d'eau libre à l'état frais ayant une influence très importante sur la fluidité des mélanges, l'absorption de celle-ci par les anas de lin participe également à la baisse de consistance des mélanges. Cet effet est nécessairement amplifié avec l'augmentation de la quantité d'anas. Cependant, de nombreux auteurs précédemment cités suggèrent que l'espacement entre les particules végétales et la matrice cimentaire implique une désorption non négligeable de l'eau absorbée. C'est pourquoi aucune correction en eau n'a été apportée et le rapport Eff/Leq a été considéré constant.

## V. CONCLUSIONS

Les résultats présentés dans cet article permettent de confirmer l'hypothèse selon laquelle l'intégration d'anas dans une formulation de béton suit une loi de comportement. Les résultats semblent montrer que la baisse de fluidité de formulation de béton est proportionnelle aux quantités d'anas de lin incorporées. Il est donc possible de maîtriser la consistance de formulations de béton contenant un certain taux d'anas de lin en ajustant la quantité d'adjuvant.

Les baisses de fluidité observées ici sont attribuées à l'augmentation des surfaces spécifiques des formulations, liées à la géométrie des particules incorporées et à l'absorption d'eau par celles-ci.

La courbe de régression linéaire peut être utilisée afin de prédire la consistance d'une formulation en fonction du taux d'anas, dans la limite du domaine de l'étude. Il semble donc possible, à partir d'un nombre limité d'essais, de déterminer une courbe de régression linéaire représentative du comportement d'un type de formulation de béton incorporant des anas. À partir de ces résultats il sera donc possible d'utiliser la méthode des Mortiers de Béton Equivalent (Schwartzentruber and Catherine, 2000) pour la suite des travaux de recherche concernant l'intégration d'anas de lin dans des formulations de béton.

Cependant, il est important de noter que ces courbes de régression linéaire sont fortement dépendantes des autres constituants de la formulation, et que ces résultats ne représentent pas le comportement générique des formulations de béton. De plus, une étude plus approfondie, faisant varier l'ensemble des paramètres de formulations, les matières premières ainsi que les dosages permettrait de consolider ces observations.

## REFERENCES

- Baley, C., 2002. Analysis of the flax fibres tensile behaviour and analysis of the tensile stiffness increase. *Compos. Part Appl. Sci. Manuf.* 33, 939–948. [https://doi.org/10.1016/S1359-835X\(02\)00040-4](https://doi.org/10.1016/S1359-835X(02)00040-4)
- Chafei Sawssen, Khadraoui Fouzia, Boutouil Mohamed, Gomina Moussa, 2015. Effect of flax fibers treatments on the rheological and the mechanical behavior of a cement composite. *Constr. Build. Mater.* 79, 229–235. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.12.091>
- Kriker, A., Debicki, G., Bali, A., Khenfer, M.M., Chabannet, M., 2005. Mechanical properties of date palm fibres and concrete reinforced with date palm fibres in hot-dry climate. *Cem. Concr. Compos.* 27, 554–564. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2004.09.015>
- Le Hoang, T., 2013. Etude de caractérisation du comportement de composites cimentaires incorporant des fibres courtes de lin (Thèse de doctorat). Université de Caen.
- Mansur, M.A., Azizf, M.A., 1982. A study of jute fibre reinforced cement composites. *Int. J. Cem. Compos. Lightweight Concr.* Volume 4.
- Nadgouda, K., 2014. Coconut fibre reinforced concrete, in: Thirteenth IRF International Conference, 14th September.
- Page, J., 2017. Formulation et caractérisation d'un composite cimentaire biofibré pour des procédés de construction préfabriquée (Thèse de doctorat). Université de Caen, Caen.
- Page, J., Sonebi, M., Amziane, S., 2017. Design and multi-physical properties of a new hybrid hemp-flax composite material. *Constr. Build. Mater.* 139, 502–512.
- Pons Ribera, S., Hamzaoui, R., Colin, J., Vasseur, B., Bessette, L., Bernardeau, F., Bredy Tuffe, P., Bono, P., Gasparutto, A., Audouin, M., 2022. Valorization of Vegetal Fibers in Anti-

- Fissuration Screed Mortar Formulation. Presented at the 4th International Conference on Bio-Based Building Materials, Barcelona, Spain, pp. 782–791.  
<https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/CTA.1.782>
- Saad, M.M., 2022. Potentiel des fibres végétales courtes dans l'amélioration du comportement mécanique des mortiers (Thèse de doctorat). INSA de Toulouse.
- Schwartzentruber, A., Catherine, C., 2000. La méthode du mortier de béton équivalent (MBE)— Un nouvel outil d'aide à la formulation des bétons adjuvés. *Mater. Struct.* 33, 475–482.  
<https://doi.org/10.1007/BF02480524>
- Sedan, D., Pagnoux, C., Smith, A., Chotard, T., 2008. Mechanical properties of hemp fibre reinforced cement: Influence of the fibre/matrix interaction. *J. Eur. Ceram. Soc.* 28, 183–192. <https://doi.org/10.1016/j.jeurceramsoc.2007.05.019>

# Caractérisation du comportement microclimatique et biométéorologique des complexes multicouches de sols pour différents matériaux de surface

Matteo MIGLIARI<sup>1,2</sup>, Julien DESPAX<sup>2</sup>, André-Marie DOGBO<sup>2</sup>, Loïc CHESNE<sup>2</sup>, Olivier BAVEREL<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Laboratoire Navier, UMR 8205, Ecole des Ponts, CNRS, UPE, Université Gustave Eiffel, Champs-sur-Marne, France

<sup>2</sup>Franck Boutté Consultants, Paris, France

## RÉSUMÉ

Les matériaux de construction ont été largement analysés sous l'angle de leurs performances physiques, mécaniques, chimiques, thermiques, optiques et acoustiques à des fins structurelles, fonctionnelles, esthétiques, énergétiques et de durabilité. L'adaptation au changement climatique impose de considérer leurs implications microclimatiques et biométéorologiques. Cette étude se concentre sur les complexes multicouches de sol, c'est à dire les strates successives de matériaux qui composent les sols urbains sur lesquels les piétons et les véhicules circulent (comme les trottoirs, les routes et les chaussées). Les complexes multicouches de sols sont généralement définis par leur matériau de surface (par exemple, une "route en asphalte"), cependant une stratification d'autres matériaux souterrains, qui varie en fonction du revêtement superficiel, est également présente. Un catalogue complet du comportement microclimatique et biométéorologique des complexes multicouches, décrits selon des techniques de mise en œuvre actuelles, a été établi par l'analyse de simulations réalisées avec le logiciel ENVI-met. Les résultats obtenus permettent de caractériser l'impact de chaque type de revêtement de sol sur l'effet d'îlot de chaleur urbain et sur le confort thermique humain.

**Mots-clefs** complexes multicouches de sols, îlot de chaleur urbain, confort thermique extérieur, simulations microclimatiques, matériaux de construction, revêtements de sols

## I. INTRODUCTION

L'adaptation au changement climatique oblige l'humanité à remettre en question la cohérence des pratiques consolidées dans plusieurs domaines. La hausse de l'intensité, de la longueur et de la fréquence des événements météorologiques extrêmes (GIEC, 2022), tels que les vagues de chaleur estivales, combinée au vieillissement progressif de la population (United Nations, 2019, 2021), augmentent la vulnérabilité des citoyens au stress thermique, en décourageant les activités extérieures et en intensifiant les consommations énergétiques des bâtiments. Les surfaces urbaines sont parmi les principales responsables de l'effet d'îlot de chaleur urbain, causé par l'accumulation de la chaleur provenant de la radiation solaire dans les matériaux (Stewart & Oke, 2012). En particulier, les rues constituent une importante surface de captation de la radiation solaire, ainsi que le cadre qui permet la circulation des citoyens. Leurs matériaux de construction ont un impact



direct sur le stockage de la chaleur des environnements urbains et sur le ressenti thermique des personnes qui y circulent. Ils ont été analysés sous l'angle de leurs performances physiques (Sadowska et al., 2019), mécaniques (Bhargava & Sharma, 2014), chimiques (Huang et al., 2022), thermiques (Johra, 2021), optiques (Potter & Simmons, 2021 ; Hiromoto et al., 2006) et acoustiques (Asdrubali et al., 2012) à des fins structurels (Bolshakov & Dvorkin, 2016), fonctionnels (Banerjee & Tyagi, 2012), esthétiques (Krastiņš, 2017), énergétiques (Yüksek, 2015), de durabilité (Bai, 2016) et de rentabilité économique (Alpatov et al., 2019), mais la préservation de l'habitabilité des villes dans les futurs scénarios climatiques impose de considérer les implications microclimatiques et biométéorologiques, notamment par l'analyse de leur impact sur l'îlot de chaleur urbain et sur le confort thermique des espaces extérieurs. Cette étude se concentre sur les complexes multicouches du sol, à savoir les strates successives de matériaux sur lesquels les personnes marchent pour transiter dans l'environnement urbain. Ils sont généralement définis par le matériau de surface (par exemple, une "route en asphalte"), mais une stratification complexe d'autres matériaux "cachés" au sous-sol, qui varient en fonction du revêtement superficiel, sont adoptés à des fins de construction. Un catalogue complet du comportement microclimatique et biométéorologique des différents complexes multicouches, en conformité aux protocoles de construction actuels, a été établi par des simulations microclimatiques en utilisant le logiciel ENVI-met. Le choix de l'indicateur de confort thermique, du logiciel de simulation, des données d'entrées et des hypothèses de calcul est précisé dans la méthodologie. L'impact simulé de chaque typologie constructive sur les différents facteurs microclimatiques et sur le confort thermique humain est analysé dans le paragraphe des résultats. Enfin, les conclusions discutent les principaux accomplissements de l'étude, en précisant les perspectives de recherches futures sur la thématique.

## II. MÉTHODOLOGIE

Pour permettre de caractériser le comportement microclimatique et biométéorologique des complexes multicouches de sol par la simulation numérique, un choix approprié des indicateurs à analyser et du logiciel à employer s'avère nécessaire. Aujourd'hui, la biométéorologie humaine s'applique à la conception d'espaces extérieurs en évaluant la charge thermique sur les êtres humains à l'aide des indices de confort thermique (Charalampopoulos & Matzarakis, 2023). Parmi les plus de 200 indicateurs existants, l'UTCI (Universal Thermal Climate Index) a été sélectionné pour cet étude en se basant sur la Métamatrice du Confort Thermique (Migliari et al., 2022), une méthodologie graphique permettant de détecter les méthodes de calcul du confort thermique compatibles avec des besoins opérationnels spécifiques, tels que la localisation géographique, la période d'étude et les finalités de la simulation.

L'UTCI est défini comme la température de l'air de la condition de référence provoquant la même réponse du modèle que la condition extérieure réelle d'une personne adulte qui marche à une vitesse de 4 km/h sur un sol plat (Blazejczyk et al., 2013). Il s'agit d'une température équivalente, mesurée en °C, qui peut être calculée au moyen d'une équation de régression polynomiale qui prend en compte la température de l'air, la température moyenne radiante, la vitesse du vent et l'humidité relative comme variables d'entrée, afin de calculer la perception thermique humaine à 1,1 m du sol de référence dans tous les climats et toutes les saisons. Les résultats de l'UTCI peuvent être interprétés selon l'échelle ci-dessous :

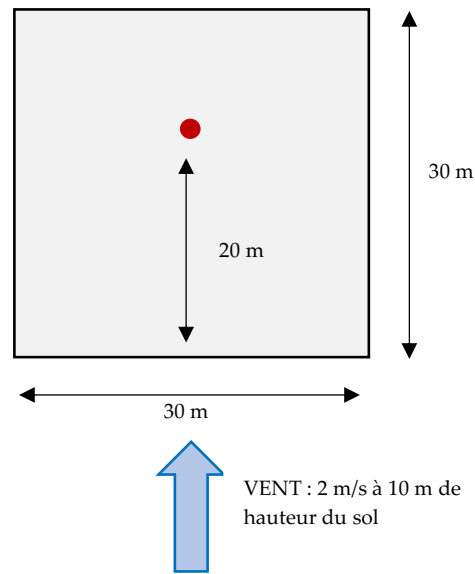
- Confortable entre 9 et 26 °C ;
- Modérément chaud entre 26 et 32 °C ;
- Fortement chaud entre 32 et 38 °C ;
- Très fortement chaud entre 38 et 46 °C.

Les facteurs climatiques précédemment détaillés (température de l'air, la température moyenne radiante, la vitesse du vent et l'humidité relative) seront calculés afin de pouvoir déterminer l'UTCI. La température de l'air est également adoptée comme indicateur pour étudier l'îlot de chaleur urbain, i.e. la surchauffe atmosphérique des environnements urbains comparé aux zones rurales limitrophes. Il existe d'autres indicateurs de réduction de l'îlot de chaleur urbain qui pourraient être utilisés dans d'autres études, comme le Ratio de Changement (RC), qui mesure le changement de la température de l'air dans le temps (Milošević et al., 2022 ; Bouzouidja et al., 2021 ; Konarska et al., 2016)

Parmi les outils de simulation disponibles sur le marché et capables de calculer l'indicateur UTCI et les autres facteurs microclimatiques précédemment mentionnés, ENVI-met a été choisi pour cet étude. Cette option est appropriée car elle est la plus couramment utilisée pour l'étude du climat urbain et répond à tous les critères des « logiciels ergonomiques pour améliorer le microclimat urbain », tels que révisés par Jänicke et al., 2021.

La localisation et le parcours solaire choisis pour la simulation décrivent une journée en milieu d'été (ici le 01/08/2019) dans le territoire parisien, en conformité au fuseau horaire CEST (UTC +2). Le vent souffle du sud vers nord avec une vitesse de 2 m/s à une hauteur de 10 m du sol, parallèlement à celui-ci. Aucune hypothèse d'écoulement a été appliqué sur l'axe vertical (perpendiculaire au sol), bien que des mouvements du fluide le long de cet axe puissent se produire dans le processus de simulation, en fonction des différentes températures de surface. La température minimale est de 23,6 °C à 7h et celle maximale mesure 31°C à 18h. L'humidité minimale est de 51,5 % à 18h et celle maximale est de 75,9% à 7h. Ces valeurs ont été sélectionné parmi les conditions les plus défavorables entre la définition théorique de canicule en milieu Parisien (<https://www.paris.fr/pages/la-canicule-5469>) et la moyenne des journées les plus chaudes par Meteonorm. Ce cycle est répété sur une période de 3 jours, sans aucune précipitation, mais uniquement les résultats sur la troisième journée sont présentés, afin de considérer l'accumulation de la chaleur issue des deux premières journées caniculaires. Les simulations ont été réalisés avec un ciel sans nuage, en adoptant la température et l'humidité du sol proposé par défaut.

La géométrie du modèle prévoit un échantillon de 30 m x 30 m pour chacun des différents complexes de sol. La dimension du maillage est de 1 m x 1 m. Cette dimension a été validée à la suite d'une analyse de sensibilité du maillage, en simulant un autre échantillon avec un maillage de 0,5 m x 0,5 m et en constatant la convergence des résultats. Les résultats sont extraits à 20 m du bord sud, pour limiter l'effet du couplage entre la ventilation et les conditions du bord. La configuration géométrique de l'étude ainsi obtenue est illustrée par la Figure 1.



**FIGURE 1.** Schéma représentant la configuration géométrique de simulation

Un appel à contribution auprès des acteurs français du secteur de la construction (P&Ma ; Egis ; Ingérop ; Ville de Paris), combiné à la consultation de ressources bibliographiques (Bouzouidja et al., 2021 ; Hendel et al., 2018), a permis de retenir l'épaisseur et les matériaux des couches en fonction des différents types de chaussée (qui se caractérisent notamment par le matériau à la surface). Certaines typologies, tels que les chaussées en bois, ne font plus partie des pratiques d'aujourd'hui, donc leur composition a été repéré dans des sources d'époque (Baker, 1906). Les résultats étaient similaires et ont été conformés aux limitations dimensionnelles d'ENVI-met (épaisseur des couches de 1 cm jusqu'à 4 cm de profondeur, de 2 cm entre 4 et 10 cm de profondeur, de 10 cm entre 10 et 50 cm de profondeur, de 50 cm entre 50 et 450 cm de profondeur), tel que résumé dans le Tableau 1.

**TABLEAU 1.** Stratification des complexes multicouche de sols en fonction du matériau de surface, en commençant par la couche superficielle

Matériau de surface	Exemple de succession des couches d'une chaussée réelle	Approximation adoptée sur ENVI-met
ASPHALTE	2 cm d'asphalte	2 cm d'asphalte
	18 cm de béton	18 cm de béton
	Sol	430 cm de sol par défaut
Pavé en BASALTE, BRIQUE ou GRANITE	12 cm de pavé	10 cm de pavé
	20 cm de béton	20 cm de béton
	Sol	420 cm de sol par défaut
BÉTON	18 cm de béton	20 cm de béton
	Sol	430 cm de sol par défaut
BOIS	10 cm de bois	10 cm de bois

	15 cm de béton	20 cm de béton
	Sol	420 cm de sol par défaut
PELOUSE (irriguée ou sèche)	8 cm de pelouse	8 cm de pelouse
	Sol	450 cm de sol par défaut
SOL	Sol	450 cm de sol par défaut
STABILISE (avec béton)	7 cm de sable stabilisé	10 cm de sable stabilisé
	18 cm de béton	20 cm de béton
	Sol	420 cm de sol par défaut
STABILISE (sans béton)	8 cm de sable stabilisé	10 cm de sable stabilisé
	Sol	440 cm de sol par défaut

En parallèle, une étude bibliographique (Czajkowski et al., 2020 ; Zhao et al., 2020 ; Gul et al., 2018 ; Aldawi et al., 2013 ; Kodešová et al., 2013 ; Tian, 2011 ; Pelliccioni et al., 2000 ; Mamlouk et al., 2005 ; Taha et al., 1992) a été effectuée afin de repérer les propriétés physiques des matériaux employés, pour éventuellement corriger ceux de la base de données ENVI-met. Les propriétés retenues pour la simulation des complexes multicouche de sol sont rassemblées dans les Tableaux 2, 3 et 4.

**TABLEAU 2.** Propriétés physiques des différents matériaux imperméables adoptées sur ENVI-met

Matériau	Capacité thermique volumétrique [J/m <sup>3</sup> K]	Conductivité thermique [W/mK]	Albédo	Émissivité
Asphalte	2,251 x 10 <sup>6</sup> J/m <sup>3</sup> K	0,90 W/mK	0,10	0,93
Basalte	2,253 x 10 <sup>6</sup> J/m <sup>3</sup> K	2,20 W/mK	0,13	0,72
Béton	2,083 x 10 <sup>6</sup> J/m <sup>3</sup> K	1,63 W/mK	0,30	0,90
Bois	0,454 x 10 <sup>6</sup> J/m <sup>3</sup> K	215,00 W/mK	0,40	0,90
Brique	1,700 x 10 <sup>6</sup> J/m <sup>3</sup> K	0,85 W/mK	0,30	0,90
Granite	2,150 x 10 <sup>6</sup> J/m <sup>3</sup> K	3,20 W/mK	0,30	0,95

**TABLEAU 3.** Propriétés physiques des différents matériaux perméables adoptées sur ENVI-met

Matériau	Capacité thermique volumétrique [J/m <sup>3</sup> K]	Teneur en eau à saturation [m <sup>3</sup> (eau)/m <sup>3</sup> (sol)]	Potentiel matriciel à saturation d'eau [m]	Conductivité hydraulique [m/s]	Constante de Clapp & Hornberger	Albédo	Émissivité
Sable	1,463 x 10 <sup>6</sup> J/m <sup>3</sup> K	0,395 m <sup>3</sup> (eau)/m <sup>3</sup> (sol)	-0,121 m	176 m/s	4,05	0,35	0,91
Sol par défaut	1,320 x 10 <sup>6</sup> J/m <sup>3</sup> K	0,435 W/mK	-0,218 m	34,1 m/s	4,90	0,20	0,98

**TABLEAU 4.** Propriétés physiques de la pelouse adoptée sur ENVI-met

Type de feuille	Type de fixation du CO <sub>2</sub>	Hauteur [cm]	Transmittance pour le rayonnement à ondes courtes	Albédo
Pelouse	C3	8 cm	0,30	0,20

### III. RÉSULTATS ET DISCUSSION

En conformité à ces données d'entrée, les résultats des simulations sur les différents paramètres microclimatiques et sur le confort thermique sont analysés ci-après, en se référant à une hauteur de 1,1 m du sol.

L'effet des complexes multicouche de sol, décrits dans le Tableau 1, sur la température de l'air est illustré par la Figure 2.

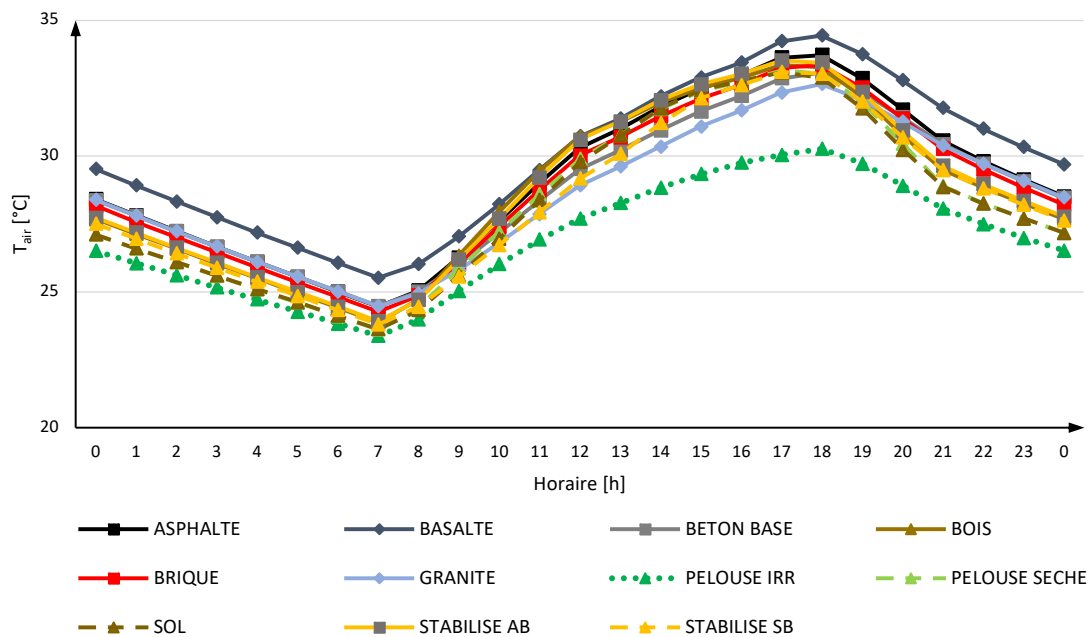


FIGURE 2. Résultats de simulation de la température de l'air

Le complexe multicouche le plus performant pour la réduction de l'îlot de chaleur urbain est la pelouse irriguée, qui atteint une température maximale de 30,3 °C, suivie par le granite concernant la réduction des températures maximales diurnes (32,7 °C). Cependant, le granite devient plus chaud de la majorité des autres matériaux pendant la nuit (28,4 °C), avec une température comparable à celle de l'asphalte et du béton, ce qui pourrait augmenter l'îlot de chaleur nocturne en contrepartie de sa réduction pendant la journée. Ces résultats sont conformes à ceux obtenus par les mesures empiriques effectuées par Hendel et al., 2018. En condition de stress hydrique, la performance de la pelouse se dégrade radicalement (33,2 °C), en raison du terrain sèche et de l'impossibilité d'activer le processus d'évapotranspiration. Les matériaux les moins performants sont le basalte (34,4 °C) et l'asphalte (33,7 °C), en raison de leur couleur sombre, qui favorise l'absorption de la chaleur. En particulier, le décalage entre la courbe du basalte et celle des autres matériaux devient d'autant plus marqué pendant la nuit, ce qui lui rend un matériau extrêmement défavorable pour la limitation de l'îlot de chaleur urbain.

L'humidité relative (Figure 3) est affectée par l'eau introduite dans le système et par la température de l'air.

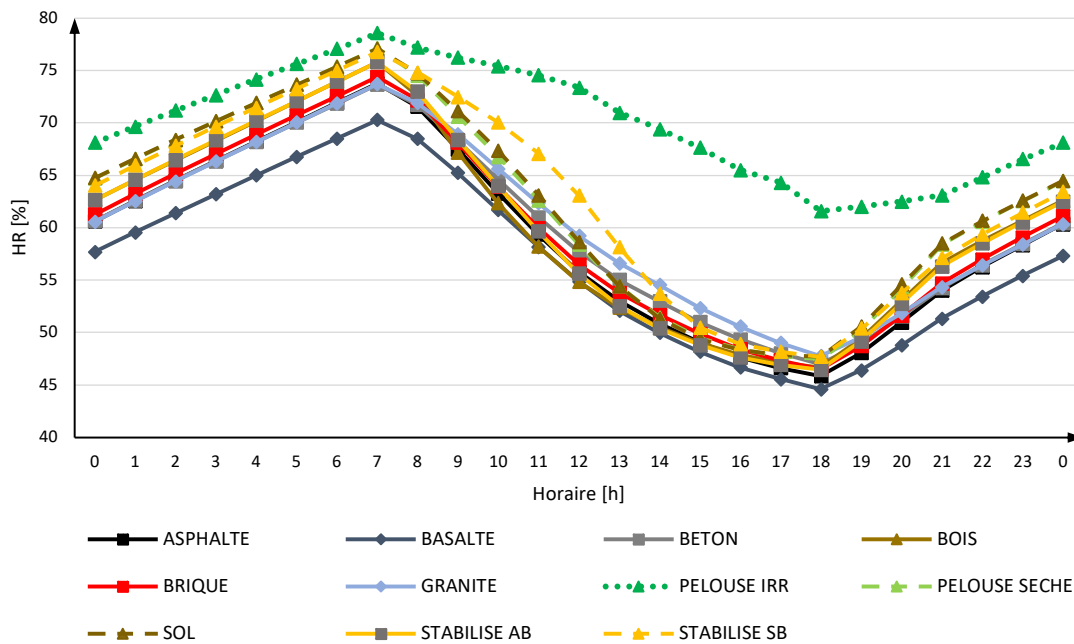


FIGURE 3. Résultats de simulation de l'humidité relative

La seule situation qui introduit de l'eau dans le domaine de la simulation est la pelouse irriguée, notamment par l'apport d'eau permettant d'éviter le stress hydrique et par le processus d'évapotranspiration du végétal. En conséquence, l'écart maximale entre la pelouse irriguée et les autres matériaux (environ 15%) se manifeste dans l'après-midi (entre 14h et 18h), à savoir la période la plus chaude et critique pour la survie de la plante, qui nécessite donc un majeur apport d'eau dans le terrain. Pour les autres matériaux, où la quantité d'eau dans le système se maintient constante, les variations de l'humidité relative reflètent celles de la température de l'air (Figure 2). En effet, lorsque la température croît, la quantité de vapeur d'eau que l'air peut contenir augmente. Comme la quantité d'eau contenue par le système reste constante, l'humidité relative, à savoir le pourcentage d'eau dans l'air pour atteindre sa saturation, diminue. C'est pour cette raison que la Figure 2 et 3 sont presque spéculaires.

La vitesse du vent (Figure 4) est influencée principalement par la rugosité des surfaces, qui est égale à 0,001 m pour les sols plats en zone urbanisée (Verkaik, 2006) et à 0,015 m pour les terrains naturels ouverts (base de données ENVI-met ; Ramli et al., 2009).

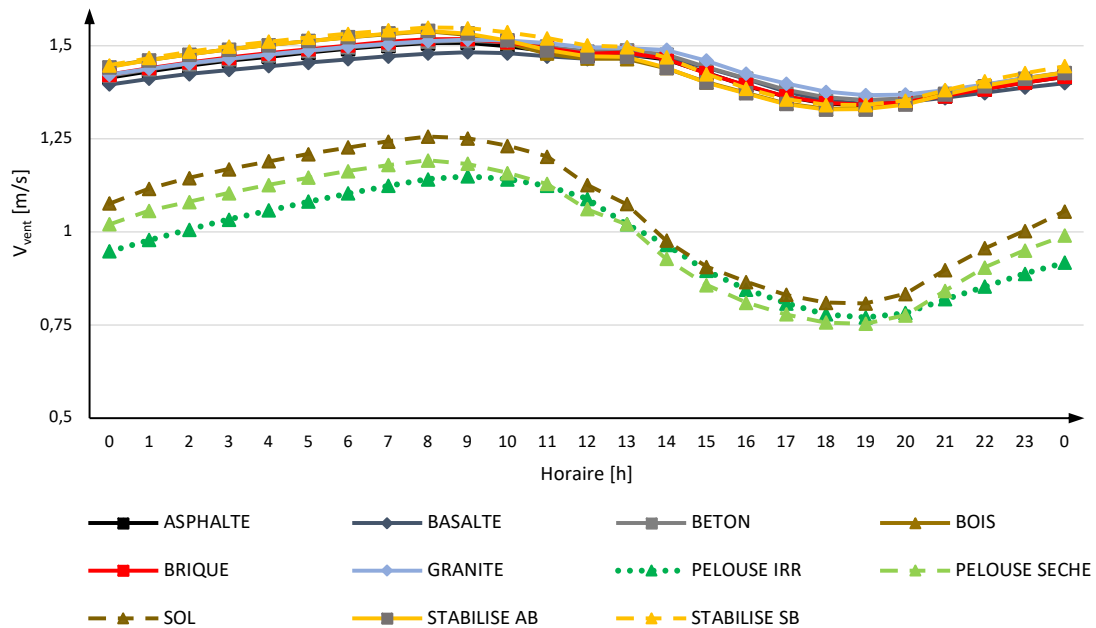
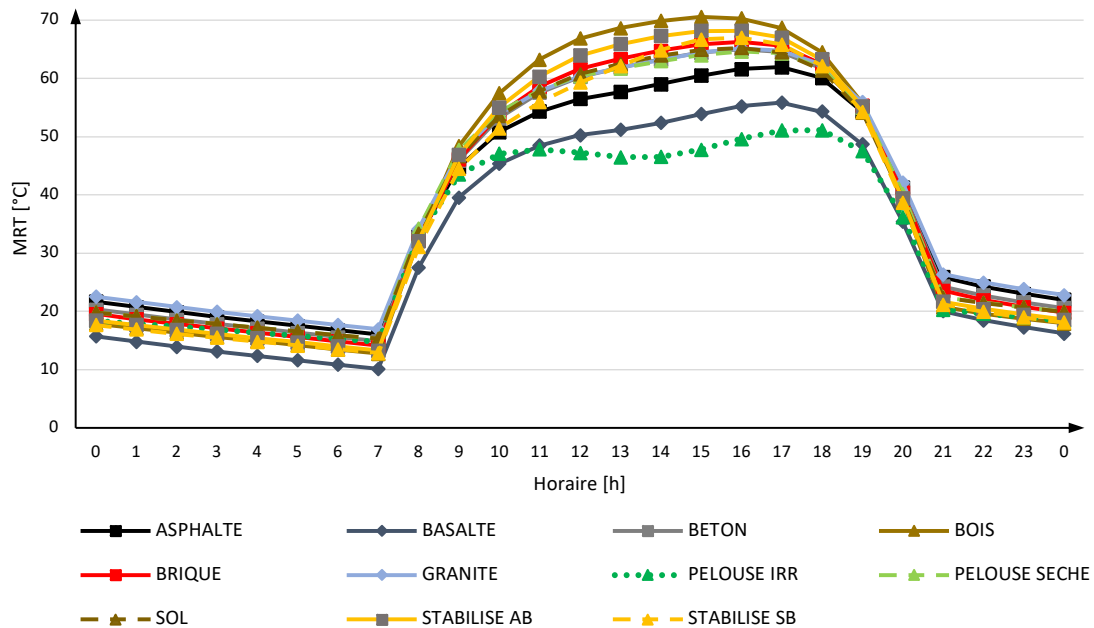


FIGURE 4. Résultats de simulation de la vitesse du vent

En effet, on remarque une division nette entre les performances des matériaux artificiels, dont les surfaces lisses limitent le frottement à l'écoulement de l'air, et les terrains naturels, caractérisés par plus d'aspérités, qui engendrent des obstructions à la ventilation. La pelouse constitue un frein ultérieur à la ventilation par rapport à un terrain non végétalisé. Les autres variations des vitesses du vent sont dues aux différentes températures de l'air et de surface, qui affectent le mouvement du fluide.

La température moyenne radiante (Figure 5) est une représentation numérique, exprimé par une température en °C, qui permet de globaliser la façon dont les êtres humains subissent le rayonnement à ondes longues et courtes dans un environnement donné. Dans les cas étudiés, les phénomènes agissants sont le rayonnement solaire (direct, diffus et réfléchi) et le rayonnement infrarouge émis par les matériaux. La méthode computationnelle adoptée par ENVI-met pour calculer la température moyenne radiante est détaillée par Sinsal et al., 2021.



**FIGURE 5.** Résultats de simulation de la température moyenne radiante

Le bois est le matériau capable de produire le plus de rayonnement (71 °C), en fonction de sa couleur claire (albedo = 0,4), qui réfléchit la radiation solaire. Le matériau avec la plus faible « génération » de rayonnement (par réflexion et par émission) est la pelouse irriguée. Ceci est lié à l'irrigation, qui assombrit et rafraîchit les matériaux mouillés. Les autres matériaux capables de limiter la valeur de la température moyenne radiante sont de couleur sombre : notamment le basalte (51,8 °C) et l'asphalte (61,9 °C).

L'indicateur de confort thermique UTCI est analysé dans la Figure 6.



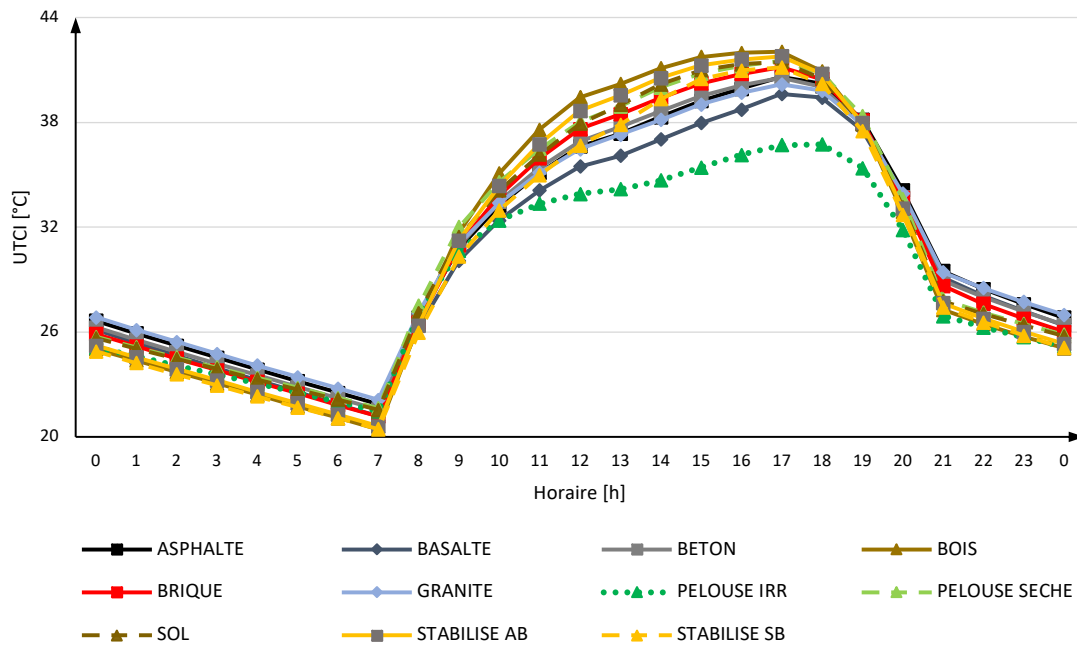


FIGURE 6. Résultats de simulation de l’UTCI

On remarque que la pelouse irriguée est le seul complexe multicouche qui évite de rentrer dans la plage « très fortement chaude » lors de la canicule simulée avec ENVI met. Le deuxième complexe le plus performant est le basalte, qui atteint la plage « très fortement chaude » à 15h, alors que le bois est le matériau le moins performant, où cette plage est atteinte avant 12h. Le basalte est respectivement le complexe multicouche de sol imperméable le moins performant par rapport à la réduction de la température de l’air et le plus performant par rapport à l’amélioration du confort thermique humain, ce qui exemplifie la différence conceptuelle entre les solutions pour limiter les îlots de chaleur urbains et celles pour améliorer le bien-être des piétons.

Il convient de noter que ces évaluations du confort thermique se réfèrent au cas extrême d’une pleine exposition à la radiation solaire directe, alors que d’autres éléments, tels que l’ombrage des arbres ou des bâtiments, sont mobilisés dans la planification urbaine pour générer des ambiances extérieures confortables.

Les résultats les plus élevées de chaque typologie de chaussée en fonction du matériau de surface, tels que lisibles dans les graphes reportés dans les Figures 2-6, sont résumées dans le Tableau 5.

TABLEAU 5. Valeurs maximales des simulations ENVI-met pour chaque complexe multicouche de sol

Matériau de surface	Max T <sub>air</sub> [°C]	Max HR [%]	Max V <sub>vent</sub> [m/s]	Max MRT [°C]	Max UTCI [°C]
Asphalte	33,7 °C	73,8%	1,5 m/s	61,9 °C	40,6 °C
Basalte	34,4 °C	70,3%	1,5 m/s	55,8 °C	39,6 °C
Béton	33,1 °C	73,7%	1,5 m/s	65,0 °C	40,6 °C
Bois	33,4 °C	75,8%	1,5 m/s	70,6 °C	42,0 °C

<b>Brique</b>	33,4 °C	74,4%	1,5 m/s	66,3 °C	41,2 °C
<b>Granite</b>	32,7 °C	73,7%	1,5 m/s	65,1 °C	40,2 °C
<b>Pelouse irrigué</b>	30,3 °C	78,6%	1,1 m/s	51,1 °C	36,7 °C
<b>Pelouse sèche</b>	33,2 °C	77,1%	1,2 m/s	64,6 °C	41,5 °C
<b>Sol</b>	33,1 °C	77,1%	1,3 m/s	65,2 °C	41,4 °C
<b>Stabilisé avec béton</b>	33,5 °C	75,8%	1,5 m/s	68,2 °C	41,8 °C
<b>Stabilisé sans béton</b>	33,1 °C	76,8%	1,5 m/s	67,0 °C	41,1 °C

La pelouse irriguée s'avère la solution la plus performante pour réduire la température de l'air et le stress thermique. Ce résultat est cohérent avec d'autres études (Bouzouidja et al., 2021 ; Hendel et al., 2018), ce qui suggère l'intérêt de renforcer l'utilisation de solutions basées sur la nature en ville. Cependant, il est nécessaire de s'assurer de l'approvisionnement en eau des végétaux, car une pelouse sèche a une faible performance, légèrement inférieure à celle du sol nu.

Le pavé en granite est le deuxième matériau qui offre le meilleur compromis pour réduire la température de l'air et améliorer le confort thermique pendant la journée, mais sa surchauffe nocturne (comparable à celle de l'asphalte et du béton) est un problème à ne pas sous-estimer. Le stabilisé sans béton est nettement meilleur que celui sur une dalle en béton et permet également d'avoir un sol perméable. Cela montre l'impact des sous-couches sur la performance générale du matériau, mais cet aspect doit être approfondi par des études ultérieures.

Les matériaux sombres tels que l'asphalte et le basalte ont des effets négatifs sur la température de l'air, mais sont parmi les matériaux les plus performants en termes de confort thermique pour les usagers. Le béton est strictement meilleur que l'asphalte car il offre un niveau de confort équivalent avec un effet de surchauffe de la température de l'air réduit. De même, une chaussée en béton est plus performante qu'une chaussée en brique, qui est elle-même plus performante qu'une chaussée en bois. Le bois n'est pas une solution de pavage performante pour les espaces publics du point de vue du microclimat et de la biométéorologie, comme le montrent les mesures sur site réalisées par Irmak et al., 2017.

#### IV. CONCLUSION

Pour caractériser le comportement microclimatique et biométéorologique des complexes multicouches de sol adoptés dans les pratiques de pavage actuelles, plusieurs simulations ont été effectuées avec le logiciel ENVI-met. Des faibles températures de l'air correspondent à la prédisposition du complexe correspondant à limiter le phénomène de l'îlot de chaleur urbain, alors que des faibles valeurs de l'UTCI indiquent l'aptitude à générer des environnements extérieurs thermiquement confortables.

Les résultats de simulation indiquent que la pelouse irriguée est le complexe le plus performant sous le point de vue des réductions de la température de l'air et du stress thermique, mais cela implique la prise en compte la gestion des ressources d'eau, pour assurer l'arrosage et éviter le stress hydrique du végétal. Le pavé en granite possède des bonnes performances en journée, au prix d'un réchauffement nocturne plus marqué, comparable à celui du béton et de l'asphalte. Néanmoins, sa performance est strictement meilleure de celle des autres chaussées minérales. Le

stabilisé sans dalle béton présente des bonnes performances pendant la journée et la nuit. Les chaussées en bois, en brique et en stabilisé sur une dalle béton s'avèrent des complexes multicouches à déconseiller vis-à-vis de leur comportement microclimatique et biométéorologique.

Pour assurer l'habitabilité des villes dans les scénarios futurs, ces éléments doivent être pris en compte par les concepteurs, pour choisir et localiser correctement les différents complexes multicouches de sol au sein d'un projet, en fonction des niveaux de fréquentation des espaces. Si un espace est conçu pour une fréquentation intense, des solutions sombres et peu réfléchissantes pourront être employés pour améliorer le confort thermique des piétons, alors que ce type d'intervention n'est pas souhaitable dans les zones peu fréquentées, comme l'absorption élevée du rayonnement solaire intensifie le phénomène de l'îlot de chaleur urbain. En conséquence, on peut questionner l'usage actuel des chaussées en asphalte, dont la couleur sombre stocke la chaleur sans produire aucun bénéfice sur le confort des citoyens, en tant qu'elles marquent les espaces destinés aux voitures et interdits à la circulation piétonne. Cette étude est aussi pertinente en vue de la tendance d'augmenter les zones piétonnes au sein des centres urbains, en réduisant la place de la voiture.

Une analyse de la contribution de chaque propriété des matériaux (capacité thermique volumétrique, conductivité thermique, albédo, émissivité) sur la réduction de la température de l'air et sur l'amélioration du ressenti thermique humain sera à réaliser dans des études successives, afin d'orienter le développement de matériaux innovants pour les revêtements des chaussées. Il est ainsi important que ce catalogue soit mis à jour avec les nouveaux complexes multicouches issus des technologies qui seront développées dans les années à venir, afin de caractériser leur comportement vis-à-vis de l'îlot de chaleur urbain et du confort thermique des espaces.

## REFERENCES

Aldawi, F., Date, A., Alam, F., Khan, I., Alghamdi, M., 2013. Energy efficient residential house wall system. *Appl. Therm. Eng.* 58, 400–410. <https://doi.org/10.1016/j.applthermaleng.2013.02.023>

Alpatov, V. Y., Atamanchuk, A. V., & Balzannikov, M. I., 2019. Economic effectiveness of traditional building materials in modern conditions. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 698(2). <https://doi.org/10.1088/1757-899X/698/2/022055>

Asdrubali, F., Schiavoni, S., Horoshenkov, K. V., 2012. A review of sustainable materials for acoustic applications. In *Building Acoustics* (Vol. 19, Issue 4). <https://doi.org/10.1260/1351-010X.19.4.283>

Bai, J., 2016. Durability of sustainable construction materials. In *Sustainability of Construction Materials* (pp. 397–414). Elsevier. <https://doi.org/10.1016/B978-0-08-100370-1.00016-0>

Baker, I.O., 1906. *A Treatise on Roads and Pavements*. John Wiley & Sons, London.

Banerjee, S., Tyagi, A. K., 2012. *Functional Materials*. Elsevier. <https://doi.org/10.1016/C2010-0-65659-8>

Bhargava, A. K., Sharma, C. P., 2014. Mechanical Behaviour and Testing of Materials. PHI Learning Private Limited.

Błazejczyk, K., Jendritzky, G., Bröde, P., Fiala, D., Havenith, G., Epstein, Y., Psikuta, A., Kampmann, B., 2013. An introduction to the Universal thermal climate index (UTCI). *Geogr. Pol.* 86, 5–10. <https://doi.org/10.7163/GPol.2013.1>

Bolshakov, V. I., Dvorkin, L. I., 2016. Structure and Properties of Building Materials (Vol. 91). Trans Tech Publications. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/FoMSE.91>

Bouzouidja, R., Leconte, F., Kiss, M., Pierret, M., Pruvot, C., Détriché, S., Louvel, B., Bertout, J., Aketouane, Z., Wu, T. V., Goiffon, R., Colin, B., Pétrissans, A., Lagièrre, P., Pétrissans, M., 2021. Experimental comparative study between conventional and green parking lots: Analysis of subsurface thermal behavior under warm and dry summer conditions. *Atmosphere*, 12(8). <https://doi.org/10.3390/atmos12080994>

Charalampopoulos, I., Matzarakis, A., 2022. Thoughts about the Thermal Environment and the Development of Human Civilisation. 1925(13), 1–16. <https://doi.org/https://whhttps://doi.org/10.3390/atmos13111925> Academic

Czajkowski, Ł., Olek, W., Weres, J., 2020. Effects of heat treatment on thermal properties of European beech wood. *Eur. J. Wood Wood Prod.* 78, 425–431. <https://doi.org/10.1007/s00107-020-01525-w>

GIEC, 2022. Climate Change 2022: Impacts, Adaptation and Vulnerability, 2022 Intergovernmental Panel on Climate Change.

Gul, M., Kotak, Y., Muneer, T., Ivanova, S., 2018. Enhancement of albedo for solar energy gain with particular emphasis on overcast skies. *Energies* 11, 1–17. <https://doi.org/10.3390/en11112881>

Hendel, M., Parison, S., Grados, A., Royon, L., 2018. Which pavement structures are best suited to limiting the UHI effect? A laboratory-scale study of Parisian pavement structures. *Build. Environ.* 144, 216–229. <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2018.08.027>

Hiramoto, N., Fukasawa, R., Hosako, I., 2006. Measurement of Optical Properties of Construction Materials in the Terahertz Region. Joint 31st International Conference on Infrared Millimeter Waves and 14th International Conference on Terahertz Electronics. <https://doi.org/10.1109/ICIMW.2006.368365>

Huang, L., Fantke, P., Ritscher, A., Jolliet, O., 2022. Chemicals of concern in building materials: A high-throughput screening. *Journal of Hazardous Materials*, 424. <https://doi.org/10.1016/j.jhazmat.2021.127574>

Irmak, M.A., Yilmaz, S., Dursun, D., 2017. Effect of different pavements on human thermal comfort conditions. *Atmosfera* 30, 355–366. <https://doi.org/10.20937/ATM.2017.30.04.06>

Jänicke, B., Milošević, D., & Manavvi, S., 2021. Review of User-Friendly Models to Improve the Urban Micro-Climate. *Atmosphere*, 12(10), 1–22. <https://doi.org/https://doi.org/10.3390/atmos12101291>

Johra, H., 2021. Thermal Properties of Building Materials - Review and Database. Department of the Built Environment, Aalborg University. 1–23.

Kodešová, R., Vlasáková, M., Fér, M., Teplá, D., Jakšík, O., Neuberger, P., Adamovsky, R., 2013. Thermal properties of representative soils of the Czech Republic. *Soil Water Res.* 8, 141–150. <https://doi.org/10.17221/33/2013-swr>

Konarska, J., Holmer, B., Lindberg, F., & Thorsson, S. (2016). Influence of vegetation and building geometry on the spatial variations of air temperature and cooling rates in a high-latitude city. *International Journal of Climatology*, 36(5), 2379–2395. <https://doi.org/10.1002/joc.4502>

Krastiņš, J., 2017. Aesthetics of Building Material in the Buildings of Architect Augusts Malvess. *Architecture and Urban Planning*, 13(1), 85–91. <https://doi.org/10.1515/aup-2017-0012>

Mamlouk, M.S., Witczak, M.W., Kaloush, K.E., Hasan, N., 2005. Determination of thermal properties of asphalt mixtures. *J. Test. Eval.* 33, 118–126. <https://doi.org/10.1520/jte12592>

Migliari, M., Babut, R., De Gaulmyn, C., Chesne, L., Baverel, O., 2022. The Metamatrix of Thermal Comfort: a compendious graphical methodology for appropriate selection of outdoor thermal comfort indices and thermo-physiological models for human-biometeorology research and urban planning. *Sustainable Cities and Society*, 81(103852), 1–23. <https://doi.org/10.1016/j.scs.2022.103852>

Milošević, D., Savić, S., Kresoja, M., Lužanin, Z., Šećerov, I., Arsenović, D., Dunjić, J., Matzarakis, A., 2022. Analysis of air temperature dynamics in the “local climate zones” of Novi Sad (Serbia) based on long-term database from an urban meteorological network. *International Journal of Biometeorology*, 66(2), 371–384. <https://doi.org/10.1007/s00484-020-02058-w>

Pelliccioni, A., Altavilla, F., Berardi, S., 2000. Sviluppo di un modello per lo studio del fenomeno di propagazione di energia termica generata da eventi incidentali interessanti impianti industriali, in: *Valutazione e Gestione del Rischio negli Insediamenti Civili ed Industriali*. pp. 1–12.

Potter, K. S., Simmons, J. H., 2021. *Optical Materials*. Elsevier. <https://doi.org/10.1016/C2018-0-04435-7>

Ramli, N.I., Ali, M.I., Saad, M.S.H., Majid, T.A., 2009. Estimation of the Roughness Length ( $z_0$ ) in Malaysia using Satellite Image. 7th Asia-Pacific Conf. Wind Eng. APCWE-VII. 10–13.

Sadowska, B., Jimenez, J. R., Rodriguez, J. M. F., Pérez, F. M., Cañas, J. R., Rivas-Sánchez, Y. A., 2019. Modern Building Materials. In D. A. Krawczyk (Ed.), *Buildings 2020+* (pp. 53–106). [https://doi.org/10.24427/978-83-65596-71-0\\_3](https://doi.org/10.24427/978-83-65596-71-0_3)

Sinsel, T., Simon, H., Ouyang, W., 2021. Implementation and evaluation of mean radiant temperature schemes in the microclimate model ENVI-met. <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.28882.48321>

Stewart, I.D., Oke, T.R., 2012. Local climate zones for urban temperature studies. *Bull. Am. Meteorol. Soc.* 93, 1879–1900. <https://doi.org/10.1175/BAMS-D-11-00019.1>

Taha, H., Sailor, D., Akbari, H., 1992. High-Albedo Materials for Reducing Building Cooling Energy Use. *Calif. Inst. Energy Effic. (CIEE)*. 1–75.

Tian, H., 2011. Volumetric heat capacity enhancement in ultrathin fluorocarbon polymers for capacitive thermal management. 1-49.

United Nations. Department of Economic and Social Affairs. Population Division, 2019. *World Population Prospects 2019 - Highlights*.

United Nations. Department of Economic and Social Affairs. Population Division, 2021. *The impact of the COVID-19 pandemic on fertility Ten key messages 1–2*.

Verkaik, J.W., 2006. On Wind and Roughness over Land. 1-133.

Yüksek, Í., 2015. The evaluation of building materials in terms of energy efficiency. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 59(1), 45–58. <https://doi.org/10.3311/PPci.7050>

Zhao, Y., Jiang, J., Dai, Y., Zhou, L., Ni, F., 2020. Thermal property evaluation of porous asphalt concrete based on heterogeneous meso-structure finite element simulation. *Appl. Sci.* 10, 1-21. <https://doi.org/10.3390/app10051671>

# Improvement of the Behaviour of the road surface Layer by the Use of rubber crumbs

Hocine HADIDANE<sup>1\*</sup>, Zina BJEGBARI<sup>1</sup>, Hocine OUCIEF<sup>2</sup>, Mouloud MERZOU<sup>2</sup>

<sup>1,2</sup>LMGE Laboratory, Badji Mokhtar-Annaba University, BP 12 Annaba 23000, Algeria

<sup>1</sup>Laboratory of mining, Road of Constantine Tebessa 12002 University of Tebessa

## ABSTRACT

The environment is a very important issue, and its preservation is a shared responsibility. Used tires represent an abundant and very worrying waste. Before being considered as waste, a certain percentage of used tires can be recovered in the road sector: rubberized asphalt obtained from tire crumb (road pavement crack treatment); aggregate from shredded tires for road noise in urban areas.

Today, the many transformation possibilities offered by the non-reusable used tire make it a material with great potential. Researchers and industrialists are discovering its many qualities: the strength of its structure when stored whole, its flexibility when turned into aggregate, or its calorific value when used as fuel. Finally also noted that the economic criterion obliges us to orient ourselves towards the use of a particularly abundant waste.

The objective of this study was to investigate and evaluate of the effects of addition tire waste in the form of crumbs in asphalt concrete mixtures. The experimental design for this study included the use of different percentages of crumbs (1.5%, 3%, 4.5% and 6%). The mixtures performances are evaluated by the tests (Marshall and Duriez).

**KEY WORDS:** Material , road , pavement ,marshall, duriez.

## I. INTRODUCTION

Conventional bituminous materials have tended to perform satisfactorily in most highway pavement and airfield runway applications. However, in recent years, increased traffic levels, larger and heavier trucks with new axle designs and high tyre pressures, have seemed to add to severe demands of load and environment on the highway system. This has resulted in the need to enhance the properties of existing asphalt material. Polymer modification offers one solution to overcome the deficiencies of bitumen and thereby improve the performance of asphalt mixtures [1]. Modification of asphalt binders can serve many purposes. Many diverse materials are added to asphalt concret.

Polyethylene, random and block copolymers of styrene, polypropylene, neoprene, and others have all been investigated as modifiers that improve the performance of asphalt binders. The advantages listed in the literature are quite numerous; most polymers are claimed to reduce temperature susceptibility resulting in less cracking at low temperatures and less rutting during summer season [2]. Among these polymers, styrene-butadiene rubber and styrene-butadiene-Styrene block copolymers are the most widely used ones. [3, 4][5]

The main objective of this study was to evaluate the laboratory mechanical performances of asphalt concrete mixtures contains different additions rubber crumbs, After having made the tests for the identification of the constituents, we proceeded with the formulation of the asphalt and its correction by adding rubber crumbs. The recycled rubber crumbs content varies from 1.5% to 6% with a pitch of 1.5%.

To test the different formulations, Marshall and Duriez specimens were made in the laboratory in order to see the impact of the incorporated rubber crumbs in the granular skeleton; and to study its influence on the mechanical characteristics of the asphalt by comparing them to those of the basic asphalt.

**2. MATERIALS**

**2.1 BITUMEN**

The tests for the identification of the bitumen used for the various formulations are:

**2.1.1 NEEDLE PENETRATION TEST [05]**

The test is used to determine the consistency of bitumen and bituminous binders at intermediate service temperatures under defined conditions of testing. The test is performed in a water bath, usually at 25 °C; other temperatures may be used e.g. 15 °C or 5 °C are common test temperatures. Needle penetration is the oldest test method applied to bitumen, and it is usually also used to classify the binder.

Table 1. Results of the needle penetrability test.

Bitumen class	Needle penetration (1/10 mm)
35/50	41

1.1.1. **2.1.2 SOFTENING POINT TEST [05]**

The softening point of bitumen or tar is the temperature at which the substance attains a particular degree of softening. As per IS:334-1982, it is the temperature (in C°) at which a standard ball passes through a sample of bitumen in a mould and falls through a height of 2.5 cm, when heated under water or glycerin at specified conditions of test. The binder should have sufficient fluidity before its applications in road uses. The determination of softening point helps to know the temperature up to which a bituminous binder should be heated for various road use applications. Softening point is determined by ring and ball apparatus.

Table 2. Results of Softening Point Test Ball and ring.

Bitumen class	Softening temperature (°C)
35/50	55



### 2.1.3 FLASH POINT AND FLAME POINT TEST [05]

BIS defined the flash point as the temperature at which the vapour of bitumen momentarily catches fire in the form of flash under specified test conditions. The fire point is defined as the lowest temperature under specified test conditions at which the bituminous material gets ignited and burns.

Table 3. Results of flash point and flame point test.

Bitumen class	flash point (°C)	flame point (°C)
35/50	260	311

Conclusion: The results of the tests for the characterization of bitumens confirm the classe of bitumens used. [6]

## 2.2 AGGREGATES

To carry out this study, two types of aggregates were used. One from the Essebt quarry (Guelma) and the other from the Ain Touta Career (Batna).

### 2.2.1 CHEMICAL ANALYSIS [07]

Table 4. Results of chemical analysis of aggregates.

Aggregate	Essebt	Ain Touta
(SiO <sub>2</sub> + Silicates)	4.37 %	70.12 %
(Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> + Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	1.32 %	20.40 %
(CaSO <sub>4</sub> , 2H <sub>2</sub> O)	Traces	Traces
(NaCl)	0.17 %	0.12 %
(CaCO <sub>3</sub> )	94.01 %	6.83 %
CO <sub>2</sub>	4.136 %	3.00 %
Fire loss	4.163 %	4.85 %
Water of constitution	0.27 %	1.85 %

Comment: The chemical analysis confirms the mineralogical nature of the aggregates used.

### 2.2.2 LOS ANGELES TEST: [08]

The standard L.A. abrasion test subjects a coarse aggregate sample (retained on the No. 12 (1.70 mm) sieve) to abrasion, impact, and grinding in a rotating steel drum containing a specified number of steel spheres.

After being subjected to the rotating drum, the weight of aggregate that is retained on a No. 12 (1.70 mm) sieve is subtracted from the original weight to obtain a percentage of the total aggregate weight that has broken down and passed through the No. 12 (1.70 mm) sieve. Therefore, an L.A. abrasion loss value of 40 indicates that 40% of the original sample passed through the No. 12 (1.70 mm) sieve.

Table 5. Results of Los Angeles test.

Granular class	Essebt	Ain Touta
3/8	20.08	17.96
8/15	15.11	19.33

2.2.3 MICRO-DEVAL DAMP TEST [09]

The Micro-Deval abrasion test is a test of coarse aggregate to determine abrasion loss in the presence of water and an abrasive charge.

Table 6. Results of Micro-Deval Damp test

Granular class	Essebt	Ain Touta
3/8	22.33	16.02
8/15	18.98	18.11

2.2.4 GRANULOMETRIC ANALYSIS [10]

The granulometric analysis allows us to determine the dimensions, and the distribution of the different grains. This is done using a series of sieves used for each granular fraction.

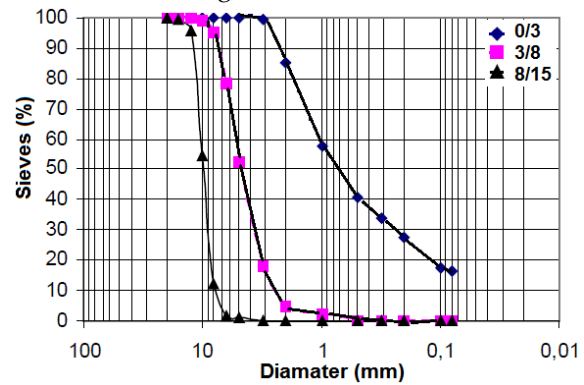
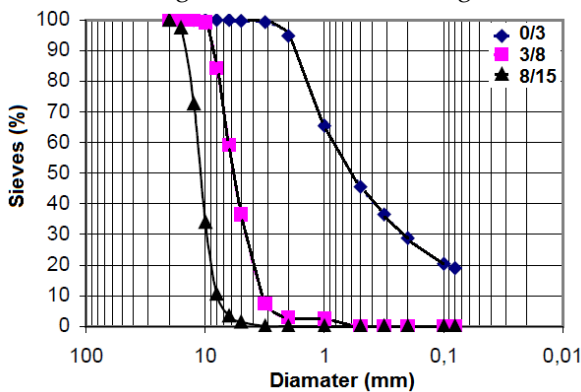


FIGURE 1. Size distributions for Essebt aggregates. FIGURE 2. Size distributions for Ain Touta aggregates.

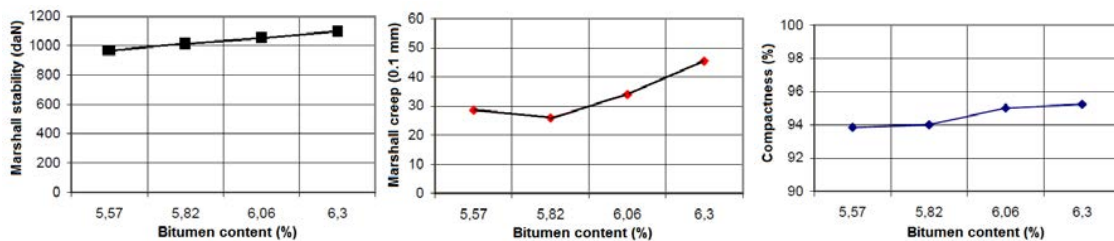
2.3 FORMULATION OF REFERENCE BITUMINOUS CONCRETES

2.3.1 ESSEBT AGGREGATE

Formula retained

- \* Sand 0/3: 35%
- \* Gravel 3/8: 29%
- \* Gravel 8/15: 36%

To determine the optimum binder content, Marshall tests are carried out about benchmark asphalt Made with different bitumen contents, The results are shown in the figures 3, 4, 5.



FIGURES 3.4.5: Variation of compactness, creep and Marshall Stability depending on the bitumen content.

- The maximum compactness for a bitumen content of 6.30%
- The Marshall creep is minimal for a bitumen content of 5.82 %
- Marshall stability is maximum for a bitumen content of 6.30 %

We take optimum bitumen content of 6.14% for which the characteristics correspond to:

Marshall Compactness: 95.086 %

Marshall Creep: 37.83 (1/10 mm)

Marshall Stability: 1066.67

**2..3.2 AIN TOUTA AGGREGATE**

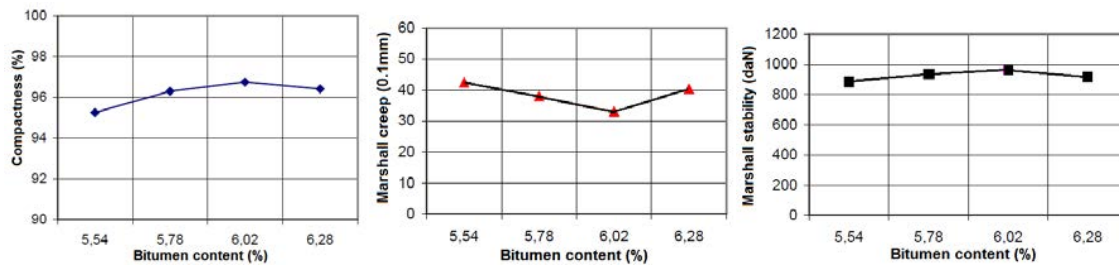
Formula retained

\* Sand 0/3: 39%

\* Gravel 3/8: 21%

\* Gravel 8/15: 40%

Also, the optimum binder content It is determined by carrying out Marshall tests for asphalt mixes made with different bitumen content, The results are shown in the figures 6, 7, 8.



**FIGURES 6, 7, 8:** Variation of compactness, creep and Marshall Stability depending on the bitumen content.

- The maximum compactness for a bitumen content of 6.02 %
- The Marshall creep is minimal for a bitumen content of 6.02 %
- Marshall stability is maximum for a bitumen content of 6.02 %

We take optimum bitumen content of 6.02 % for which the bituminous concrete has the following characteristics:

Marshall Compactness: 96.76 %

Marshall Creep: 33 (1/10 mm)

Marshall Stability: 962.73 kg.

3. MECHANICAL BEHAVIOUR OF FORMULATIONS

Bituminous mixes (some times called asphalt mixes) are used in the surface layer of road and airfield pavements. The mix is composed usually of aggregate and asphalt cements. Some types of bituminous mixes are also used in base coarse. The design of asphalt paving mix, as with the design of other engineering materials is largely a matter of selecting and proportioning constituent materials to obtain the desired properties in the finished pavement structure.

3.1 MARSHALL TEST [ 11,12,13]

MARSHALL METHOD OF MIX DESIGN in this method, the resistance to plastic deformation of a compacted cylindrical specimen of bituminous mixture is measured when the specimen is loaded diametrically at a deformation rate 53 of 50 mm per minute. There are two major features of the Marshall method of mix design. (i) density-voids analysis and (ii) stability-flow tests. The Marshall stability of the mix is defined as the maximum load carried by the specimen at a standard test temperature of 60°C. The flow value is the deformation that the test specimen undergoes during loading upto the maximum load. Flow is measured in 0.25 mm units. In this test, an attempt is made to obtain optimum binder content for the type of aggregate mix used and the expected traffic intensity.

The MARSHALL study gives us the evolution of stability, Creep and compactness as a function of the rubber crumb content. See curves 9, 10, 11.

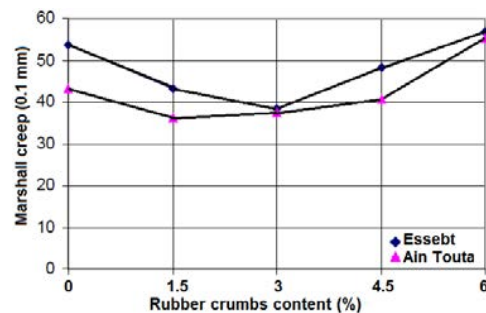
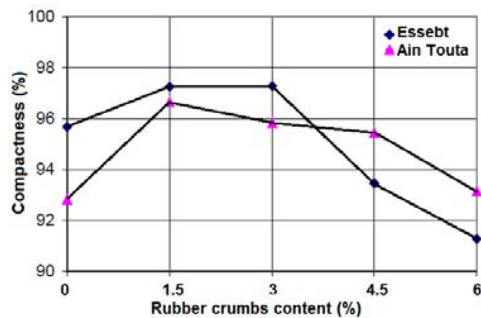


FIGURE 9. Influence of the rubber crumb on compactness      FIGURE 10. Influence of the rubber crumb on Marshall Creep

The compactness of asphalt mixes based on bitumen 35/50 Reaches an optimum for a content between 1.5 % and 3 % of the rubber crumb, and then begins to falling quickly as soon as this content is exceeded. [14]

The MARSHALL Creep present a minimum for rubber crumb content 3%, But for high contents, the creep increases and even exceeds that of the reference bituminous concrete.

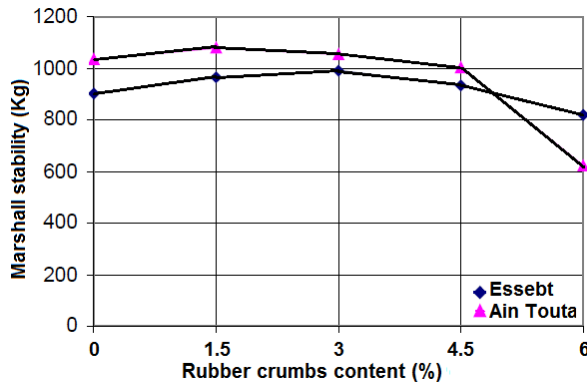


FIGURE 11. Influence of polymer on Marshall stability.

The MARSHALL stability is optimal for 3% of rubber crumb content for bituminous mixes with Essebt aggregates, and 1.5% rubber crumb content for bituminous concretes with aggregates from the quarry Ain Touta.

The figures (9, 10 and 11) show that the addition of the rubber crumb in the formulation of the bituminous mixture gives interesting results in the evolution of the mechanical performances tested using the MARSHALL test namely compactness, creep and stability.

The analysis of the results of the Marshall test for modified bituminous concretes made with aggregates of two careers show that the incorporated rubber crumb in the hydrocarbon mixture improves the characteristics of this mixture. [15]

### 3.2 DURIEZ TEST [ 16]

The test is performed to determine and study the physical and mechanical properties of bituminous mixtures. Two mould sizes: 80 and 120 mm dia. All parts are made from steel protected against corrosion.

The specimens have to be temperature conditioned with a suitable climatic chamber and the compression test has to be performed with a testing compression machine of minimum 180 kN capacity for compaction and compression.

The DURIEZ study gives us the evolution of the resistance compression with and without immersion, as well as the compactness as a function of the rubber crumb content. The results are shown in the figures 12, 13, and 14.

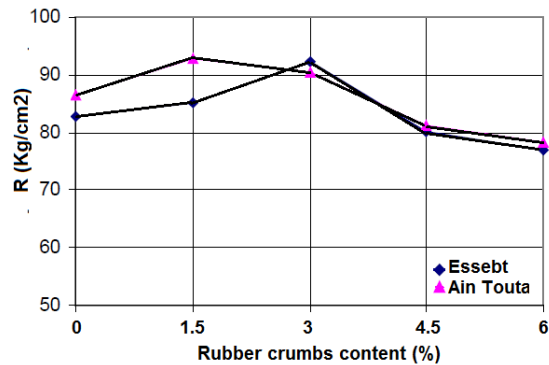
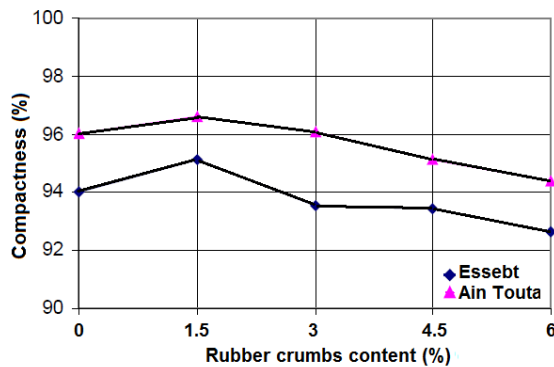


FIGURE 12. Influence of the polymer on the Compactness FIGURE 13. Influence of the polymer on the dry resistance

Figure 12 shows that the compactness of the various bituminous concretes tested with the Duriez test (Which has a compaction mode different from that of the Marshall test) is improved for a rubber crumb content of 1.5%, But for other contents (3, 4.5, and 6%), the compactness fall. Compressive resistance to dry R increases with increasing waste content up to a content of 3 % for Essebt aggregates, and 1.5% for aggregates of Ain Touta quarry, after this content, the resistance decreases, then the mechanical resistances at 4.5% and 6% are less than those with 0% waste, which reflects the inverse role of rubber crumb when incorporated with excess. [17]

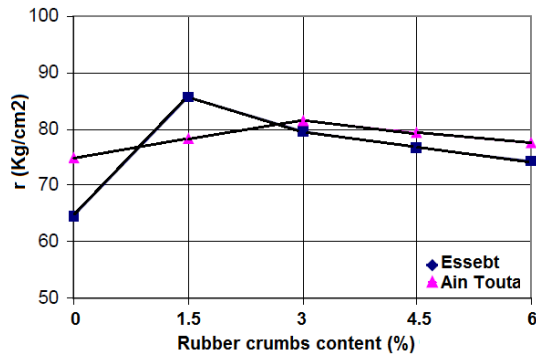


FIGURE 14. Influence of the rubber crumb on the resistance after immersion.

Compressive resistance after 7 days of immersion in water at 18 °C has a better performance at 1.5% of rubber crumb content for Essebt aggregates, and 3% For the aggregates of Ain Touta, For higher content, the resistance begins to decrease, while remaining higher than that of the reference bituminous concrete.

This improvement can be explained by the role of rubber crumb limiting the effect of water in the area between the grains and the binder. [18]

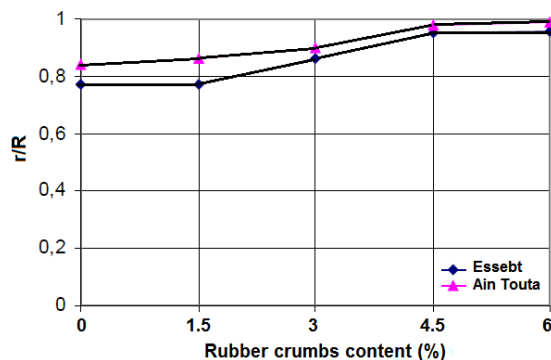


FIGURE 15. Influence of rubber crumb On the resistance to water (ratio r/R)

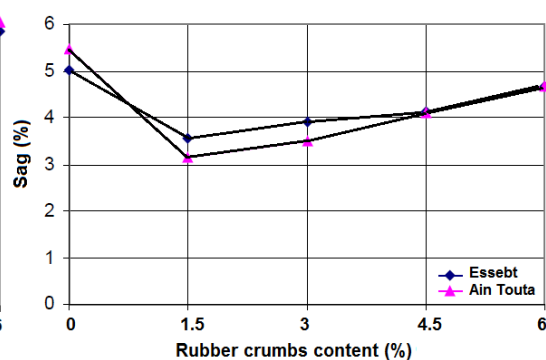
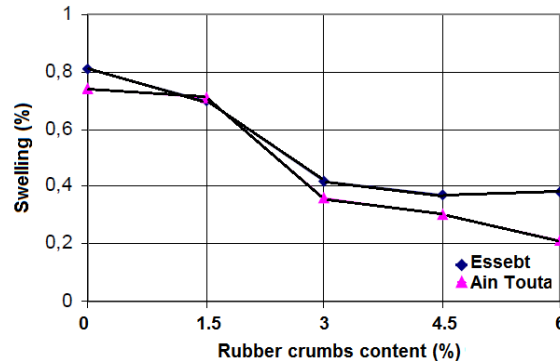
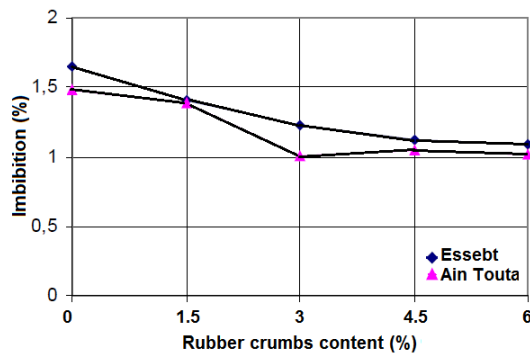


FIGURE 16. Influence of rubber crumb on sag

Figure 15, Confirms the results of the resistance curves and shows a continuous increase in the resistance to water of the bituminous mixtures modified with the wast, this resistance to water is excellent and close to the value of 1 for high contents (4.5 % et 6 %), the rubber crumb limits the effect of water in the area between the binder and the grains, it is similar to that of the adhesive products which are generally used in formulations of bituminous concretes to ensure better

adhesiveness of the mixture. Figure 16 illustrates that the sag of Duriez test specimens is decreased, and it is low for 1.5 % of rubber crumb where a gain of 30% is recorded. [19]



**FIGURE 17.** Influence of rubber crumb on the imbibitions **FIGURE 18.** Influence of rubber crumb on the swelling

Figures 17 and 18 show a marked improvement of the resistance swelling and imbibition after storage in water for 7 days at a temperature of 18 °C, which explains the resistance of the rolling layer to the effects of rain during winter periods. [20]

The results of the Duriez test show and confirm that bring of rubber crumb is appreciated on the different characteristics of bituminous concrete crafted by the aggregates of the two quarries. It may also be noted significant increase of the compressive resistance after immersion in front a slight increase in dry compressive resistance.

The resistance to water expressed by the ratio  $r/R$  (resistance to compression with and without immersion) Is increasing with the rubber crumb content, this ratio tends towards 1 with high contents (a role similar to the products of adhesiveness).

The sag measured during the crushing of the Duriez test specimens is decreased with increasing rubber crumb content.

The swelling expressed by the relative increase in volume of the Duriez test specimen after storage in water for 7 days decreases substantially with increasing rubber crumb content. The imbibition, expressed by the relative increase in the weight of the Duriez test specimen after storage in water for 7 days, also decreases with increasing rubber crumb content.

#### 4. CONCLUSION

The consideration of sustainable development criteria has materialized in the field of road construction through a voluntary commitment between the players, builders and managers of transport infrastructure and representatives of institutions.

Among the areas of development that it brings together, this commitment encourages the implementation of actions aimed at reducing the use of non-renewable raw materials and promotes the use of energy-saving practices with the aim of reducing the carbon footprint, environmental impact of the industrial road sector. [19, 20]

This research responds to a question of the environment, on the one hand, and the mechanical performance of roads, on the other hand, the improvement made should be formulated on the basis of a techno-economic analysis. If, the modification of the bituminous concrete by the addition of well-chosen additives most often makes it possible to improve the characteristics and the properties of the mixtures, and if the improvement generally increases with the degree of

modification, the excess can sometimes or often lead to the opposite, ie giving bituminous concrete bad behavior.[19,21]

## REFERENCES

- [01] H. Hadidane , H. Oucief , & M. Merzoud. (2018). Improving the Behaviour of Roads underlays by the Use of Industrial waste (Blast furnace slag), *J. Mater. Environ. Sci.*, 2018, Volume 9, Issue 3, Page 887-893 <https://doi.org/10.26872/jmes.2018.9.3.98>
- [02] A. BORDJIBA, ; thèse de doctorat ; valorisation et renforcement des bétons bitumineux (2017) (122) p 36.
- [03] L. Berredjem., L. Molez., et N. Arabi., " Influence de la nature des granulats recyclés sur les propriétés des bétons ", *Academic Journal of Civil Engineering*, 37(1), 2020, 75-79. <https://doi.org/10.26168/ajce.37.1.15>
- [04] Graves et GNT de recyclage, guide d'utilisation régionale méditerranée. Version juillet (2016).
- [05] H. HADIDANE, ; H. ;OUCIEF, M. MERZOUD,; Etude de comportement mécaniques des couches d'assises à base de laitier ; Rencontres universitaires de génie civil université de liège 25 au 27 Mai (2016).
- [06] N. Arabi., H. Meftah., O. Kebâili. L. Berredjem., "Valorization of recycled materials in development of self-compacting concrete: Mixing recycled concrete aggregates – Windshield waste glass aggregates, *Constr. Build. Mater.*, 209 (2019) 364–376. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.03.024>.
- [07] E. Castanedapinzon,; C. Such,; Evaluation the moisture sensitivity of bituminous mixtures complex modulus approach; 83th annual meeting, Transportation Research Board (2014).
- [08] NF EN1097-2 §5; Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats Partie 2 : Méthodes pour la détermination de la résistance à la fragmentation, (Los Angeles) (2010).
- [09] NF EN 1097-1; Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats Partie 1 : Détermination de la résistance à l'usure (micro-Deval) (2011).
- [10] H. HADIDANE, ; H. OUCIEF,; M. MERZOUD,; Improving the Behaviour of Roads underlays by the Use of Industrial waste (Blast furnace slag) *Journal of Materials and Environmental Sciences (JMES)*, Volume 9, Issue 3, (2018) 887-893p.
- [11] NF EN 12697-34; Mélanges bitumineux - Méthodes d'essai pour mélange hydrocarboné à chaud - Partie 34 : essai Marshall, Août (2012).
- [12] L. Berredjem, N. Arabi., L. Molez. & J.Y. Brossault., "Influence of recycled sand containing fillers on the rheological and mechanical properties of masonry mortars", *Journal of Materials and Environmental Sciences*, Vol.9(4),2018,pp.1255\_1265, <https://doi.org/10.26872/jmes.2017.9.4.137>.
- [13] Guides techniques régionaux relatifs a la valorisation des déchets et coproduits industriels « améliorer la valorisation des déchets industriels en BTP » Laboratoire régional des ponts et chaussées de Lille (2016) 6 p
- [14] H. HADIDANE,; H. OUCIEF,; and M. MERZOUD,; Improving the behavior of body



- roads by the use of gravel-slag mixture ; AIP Conference Proceedings 1758, 030039 (2016);
- [15] MERBOUH, M; Thèse de doctorat; contribution à la modélisation du comportement rhéologique des enrobés bitumineux ; Influence des conditions extrêmes de température et de trafic en fatigue. Université BORDEAUX-I (2010) (264) p 53.
- [16] NF P98-251-1; Essais relatifs aux chaussées, Essais statiques sur mélanges hydrocarbonés, Partie 1, essai DURIEZ sur mélanges hydrocarbonés à chaud, Septembre (2002).
- [17] OLARD, F; DI BENEDETTO, H; DONY, A; VANISCOTE, J.C; "Properties of bituminous mixtures at low temperatures and relations with binder characteristics"; 6th International RILEM Symposium on Performance Testing and Evaluation of Bituminous Materials, Zurich (2003).
- [18] L. Berredjem., N. Arabi. et L. Molez., "Mechanical and durability properties of concrete based on recycled coarse and fine aggregates produced from demolished concrete", *Constr. Build. Mater.*,246 (2020) 118421. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.118421>.
- [19] MOUAZEN, M; thèse de doctorat ; Evolution des propriétés rhéologiques des enrobés bitume, vers une loi vieillissement/viscosité. (2011) (199)p.
- [20] Xiaomeng D., Jianan Q., Wei F., Mengcheng C., Zhongfan C. Improvement on properties of recycled concrete with coarse ceramic vase aggregates using KH-550 surface treating technology, *Eng., Euro. J. Envir.Civ.* 7 (2017)
- [21]L. Berredjem., L. Molez., N. Arabi. et T. Ali Boucetta., « Effets des conditions environnementales et cycles séchage-imbibition sur les propriétés physiques et mécaniques des mortiers de ciment recyclés ». *Academic Journal of Civil Engineering*, 38(1), 2020, 105-108. <https://doi.org/10.26168/ajce.38.1.25>

# Caractérisation expérimentale et modélisation multi-échelle des propriétés viscoélastiques linéaires des bétons bitumineux vieilliss

Akoëtè Bernus Kouevidjin<sup>1</sup>, Saännibè Ciryle Somé<sup>1</sup>, Jean-François Barthélémy<sup>1</sup>, Virginie Mouillet<sup>2</sup>, Jean-Christophe Molinengo<sup>2</sup>, Ferhat Hammoum<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Cerema, Univ Gustave Eiffel, UMR MCD, F-77171 Sourdun, France

<sup>2</sup> Cerema, Univ Gustave Eiffel, UMR MCD, F-13100 Aix-en-Provence, France

<sup>3</sup> Université Gustave Eiffel, Laboratoire MIT, Route de Bouaye - CS 5004 - 44344 Bouguenais

Corresponding author : C. Somé (e-mail : ciryle.some@cerema.fr)

## ABSTRACT

La procédure de vieillissement RILEM, permettant de simuler en laboratoire et en peu de temps le vieillissement qui se produit habituellement entre 5 et 10 ans dans les revêtements bitumineux in-situ, est utilisée pour préparer des échantillons d'enrobés bitumineux (EB) vieilliss. Quatre durées de vieillissement accéléré (0, 3, 6 et 9 jours) sont considérées pour simuler le vieillissement à long terme (VLT). Les bitumes des EB vieilliss sont extraits, puis caractérisés. Leur module de cisaillement  $|G^*|$  et leur angle de phase  $\varphi$  sont mesurés sur une plage de températures allant de  $-20^\circ\text{C}$  à  $80^\circ\text{C}$  et sous différentes fréquences, puis calibrés avec le modèle de 2S2P1D. Les paramètres de ce dernier sont utilisés comme données d'entrée dans un modèle multi-échelle. Ce modèle repose sur trois échelles : l'échelle du mastic (bitume + charges inférieures à  $63\ \mu\text{m}$ ), l'échelle du mortier (mastic + sable inférieur à  $1\ \text{mm}$ ) et l'échelle EB (mortier + gros granulats de  $1$  à  $10\ \text{mm}$  enrobés de mastic bitumineux mince). Sa mise en œuvre combine le schéma de Mori-Tanaka (adapté à un milieu matriciel/inclusif) à l'échelle du mastic et du mortier et le schéma auto-cohérent (adapté à un milieu désordonné) à l'échelle de l'EB avec un contact possible entre les granulats grossiers nécessaire pour bien prédire les modules de l'EB à haute température et basse fréquence. Sur la base des propriétés rhéologiques du bitume et des granulats et des fractions volumiques des matériaux constitutifs, le modèle multi-échelle permet de prédire les modules de rigidité ( $|E^*|$ ) et l'angle de phase de l'EB à chaque niveau de vieillissement. Les prédictions du modèle multi-échelle concordent avec les mesures sur une large gamme de températures et de fréquences.

## Keywords

Mélange bitumineux, Vieillissement thermo-oxydatif, Module de rigidité complexe, Modélisation multi-échelle

## I. INTRODUCTION

La mise au point de modèles permettant de prédire les propriétés viscoélastiques des bétons bitumineux permettant de réduire le nombre d'essais à réaliser constitue un enjeu pour le formulateur d'enrobé. Depuis quelques années plusieurs modèles de prédiction du module complexe des enrobés sont proposés (Shu & Huang 2008, Zhu et al. 2011, Pichler et al. 2012, Alam & Hammoum 2015, Cherif et al. 2021). (Zhu et al. 2011) ont proposé un modèle permettant de prédire le module élastique de enrobés bien que ceux-

ci ne puissent être considérés comme des matériaux élastiques) en considérant un collage imparfait entre les granulats et la couche de mastic bitumineux qui les entourent. Le collage imparfait de l'interface est modélisé par un ressort dont la raideur est un paramètre d'ajustement qui permet au modèle de coïncider avec les mesures expérimentales. (Pichler et al. 2012) ont utilisé le modèle auto-cohérent pour prédire la complaisance des enrobés tout en montrant que le modèle de Mori-Tanaka utilisé par d'autres auteurs n'est pas adapté aux enrobés. Quant à (Cherif et al. 2021), ils ont utilisé le modèle auto-cohérent pour prédire le module complexe des enrobés incorporant des agrégats d'enrobé. Cependant, dans la plupart de ces travaux, la comparaison entre le modèle et les données expérimentales se limite souvent à une plage étroite de températures et de fréquences. De plus, ces modèles ne prennent pas en compte le contact granulaire induit par le compactage. Récemment, un modèle de prédiction combinant un schéma Mori-Tanaka à l'échelle du mastic et du mortier et un schéma auto-cohérent généralisé à l'échelle de l'enrobé en prenant en compte le contact entre les granulats a été proposé (Somé et al. 2022) et testé sur des enrobés à chaud et tièdes à base de bitume 50/70. Ce modèle permet de prédire à la fois le module complexe  $|E^*|$  et l'angle de phase  $\phi$  contrairement aux travaux précédents. Cependant, sa fiabilité mérite d'être vérifiée en le confrontant à un grand nombre de données expérimentales. Dans cet article, nous nous proposons de tester la validité du modèle récemment développé non seulement sur des sables enrobés 0/2, et 0/4 mais aussi sur des enrobés de couche de surface de chaussées à base de bitume 35/50 ayant subis 4 et 8 heures de vieillissement à court terme. La méthode de vieillissement dite RILEM a été choisie pour simuler en laboratoire dans un délai raisonnable le vieillissement (à court et à long terme (0, 3, 6 et 9 jours)) qui se produit au fil des années sur une structure de chaussée réelle (de la Roche et al. 2009).

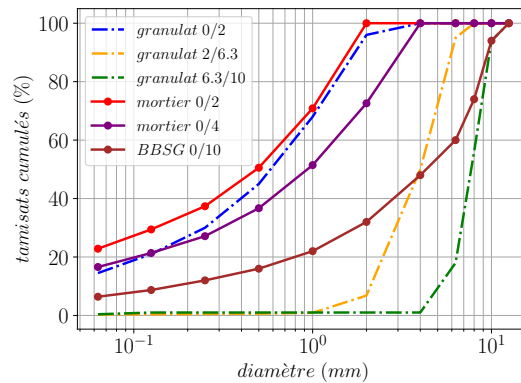
## II. MATÉRIAUX ET MÉTHODES

### A. Matériaux

Les mélanges utilisés sont constitués d'un bitume de classe 35/50 (CEN EN 12591), dont les propriétés de pénétrabilité à l'aiguille (CEN EN 1426) et de température de ramollissement (CEN EN 1427) sont respectivement de  $42 \times 0,1$  mm et  $53, 2$  °C, et des granulats de porphyre qui proviennent de la carrière de Pont de Colonne (en France) pour lesquels les propriétés de résistance à l'usure et à la fragmentation respectivement appelées valeur Microdeval et valeur Los Angeles sont de 17 % et 8 %. Trois types de bétons bitumineux ont été retenus dans cette étude : un BBSG 0/10, utilisé pour les couches de roulement et de liaison et deux sables enrobés appelés mortiers E02 et E04. Les courbes granulométriques des mélanges sont représentées sur la figure 1.

### B. Procédure de vieillissement du mélange bitumineux

Les enrobés sont fabriqués à 165 °C. Après le malaxage, le mélange foisonné est vieilli selon la procédure RILEM décrite dans Somé et al. (2022). L'enrobé bitumineux de référence est fabriqué puis compacté immédiatement sans vieillissement thermo-oxydatif autre que celui induit par la fabrication à 165 °C. Il est désigné par T0 (ou V0). Pour simuler le vieillissement selon la procédure RILEM, les enrobés fabriqués sont soumis à un vieillissement à court terme de 4 heures à 135 °C suivi d'un vieillissement à long terme de 3, 6 et 9 jours à 85 °C. Ces enrobés sont désignés par T3, T6, T9. Une procédure de vieillissement à court terme plus sévère de 8 heures à 135 °C a été appliqués aux enrobés désignés par V3, V6, V9 tout en conservant la même température et durées de vieillissement à long terme (3, 6 et 9 jours à 85 °C). Une petite quantité de mélanges foisonnés a été prélevée à la fin de la procédure de vieillissement sur les enrobés V0-V9 afin de



**FIGURE 1.** Courbe de recomposition granulométrique du squelette granulaire

récupérer le liant pour des caractérisations rhéologiques. Pour les mêmes raisons, des blocs d'enrobés ont également été récupérés après compactage sur les enrobés T0-T9. La procédure d'extraction est décrite dans Somé et al. (2022). Les bitumes vieillis récupérés dans les mélanges (T0 à T9, V0 à V9), désignés par B(T0) à B(T9), B(V0) à B(V9), sont testés avec un rhéomètre à cisaillement dynamique (DSR). Il est à noter que les formules de référence T0 et V0 sont des BBSG 0/10 classiques (sans vieillissement). Le bitume B(T0) étant extrait des blocs de plaques compactées T0, tandis que B(V0) du mélange foisonné V0, nous conservons T0 et V0 dans cette étude pour des raisons de clarté. Des sables enrobés 0/2 et 0/4 ont été également fabriqués selon mêmes condition que les enrobés de référence T0 et V0 mais sans vieillissement.

### III. Essais rhéologiques

#### A. Essai de module complexe par flexion deux points

À la fin du processus de vieillissement, les mélanges foisonnés sont immédiatement compactés selon la norme CEN EN 12697-33. Les plaques bitumineuses fabriquées sont ensuite sciées en éprouvettes prismatiques de dimensions  $4 \times 4 \times 12$  cm (voir figure 2) et soumises à des mesures de module complexe conformément à la norme EN 12697-26 en faisant varier la température de  $-15$  °C à  $50$  °C pour T0 à T9 et de  $-20$  °C à  $50$  °C pour V0 à V9, et la fréquence de 3 Hz à 40 Hz. Les isothermes de  $|E^*|$  et  $\varphi$  sont ensuite utilisées pour construire les courbes maîtresses.

#### B. Essai au rhéomètre à cisaillement dynamique

Le rhéomètre à cisaillement dynamique (DSR) est utilisé pour caractériser le comportement viscoélastique des liants bitumineux récupérés, selon la norme CEN EN 14770. Après contrôle du respect du domaine linéaire de sollicitation, la réponse des échantillons soumis à une contrainte sinusoïdale est enregistrée suivant les conditions opératoires (températures, fréquences et contraintes imposées) indiquées dans le Tableau 1.

### IV. Analyse des résultats expérimentaux



**FIGURE 2.** Aperçu des échantillons de mortiers et d'enrobés bitumineux

**TABLEAU 1.** Températures et fréquences d'essai

B(T0); B(T3); B(T6); B(T9)	Températures (°C)	10 - 80
	Fréquences (Hz)	0,681 - 21,54
B(V0); B(V3); B(V6); B(V9)	Températures (°C)	-20 - 80
	Fréquences (Hz)	0,01 - 10
B(T0)-B(T9); B(V0)-B(V9)	Contraintes (kPa)	13 (à 10 °C) - 0.5 (à 80 °C)

#### A. Construction des courbes maîtresses et calibration du modèle rhéologique

Les isothermes obtenus expérimentalement sont exploitées selon la procédure décrite dans Chailleux et al. (2006) pour obtenir les courbes maîtresses de module ( $|E^*(\omega)|$ ) et d'angle de phase ( $\varphi^*(\omega)$ ) à la température de référence  $\theta_{ref} = 20^\circ\text{C}$ . Ensuite, les modèles 2S2P (aussi connu sous le nom de modèle de Huet et Sayegh pour les enrobés) et 1S2P1D (utilisé ici pour les bitumes), qui sont des cas particuliers du modèle généralisé 2S2P1D proposé par (Olard & Benedetto 2003), ont été calibrés sur les courbes maîtresses de module complexe et d'angles de phase respectivement des enrobés et des bitumes extraits. Ce modèle généralisé est constitué d'un ressort de raideur  $E_0$  en parallèle avec : un ressort de raideur  $E_\infty$  lui-même en série avec deux éléments permettant de rendre compte du fluage parabolique des enrobés (de paramètres  $k, \delta, \tau$  d'une part et  $h, \tau$  d'autre part) aussi en série avec un amortisseur linéaire décrivant la viscosité des bitumes (de paramètre  $\beta, \tau$ ). Ceux-ci sont par ailleurs supposés viscoélastiques linéaires non vieillissants et isotropes. Les expressions des modules complexes des modèles 2S2P et 1S2P1D s'écrivent comme suit :

$$\begin{aligned}
 E^*(i\omega) &= E_0 + \frac{E_\infty - E_0}{1 + \delta (i\omega\tau)^{-k} + (i\omega\tau)^{-h}} && \text{pour 2S2P} \\
 E^*(i\omega) &= \frac{E_\infty}{1 + \delta (i\omega\tau)^{-k} + (i\omega\tau)^{-h} + (i\omega\tau\beta)^{-1}} && \text{pour 1S2P1D}
 \end{aligned} \tag{1}$$

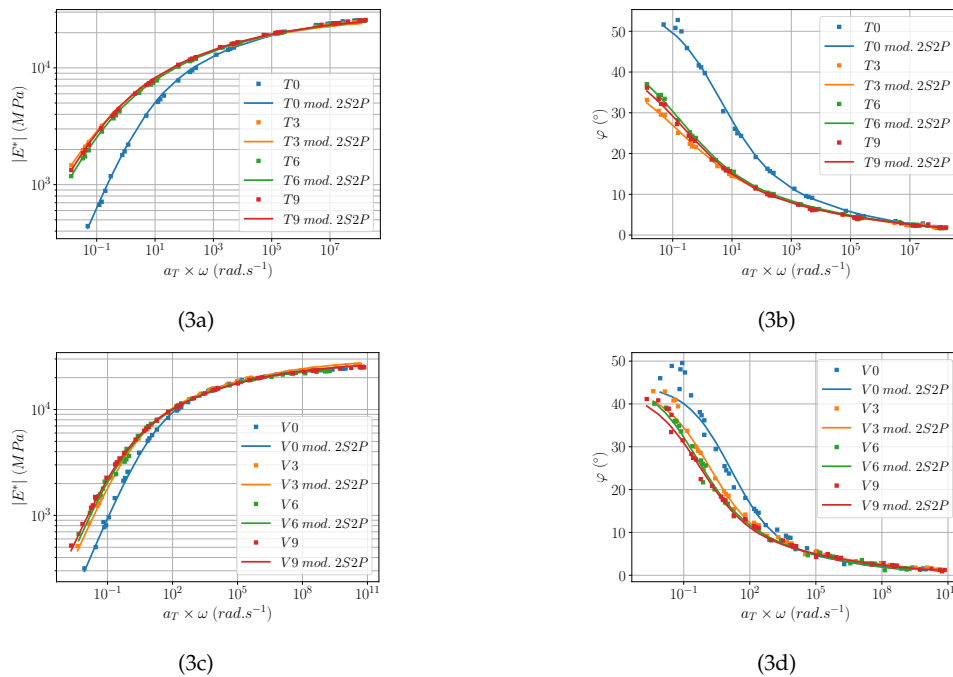
Les paramètres des modèles sont identifiés pour toutes les durées de vieillissement et pour les deux mortiers à une température de référence  $\theta_{ref} = 20^\circ\text{C}$  en utilisant un script Python. Les paramètres du 1S2P1D identifiés sur les bitumes extraits (tableau 2) serviront de données d'entrée au modèle multi-échelle.

#### B. Discussion

Les courbes maîtresses de module complexe et d'angle de phase pour différents niveaux de vieillissement sont présentées sur les figures 3 pour une température de référence de  $20^\circ\text{C}$ .

**TABLEAU 2. Paramètres du modèle 1S2P1D pour les bitumes à  $\theta_{ref} = 20\text{ }^\circ\text{C}$**

Bitume	$E_\infty$ (MPa)	$\delta$	$\tau$ (s)	$k$	$h$	$\beta$
B(T0)	$7,52 \times 10^2$	4,53	$5,90 \times 10^{-3}$	0,35	0,68	$2,94 \times 10^1$
B(T3)	$8,06 \times 10^2$	5,16	$1,72 \times 10^{-2}$	0,3	0,64	$1,32 \times 10^2$
B(T6)	$8,03 \times 10^2$	5,31	$2,42 \times 10^{-2}$	0,28	0,61	$2,71 \times 10^2$
B(T9)	$9,26 \times 10^2$	5,66	$2,26 \times 10^{-2}$	0,28	0,62	$2,54 \times 10^2$
B(V0)	$2,00 \times 10^3$	5,10	$1,75 \times 10^{-4}$	0,26	0,62	$1,62 \times 10^2$
B(V3)	$2,36 \times 10^3$	7,06	$9,48 \times 10^{-4}$	0,23	0,59	$8,0 \times 10^2$
B(V6)	$2,19 \times 10^3$	6,52	$9,60 \times 10^{-4}$	0,23	0,57	$9,83 \times 10^2$
B(V9)	$2,59 \times 10^3$	7,34	$1,30 \times 10^{-3}$	0,23	0,57	$1,27 \times 10^3$



**FIGURE 3. Courbes maîtresses du module complexe et de l'angle de phase des EB à  $\theta_{ref}=20\text{ }^\circ\text{C}$**

La tendance générale est similaire pour tous les mélanges évalués. Les EB (T3-T9) présentent un module de rigidité de l'ordre de 33% à 36% plus élevé que le matériau de référence T0 tandis que cette augmentation est de l'ordre de 12% à 14% entre les matériaux vieillis (V3-V9) par rapport l'EB V0 (voir figure 3a et 3c). De plus, les enrobés vieillis (T3-T9, V3-V9) présentent des valeurs de module complexe globalement similaires. Ces augmentations de modules entraînent une diminution des angles de phase, comme le montrent les figures 3b et 3d. On retrouve les mêmes observations concernant l'évolution des modules et des angles de phase des bitumes extraits des mélanges (voir Figures 4a à 4d). Les propriétés des bitumes vieillis (B(T3)-B(T9), B(V3)-B(V9)) augmentent par contre progressivement à la différence de celles des mélanges dont ils sont extraits.

Les figures 5a et 5b montrent une augmentation du module de rigidité et une diminution de l'angle de phase entre le mortier 0/2 et le mortier 0/4. Ces variations peuvent s'expliquer par une proportion moins importante du bitume dans le mortier 0/4.

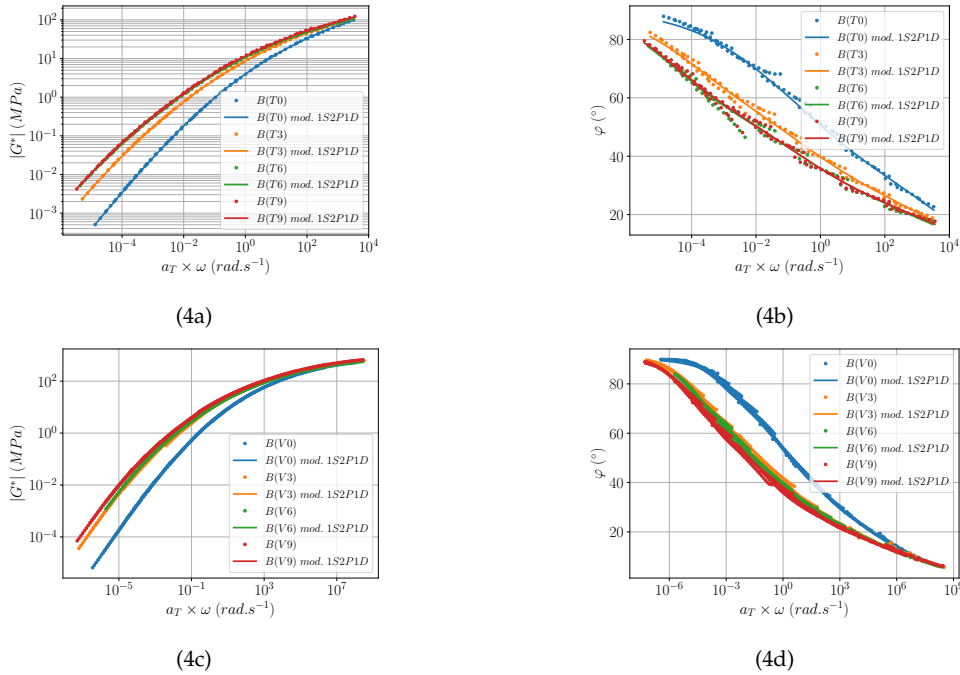


FIGURE 4. Courbes maîtresses du module complexe et de l'angle de phase des bitumes à  $\theta_{ref}=20\text{ }^{\circ}\text{C}$

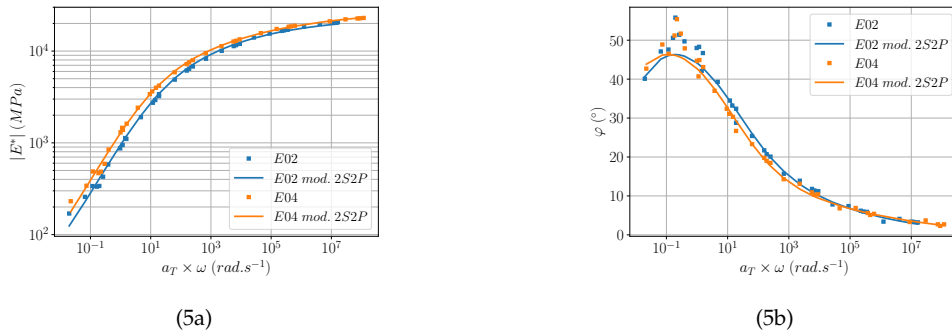


FIGURE 5. Courbes maîtresses du module complexe et de l'angle de phase des mortiers à  $\theta_{ref}=20\text{ }^{\circ}\text{C}$

## V. Homogénéisation des propriétés rhéologiques des enrobés

### A. Modélisation micromécanique

Les enrobés bitumineux sont des matériaux hétérogènes (voir figure 2) dont les propriétés viscoélastiques linéaires macroscopiques (module complexe et angle de phase) peuvent être homogénéisées à l'aide de la bibliothèque Extended Calculator of HOMogEnization Schemes (ECHOES) Barthélémy (2022) qui a été mise à profit avec succès dans des travaux antérieurs Barthélémy et al. (2016, 2019), Somé et al. (2022). L'approche micromécanique adoptée ici est basée sur la caractérisation multi-échelle de matériaux hétérogènes. Ainsi, un volume élémentaire représentatif (VER) est défini et une description simplifiée de la microstructure est proposée (figure 6). Enfin, le module complexe homogénéisé et l'angle de phase sont estimés,

et les résultats sont comparés aux données expérimentales.

Comme indiqué sur la figure 6, la microstructure à l'étude est supposée se composer de trois échelles.

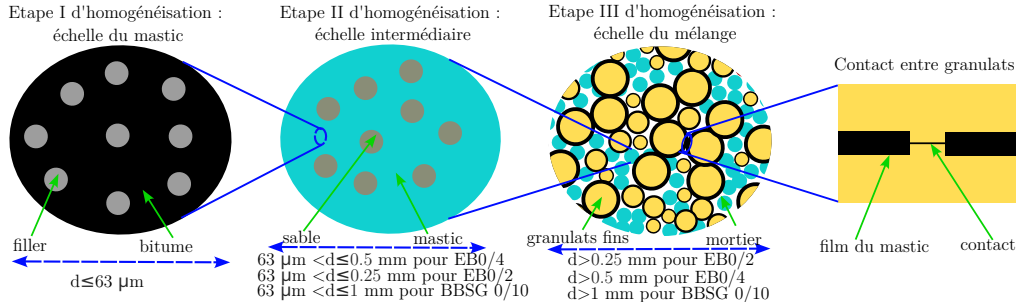


FIGURE 6. *v.e.r* des mortiers et enrobés

- Échelle microscopique (Étape I) [ $\leq 6310^{-6}$  m]

Il s'agit de la première étape de description multi-échelle de la microstructure de l'EB. Cette étape suppose que les éléments fins (les fillers) de diamètre n'excédant pas  $63 \mu m$  (représentés par des inclusions sphéroïdales de fraction volumique  $\phi_f$ ) de propriétés élastiques sont noyés dans une matrice homogène (ici le bitume, dont les propriétés viscoélastiques sont présentées dans la section 4), formant ainsi le mastic. Le schéma de Mori-Tanaka est utilisé pour estimer les propriétés viscoélastiques effectives de ce dernier et le tenseur de rigidité complexe homogénéisé<sup>1</sup> :

$$(\mathbb{C}_m^*)^{hom} = [(1 - \phi_f) \mathbb{C}_b^* + \phi_f \mathbb{C}_a \mathbb{T}_f^*] : [((1 - \phi_f) \mathbb{I} + \phi_f \mathbb{T}_f^*)^{-1}] \quad (2)$$

avec :

$$\mathbb{T}_f^* = [\mathbb{I} + \mathbb{P}_f^{*b} : (\mathbb{C}_a - \mathbb{C}_b^*)]^{-1} \quad (3)$$

où  $\mathbb{C}_b^*$  désigne le tenseur de rigidité complexe du bitume,  $\mathbb{C}_a$  le tenseur de rigidité élastique des fillers et  $\mathbb{P}_f^{*b}$  le tenseur de Hill.

- Échelle mésoscopique (Étape II)

Cette échelle correspond au mortier, comme le montre la figure 6. On suppose un milieu biphasique dont la phase matricielle a les mêmes propriétés viscoélastiques que le mastic homogénéisé (étape I) dans lequel sont noyés des granulats sphériques. Les propriétés viscoélastiques homogénéisées sont dérivées en appliquant le schéma de Mori-Tanaka (équation (2)).

- Échelle macroscopique (Étape III)

C'est la dernière étape de description multi-échelle de la microstructure de l'EB étudiée. Celle-ci est supposée être constituée d'un arrangement de granulats grossiers enrobés d'une couche composite et de mortiers. Pour mieux capturer les propriétés viscoélastiques macroscopiques à haute température et basse fréquence, le modèle de juxtaposition de la fine couche de fraction surfacique  $\chi$  entourant les agrégats et des contacts intergranulaires proposé par Somé et al. (2022) est utilisé. Le contact est modélisé par un ressort linéaire reliant la contrainte de cisaillement locale au saut de déplacement tangentiel de raideur  $k_t$  (voir figure 6). Dans le domaine fréquentiel, le tenseur de rigidité complexe de l'interphase composite est donné par l'équation (4) Somé et al. (2022).

$$\mathbb{C}_{int}^* = \chi(\mathbb{C}_m^*)^{hom} + (1 - \chi)\mathbb{C}_c ; \quad \mathbb{C}_c = 3\kappa^a \mathbb{J} + 2\mu_{int} \mathbb{K} ; \quad \mu_{int} = e_m k_t \quad (4)$$

1. On rappelle qu'en viscoélasticité linéaire non-vieillissante le théorème de correspondance permet d'appliquer les relations usuelles élastiques aux transformées de Laplace-Carson des tenseurs et que les raideurs complexes fréquentielles sont obtenues en prenant  $p = i\omega$  comme paramètre de Laplace.



où  $e_m$  désigne l'épaisseur de la fine couche et est reliée au diamètre  $d$  des granulats par la formule suivante Somé et al. (2022) :

$$e_m = \alpha \left( \frac{d}{d_0} \right)^\beta \tag{5}$$

où  $\alpha, \beta$  sont des constantes et  $d_0$  est pris unitaire pour des raisons d'homogénéité dimensionnelle. Dans ce cas particulier d'un VER contenant des motifs morphologiques représentatifs (MRP) Herve & Zaoui (1993), Barthélémy et al. (2019), le tenseur de rigidité complexe homogénéisé s'écrit :

$$\mathbb{C}^{*hom} = \left[ \phi_p \mathbb{b}_p + \phi_{mo} \mathbb{b}_{mo}^* + \sum_{i=1}^{n_a} \phi_i \mathbb{b}_i^* \right] : \left[ \phi_p \mathbb{a}_p + \phi_{mo} \mathbb{a}_{mo}^* + \sum_{i=1}^{n_a} \phi_i \mathbb{a}_i^* \right]^{-1} \tag{6}$$

Les indices  $p, mo$  et  $i$  font respectivement référence aux pores sphériques, aux inclusions sphériques (destinés à représenter le mortier homogénéisé, obtenu à l'étape II, à une échelle où celui-ci apparaît homogène) et aux MRP. Les tenseurs de concentration  $\mathbb{a}^*$  et  $\mathbb{b}^*$  sont déduits en appliquant un schéma auto-cohérent.

B. Données d'entrée du modèle

Les paramètres viscoélastiques du modèle 1S2P1D identifiés à partir des résultats de module complexe des bitumes extraits sont utilisés pour définir le tenseur  $\mathbb{C}_b^*$  en supposant un module isostatique constant  $k_b = 2,5$  GPa Somé et al. (2022). Le module de Young des agrégats, sables et fines est  $E_a = 95$  GPa avec un coefficient de Poisson  $\nu_a = 0,17$  Somé et al. (2022). En plus de ces données, les fractions volumiques  $\phi_i$  de chaque constituant par rapport au volume total du mélange sont données dans le tableau 3. Les

**TABLEAU 3. Fractions volumiques  $\phi$  des constituants**

	Constituants	bitume	filler	sable	0,25/1	1/2	vide		
mortier 0/2	$\phi$	21,2%	17,7%	10,3%	17,4%	33,2%	0,2%		
	Constituants	bitume	filler	sable	0,5/1	1/2	2/4	vide	
mortier 0/4	$\phi$	18,3%	13,3%	8%	13,6%	14,4%	30,4%	2%	
	Constituants	bitume	filler	sable	1/2	2/4	4/6,3	6,3/10	vide
BBSG 0/10	$\phi$	11,9%	5,8%	9,9%	8,4%	9,3%	14,1%	35,1%	5,5%

paramètres de contact  $X = (\chi, \alpha, \beta, k_t)$  sont difficiles à obtenir par expérience. Nous proposons dans cette étude de les obtenir par méthode inverse en déployant une technique d'optimisation multi-objective pour les enrobés vieilliss et mono-objective pour les mortiers grâce au module Nlopt Steven (2021). Cela a consisté à minimiser, au sens des moindres carrés, le carré de la distance entre les modules complexes homogénéisés et expérimentaux selon la formule (7).

$$\mathcal{M}in_{X \in \mathbb{R}^4} \left( \frac{1}{n_{V_j, T_j}} \sum_{j=1}^{n_{V_j, T_j}} \sum_{k=0}^N \varpi_k \left| 1 - \frac{E_j^{*hom}}{E_j^*} (i\omega_k; X) \right|^2 \right) \tag{7}$$

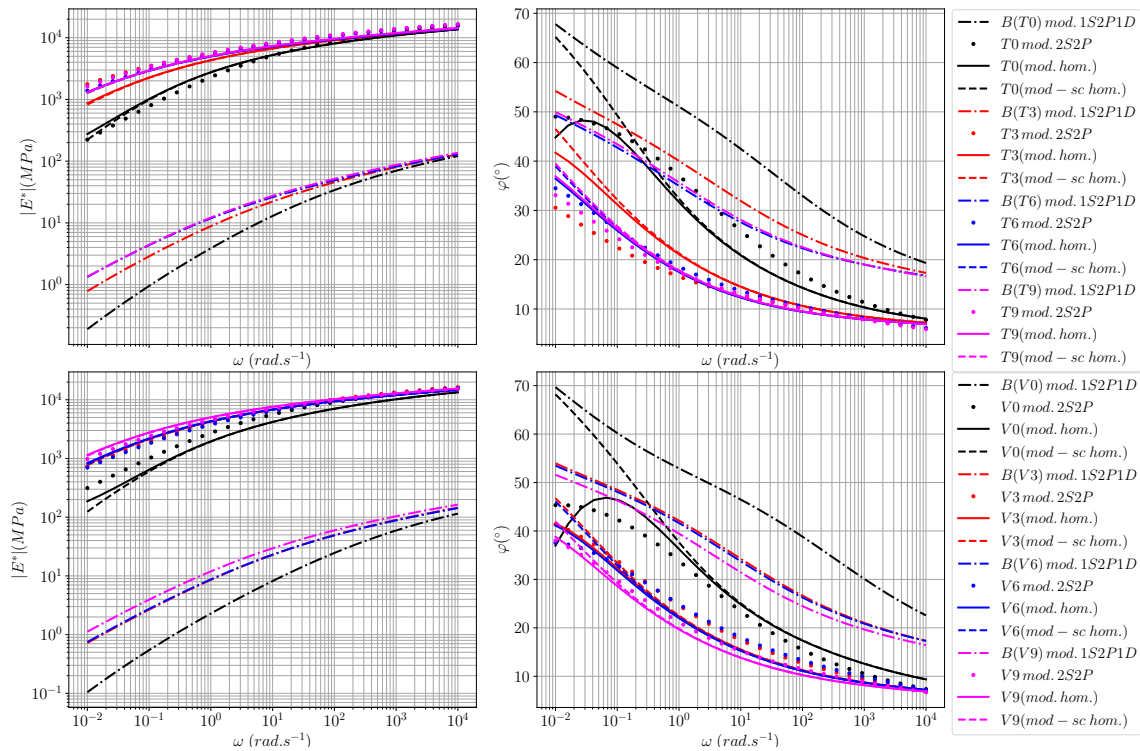
où  $n_{V_j, T_j}, \varpi$  désignent respectivement le nombre de fonctions objectives (ici  $n_{V_j, T_j} = 8$  pour le BBSG 0/10) et le coefficient de pondération ( $\varpi_{k+1} = \log \frac{\omega_{k+1}}{\omega_k}$ ). Les paramètres optimaux au sens des moindres carrés sont donnés dans le tableau 4.

**TABLEAU 4. Paramètres de contact optimisés**

	$\chi$	$\alpha$	$\beta$	$k_t$
mortier 0/2	$9,861 \times 10^{-1}$	$7,933 \times 10^{-3}$	1,065	$6,1 \times 10^3$
mortier 0/4	$9,999 \times 10^{-1}$	$2,911 \times 10^{-2}$	4,947	$6,1 \times 10^3$
BBSG 0/10	$9,998 \times 10^{-1}$	$1,76 \times 10^{-1}$	$1 \times 10^{-1}$	$6,1 \times 10^3$

C. Comparaison entre modèle multi-échelle et résultats expérimentaux : cas des mélanges vieillis

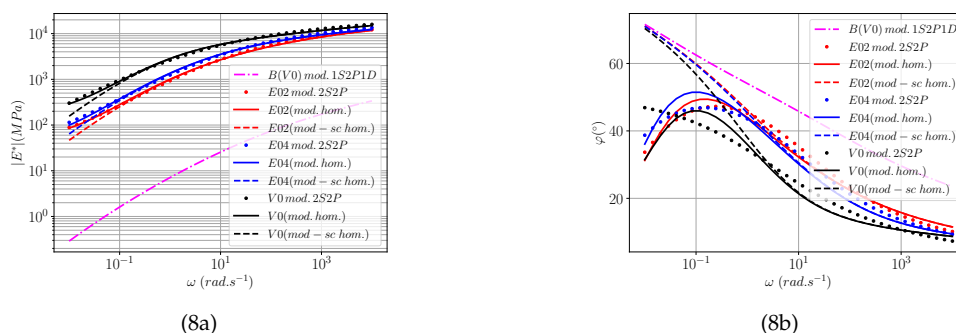
La figure 7 montre une comparaison entre le modèle multi-échelle et les données expérimentales pour les mélanges T0 à T9 et V0 à V9. Les résultats du modèle sont, pour un jeu unique de paramètres de contact  $X$  (donné dans le tableau 4), globalement proches des résultats expérimentaux. On peut observer qu'à basse fréquence, le modèle prédit une diminution des modules de rigidité et d'angle de phase comparables à ceux des données expérimentales en présence des paramètres de contact. En revanche, en l'absence de ces paramètres, on peut voir sur la figure 7 que l'angle de phase homogénéisé des enrobés tend asymptotiquement vers celui des bitumes (comportement de la fine couche de mastic entourant les granulats). Ainsi, la prise en compte des paramètres de contact permet à nouveau de tenir compte de la faible rigidité des enrobés à haute et basse température, comme dans Somé et al. (2022).



**FIGURE 7.** Comparaison entre le modèle multi-échelle avec prise en compte du contact entre granulats (mod. hom) et sans contact entre granulats (mod. sc hom) et les résultats expérimentaux calibrés avec le modèle 2S2P pour une température de référence  $\theta_{ref}=20$  °C

D. Comparaison entre modèle multi-échelle et résultats expérimentaux : cas des mortiers 0/2 et 0/4

La description multi-échelle de la microstructure du mortier est représentée sur la figure 6. La démarche d'homogénéisation présentée à la section 5.1 est à nouveau mise à profit. Les figures 8a et 8b montrent la comparaison des résultats de module complexe et d'angle de phase entre le modèle et les données expérimentales. De toute évidence, les prédictions des modèles établis suivent la tendance générale des résultats expérimentaux pour les trois mélanges. Les paramètres permettant d'obtenir ces tendances sont consignés dans le tableau 4. Il peut être confirmé que la prise en compte des paramètres de contact améliore significativement la prédiction des modules de rigidité et des angles de phase à basse fréquence.



**FIGURE 8.** Comparaison entre le modèle multi-échelle avec prise en compte du contact entre granulats (mod. hom) et sans contact entre granulats (mod. sc hom) et les résultats expérimentaux obtenus pour l'EB V0 ainsi que les mortiers 0/2 et 0/4 calibrés avec le modèle 2S2P pour une température de référence  $\theta_{ref}=20$  °C.

## VI. CONCLUSION

La présente étude s'est focalisée sur la modélisation multi-échelle des propriétés des mélanges vieillissés à long terme par thermo-oxydation et de deux types de mortiers à partir de leurs constituants. Une fine description de leur microstructure a permis d'identifier une démarche d'homogénéisation combinant un schéma de Mori-Tanaka à l'échelle du mastic et du mortier et un schéma auto-cohérent généralisé à l'échelle du mélange, avec un possible contact intergranulaire. La pertinence du présent modèle multi-échelle est démontrée en le confrontant aux données expérimentales. Le modèle prédit relativement bien les propriétés viscoélastiques ( $|E^*|$ ,  $\varphi$ ) des mélanges vieillissés et des mortiers, même à basse fréquence (correspondant à des températures élevées par principe d'équivalence temps-température), grâce à un bon ajustement des paramètres de contact  $X$ . Le modèle d'homogénéisation mis en oeuvre pourrait à terme être utilisé pour optimiser les formules d'enrobés vis-à-vis du module complexe recherché, moyennant la connaissance préalable des paramètres de calibrations pour chaque type d'EB. Il a également été observé que le vieillissement entraîne une augmentation de la rigidité des bitumes et des enrobés correspondants, ce qui est un résultat bien connu de la littérature.

Il serait intéressant de reproduire cette étude en considérant le bitume comme un matériau hétérogène afin de mieux prendre en compte les modifications physico-chimiques à l'échelle des constituants du bitume au cours du processus thermo-oxydatif.

## Références

- Alam, S. & Hammoum, F. (2015), 'Viscoelastic properties of asphalt concrete using micromechanical self-consistent model', *Archives of civil and mechanical engineering* **15**, 272–285.
- Barthélémy, J.-F. (2022), 'Echoes library (extended calculator of homogenization schemes)'.  
URL: <https://jfbarthelemy.github.io/echoes/>
- Barthélémy, J.-F., Giraud, A., Lavergne, F. & Sanahuja, J. (2016), 'The eshelby inclusion problem in ageing linear viscoelasticity', *International Journal of Solids and Structures* **97-98**, 530–542.
- Barthélémy, J.-F., Giraud, A., Sanahuja, J. & Sevostianov, I. (2019), 'Effective properties of ageing linear viscoelastic media with spheroidal inhomogeneities', *International Journal of Engineering Science* **144**, 103104.
- Chailleux, E., Ramond, G., Such, C. & de La Roche, C. (2006), 'A mathematical-based master-curve construction method applied to complex modulus of bituminous materials', *Road Materials and Pavement Design* **7**, 75–92.
- Cherif, R., Eddahak, A., Gabet, T., Hammoum, F. & Nejia, J. (2021), 'Effect of the processing conditions on the viscoelastic properties of a high-RAP recycled asphalt mixture : micromechanical and experimental approaches', *International Journal of Pavement Engineering* **22**, 708–717.
- de la Roche, C., Van de Ven, W., Van den bergh, M., Gabet, T., Dubois, V., Grenfell, J. & Porot, L. (2009), 'Development of a laboratory bituminous mixtures ageing protocol', *RILEM Advanced Testing and Characterization of Bituminous Materials* pp. 331–345.
- Herve, E. & Zaoui, A. (1993), 'n-layered inclusion-based micromechanical modelling', *International Journal of Engineering Science* **31**(1), 1–10.
- Olard, F. & Benedetto, H. D. (2003), 'General 2S2P1D model and relation between the linear viscoelastic behaviours of bituminous binders and mixes', *Road Materials and Pavement Design* **4 Issue 2**, 185–224.
- Pichler, C., Lackner, R. & Aigner, E. (2012), 'Generalized self-consistent scheme for upscaling of viscoelastic properties of highly-filled matrix-inclusion composites - Application in the context of multiscale modeling of bituminous mixtures', *Composites : Part B* **43**, 457–464.
- Shu, X. & Huang, B. (2008), 'Micromechanics-based dynamic modulus prediction of polymeric asphalt concrete mixtures', *Composites : Part B* **39**, 704–713.
- Somé, S. C., Barthélémy, J.-F., Mouillet, V., Hammoum, F. & Liu, G. (2022), 'Effect of thermo-oxidative ageing on the rheological properties of bituminous binders and mixes : Experimental study and multi-scale modeling', *Construction and Building Materials* **344**, 128260.
- Steven, G. J. (2021), 'The nlopt nonlinear-optimization package'.  
URL: <http://github.com/stevengj/nlopt>
- Zhu, X.-Y., Yang, Z.-X., Guo, X.-M. & Chen, W.-Q. (2011), 'Modulus prediction of asphalt concrete with imperfect bonding between aggregate-asphalt mastic', *Composites : Part B* **42**, 1404–1411.

# Influence de la nature minéralogique et de la taille granulaire sur l'adhérence des chaussées

Ciryle Somé<sup>1</sup>, Ismailou Yessoufou<sup>1</sup>, Daniel Leroy<sup>1</sup>, Arnaud Feeser<sup>2</sup>, Akoëtê Bernus Kouevidjin<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Cerema, Univ Gustave Eiffel, UMR MCD, F-77171 Sourdun, France

<sup>2</sup> Cerema Est, 11 Rue Jean Mentelin, 67200 Strasbourg, France

Corresponding author : C. Somé (e-mail : ciryle.some@cerema.fr)

## ABSTRACT

Lusure des granulats sous l'effet du trafic routier dépend de leur nature minéralogique. L'objectif de cette étude, l'influence de différents types de granulats provenant des régions Est, Centre et Ouest de la France a été étudiée. Dans un premier temps, l'influence de la taille granulaire sur le coefficient de frottement à 60 km/h ( $\mu_{FAP}$ ) après 270 000 cycles de polissage a été évaluée. Les résultats montrent que le  $\mu_{FAP}$  caractérisant l'adhérence, augmente lorsque la taille des granulats diminue car la surface et le nombre de points de contact entre les granulats et les patins en caoutchouc simulant les pneumatiques augmentent. Pour les mosaïques de granulats, les fractions granulaires considérées dans cette étude sont : 8/10, 6.3/8 et 4/6.3. Les résultats obtenus sur des fractions 8/10 montrent que les granulats de quartzite présentent le  $\mu_{FAP}$  après 270000 cycles de polissage le plus élevé (0.43) suivi de celui des granulats silico-calcaires (0.37) puis celui des granulats d'andésite (0.35) et enfin celui des granulats de porphyre (0.32). La même tendance est observée sur les fractions 6.3/8 et 4/6.3. Dans un deuxième temps, des éprouvettes d'enrobés bitumineux 0/10 ont été confectionnées puis testées. Les résultats montrent que : pour les faibles cycles de polissage (< 3000 cycles) le  $\mu_{FAP}$  des enrobés bitumineux est inférieur à celui des différentes fractions granulaires testées à cause de la présence du film de bitume autour des granulats, puis devient supérieur au  $\mu_{FAP}$  des granulats vierges à cause du décapage du film de bitume avec le polissage et de la présence des sables 0/4 dans l'enrobé qui augmente les points de contact.

## Keywords

Adhérence, coefficient de frottement, mosaïque de granulats, enrobé bitumineux

## I. INTRODUCTION

Elle est caractérisée par le frottement entre les pneus et la chaussée. Si l'on omet la contribution des pneus, l'adhérence peut être améliorée par une bonne conception de la chaussée. Les constituants majeurs de la chaussée qui influencent l'adhérence sont les granulats. En effet, la macrotecture (qui permet d'évacuer l'eau) et la microtexture (qui permet de rompre le film d'eau et d'assurer le contact sec pneu/chaussée) des granulats sont essentielles pour garantir un niveau d'adhérence acceptable. Toutefois, la microtexture peut s'user sous l'effet du trafic routier. Pour garantir la sécurité des automobilistes, l'adhérence des granulats doit être évaluée avant leur utilisation dans les couches de surface de la chaussée. L'essai le plus répandu permettant d'évaluer la résistance au polissage des granulats est l'essai PSV (Polished Stone Value) qui se réalise uniquement sur la fraction granulaire 7.2/10 mm selon la norme EN 1097-8. Ces dernières années, l'utilisation de l'essai de frottement après polissage (FAP) sur la machine Wehner & Schulze se présente

comme une alternative au PSV car il se réalise aussi bien sur les bétons bitumineux (matériaux final de la chaussée) que sur les granulats. En France, différents types de granulats sont utilisés selon les régions, le FAP de certains de ces granulats (calcaire, diorite) ont été étudiés par (Senga et al. 2013) et d'autres (spilite, leucogranite, gneiss fin, calcaire) par (Hamlat & Hammoum 2013), (grauwacke, granite et calcaire) par (Kane et al. 2013). Les études de (Hamlat & Hammoum 2013) montrent que le gneiss présente un coefficient de frottement plus élevé suivi du granite, puis de la spilite et enfin du calcaire tandis que les études de (Kane et al. 2013) montrent que le grauwacke présente le  $\mu_{FAP}$  le plus élevé. Les coefficients de frottement des enrobés correspondants se classent également dans le même ordre. A l'international, d'autres types de granulats ont également été étudiés : des bauxites calcinées, du basalte par (Zong et al. 2021), de la dolomite, le calcaire, le granite et le trachybasalte par (Wasilewska 2017). Les résultats de ces derniers montrent que le granite et le trachybasalte ont des valeurs de  $\mu_{FAP}$  plus élevées tandis que le calcaire et la dolomite présentent les  $\mu_{FAP}$  les plus faibles.

Dans cet article, nous nous proposons, dans un premier temps, d'étudier l'influence de la nature minéralogique de quatre types de granulats, dont trois n'ont pas encore été étudiés dans la littérature (porphyres, silico-calcaires, andésites et quartzites) utilisés le réseau routier dans l'Est, le Centre et l'Ouest de la France, ainsi que l'influence de la taille des fractions granulaires (4/6.3, 6.3/8 et 8/10) sur le coefficient de frottement à polissage ( $\mu_{FAP}$ ). Dans un deuxième temps, le  $\mu_{FAP}$  sera évalué sur des éprouvettes de bétons bitumineux BBSG0/10 couramment utilisés en couche de surface des chaussées à partir de ces granulats.

## II. MATÉRIAUX ET MÉTHODES

### A. Origine des granulats

Les granulats utilisés pour cette étude ont été sélectionnés de façon à couvrir différentes zones géographiques du territoire français. Toutefois, ne seront présentés dans cet article que les résultats de quatre types de granulats :

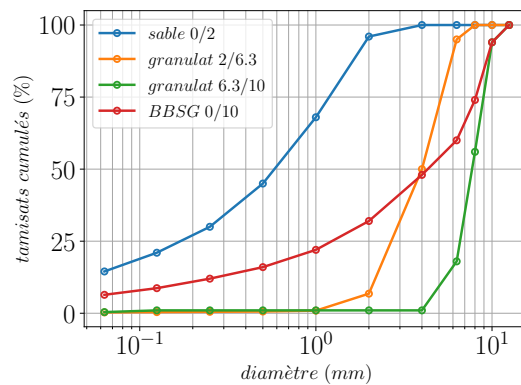
- des porphyres qui proviennent de la carrière de Pont de Colonne en Bourgogne,
- des silico-calcaires qui proviennent de la région d'Alsace,
- de l'andésite qui provient de la carrière de Trapp à Raon-l'Étape en Meurthe-et-Moselle,
- du quartzite qui provient de la carrière de Düro en Lorraine,

### B. Confection des éprouvettes de bétons bitumineux BBSG0/10

La formule enrobé considérée pour cette étude est celle d'un Béton Bitumineux Semi-Grenu (BBSG 0/10) qui est généralement utilisé en couche de surface ou de liaison des chaussées. La composition de la formule est donnée dans le Tableau 1 ci-dessous et les courbes granulométriques des constituants et du mélange final sont présentés sur la Fig. 1 :

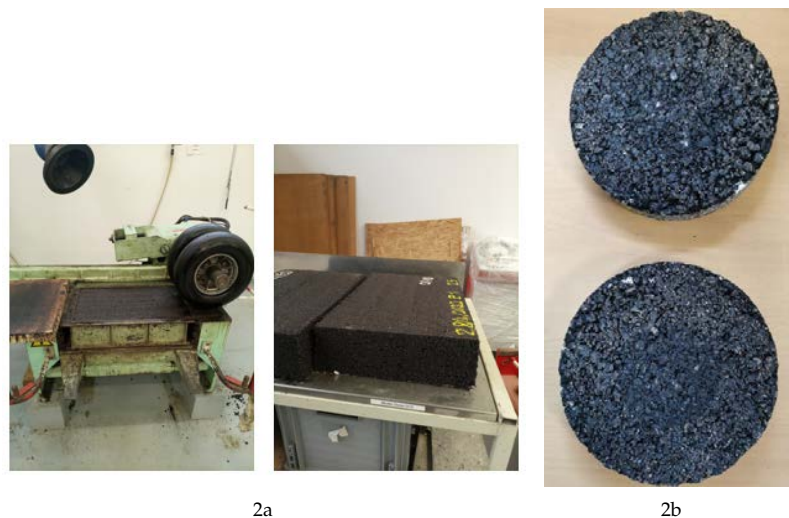
**TABLEAU 1. Composition du mélange**

Constituants	Pourcentage massique (%)	Densité ( $kg.m^{-3}$ )
Filler de calcaire	2.8	2700
0/2	26.1	
2/6.3	23.7	2630
6.3/10	42.	
Bitume	5.4	1040



**FIGURE 1.** Courbe de recomposition granulométrique du squelette granulaire

Le bitume utilisé est un bitume de grade 50/70. Les enrobés sont fabriqués selon une procédure standard définie dans la norme EN 12697-35. Après le malaxage du bitume et des différentes fractions granulaires à 165°C, le mélange est compacté selon la norme EN 12697-33 comme le montre la Fig. 2. Une fois compacté, les plaques obtenues sont carottées après refroidissement pour obtenir des éprouvettes cylindriques de diamètre 225 mm et épaisseur 50 mm. Deux éprouvettes sont extraites de chaque plaque.



**FIGURE 2** – Éprouvettes carottées des plaques de BBSG 0/10

### C. Confection des mosaïques de granulats

Les granulats ont été préalablement tamisés pour obtenir les fractions granulaires souhaitées. Dans le cadre de cette étude, nous avons sélectionné les fractions granulaires 6.3/10, 4/6.3 et 2/4 pour évaluer l'influence de la taille des granulats sur le coefficient de frottement. Pour la confection des mosaïques de granulats, on enduit préalablement le moule avec un produit démoulant (Renlease QZ5111) puis on saupoudre le fond du moule d'une farine de silice. On réalise ensuite une monocouche de granulats sur la

farine de silice comme le montre la Fig. 3a. Puis, on prépare une suspension de silice (56 g d'eau mélangée + 70g de silice) à ajouter progressivement au-dessus des granulats. Le moule est ensuite placé dans une étuve ventilée à 100°C pendant 1 heure puis refroidi pendant 1 à 2 heures à température ambiante. Enfin, la colle est préparée pour recouvrir les granulats comme le montre la Fig. 3b. Celle-ci se compose d'un mélange de 800 g de silice + 300 g de résine RENLAM MS1 + 100 g de durcisseur REN HY956. Après avoir laissé sécher l'éprouvette pendant au moins 8 heures, celle-ci est démoulée puis rincée à l'eau pour évacuer le surplus de silice entre les granulats. Après la confection de la mosaïque de granulats, une évaluation visuelle permet de s'assurer que les granulats sont uniformément disposés et bien aplatis avant la mesure du coefficient de frottement. La Fig. 3 présente les différentes étapes de la confection des mosaïques de granulats.



FIGURE 3 – Réalisation d'une mosaïque de granulats

Les différentes mosaïques obtenues à partir des fractions granulaires 2/4, 4/6.3 et 6.3/10 des différents granulats (porphyre, silico-calcaire, andésite et quartzite) sont présentées sur la Fig. 4 ci-dessous.

#### D. Description de lessai de frottement après polissage

Le dispositif de mesure du coefficient de frottement  $\mu_{FAP}$  comporte deux parties : un poste de polissage et une unité de mesure du frottement (voir Fig. 5). Lors du polissage, le poste de polissage est alimenté en continu par un mélange deau et de farine de silice tandis que les trois cônes de polissage roulent sur la surface de l'éprouvette. La tête de polissage exerce sur ces cônes une pression verticale de (392±3) N (mesurée en statique). Elle tourne autour de l'axe vertical à la vitesse de (500±5) tr/min. À la fin du cycle de polissage, on effectue un lavage de l'éprouvette à l'eau pendant 180 secondes avant de déplacer l'éprouvette vers la tête de mesure du coefficient de frottement. La tête de mesure du coefficient de frottement comporte 3 patins en caoutchouc formant un angle de 120° comme le montre la Fig. 5. Pour effectuer la mesure, la tête de mesure est mise en rotation jusqu'à atteindre 100 km/h. Lorsque la vitesse maximale de rotation est atteinte, une projection d'eau (8°C et 16°C) sur l'éprouvette à travers des buses est effectuée, puis le moteur est arrêté et la tête de mesure est soudainement mise en contact avec la surface de l'éprouvette sous une charge verticale de (253±3) N (mesurée en statique). Le frottement entre la surface de l'éprouvette et les patins finit par entraîner l'immobilisation complète de la tête de mesure simulant un freinage. Le moment d'inertie de la tête rotative est alors d'environ 3.4 ± 0.5 Nm. Les courbes d'évolution du coefficient de frottement après polissage  $\mu_{FAP}$  en fonction du nombre de cycles de polissage sont enregistrées. Pour obtenir l'évolution du coefficient de frottement en fonction du nombre de cycles de polissage, il convient d'alterner les phases de polissage et les phases de mesure. Les cycles de polissage suivants ont été considérés dans le cadre de cette étude : à 4500, 7500, 15000, 22500, 30000, 45000, 90000, 135000, 180000, 225000 et 270000 passes. Pour compenser la perte de silice entre chaque cycle de polissage, 70 g de silice sont rajoutés tous



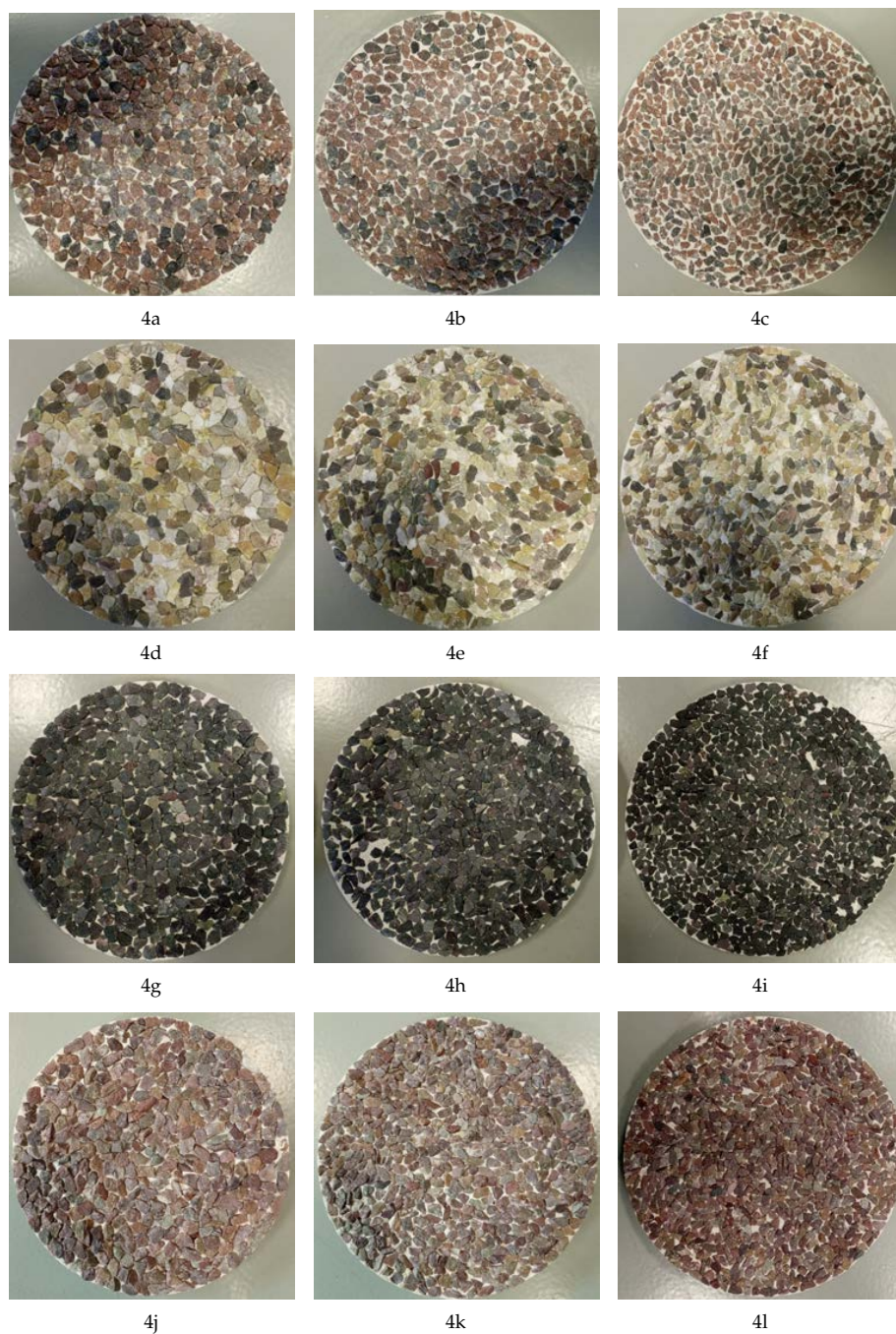


FIGURE 4 – Mosaïques des granulats étudiés

les 90000 cycles de polissage. Au début de chaque mesure sur les éprouvettes de granulats ou denrobé, une mesure est d'abord réalisée sur une surface de référence en verre. Le coefficient de frottement obtenu est noté  $\mu_{km1}$ . Une autre mesure sur la plaque est également réalisée à la fin des essais sur chaque mosaïque. Celle-ci est notée  $\mu_{km2}$ .

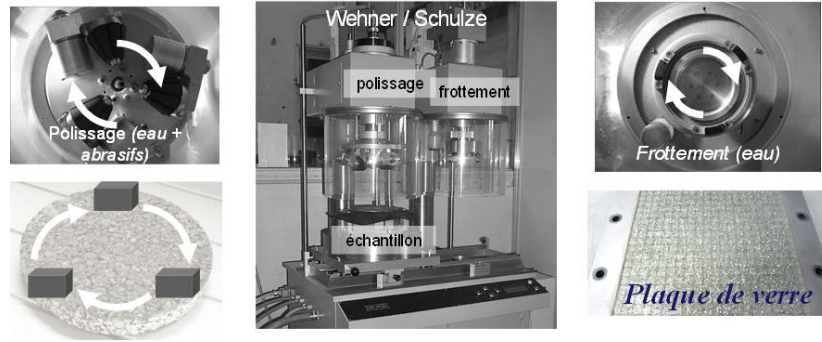


FIGURE 5. Dispositif de mesure du frottement après polissage

E. Méthodologie de calcul du coefficient de frottement

Le coefficient de frottement ( $\mu$ ) est calculé à partir du couple mesuré ( $M$ ), de la force verticale ( $F_v$ ) et du rayon du cercle décrit par le centre des patins de caoutchouc ( $R$ ) comme suit :

$$\mu = \frac{M}{F_v R} \tag{1}$$

Pour s’affranchir de la dispersion des résultats du coefficient de frottement  $\mu$ , seuls les résultats entre 5 et 95 km/h sont considérés. Ces résultats sont ensuite approximés par un polynôme de degré 7 comme indiqué sur la Fig. 6. Le coefficient de frottement  $\mu$  est ensuite déterminé à 60 km/h à l’aide de ce polynôme (voir Fig. 6). Cette vitesse de 60 km/h a été choisie pour correspondre à la vitesse de glissement de référence du SCRIM (appareil à grand rendement permettant de caractériser l’adhérence des chaussées par la mesure d’un Coefficient de Frottement Transversal (CFT) en continu dans la trace de roulement droite de la chaussée). Ces résultats permettent de déterminer la valeur du coefficient de frottement après polissage  $\mu_{FAP}$  à partir de la relation suivante :

$$\mu_{FAP} = \mu_m - \mu_{km} + \mu_{ref} \tag{2}$$

$\mu_m$  désigne le coefficient de frottement brut de l’éprouvette testée;  $\mu_{km} = \frac{\mu_{km,ep1} + \mu_{km,ep2}}{2}$  est la valeur moyenne obtenue sur la plaque de verre avant et après mesure sur l’éprouvette testée; et  $\mu_{ref}$  la valeur moyenne des 50 mesures historiques sur la plaque de verre. On définit ensuite le coefficient de frottement moyen (noté FAP) comme la moyenne du  $\mu_{FAP}$  obtenue sur 2 éprouvettes  $FAP = \frac{\mu_{FAP,ep1} + \mu_{FAP,ep2}}{2}$  avec la condition  $\Delta\mu_{FAP} = |\mu_{FAP,ep1} - \mu_{FAP,ep2}| \leq 0.03$  à chaque cycle de polissage.

III. RÉSULTATS ET DISCUSSIONS

A. Influence de la durée de lavage des éprouvettes après le polissage sur le coefficient de frottement

D’après la littérature, différents facteurs influencent la qualité des résultats du  $\mu_{FAP}$  après polissage : l’usure des cônes et des patins (Hamlat et al. 2012), le temps de repos des patins entre 2 mesures successives, la température de l’eau lors de la mesure du frottement. Cependant, après le polissage des éprouvettes, il s’ensuit souvent une phase de lavage qui peut s’avérer cruciale pour évacuer toute la silice présente sur la surface de l’éprouvette. Ainsi, un nouveau jeu de cônes a été utilisé pour toute cette campagne, tandis qu’un jeu de patins est utilisé pour chaque type de granulat étudié.

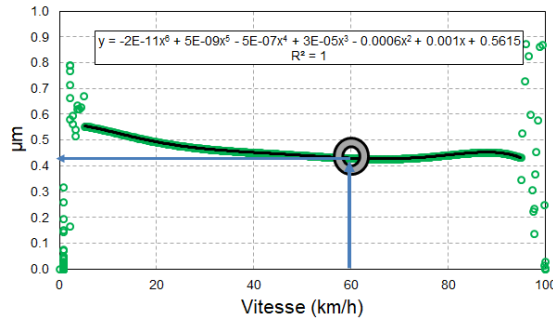


FIGURE 6. Principe de détermination du  $\mu_m$  à 60 km/h

Pour évaluer l’influence du temps de lavage, 3 mosaïques de granulat et une éprouvette d’enrobé ont été testées. Pour les mosaïques de granulats, à chaque cycle de polissage, plusieurs séries de trois mesures ont été réalisées sur la même éprouvette. La première mesure est réalisée après 120 s de lavage et la deuxième mesure après 201 s, puis la mosaïque est polie. Pour l’éprouvette d’enrobé BBSG 0/6, les mesures ont été réalisées successivement de 120 à 723 s (en cumulé) sur la même éprouvette et à chaque niveau de polissage. Les résultats obtenus sont représentés sur la Fig.7a pour les 3 mosaïques et sur la Fig.7b pour le BBSG 0/6. On observe que le lavage a une influence cruciale sur le coefficient de frottement. En effet, on peut observer une diminution du coefficient de frottement d’environ 0.019 (0.0182 en moyenne pour les mosaïques 1 et 3 et 0.0204 en moyenne pour la mosaïque 2) lorsque nous réalisons un lavage de 201s sans modifier le polissage. On constate néanmoins une bonne répétabilité sur les résultats des 3 mosaïques bien que les granulats soient disposés différemment d’une mosaïque à l’autre. Dans le cas de l’éprouvette de BBSG 0/6, on constate une diminution du  $\mu_{FAP}$  même après 723s de lavage. Ce travail préliminaire nous a conduit à définir un temps de lavage identique de 180s pour toutes études ultérieures afin de limiter la consommation d’eau utilisée pour cette opération.

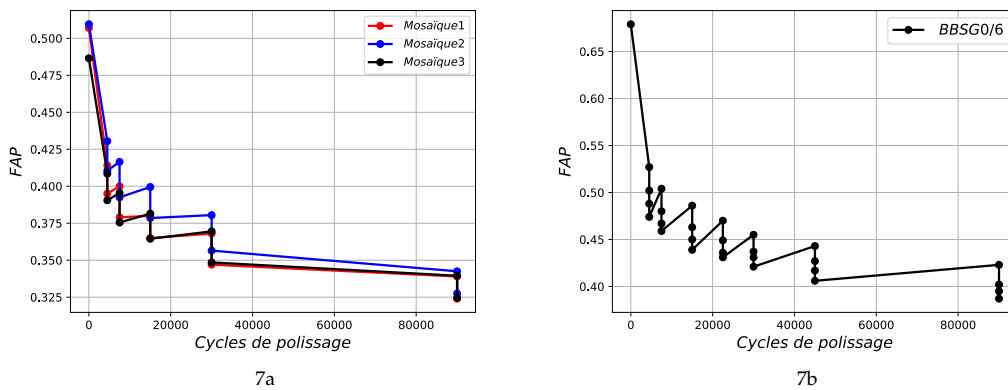


FIGURE 7 – Evolution du  $\mu_{FAP}$  en fonction du nombre de cycles de polissage et de la durée du lavage

B. Influence de la nature minéralogique sur le coefficient de frottement

Les Fig. 8a à 8c présentent l'évolution des coefficients de frottement moyens FAP des trois fractions granulaires 8/10, 6.3/8 et 4/6.3 pour les granulats testés (porphyre, silico-calcaire, andésite et quartzite). Pour la Fig. 8a, les résultats montrent que le matériau le plus résistant à l'usure par polissage est le quartzite suivi du silico-calcaire puis de l'andésite et enfin du porphyre. Les résultats montrent que l'essentiel du polissage a lieu lors des 30000 premiers cycles de polissage où le coefficient de frottement chute rapidement. Au-delà de ces 30000 cycles l'usure demeure progressive mais moins prononcée.

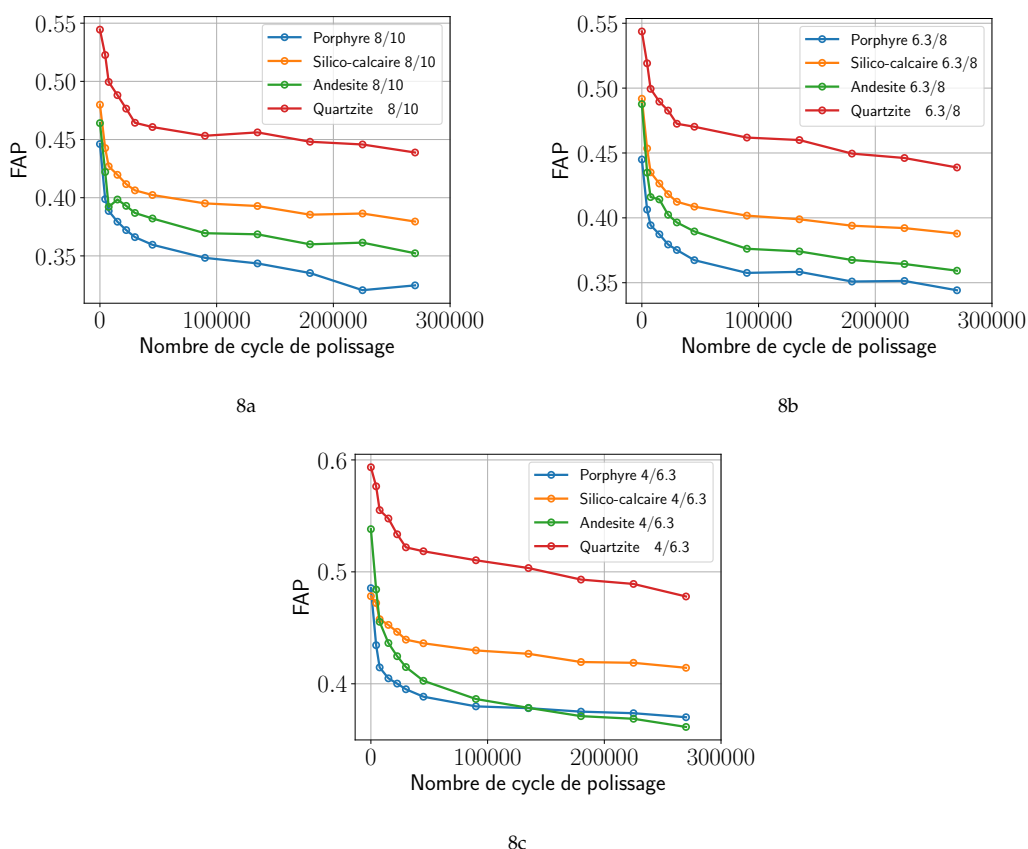


FIGURE 8 – Influence de la nature minéralogique sur le coefficient de frottement après polissage

C. Influence de la taille granulaire sur le coefficient de frottement

Les Fig. 9a à 9d présentent l'évolution du FAP des fractions granulaires 8/10, 6.3/8 et 4/6.3 des différents types de granulats ainsi que le béton bitumineux BBSG 0/10 correspondant. Ces résultats montrent que le coefficient de frottement augmente lorsque la taille des granulats diminue. Cela est dû probablement à l'augmentation du nombre de points de contact de la surface de contact entre les granulats et les patins lors du frottement. Ces résultats confirment ceux obtenus par (Wang et al. 2018) sur de la diabase et sur de la grauwacke.

L'évolution du FAP des bétons bitumineux BBSG 0/10 présente deux phases. La première phase correspond

au décapage du film de bitume où le FAP augmente progressivement jusqu'à atteindre sa valeur maximale lorsque le film de bitume est complètement décapé, puis décroît. Cette deuxième phase de décroissance correspond au polissage progressif des granulats. Par conséquent, l'évolution de la courbe du FAP dans cette dernière phase évolue de façon similaire à celles des granulats. On constate également que le coefficient de frottement des bétons bitumineux est supérieur à ceux des différentes fractions granulaires prises séparément. Cela s'explique par le fait que les BBSG contiennent des fractions fines 0/4. Cette fraction fine contribue à augmenter les points de contact et la surface de contact.

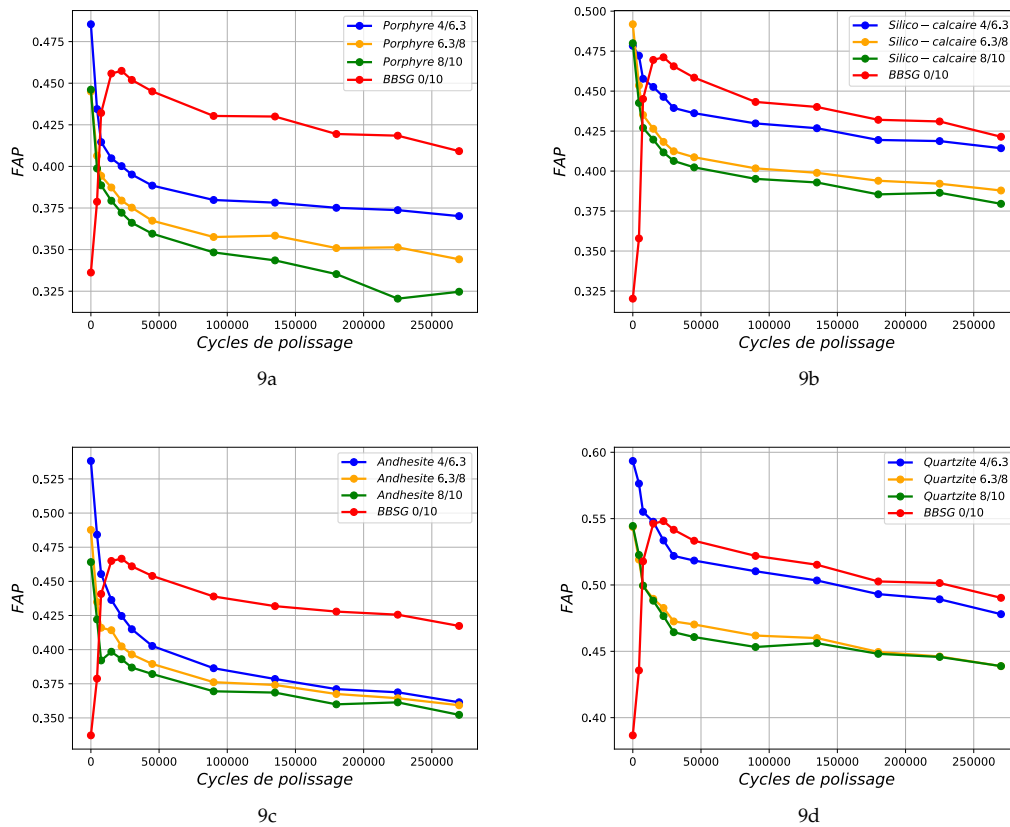


FIGURE 9 – Mosaïques des granulats étudiés

#### IV. CONCLUSION

L'effet de la nature minéralogique et de la taille des granulats sur le coefficient de frottement a été étudié dans cet article. Un travail préliminaire sur l'influence du temps de lavage a été réalisé pour définir un temps de lavage identique de 180 s pour l'ensemble des essais. Ensuite, quatre types de granulats (porphyre, silico-calcaire, andésite, quartzite) ont été caractérisés dans un premier temps, puis des bétons bitumineux BBSG0/10 utilisés en couche de surface des chaussées ont été fabriqués à partir de ces granulats. Les résultats montrent que le coefficient de frottement après polissage FAP augmente lorsque la granulométrie diminue, due à l'augmentation du nombre de points de contact. Les résultats montrent également que le

granite présente le FAP le plus élevé suivi des silico-calcaires et de landésite tandis les porphyres présentent le FAP le plus faible. Enfin, les FAP des bétons bitumineux BBSG 0/10 sont supérieurs à ceux des différentes granulaires étudiées 4/6.3, 6.3/8 et 8/10 après la phase de décapage du bitume. Ceci est dû à la présence de la fraction sableuse 0/4 dans les bétons bitumineux.

## V. REFERENCES

### Références

- Hamlat, S. & Hammoum, F. (2013), 'Effets de la nature des granulats sur la résistance au polissage des enrobés de surface pour chaussées', *21ème Congrès Français de Mécanique, Bordeaux, 26 au 30 août 2013* .
- Hamlat, S., Marsac, P., Boujard, O. & Bonal, J. (2012), 'Optimisation de la méthode de essai sur la résistance au polissage accéléré des matériaux de chaussées avec la machine wehner et schulze', *JIFT 2012 Aix en Provence*, .
- Kane, M., Artamendi, I. & Scarpas, T. (2013), 'Long-term skid resistance of asphalt surfacings : Correlation between wehner schulze friction values and the mineralogical composition of the aggregates', *Wear* p. 235243.
- Senga, Y., Dony, A., Colin, J., Hamlat, S. & Berthaud, Y. (2013), 'Study of the skid resistance of blends of coarse aggregates with different polish resistances', *Construction and Building Materials* **48**, 901–907.
- Wang, D., Liu, P., Xu, H., Kollmann, J. & Oeser, M. (2018), 'Evaluation of the polishing resistance characteristics of fine and coarse aggregate for asphalt pavement using wehner/schulze test', *Construction and Building Materials* **163**, 742–750.
- Wasilewska, M. (2017), 'Evaluation of skid resistance of wearing course made of stone mastic asphalt mixture in laboratory conditions', *IOP Conference Series : Materials Science and Engineering* pp. 022–043.
- Zong, Y., Li, S., Zhang, J., Zhai, J., Li, C., Ji, K., Feng, B., Zhao, H., Guan, B. & Xiong, R. (2021), 'Effect of aggregate type and polishing level on the long-term skid resistance of thin friction course', *Construction and Building Materials* **282**, 122730.

# Perspectives d'utilisation des capteurs à fibres optiques continues pour l'instrumentation des chaussées

Paulina LEIVA-PADILLA<sup>1</sup>, Xavier CHAPELEAU<sup>2</sup>, Mai-Lan NGUYEN<sup>1</sup>, Samir ALLAM<sup>3</sup>, Emmanuel LOISON<sup>3</sup>, Juliette BLANC<sup>1</sup>, Pierre HORNYCH<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Département MAST - Université Gustave Eiffel, Campus Nantes, F-44344 Bouguenais, France

<sup>2</sup> Département COSYS - Université Gustave Eiffel, équipe I4S (Inria), Campus Nantes, 44344 Bouguenais, France

<sup>3</sup> Groupe COLAS – CORE Center, 4 rue Jean Mermoz, 78714 Magny-les-Hameaux, France

**RESUME** L'instrumentation des chaussées sur site représente un moyen pour mieux suivre le comportement des structures de chaussées en temps réel, prévenir leurs dégradations et améliorer leur gestion. Cela nécessite de développer des méthodes d'instrumentation présentant des caractéristiques adaptées aux structures de chaussées : bonne précision, compatibilité avec l'hétérogénéité et la rigidité des matériaux de chaussées, faible encombrement, résistance durant la construction et la phase de service. Les capteurs à fibres optiques, caractérisés par leurs faibles dimensions, leur insensibilité aux interférences électromagnétiques et à la corrosion et leur capacité à mesurer à la fois les déformations et les températures, constituent une solution prometteuse pour répondre à ces nouveaux besoins. Ce projet présente des premiers résultats de mesures réalisées au moyen de capteurs à fibres optiques continues, dans des structures de chaussées bitumineuses, testées sur le manège de fatigue de l'Université Gustave Eiffel. La technologie utilisée (basée sur la rétrodiffusion Rayleigh) permet de mesurer les déformations de manière continue, sur une longueur de fibre de 10 m, avec une résolution de l'ordre de  $10^{-6}$  m/m, à plusieurs niveaux dans la chaussée. Cela permet de caractériser de façon beaucoup plus précise les champs de déformations longitudinales ou transversales sous passage des charges roulantes, que les capteurs traditionnels, tels que les jauges de déformation, qui ne permettent que des mesures ponctuelles.

**Mots-clefs** fibres optiques, essais accélérés sur chaussées, instrumentation des chaussées, surveillance des chaussées.

## I. INTRODUCTION

La qualité du réseau routier, et sa maintenance sont d'une grande importance pour le développement économique d'un pays. Les méthodologies traditionnelles d'auscultation des réseaux routiers reposent sur l'utilisation de véhicules d'inspection. Ces méthodes sont coûteuses, relativement lentes et pas toujours automatisées, ce qui rend les résultats obtenus très dépendants de l'opérateur. Dans ce contexte, la surveillance continue et automatique (en temps réel) de l'état structurel des chaussées, au moyen de capteurs installés dans les chaussées est un sujet qui suscite de plus en plus d'intérêt.

La méthode classiquement employée pour mesurer les déformations dans les couches d'assise des chaussées consiste à utiliser des jauges électriques de déformations. Malgré l'intérêt de cette méthode, elle présente également des limitations, dues au fait que les mesures sont très ponctuelles, et que les jauges présentent des dimensions relativement importantes, en comparaison avec les faibles épaisseurs de certaines couches bitumineuses. En comparaison, les fibres optiques sont une technique de mesure qui présente des caractéristiques intéressantes pour l'instrumentation des chaussées: petites dimensions (diamètre de quelques millimètres), immunité aux interférences électromagnétiques, résistance à la corrosion, possibilité de réaliser des mesures réparties sur toute la longueur de la fibre, durabilité, sensibilité élevée (Chapeleau & Bassil, 2021; Liu et al., 2022; Sourisseau et al., 2022b, 2022a; Wijaya et al., 2021). De plus, les progrès récents des systèmes d'acquisition permettent de réaliser aujourd'hui des mesures à des fréquences relativement élevées (de l'ordre de 100 Hz), ce qui permet de réaliser des mesures sous charges roulantes.

Si les fibres optiques sont déjà largement utilisées pour l'instrumentation des structures en béton, il y a encore peu d'études sur leur utilisation dans les matériaux et structures de chaussées, en laboratoire (Mustafa et al., 2022) comme sur site (Braunfelds et al., 2021; Hubbard et al., 2022).

Ce document présente les premiers résultats de mesures réalisées au moyen de fibres optiques réparties, utilisant la technologie OFDR-Rayleigh (« Optical Frequency Domain Reflectometry »), dans des structures de chaussées bitumineuses, testées sur le manège de fatigue, grand équipement d'essais accélérés sur chaussées situé sur le Campus Nantes de l'Université Gustave Eiffel.

## II. PROGRAMME D'ESSAIS

### A. Structures de chaussées et instrumentation

L'objectif de l'essai était de tester, à l'échelle réelle, l'utilisation de capteurs à fibres optiques continues pour la mesure des déformations dans les couches de chaussées bitumineuses, sous le passage de charges roulantes. Pour cet objectif, la moitié de la piste circulaire du manège de fatigue de l'Université Gustave Eiffel (voir FIGURE 1 a) a été reconstruite et instrumentée.

Les travaux ont consisté à fraiser en partie l'ancienne structure, en laissant en place une partie de l'ancienne couche de grave bitume (GB), et à mettre en place de nouvelles couches de roulement. Cinq sections ont ainsi été réalisées (voir FIGURE 1b), deux sections comportant une couche de roulement de 5 cm d'épaisseur en béton bitumineux mince (BBM), l'une avec une couche d'accrochage à l'interface (S1a) et l'autre sans couche d'accrochage (S1b), et trois sections comportant une couche de roulement de 6 cm en béton bitumineux semi grenu (BBSG), l'une sans couche d'accrochage (S2a), et les deux autres avec couche d'accrochage (S2b et S2c).

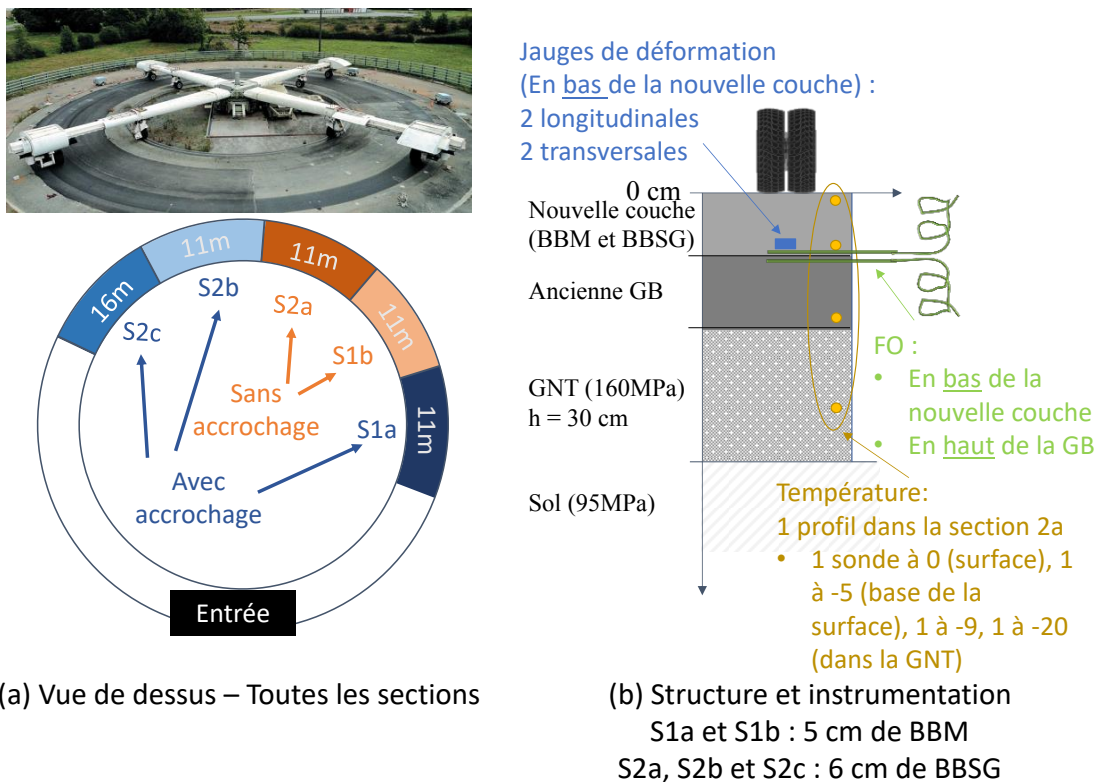
Comme illustré sur la FIGURE 1b, les sections S2a et S2b ont été instrumentées à l'aide de deux jauges de déformations longitudinales et deux jauges de déformations transversales, placées à la base de la nouvelle couche de BBSG. Deux profils de thermocouples ont aussi été mis en place sur la section S1b et sur la section S2a, afin de mesurer les températures en surface, à la base de la



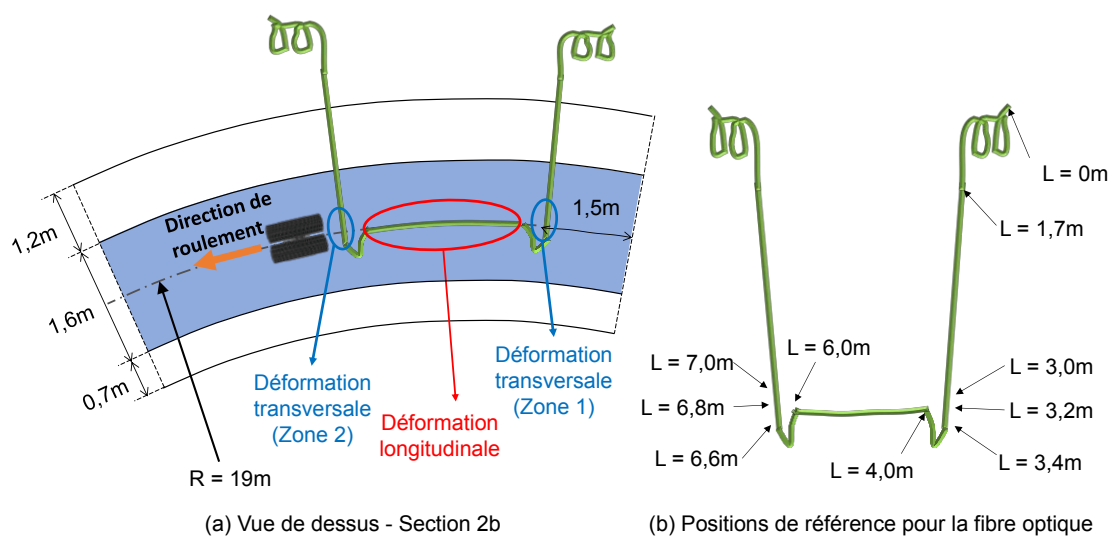
nouvelle couche de roulement (BBSG), à la base de l'ancienne GB, et à mi-profondeur dans la GNT.

Chaque section de chaussée a également été instrumentée au moyen de capteurs à fibres optiques continus, placés à la base de la nouvelle couche de roulement (en BBSG ou en BBM) et en haut de l'ancienne GB. Pour cette expérimentation, des câbles optiques de 10 m de long et comportant six fibres optiques monomodes entourées d'un revêtement en hytrel® (diamètre extérieur : 2,8mm) ont été utilisés comme capteurs. A noter que seuls les résultats obtenus pour la Section 2b sont présentés dans cet article.

La FIGURE 2a montre la disposition des capteurs à fibres optiques dans la section 2b. Il est important de souligner qu'une attention particulière a été apportée au positionnement des fibres optiques en bas de la couche BBSG et en haut de la couche GB pour faire en sorte qu'elles soient bien superposées. En outre, compte-tenu de leur disposition dans la chaussée, elles permettent de mesurer à la fois les déformations transversales et longitudinales au passage des charges roulantes. La FIGURE 2b précise également les points de repère (abscisses le long de la fibre) utilisés pour la présentation des résultats de mesure de cette expérimentation.



**FIGURE 1.** Disposition des sections d'essai et vue en coupe de leur instrumentation (BBSG : béton bitumineux semi grenu, GB : grave-bitume, GNT : grave non-traitée).



**FIGURE 2.** Disposition des capteurs à fibres optiques continues dans les couches de BBSG et GB dans la Section 2b (L : longueur).

### B. Configuration d'essai

L'essai a consisté à mesurer les déformations produites par le passage des charges du manège de fatigue sur les fibres optiques et les capteurs installés sur chacune des sections. Les mesures présentées dans cet article ont été réalisées pour les conditions suivantes :

- Après l'application de 40 000 cycles de chargement.
- Vitesse de chargement : 1 tour/min (7,2 km/h).
- Charges : demi-essieux à roues jumelées, chargés à 55 kN.
- 4 répétitions des mesures.
- Températures d'essai (mesurées par le thermocouple à la base de la couche de roulement) : entre 10,9°C et 12,5°C.
- Configuration du système d'acquisition de l'interrogateur optique : fréquence de mesure 100 Hz, longueur de jauge (longueur de fibre optique permettant d'obtenir un point de mesure) 5,2 mm et espacement entre les jauges (pas d'échantillonnage) 2,6 mm

## III. RESULTATS

### A. Déformations transversales

Les résultats présentés ici concernent uniquement la section 2b, et visent principalement à illustrer les différentes mesures qui peuvent être obtenues, pour les déformations longitudinales et transversales et à deux niveaux différents dans la structure (compte tenu de la disposition des fibres, décrite dans la section précédente).

La FIGURE 3 (a et b) montre les valeurs de déformations transversales obtenues lors des premières mesures sur la Section 2b, pour chaque position spatiale de la fibre, sur la zone 1 (entre 3,0 m et 3,4 m) et sur la zone 2 (entre 6,6 m et 7,0m), en bas du BBSG et en haut de la GB. Chaque figure représente en 3D l'ensemble des signaux temporels obtenus sur chaque zone, avec un pas

d'échantillonnage de 2,6 mm. La FIGURE 3 (c.1 et c.2) présente les signaux correspondant aux valeurs maximales de déformations obtenues sur chaque zone. L'analyse des résultats indique que :

- Tout d'abord, on peut voir que la fibre optique, grâce aux mesures réparties, permet de déterminer avec une bonne résolution la distribution des déformations transversales dans toute la zone circulée par la roue du manège. Les mesures obtenues sont beaucoup plus détaillées que celles obtenues avec une jauge classique de déformation, qui permet de mesurer seulement la déformation en un point.
- Dans la zone 1, la fibre optique placée en bas du BBSG donne des valeurs de déformations positives (en extension), alors que la fibre placée en haut de la GB donne des déformations négatives (en contraction). Cela signifie que dans cette zone, il n'y a pas de continuité des déformations transversales entre le BBSG et la GB. Ce changement de comportement indique un décollement (partiel ou total) de l'interface entre les deux couches dans cette zone. Ce décollement est observé malgré l'application d'une couche d'accrochage sur la section 2b
- Dans la zone 2, les valeurs de déformations en bas du BBSG et en haut de la GB sont toutes positives (en contraction), mais les déformations sont plus élevées à la base du BBSG. Cela indique donc également un transfert partiel des déformations entre les deux couches, donc possiblement un certain glissement à l'interface entre les deux couches.
- Par contre, la figure 3 c1 et c2 indique une très bonne répétabilité des mesures de déformations pour toutes les fibres optiques. Pour les déformations maximales, les écarts types obtenus pour les 4 répétitions des mesures sont de 3,7  $\mu\text{m}/\text{m}$  pour la zone 1 et 4,48  $\mu\text{m}/\text{m}$  pour la zone 2.

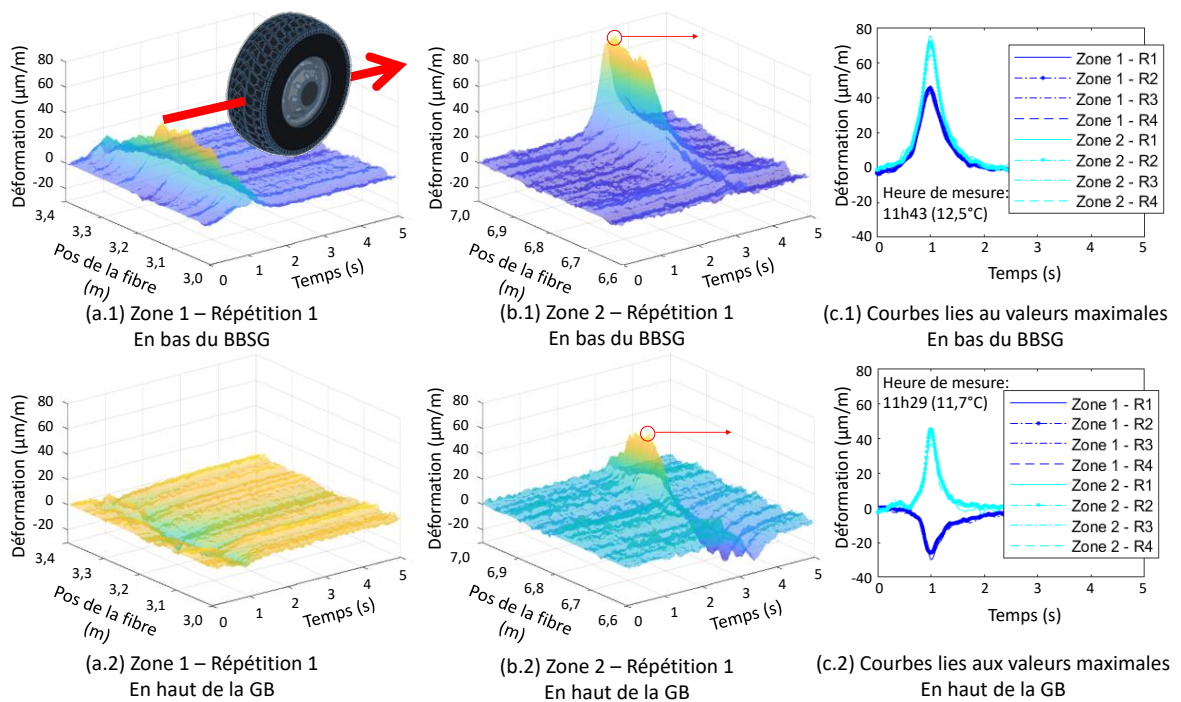


FIGURE 3. Déformations transversales mesurées sur la section 2b (R : répétition)

La FIGURE 4 montre que la répartition transversale des déformations à la base du BBSG est sensible à la répartition des pressions sous le pneumatique. Cette figure a été obtenue par la comparaison des projections orthogonales de la répartition transversale des déformations de la FIGURE 3a. Les zones où les déformations sont les plus élevées (au-dessus de 40  $\mu\text{m}/\text{m}$  et 42  $\mu\text{m}/\text{m}$ ) correspondent à la forme des sculptures du pneumatique utilisé pour les essais. La répartition transversale des déformations permet également de définir la position exacte de la jauge de déformation transversale placée dans le BBSG, par rapport à la zone de mesure de la fibre optique. La FIGURE 5a et b présente les signaux de déformations de la fibre correspondant à la position de la jauge de déformation, ainsi que quatre signaux situés dans un intervalle de  $\pm 5\text{cm}$  par rapport à cette position. Ces signaux permettent de comparer la mesure de la jauge (d'une longueur de 10 cm) avec les signaux de la fibre optique. La FIGURE 5c montre les signaux de déformation des jauges T1 et T2 placées sur la Section 2b. Finalement, la FIGURE 5d compare les valeurs maximales de déformations transversales obtenues avec les différentes méthodes (fibres et jauges) pour les différentes répétitions, et en prenant en compte les mesures de la fibre situées à  $\pm 5\text{cm}$  autour de la position de la jauge. Ces différents résultats montrent que :

- La longueur (ou la durée) des signaux de déformation est plus importante pour les mesures réalisées avec la fibre optique, et ces signaux ne présentent pas de valeurs en contraction, à la différence des signaux des jauges. Cette différence est peut-être due à la longueur de la jauge (10 cm), qui a pour effet de donner une mesure moyenne sur une certaine largeur, alors que les mesures de la fibre optique sont beaucoup plus locales.
- Par contre, la comparaison des intervalles de variation des valeurs maximales pour les positions proches de la jauge (à  $\pm 5\text{ cm}$ ) et pour les 4 répétitions de mesure montre des valeurs similaires (avec quelques valeurs aberrantes pour la limite supérieure pour la zone 1). La comparaison statistique des valeurs moyennes permet de conclure que les mesures obtenues avec la fibre optique pour les deux zones sont statistiquement identiques aux mesures obtenues avec la jauge de déformation, pour un niveau de confiance de 95 %.

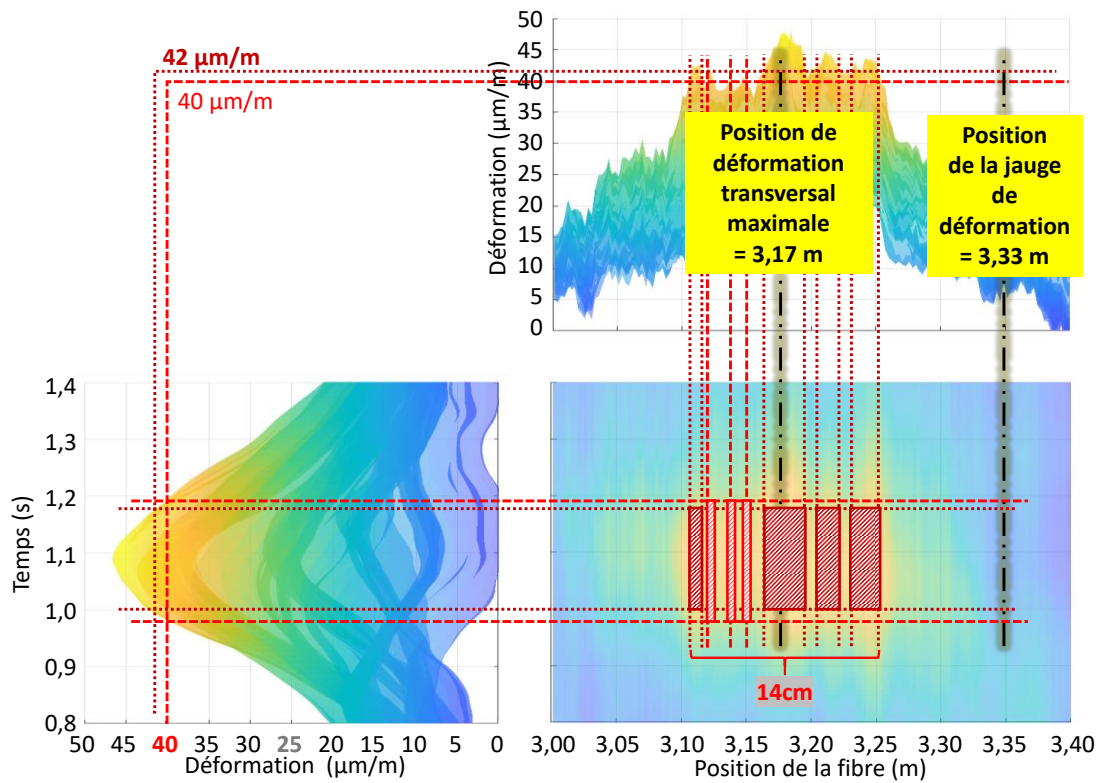


FIGURE 4. Projections orthogonales de la répartition des déformations transversales en bas du BBSG sur la S2b Zone 1 – Répétition 1.

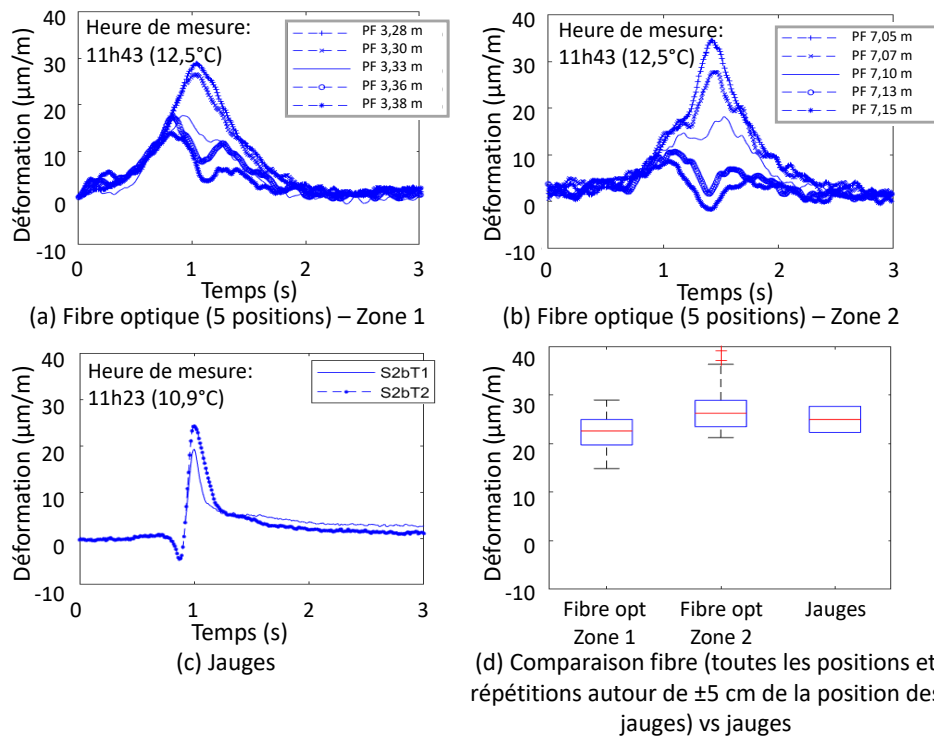


FIGURE 5. Signaux de déformations transversales Section 2b – Répétition 1, en bas du BBSG

### B. Déformations longitudinales

La FIGURE 6a présente la distribution des valeurs maximales de déformations longitudinales mesurées par les deux fibres optiques (placées en bas du BBSG et en haut de la GB), avec un pas d'échantillonnage de 2,6 mm. La FIGURE 6b montre les intervalles de variation des valeurs maximales. Ces figures mettent en évidence que :

- Comme pour les déformations transversales, les déformations longitudinales en bas du BBSG présentent des valeurs plus élevées (50% des valeurs sont comprises entre 45  $\mu\text{m/m}$  et 82  $\mu\text{m/m}$ ) que les déformations en haut de l'ancienne GB (50% des valeurs sont comprises entre 10  $\mu\text{m/m}$  et 38  $\mu\text{m/m}$ ). A nouveau, il y a donc une discontinuité entre les déformations longitudinales à la base de la couche de BBSG et celles en haut de la GB. Cela semble à nouveau indiquer une perte partielle d'accrochage entre les deux couches.
- Les distributions des valeurs maximales sont asymétriques, avec un plus grand nombre de valeurs faibles, et quelques pics de déformations avec des valeurs élevées. L'écart type des valeurs est élevé pour les deux couches ( $\sigma = 29 \mu\text{m/m}$  en bas du BBSG ;  $\sigma = 16 \mu\text{m/m}$  en haut de la GB). Cette variabilité peut être due à plusieurs facteurs : le caractère hétérogène des enrobés bitumineux constitués de granulats et de liant, les variations d'épaisseur des couches, une plus ou moins bonne adhérence entre la fibre et les enrobés bitumineux, mais aussi l'endommagement initial de l'ancienne couche de GB (qui a déjà subi le trafic lors d'un essai précédent) ainsi que la géométrie de la fibre, qui n'est pas parfaitement rectiligne, car elle doit suivre le contour des granulats de l'enrobé.
- Toutefois, les profils de déformations obtenus pour les 4 répétitions des mesures donnent des valeurs très proches, ce qui indique une très bonne répétabilité des mesures des fibres optiques. La dispersion des mesures semble donc plus liée au caractère hétérogène des enrobés bitumineux, et à leur endommagement initial qu'aux caractéristiques de la fibre elle-même.

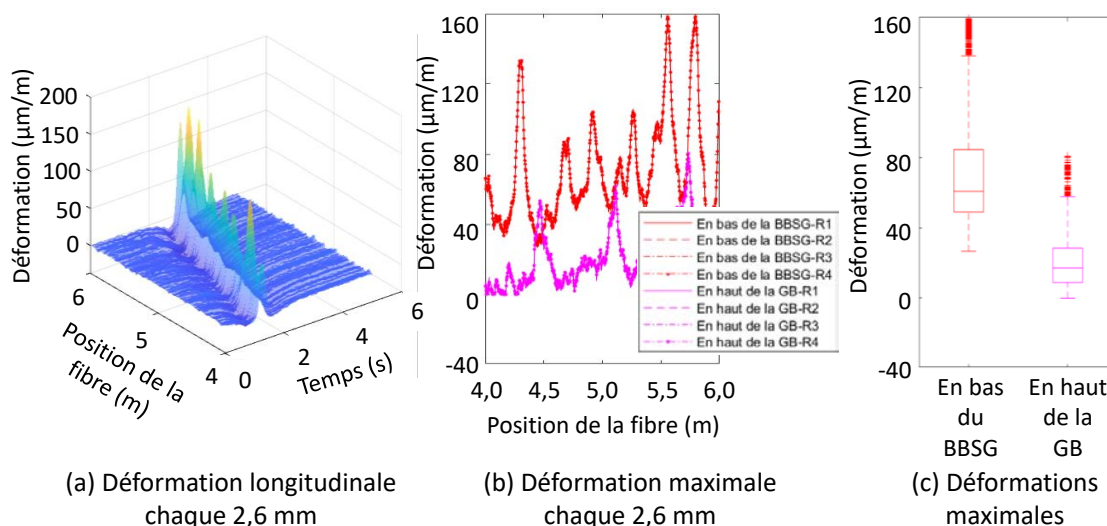


FIGURE 6. Déformations longitudinales sur la section 2b (R : répétition)

#### IV. CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Cet article présente des premiers résultats de mesures réparties de déformations sous charges roulantes au moyen de fibres optiques, réalisées sur le manège de fatigue de l'Université Gustave Eiffel. L'étude permet de conclure que :

- La méthode de mesure par capteurs à fibres optiques continus (basée sur la technologie OFDR-Rayleigh) conduit à des résultats prometteurs dans les structures de chaussées : Les signaux de mesure obtenus présentent une très bonne résolution, un faible bruit et une très bonne répétabilité.
- Les mesures réparties, avec un pas d'échantillonnage de seulement 2,6 mm permettent de caractériser de manière détaillée les champs de déformations produits par les charges des pneumatiques, et ainsi de mieux caractériser les sollicitations dans les couches de roulement, et de mieux comprendre leurs modes d'endommagement.
- Des différences importantes ont été obtenues entre les déformations à la base de la nouvelle couche de BBSG et la partie supérieure de l'ancienne couche de GB, ce qui a permis de mettre en évidence que ces couches ne sont pas parfaitement collées, même sur la section avec une couche d'accrochage.
- Les fibres optiques ont également mis en évidence une grande variabilité des déformations longitudinales suivant le profil en long de la chaussée. Ces variations peuvent être dues à plusieurs facteurs : les variations d'épaisseur des couches de chaussée, les variations d'adhérence entre couches, l'endommagement de l'ancienne couche de GB et l'hétérogénéité des matériaux bitumineux. Afin de mieux comprendre le fonctionnement des fibres optiques dans les couches bitumineuses, et l'origine de ces variations, il est prévu, dans les perspectives de ce travail, de réaliser des essais en laboratoire, sur éprouvettes instrumentées par fibres optiques, sous des niveaux de déformations imposés, monotones ou cycliques, pour différents types de matériaux, et conditions de mise en place. Ces essais en conditions contrôlées permettront de mieux évaluer la précision des mesures et les facteurs qui les influencent.
- En conclusion, ces résultats montrent le fort potentiel des capteurs à fibres optiques continus pour la mesure des déformations dans les couches de chaussées, en comparaison avec les méthodes de mesures classiques par jauges.

#### V. REMERCIEMENTS

La chaussée expérimentale de ce projet a été financée dans le cadre du projet de recherche ANR-19-CE22-0001-02 BINARY : Pour une meilleure prise en compte de l'agressivité des chargements. Ce projet est mené aussi dans le cadre du programme de recherche public-privé « France Relance » lancé par le ministère de l'Enseignement supérieur, de la Recherche et de l'Innovation (MESRI) et le plan NextGenerationEU de l'Union Européenne.

## REFERENCES

- Braunfelds, J., Senkans, U., Skels, P., Janeliukstis, R., Salgals, T., Redka, D., Lyashuk, I., Porins, J., Spolitis, S., Haritonovs, V., & Bobrovs, V. (2021). FBG-Based Sensing for Structural Health Monitoring of Road Infrastructure. *Journal of Sensors*, 2021. <https://doi.org/10.1155/2021/8850368>
- Chapeleau, X., & Bassil, A. (2021). A general solution to determine strain profile in the core of distributed fiber optic sensors under any arbitrary strain fields. *Sensors*, 21(16). <https://doi.org/10.3390/s21165423>
- Hubbard, P. G., Ou, R., Xu, T., Luo, L., Nonaka, H., Karrenbach, M., & Soga, K. (2022). Road deformation monitoring and event detection using asphalt-embedded distributed acoustic sensing (DAS). *Structural Control and Health Monitoring*, 29(11). <https://doi.org/10.1002/stc.3067>
- Liu, Y., Xie, J., Liu, S., Zhao, Y., Zhu, Y., & Qi, G. (2022). Research on the methodology of development and calibration of flexible encapsulated fiber Bragg grating sensors. *Measurement*, 201, 111730. <https://doi.org/10.1016/J.MEASUREMENT.2022.111730>
- Mustafa, S., Sekiya, H., Morichika, S., Maeda, I., Takaba, S., & Hamajima, A. (2022). Monitoring internal strains in asphalt pavements under static loads using embedded distributed optical fibers. *Optical Fiber Technology*, 68. <https://doi.org/10.1016/j.yofte.2022.102829>
- Sourisseau, Q., Lepretre, E., Chataigner, S., Chapeleau, X., Mouton, L., & Paboef, S. (2022a). Use of Distributed Optical Fibre to Monitor the Crack Propagation of an Adhesively Bonded Joint During an ENF Test. *Lecture Notes in Civil Engineering*, 198 LNCE. [https://doi.org/10.1007/978-3-030-88166-5\\_21](https://doi.org/10.1007/978-3-030-88166-5_21)
- Sourisseau, Q., Lepretre, E., Chataigner, S., Chapeleau, X., Mouton, L., & Paboef, S. (2022b). Use of high spatial resolution distributed optical fiber to monitor the crack propagation of an adhesively bonded joint during ENF and DCB tests. *International Journal of Adhesion and Adhesives*, 115. <https://doi.org/10.1016/j.ijadhadh.2022.103124>
- Wijaya, H., Rajeev, P., & Gad, E. (2021). Distributed optical fibre sensor for infrastructure monitoring: Field applications. *Optical Fiber Technology*, 64, 102577. <https://doi.org/10.1016/J.YOFTE.2021.102577>



# Prédiction de la déformation de la couche de surface des chaussées par la méthode des éléments discrets

Oussama HAMMOUD<sup>1</sup>, Juan Carlos QUEZADA<sup>1</sup>, Ferhat HAMMOUM<sup>2</sup>, Cyrille CHAZALLON<sup>1</sup>

<sup>1</sup>ICUBE, UMR 7357, CNRS, INSA de Strasbourg, Strasbourg, France

<sup>2</sup>MAST-MIT, Gustave Eiffel Université, Nantes, France

## RESUME

La déformation permanente (en particulier l'orniérage) est l'une des défaillances les plus courantes dans les chaussées. Cette dégradation compromet sérieusement la sécurité et le confort des usagers. En se basant sur la méthode des éléments discrets (DEM), nous avons utilisé le logiciel LMGC90 pour réaliser des simulations numériques d'une charge roulante sur une plaque de matériau bitumineux. La simulation reprend les caractéristiques de la roue utilisée avec l'orniéreur français utilisé en laboratoire (FWTT : French Wheel Tracking Test) afin de prédire l'orniérage des deux types d'enrobé et d'analyser les réponses micromécaniques de ces derniers pendant le développement de l'orniérage. Le modèle utilisera une empreinte de roue à géométrie réelle. Afin de modéliser des mélanges granulaires plus réalistes, on utilise la méthode de génération des particules de LMGC90. Une loi de contact viscoélastique (modèle de Burgers) a été utilisée pour modéliser les propriétés mécaniques des granulats et du mastic. Des calculs numériques de suivi de la roue ont été réalisés en faisant l'hypothèse de charge équivalente simplifiée et d'un échantillon à échelle réelle, puis vérifiés par des essais en laboratoire. Les résultats montrent que la simulation numérique permet de prédire l'orniérage de l'enrobé. En outre, l'analyse de la réponse micromécanique de l'enrobé, a révélé des chemins privilégiés de transmission du chargement, ce qui explique les mécanismes de l'orniérage à l'échelle des particules.

**Mots-clefs :** Orniéreur mlpc, matériau bitumineux, DEM, LMGC90

## 1. Introduction

L'orniérage, qui se traduit par une déformation permanente des couches bitumineuses, est l'un des problèmes prématurés les plus graves et constitue la cause majeure de la dégradation des chaussées souples (Chazallon et al., 2009a), Di Benedetto and Corté, 2005, Collop et al., 1995, Collop and Cebon, 1997). Il est principalement produit par des chargements à haute température

et se présente généralement sous la forme de déformations longitudinales dans la trajectoire des roues.

L'essai français de roulement libre (FWTT) est destiné à qualifier les mélanges bitumineux en fonction de leur capacité à résister à l'orniérage. Il fait partie intégrante de la méthode française de conception des chaussées (Di Benedetto and Corté, 2005, SETRA-LCPC (1997)). Plusieurs études ont utilisé l'approche des éléments finis pour modéliser le comportement des matériaux viscoélastiques, l'essai de suivi des roues et pour interpréter l'orniérage des enrobés, en considérant le matériau bitumineux comme un matériau homogène (Ali, 2006, Chazallon et al., 2009b, Abu Al-Rub et al., 2012, He et al., 2019). Or, nous sommes en présence d'un matériau typiquement hétérogène.

Une deuxième approche pour ce problème consiste à utiliser une approche discrète, qui a été largement utilisée pour modéliser le comportement des matériaux granulaires. Cette méthode permet de simuler l'interaction d'un ensemble de corps rigides ou déformables en contact. Au cours des deux dernières décennies, la méthode des éléments discrets (DEM) a été utilisée dans plusieurs études pour modéliser le comportement mécanique des enrobés bitumineux. Cette approche prend en compte la nature granulaire des agrégats et le comportement du mastic en appliquant des lois viscoélastiques au contact des particules (Ge et al., 2021, Quezada and Chazallon, 2020, Zhou et al., 2019), Nguyen et al., 2017). Ces études ont modélisé l'enrobé en utilisant des particules sphériques, des particules irrégulières créées avec des sphères ou en générant des échantillons à l'aide de techniques d'imagerie (Collop et al., 2006, Cai et al., 2014). Il y a peu de travaux sur la simulation de l'orniérage avec l'approche discrète à cause des limitations liées au temps de calcul. Récemment, quelques études commencent à apparaître sur ce sujet (Xue et al., 2021, Wang et al., 2021).

Ce travail vise à développer un modèle numérique en utilisant la méthode des éléments discrets (DEM) pour reproduire l'essai français de roulement libre (FWTT) (Gabet et al., 2011, Perraton et al., 2011). Pour cela, le logiciel de calcul LMGC90 (LMGC90, 2011), basé sur la méthode DEM (Cundall, 1971, 1988, Dondi et al., 2014, Quezada et al., 2017, Quezada and Chazallon, 2022), a été utilisé. Nous avons utilisé le modèle de Burgers pour représenter le mastic entre les agrégats, pour décrire les propriétés viscoélastiques des enrobés bitumineux, telles que la relaxation, le fluage et la réponse dynamique (Cai et al., 2014, Collop et al., 2006, Quezada and Chazallon, 2020). Ensuite, la section 2 introduit l'essai de module complexe et la modélisation de cet essai dans une configuration 2PB pour trouver les paramètres macroscopiques de la loi de contact entre particules. La section 3 est consacrée à la modélisation de l'essai d'orniérage avec la méthode des éléments discrets, ainsi qu'à la validation du modèle numérique en confrontant les résultats expérimentaux et numériques.

## 2. Essai de module complexe (2PB)

### a. Campagne expérimentale

Les essais de module complexe ont été réalisés dans une configuration de flexion deux points (2PB) conformément à la spécification EN 12697-26 :2012 (EN, 2012). Quatre échantillons trapézoïdaux ont été préparés avec un Béton bitumineux mince (BBMa). Le tableau 1 présente la

granulométrie de ce mélange bitumineux. Ces granulats proviennent de la carrière de Bréfauchet en France, avec un bitume de grade 35/50. Les éprouvettes ont les dimensions suivantes :  $b = 25$  mm,  $B = 56$  mm,  $e = 25$  mm et  $h = 250$  mm (Fig. 1a). Pour cette série d'essais, les valeurs de fréquence testées ont été fixées à 1, 3, 10, 25, 30 et 40 Hz tandis que les températures choisies étaient -10, 0, 10, 15, 20 et 30 °C. Pour chaque couple température-fréquence, un déplacement sinusoïdal  $z=A\sin(\omega t)$  est appliqué sur la tête mobile de chaque échantillon. L'amplitude  $A$  est fixée à  $63 \times 10^{-6}$  m afin d'obtenir une déformation  $\epsilon$  inférieure à  $50 \times 10^{-6}$  pour éviter les dommages dus à la fatigue. Pour chaque couple température-fréquence, 100 cycles de chargement sont réalisés. Les valeurs maximales de la force  $F_0$ , du déplacement  $Z_0$  et de l'angle de phase initial  $\varphi$  ont été mesurées pendant les dix derniers cycles.

**Tableau 1. Distribution de la taille des particules pour un BBMa**

Diamètre (mm)	12.5	10	8	6.3	4	3.15	2	1	0.5	0.25	0.125	0.063
PSD (%)	100	90	64	44	36	34	32	22	17	13	11	7.3

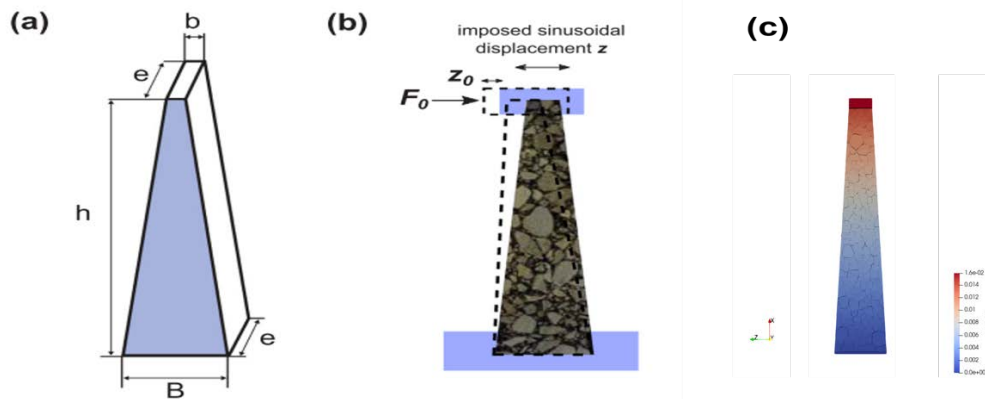
Le comportement viscoélastique d'un enrobé sous chargement cyclique peut être évalué par la norme du module complexe  $\|E^*\|$  et l'angle de phase associé  $\varphi$ . La partie réelle  $E_1$  et la partie imaginaire  $E_2$  du module complexe doivent être calculées pour chaque couple température-fréquence. Ces valeurs sont fournies par les équations (1) et (2) respectivement (EN, 2012):

$$E_1 = \gamma \left( \frac{F_0}{z_0} \cos(\varphi) + 10^{-6} \mu \omega^2 \right) \tag{1}$$

$$E_2 = \gamma \frac{F_0}{z_0} \sin(\varphi) \tag{2}$$

$$\gamma = \frac{12h^3}{e(B-b)^3} \left[ \left( 2 - \frac{b}{2B} \right) \frac{b}{B} - \frac{3}{2} - \ln \frac{b}{B} \right] \tag{3}$$

où  $\gamma$  (mm<sup>-1</sup>) est le facteur de forme dépendant des valeurs géométriques indiquées à la Fig. 1a et  $\mu = 0.135M + m$  est le facteur de masse qui influence la force résultante par des effets d'inertie.



**Figure 1. Dimensions et schéma de l'essai complexe dans une configuration de flexion à deux points avec la modèle numérique (c) (Quezada and Chazallon, 2020).**

Enfin, la norme du module complexe et l'angle de phase associé sont calculés à l'aide des expressions suivantes :

$$\|E^*\| = \sqrt{E_1^2 + E_2^2} \quad (4)$$

$$\varphi = \arctan(E_2/E_1) \quad (5)$$

*b. Modélisation de l'essai de module complexe 2PB avec le LMGC90*

Les échantillons numériques sont composés de particules rigides polyédriques où chaque particule a un diamètre compris entre 2 mm et 10 mm, sur la base de la granulométrie expérimentale présentée dans le tableau 1. Ici, la courbe granulométrique a été coupée à 2 mm pour éviter de modéliser toutes les fines. Ce choix permet de diminuer le nombre de particules et d'optimiser le temps de calcul, en considérant que les plus fines font partie du mastic qui enrobe le reste de particules. (Quezada and Chazallon, 2022), Zhang et al., 2022). Les particules générées sont disposées de manière aléatoire dans un réseau cubique de 0,25 m de long, 0,025 m de largeur et 1,6 m de hauteur, en prenant en considération la morphologie déjà identifiée dans les travaux de (Ge et al., 2021). La masse volumique de toutes les particules est de 3700 kg/m<sup>3</sup> qui est calibré pour prendre en compte l'élimination des petites particules et ainsi obtenir un échantillon de masse équivalente à l'échantillon réel de 0.6 kg.

Les particules sont déposées par gravité. Après cette étape, une loi de contact basée sur le modèle de Burgers (Quezada and Chazallon, 2020) est appliquée pour tous les contacts entre particules, avec les paramètres du modèle correspondant à la température cible. Le coefficient de friction entre les particules en contact est fixé à  $\mu = 0,7$ , ce qui est une valeur typique utilisée pour les granulats concassés de roche. Enfin, en activant la gravité dans les simulations, le système est stabilisé après 1000 pas de temps. À la fin de ce processus, quatre échantillons numériques ont été préparés, avec les mêmes propriétés géométriques que les spécimens expérimentaux.

*c. Calibration des paramètres du modèle*

Un modèle macro-mécanique basé sur les paramètres du modèle de Burgers a été établi pour décrire l'évolution de la norme du module complexe  $\|E^*\|$  et de l'angle de phase  $\varphi$ . Dans un matériau viscoélastique sous chargement cyclique, il est possible de déterminer la souplesse complexe à partir des déformations et des contraintes résultantes comme (Kim and Little, 2004, Tschoegl, 2012) :

$$|D^*| = \sqrt{D'(\omega)^2 + D''(\omega)^2} \quad (1)$$

$$D'(\omega) = \frac{1}{E_m} + \frac{E_k}{E_k^2 + \omega^2 \eta_k^2} \quad (7)$$

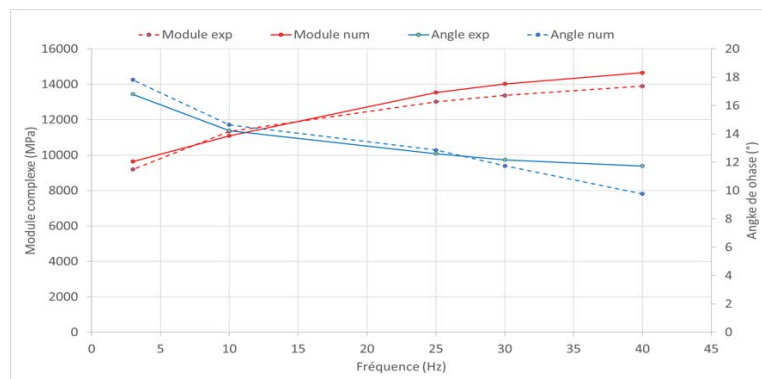
$$D''(\omega) = \frac{1}{\omega \eta_m} + \frac{\omega \eta_k}{E_k^2 + \omega^2 \eta_k^2} \quad (8)$$

où  $D'$  et  $D''$  correspondent respectivement aux parties réelle et imaginaire de la souplesse,  $E_m$  et  $\eta_m$  correspondent à la rigidité et la viscosité de Maxwell, et  $E_k$  et  $\eta_k$  à la rigidité et la viscosité de Kelvin-Voigt. Sur la base de ces expressions analytiques, il est possible de déterminer les

paramètres du modèle de Burgers pour reproduire l'évolution de la norme du module complexe et de l'angle de phase comme suit  $|E^*|=|D^*|^{-1}$  et  $\varphi = \arctan(D''/D')$  respectivement. Le tableau 2 et la courbe 2 présentent l'ensemble des paramètres calibrés déterminés avec cette procédure pour la température de référence de 15 °C.

**Tableau 2. Paramètre macroscopique du modèle de BURGER pour la température référentielle.**

T (°C)	Em (MPa)	$\eta_m$ (MPa)	Ek (MPa)	$\eta_k$ (MPa)
15	1.02E+02	1.27E+01	1.84E+02	2.15E+00



**Figure 2. Confrontation des résultats de l'essai 2PB expérimentale et numérique (résultats de LMGC90) pour la température de référence.**

### 3. Modèle numérique reproduisant l'essai et les résultats

En utilisant les résultats de l'essai 2PB, on peut maintenant utiliser ces résultats pour établir le modèle numérique de l'essai d'orniérage.

#### a. Modèle numérique de l'essai d'orniérage

L'essai d'orniérage français a été modélisé en 3D à l'aide de la méthode des éléments discrets en utilisant le code de calcul LMGC90 (Dubois and Jean, 2006, Dubois and Mozul, 2013, Perales et al., 2005). L'éprouvette est parallélépipédique, de dimensions 500 × 180 × 100 mm, sur laquelle un champ de forces se déplace à une vitesse constante afin de simuler le passage d'une roue pneumatique (figure 3a). Ce champ de forces à une surface elliptique, de 135 mm de longueur et 80 mm de largeur (cf. figure 3b), qui est extraite des mesures faites à l'UGE. Étant donné que le passage de la roue pneumatique est défini comme un roulement libre, des forces tangentielles sont ajoutées en plus de l'application du champ de force verticale, en prenant en compte un faible coefficient de frottement ( $\mu = 0,1$ ). Comme le système est symétrique le long de la trajectoire de la roue, seule la moitié de la plaque est simulée. Afin de réduire le temps de calcul, seule la moitié de la longueur de la dalle est considérée pour le déplacement du chargement (figure 4). L'échantillon est composé de 39 650 particules polyédriques, qui correspondent à la granulométrie du BBMa (tableau 1). Le champ de forces lors de son passage exerce une pression de 0,43 MPa sur l'échantillon. La vitesse de passage de la roue est constante et fixée à 5 Km/h. Tous les supports (les plans latéraux et le plan inférieur) sont supposés rigides. La loi de comportement utilisée entre les particules est la loi de Burgers, définie ultérieurement, et l'essai est réalisé à une température

ambiante de laboratoire de  $T=22\text{ }^{\circ}\text{C}$ , ainsi que les paramètres sont estimées en se basant sur les paramètres de la température de référence et en appliquant la loi WLF.

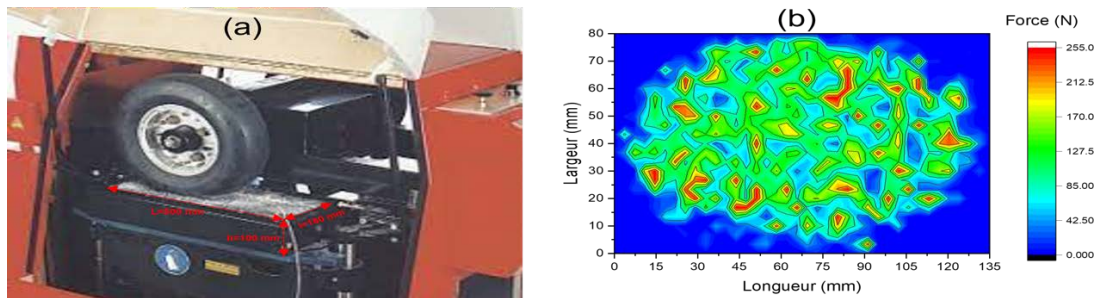


Figure 3. a) Orniéreur MLPC, b) Empreinte du pneu

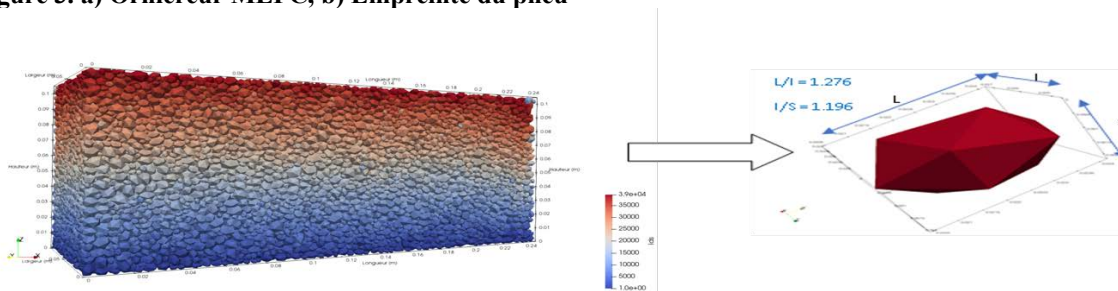


Figure 4. Représentation de l'échantillon numérique de l'orniéreur avec la dimension pour la morphologie utilisée.

#### b. Résultat de la modélisation

La méthode des éléments discrets est utilisée dans cette étude pour valider et confronter les résultats expérimentaux avec le modèle numérique proposé, lors d'un seul passage. Les observations en laboratoire nous donnent la distribution des déplacements sur le plan vertical de l'enrobé. Notre objectif dans cette étude est de reproduire numériquement l'essai d'orniérage afin de mieux comprendre l'influence de la vitesse et de la température sur les déformations subies par l'enrobé.

Deux types de cartographies de déplacements seront analysés : horizontaux et verticaux. Les résultats expérimentaux de type "u-plot" correspondent à la cartographie des déplacements horizontaux au sein de l'échantillon (en mm). Les valeurs de la légende correspondent au déplacement vers la droite pour les valeurs positives et au déplacement vers la gauche pour les valeurs négatives. Les résultats "v-plot" sont quant à eux liés aux déplacements verticaux dans l'échantillon et la légende indique la valeur de déplacement en mm.

La figure 5 présente les déplacements verticaux dans l'échantillon sous la charge roulante obtenus expérimentalement et numériquement. Cette image est la plus représentative de l'impact de la roue sur l'enrobé de BBMa. On peut remarquer que le point où les déplacements verticaux sont les plus importants est situé directement sous le centre de l'application de la charge (avec un déplacement vertical maximal de 1.85mm). De même, la partie gauche de l'enrobée qui a déjà subi le chargement n'a pas complètement repris sa forme initiale et un déplacement résiduel subsiste (d'une valeur de 0.195 mm). La partie droite de l'enrobée semble également subir un léger déplacement dû à la charge. Les résultats numériques montrent les mêmes tendances et ordres de

grandeur, ce qui permet de valider le modèle numérique proposé pour la description de l'essai d'orniérage. En ce qui concerne le champ de déplacement horizontal obtenu numériquement, on observe un déplacement important vers la droite (d'une valeur maximale égale à 0.8 mm) des particules au sein de l'échantillon, tandis qu'un déplacement moins important est observé vers la gauche de la roue (d'une valeur minimale égale à 0.35 mm)(figure 6). Le coefficient de frottement entre la plaque d'enrobés et l'acier est certainement différent de celui qui a été choisi, ceci explique les différences pour cette direction. Ce dernier fera l'objet prochainement d'une nouvelle estimation.

Il est également important de noter que les champs de déplacement ne sont pas uniformes dans la zone de chargement en raison de l'hétérogénéité du mélange bitumineux. De plus, une déformation résiduelle persiste après le premier passage du pneu, avec un déplacement maximal sous la charge du pneu. Cette déformation résiduelle est causée par le comportement viscoélastique de la loi de contact entre particules. Cette déformation permanente s'accroît avec le temps et génère l'orniérage de l'enrobé (figure 7).

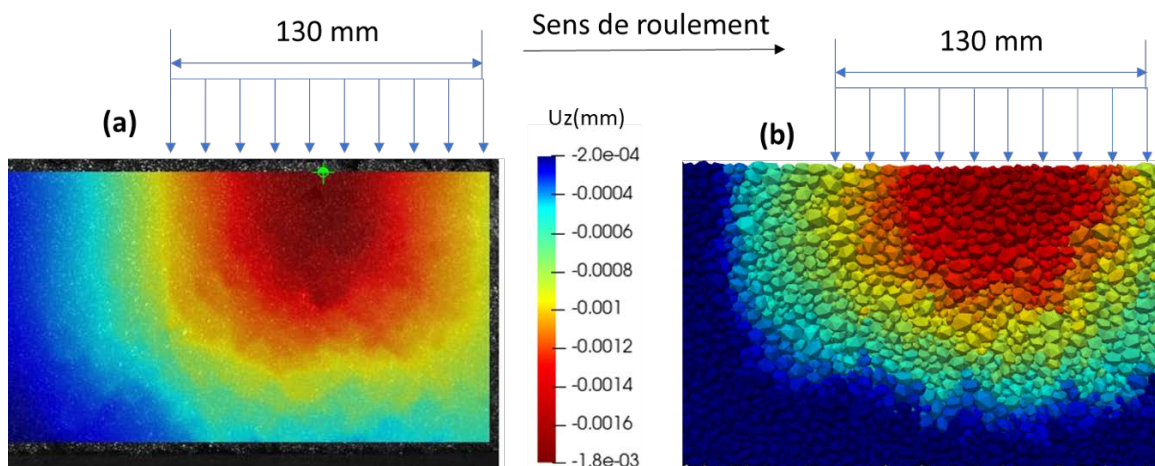


Figure 5. Confrontation entre les résultats expérimentaux (a) et numériques (b) pour le champ de déplacement vertical à T=22°C et la vitesse de passage de la roue v=5 km/h.

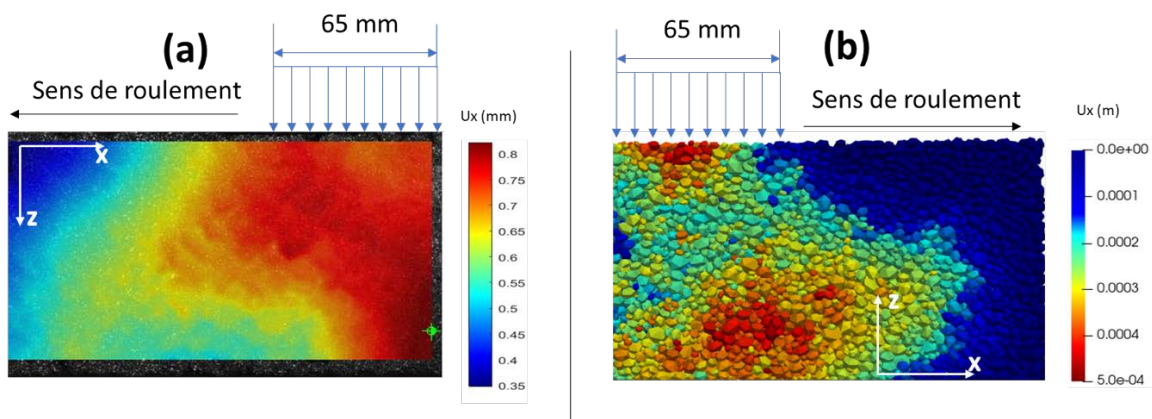


Figure 6. Confrontation entre les résultats expérimentaux et numériques pour le champ de déplacement horizontal à T=22 °C et vitesse de passage de la roue = 5 km/h.

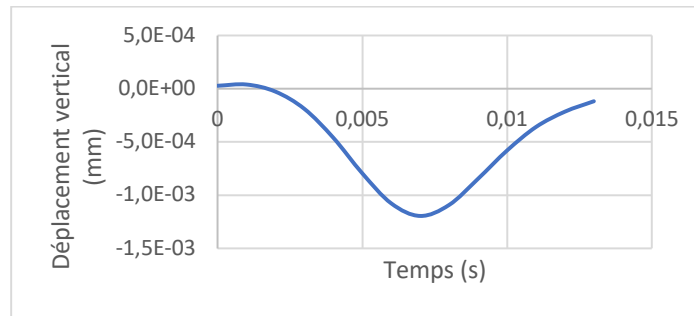


Figure 7. Courbe de déplacement vertical sous le chargement du pneu.

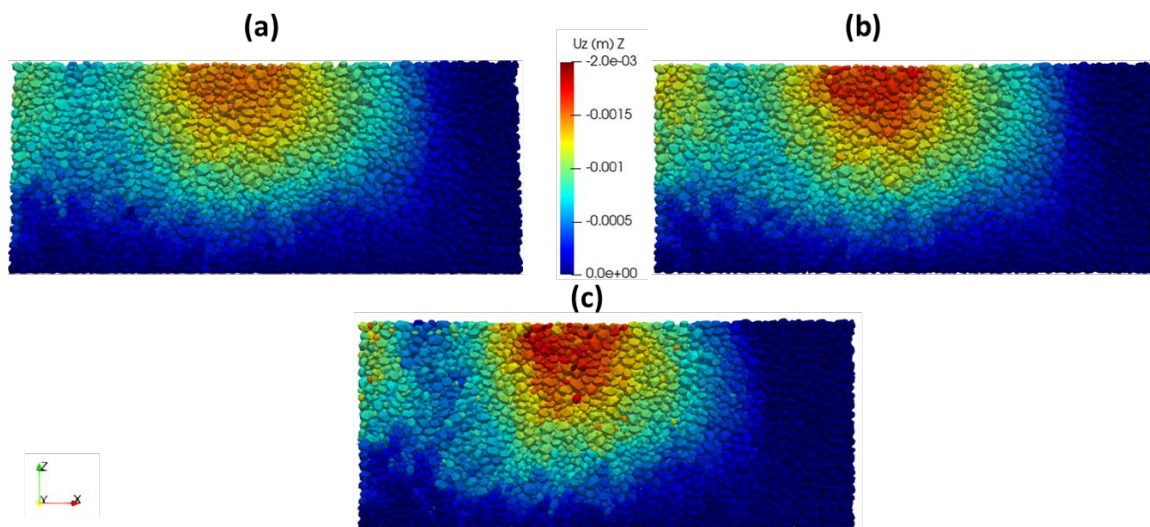


Figure 8. Comparaison numérique de l'effet de la température et de la vitesse sur le déplacement vertical sous le chargement du pneu pour a) :  $T=22\text{ °C}$  et  $V=5\text{ km/h}$  ; b) :  $T=22\text{ °C}$  et  $V=2,5\text{ km/h}$  ; c) :  $T=40\text{ °C}$  et  $V=5\text{ km/h}$ .

D'autres essais numériques ont été effectués à une vitesse de 2,5 km/h et à des températures de 22 et 40 °C afin d'analyser l'effet de ces deux paramètres sur le déplacement des particules. En comparant la déformation verticale numérique obtenue pour ces conditions avec celle obtenue expérimentalement pour  $T=22\text{ °C}$  et  $V=5\text{ km/h}$  (figure 9), on remarque que la déformation augmente avec l'augmentation de la température et la diminution de la vitesse. Cette tendance est cohérente avec l'utilisation de la loi de contact viscoélastique.

#### 4. Conclusion et perspective

Cette étude a été motivée par la nécessité de mieux comprendre les mécanismes de déformation des enrobés bitumineux, en particulier l'orniérage, qui est l'un des défauts les plus courants affectant les chaussées bitumineuses. L'orniérage est un phénomène complexe causé par l'accumulation de déformations sur les routes causées par les charges des véhicules lents ou part températures élevées, qui entraînent une déformation permanente et une détérioration progressive de la chaussée.

Pour caractériser l'orniérage des enrobés à partir d'une approche micromécanique, cette étude propose un modèle 3D discret prenant en compte la granulométrie et les caractéristiques morphologiques des granulates, ainsi que la viscoélasticité du mastic d'enrobage. Le modèle



numérique proposé permet de reproduire les tendances observées lors des essais d'orniérage avec une précision satisfaisante.

Plus précisément, les résultats de cette étude montrent que le déplacement vertical et le déplacement horizontal de l'échantillon se produisent directement sous la zone de chargement, le déplacement vertical diminue progressivement de haut en bas de l'échantillon, tandis que le déplacement horizontal se produit principalement le long de la zone de chargement, zone centrale et inférieure le long de la hauteur du spécimen.

Le modèle numérique proposé est capable de reproduire ces tendances avec des valeurs de déformation numérique très proches des mesures expérimentales. De plus, cette étude qui a permis de simuler le comportement d'une plaque sous roulement libre, pose les bases pour développer une loi de prédiction de l'orniérage intégrant l'effet de différents paramètres environnementaux tels que la température, la vitesse et le nombre de cycles de chargement.

## 5. References

- Abu Al-Rub, R.K., Darabi, M.K., Huang, C.-W., Masad, E.A., Little, D.N., 2012. Comparing finite element and constitutive modelling techniques for predicting rutting of asphalt pavements. *Int. J. Pavement Eng.* 13, 322–338.
- Ali, B., 2006. Modèle numérique pour comportement mécanique des chaussées: application à l'analyse de l'orniérage. Lille 1.
- Cai, W., McDowell, G.R., Airey, G.D., 2014. Discrete element visco-elastic modelling of a realistic graded asphalt mixture. *Soils Found.* 54, 12–22.
- Chazallon, C., Allou, F., Hornych, P., Mouhoubi, S., 2009a. Finite elements modelling of the long-term behaviour of a full-scale flexible pavement with the shakedown theory. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.* 33, 45–70. <https://doi.org/10.1002/nag.702>
- Chazallon, C., Koval, G., Hornych, P., Allou, F., Mouhoubi, S., 2009b. Modelling of rutting of two flexible pavements with the shakedown theory and the finite element method. *Comput. Geotech.* 36, 798–809.
- Collop, A.C., Cebon, D., 1997. Effects of 'road friendly' suspensions on long-term flexible pavement performance. *Proc. Inst. Mech. Eng. Part C J. Mech. Eng. Sci.* 211, 411–424. <https://doi.org/10.1243/0954406971521827>
- Collop, A.C., Cebon, D., Hardy, M.S.A., 1995. Viscoelastic Approach to Rutting in Flexible Pavements. *J. Transp. Eng.* 121, 82–93. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-947X\(1995\)121:1\(82\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-947X(1995)121:1(82))
- Collop, A.C., McDowell, G.R., Lee, Y.W., 2006. Modelling dilation in an idealised asphalt mixture using discrete element modelling. *Granul. Matter* 8, 175–184.
- Di Benedetto, H., Corté, J.F., 2005. Matériaux routiers bitumineux 2. Hermès Lavoisier Ed.
- EN, C., 2012. Bituminous mixtures—test methods for hot mix asphalt—Part 26: Stiffness. *Eur. Comm. Stand. Bruss.*
- Ge, H., Quezada, J.C., Le Houerou, V., Chazallon, C., 2021. Three-dimensional simulation of asphalt mixture incorporating aggregate size and morphology distribution based on contact dynamics method. *Constr. Build. Mater.* 302, 124124.

- He, X., Abdelaziz, S., Chen, F., Yin, H., 2019. Finite element simulation of self-heated pavement under different mechanical and thermal loading conditions. *Road Mater. Pavement Des.* 20, 1807–1826.
- Kim, Y.-R., Little, D.N., 2004. Linear viscoelastic analysis of asphalt mastics. *J. Mater. Civ. Eng.* 16, 122–132.
- Nguyen, M.L., Balay, J.M., Di Benedetto, H., Sauzeat, C., Bilodeau, K., Olard, F., H eritier, B., Dumont, H., Bonneau, D., 2017. Evaluation of pavement materials containing RAP aggregates and hydraulic binder for heavy traffic pavement. *Road Mater. Pavement Des.* 18, 264–280.
- Quezada, J.C., Chazallon, C., 2022. Discrete element modelling of hot mix asphalt complex modulus using realistic aggregate shapes. *Road Mater. Pavement Des.* 1–18.
- Quezada, J.C., Chazallon, C., 2020. Complex modulus modeling of asphalt concrete mixes using the Non-Smooth Contact Dynamics method. *Comput. Geotech.* 117, 103255.
- Tschoegl, N.W., 2012. *The phenomenological theory of linear viscoelastic behavior: an introduction.* Springer Science & Business Media.
- Wang, H., Zhou, Z., Huang, W., Dong, X., 2021. Investigation of asphalt mixture permanent deformation based on three-dimensional discrete element method. *Constr. Build. Mater.* 272, 121808.
- Xue, B., Xu, J., Pei, J., Zhang, J., Li, R., 2021. Investigation on the micromechanical response of asphalt mixture during permanent deformation based on 3D virtual wheel tracking test. *Constr. Build. Mater.* 267, 121031.
- Zhou, C., Zhang, M., Li, Y., Lu, J., Chen, J., 2019. Influence of particle shape on aggregate mixture's performance: DEM results. *Road Mater. Pavement Des.* 20, 399–413.

# Toward the development of a three-step coupled modeling for the assessment of air leakage ratio through cracked reinforced concrete walls

Omar Najjar<sup>1,2</sup>, Cécile Oliver-Leblond<sup>1</sup>, Thomas Heitz<sup>2</sup> and Frédéric Ragueneau<sup>1,3</sup>

<sup>1</sup> LMPS - Laboratoire de Mécanique Paris-Saclay, ENS Paris-Saclay, 4 avenue des Sciences 91190 Gif-sur-Yvette, France

<sup>2</sup> PSN-EXP/SES/LMAPS, IRSN, 31, avenue de la Division Leclerc – 92260 Fontenay-aux-Roses, France

<sup>3</sup> EPF École d'Ingénieurs, 55 av. Président Wilson, F-94230, Cachan, France

**Abstract** This study compares the performance of two models, the combined beam particle model, and the continuous damage model, in simulating crack patterns in concrete under split loading conditions. Results show that both models have good agreement with experimental results in terms of the force-displacement curve, while the combined beam particle model provides a more detailed and accurate description of crack patterns. However, the continuous damage model has a faster computational time. This study serves as a foundation for future developments of a three-step model based on weak coupling between Finite Element-Discrete Element-Computational Fluid Dynamics, used to estimate leakage rate during severe accident scenarios.

**Key-words** damage, cracking, discrete element method, flow leakage measurement.

## I. INTRODUCTION

In case of severe accident conditions such as large break LOCA (Loss Of Coolant Accident), radioactive releases will go out of the RCS (Reactor Coolant System). Subsequently, the integrity of the second barrier is lost. This will cause a rise in (relative) pressure and temperature to 4.2 bars and around 150 °C. Such conditions induce cracking in the internal walls of the CCB (Concrete Containment Building), leading to leaks. The numerical assessment of such leaks heavily depends on the characterization of the fracture features, including crack geometry opening fluctuation, tortuosity, and roughness (Akhavan et al., 2012; Jourdain et al., 2014; Rastiello et al., 2016, 2015). In the synthesis of the second benchmark of VeRCoRS<sup>1</sup> project, (Charpin et al., 2021) mentioned the complexity of the numerical assessment of the leak-tightness of a pre-stressed concrete containment wall. This is mainly due to physical complexity (including thermo-hydration, drying, creep, damage, pre-stressing, transfer properties, etc.), which affects the global air tightness of a concrete structure.

Numerous models within the continuum mechanics framework have been developed to investigate the cracking mechanisms and how they affect concrete deterioration. Discrete cracking models such as extended Finite Element Method (X-FEM) (Belytschko et al., 2003) and Embedded Finite Element

<sup>1</sup> VeRCoRS (Vérification Réaliste du Confinement des Réacteurs) is a 1/3 scale mock-up of a 1300 MWe nuclear reactor Concrete Containment Building CCB.

Method (E-FEM) (Jourdain et al., 2014), continuous models such as Continuum damage models (Richard et al., 2015), and lattice models like in (D'Addetta et al., 2002) are the three primary methods used to simulate concrete cracking (Mier, 1984). Discrete methods are renowned for their ability to explicitly represent concrete cracking and its characteristics (initiation, length, opening, tortuosity). A discrete model called DEAP after "Discrete Element Analysis Program" resulting from the mechanics of rigid solids has been developed (Oliver-Leblond, 2019, 2015; Vassaux et al., 2016).

In the study conducted by (Matallah et al., 2010), a procedure known as [OUVFISS](#) was developed for the estimation of crack opening by post-processing a continuous damage model. This procedure was then applied in a subsequent study by (Matallah and La Borderie, 2016) to evaluate the flow rate based on modified permeability matrix using Poiseuille's law. While this method is relatively simple, it relies heavily on the accurate characterization of parameters which takes into account the effect of tortuosity and roughness of the crack, as highlighted by (Rastiello et al., 2014). Therefore, there is a need for an intermediate tool to effectively describe the crack parameters and used as an intermediate tool between the global mechanical simulation and complex CFD simulations. One can use a weak local/global coupling between the continuous damage model and the beam particle model (Oliver-Leblond, 2015; Oliver-Leblond et al., 2013) to reduce the computational time cost of the discrete simulations by only perform the discrete computation on highly damaged areas. This coupling will be applied to an experimental case study, COBRA project (French acronym of "Building confinement of the reactor in case of accident"), which is one of the perspectives of this paper.

Our goal within this study is to perform Brazilian mechanical 3D simulations for two models, the combined beam particle model (DEAP) and the continuous damage model (CONCYC) and validate the results with experimental studies found in the literature in terms of macroscopic behavior (force-displacement or force crack opening curve). After that, extract the explicit cracking patterns from DEAP which will be then used as an input for CFD simulations to evaluate air/air-steam leakage rate through concrete cracks. Finally, compare the two results, [OUVFISS](#) and DEAP, in terms of crack opening.

The outline of this paper is as follows: first, a brief description of COBRA project with the global methodology. The second part a brief description on the two models, damage (Richard et al., 2015; Vassaux, 2015) and DEAP. Finally, Illustration of the boundary conditions on the Brazilian splitting specimen for both models with the results of the simulations with a brief overall discussion and perspective.

## II. Experimental description and global strategy

### *COBRA project*

COBRA is a program designed to evaluate the ability of reinforced concrete enclosures in French 1300 MWe nuclear power plants to prevent the release of hazardous materials during severe accident conditions. The program includes both experimental tests on two reinforced concrete models and numerical simulations using finite element modeling, validated using data from the experimental tests. The models are based on the ANR (National Research Agency) ECOBA project

(French acronym of “Study of the Confinement of Reinforced Concrete Structures”) (Nahas et al., 2014) and represent a representative structural volume of a typical 1300 MWe PWR (Pressurized Water Reactor) containment vessel. The program aims to address the lack of a widely accepted method for predicting the rate of leakage from a pre-stressed concrete enclosure without a metal liner during an accident. The two models have similar geometry, see Figure 1, and consist of footings, a zone of interest, and gussets. They differ in that one was poured in a single casting, while the other was made in two castings to assess the influence of concreting resumptions. Six actuators, as shown in

Figure 2, are used to apply pressure and create cracks in the ZOI (Zone Of Interest). Data will be collected on leakage ratio, aerosol retention, displacement, temperature, and strain and temperature fields.

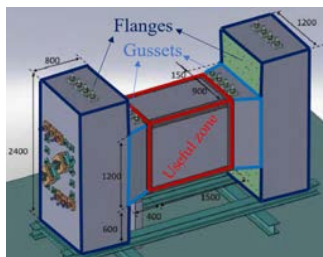


Figure 1 Geometry of COBRA models

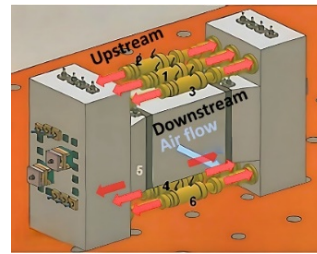


Figure 2 COBRA setup

### *Global strategy*

The global strategy of this study involves several steps as illustrated in Figure 3. The first step is to use the CONCYC damage model (Richard et al., 2015; Vassaux, 2015) implemented in [Cast3M finite element](#) to conduct a simulation of an RSV containment structure using the COBRA program. This allows us to obtain the displacement field of the entire structure. In the second step, we use the displacement field at the boundary of the highly damaged zone as a boundary condition in DEAP simulation to obtain explicit crack patterns. Finally, we use these crack geometries in CFD simulation rather than the simplified method of using two parallel plates with a constant crack opening. The following paragraphs are a brief description for each model.

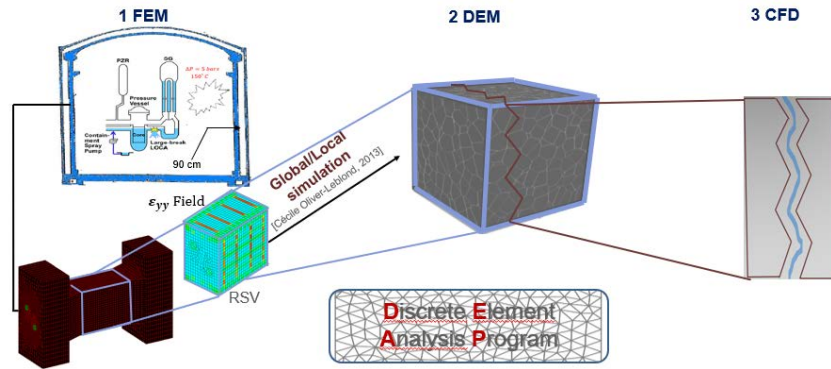


Figure 3 Global strategy

### III. Continuum models

#### Continuous damage model CONCYC

The constitutive model developed by (Richard et al., 2015; Vassaux, 2015) describes the behavior of quasi-brittle materials under cyclic loading using isotropic continuum damage mechanics. It decomposes the effective stress of the volume element,  $\underline{\underline{\sigma}}$ , into two different tensors: the stress transmitted in the healthy matrix,  $\underline{\underline{\sigma}}^m$ , and the stress transmitted in all the cracks when they close considering both crack closure and hysteretic effects,  $\underline{\underline{\sigma}}^f$ , see Equation (1).

$$\underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{\sigma}}^m + \underline{\underline{\sigma}}^f = (1 - D)\mathbf{C} : \underline{\underline{\epsilon}} + \mathbf{C} : \left[ \underline{\underline{\epsilon}}^f - \frac{\underline{\underline{\epsilon}}_{max}^f}{\alpha_0} \times \log \left( 1 + \exp \left[ -\frac{\alpha_0}{I_1(\underline{\underline{\epsilon}}_{max}^f)} I_1(\underline{\underline{\epsilon}}^f) \right] \right) \right] \quad (1)$$

Where  $D$  is the isotropic damage variable,  $\underline{\underline{\epsilon}}$  the second-order total strain tensor,  $\mathbf{C}$  the fourth-order Hooke's tensor,  $\underline{\underline{\epsilon}}^f$  homogenized contribution of crack openings to the total strain of the RSV,  $\underline{\underline{\epsilon}}_{max}^f$  maximum crack strains,  $\alpha_0$  crack closure velocity and  $I_1$  refers to the direction normal to crack surface.

To improve the material's behavior under multiaxial stress, the author suggested two enhancements, different model for each enhancement, based on a reference evolution of  $D$  derived from Mazars' work (Mazars, 1984). The first enhancement modifies the softening behavior by affecting the free energy related to damage  $\Psi^{m,D}$  considering that crack propagation in a volume of material is slowed when the material is confined, resulting in higher peak loads and more ductile behavior. Hence, the damage can be written as in Equation (2).

$$D = 1 - \frac{Y_0}{\bar{Y}} \exp \left[ -\frac{B_0}{\kappa} (\bar{Y} - Y_0) \right] \quad (2)$$

where  $B_0$  stands for a parameter controlling the softening behavior and the energy rate is denoted by  $\bar{Y} = \frac{1}{2} E \epsilon_0 \epsilon^{eq}$  with the equivalent strain  $\epsilon^{eq} = \sqrt{\langle \underline{\underline{\epsilon}} \rangle_+ : \langle \underline{\underline{\epsilon}} \rangle_+}$ , and the elastic limit strain  $\epsilon_0$ . The elastic limit energy rate,  $Y_0 = \frac{1}{2} E \epsilon_0^2$ . variable  $\kappa$  is used to express the level of confinement.

The second enhancement affects the elastic surface of the material by modifying dissipation potential  $\varphi^m$ . The non-associated pseudo-potential of dissipation is formulated using the Mazars failure criterion and expressed in terms of thermodynamic variables, see Equation (3).

$$\varphi^m = \bar{Y} - (Y_0 + Z) \quad (3)$$

The thermodynamic force associated with  $z$  is denoted by  $Z$ , which increases the minimum threshold of for the elements to be considered as damaged elements. The modification allows for controlling the material's contraction level in the context of the dissipation potential, thus enhancing the model's accuracy and applicability, see Equation (4).

$$\bar{Y} = \frac{1}{2} E \epsilon_0 \epsilon^{eq} = \frac{1}{2} E \epsilon_0 \left( \sqrt{\langle \underline{\epsilon} \rangle_+ : \langle \underline{\epsilon} \rangle_+} + \frac{k_0}{K_c} \langle I_1(\mathbf{C}; \underline{\epsilon}) \rangle_- \right) \quad (4)$$

Fracture mechanics theory states that energy dissipated by cracking in a volume is dependent on crack surface. To account for this,  $G_{F,0}$  must be constant. In simulations, energy dissipated by cracking depends on the fineness of the mesh used to discretize the medium. Two methods to solve this problem are the crack energy regularization method by (Hillerborg et al., 1976) and the nonlocal regularization method by (Pijaudier-Cabot and Bažant, 1987). For more information, see (Richard et al., 2015; Vassaux, 2015) on the reclosure of the crack and the hysteretic effects.

#### Combined Beam-Particle Model

In this model, concrete is simulated using polygonal rigid particles connected by brittle beams and frictional contact after beam failure. This model can reproduce failure patterns of compressive or tensile simulations (Vassaux et al., 2016). The mesh generation process is inspired by (Moukarzel and Herrmann, 1992), involving superimposing a grid on the specimen, randomly generating particle centroids within each cell, and performing Delaunay's triangulation and Voronoi's tessellation to control mesh heterogeneity as shown in Figure 4 and Figure 5.

The beam-particle model simulates cohesive forces using Euler-Bernoulli beams connecting particle centroids as shown in Figure 6 and described in Equation (5). These beams have four parameters to calculate cohesive forces and moments between particles: length and cross section are specific to each beam and determined by the mesh geometry, while modulus of Elasticity and inertia coefficient are the same for all beams. More information can be found in (Delaplace and Desmorat, 2007; Oliver-Leblond, 2019, 2015; Vassaux, 2015; Vassaux et al., 2016).

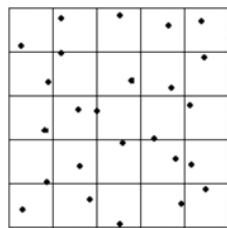


Figure 4 Random generation of the particle's nuclei

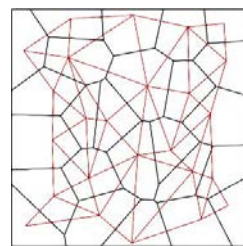


Figure 5 Generation of the beams (Delaunay's triangulation) and the particles (Voronoi Tessellation)

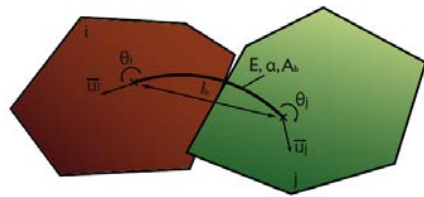


Figure 6 Two cohesively linked particles.

$$F_{coh,ij} = \begin{cases} F_{N,ij} = \frac{EA_{b,ij}}{l_{b,ij}}(\underline{u}_i - \underline{u}_j) \cdot \underline{n}_{b,ij} \\ F_{T,ij} = \frac{12EI_{b,ij}}{l_{b,ij}^3}(\underline{u}_i - \underline{u}_j) \cdot \underline{t}_{b,ij} - \frac{6EI_{b,ij}}{l_{b,ij}^2}(\theta_i - \theta_j) \\ M_{Z,ij} = \frac{6EI_{b,ij}}{l_{b,ij}^2}(\underline{u}_i - \underline{u}_j) \cdot \underline{t}_{b,ij} + \frac{4EI_{b,ij}}{l_{b,ij}}(\theta_i - \frac{\theta_j}{2}) \end{cases} \quad (5)$$

#### IV. Brazilian simulation

##### Boundary conditions

In order to develop a proof of concept for this approach, experiments found in the literature will be used as reference. Brazilian mechanical test have been conducted to obtain a localized macro-crack (Rastiello et al., 2018). This type of load is most likely to produce macro cracks in concrete, as it causes the specimen to experience maximum tensile stress. The boundary conditions shown in Figure 7 were adapted from those presented in (Rastiello et al., 2015) for the continuous CONCYC model in [CAST3M](#). The mesh size was chosen to be 2 mm based on the results of a sensitivity study on mesh size. The figure also illustrates the specimen tensile strength field generated from the turning band method (Mantoglou and Wilson, 1982) in order to take into account concrete heterogeneity.

The boundary conditions for DEAP model are different, as the specimen stability would be compromised if the blocked particles connecting beams were broken. Therefore, additional boundary conditions as shown in Figure 8 were applied to prevent rotation around the x-axis. Also, the material heterogeneity is considered in this approach.

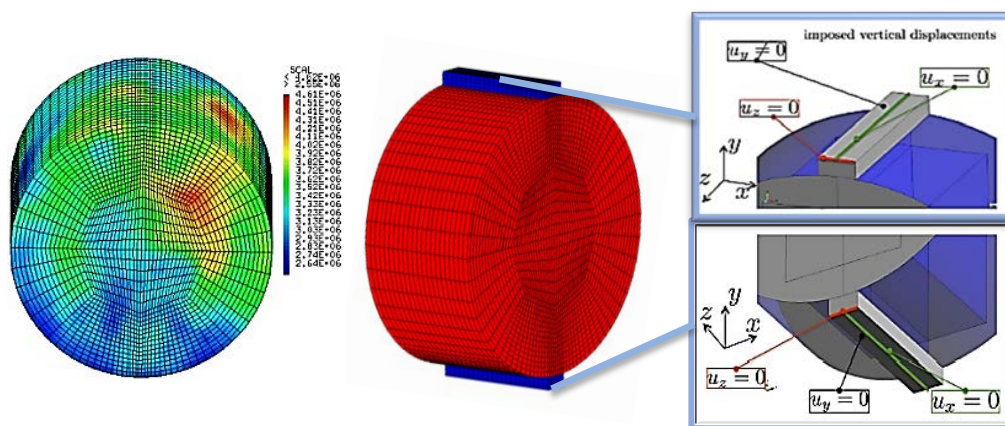


Figure 7 Boundary conditions for FEM with tensile strength random field (Rastiello et al., 2015)



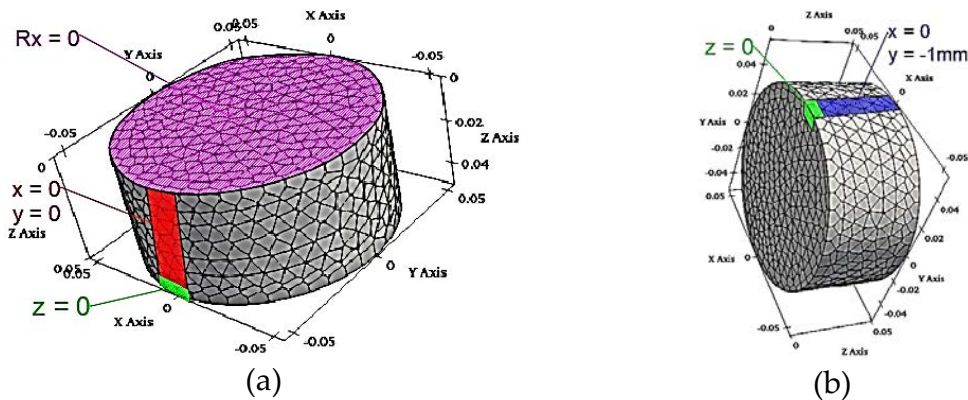


Figure 8. DEAP simulation dimensions and setup and boundary conditions

### Results

The following section presents the results of the simulations described previously. These results were validated based on experimental data from (Rastiello et al., 2014) and the models were calibrated using these experimental results. Figure 9 illustrates the damage field distribution in (a) and the crack opening field obtained from the [OUVFISS](#) procedure implemented in [Cast3M](#) finite element software from the work of (Matallah et al., 2010) in (b). We can see that the material is highly damaged in the middle area, and we can observe an irregular crack surface, but we can't extract the crack information which is a limitation for [OUVFISS](#) procedure. Since we don't know how the crack is oriented and connected with other elements. All we know is the average crack opening per element. Regarding DEAP simulation. Figure 10 shows the displacement field in the x-axis direction (perpendicular to the loading) in (a) and the developed macro-crack geometry with 10  $\mu\text{m}$  crack opening threshold (all cracks less than this value are neglected). It illustrates that the crack is not straight, and the crack opening is not homogeneous which as observed experimentally.

The validation of both continuous and discrete models is shown in Figure 11, which presents a comparison between the models and experimental data in terms of force-displacement curve and crack mouth opening displacement (CMOD)-displacement curve. The CMOD is calculated by taking the average relative displacement between two points at the middle of the specimen on both faces. Additionally, the figure compares the crack opening estimated by the [OUVFISS](#) procedure (by taking the maximum value for the green curve and the summation of the values for the purple curve, also averaged for both faces). Also, it shows the crack opening for DEAP simulation estimated by the relative displacement between two cracked particles in black. The figure demonstrates the good agreement between the experimental results and the two models in terms of relative displacement and that the DEAP program's estimate of crack opening is more precise compared to that of [OUVFISS](#) and it is much closer to the relative displacement estimations.

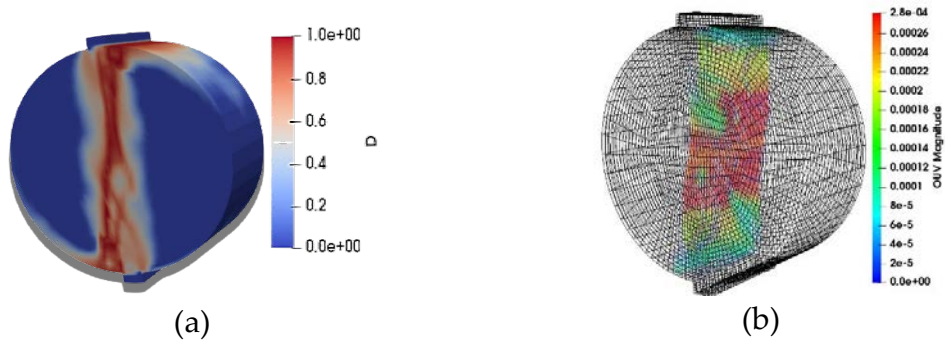


Figure 9. CAST3M simulation (a); Damage field (b) crack opening field

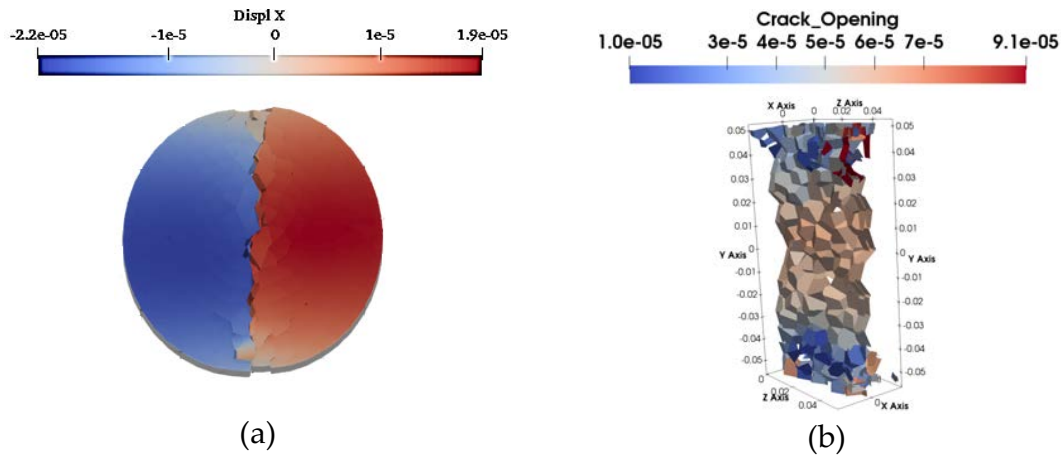


Figure 10. DEAP simulation (a); Displacement field (b) macro-crack with opening field

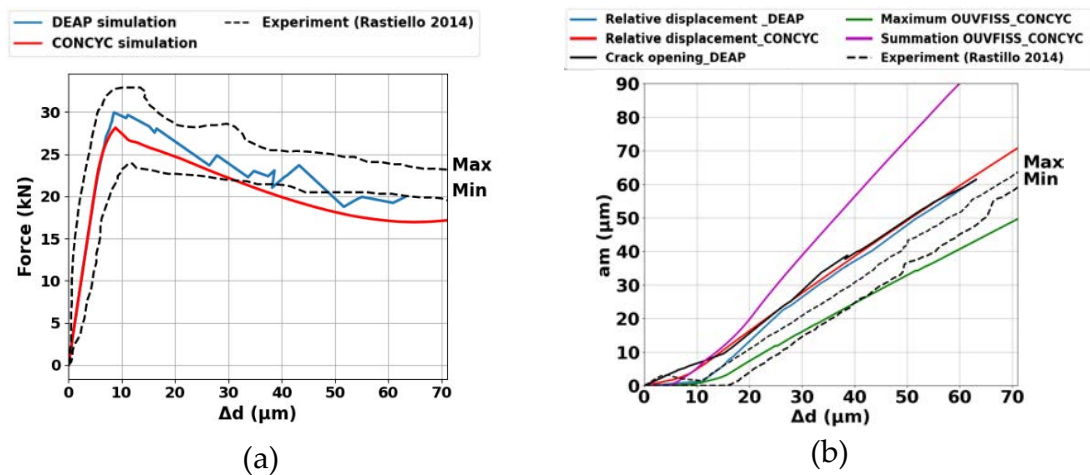


Figure 11. Validation of both models (a) Force vs change diameter (b) CMOD vs change diameter

*Discussion and perspectives*

In this study, we present the first step towards the development of a future work that aims to estimate air leakage rate during severe accident scenarios. The study focuses on comparing the performance of two models, DEAP and CONCYC, in simulating crack patterns in concrete under split loading conditions in concrete. The results of the simulation showed that both models were

able to accurately predict the global behavior and force-displacement curve of the concrete samples under split loading conditions. However, the DEAP model was found to be more precise in the description of crack patterns, specifically in terms of crack tortuosity and length, see Figure 10 (b), opening, see the blue curve in Figure 11 (b). Additionally, the results of this study showed that the DEAP model was more precise in estimating crack opening compared to [OUVFISS](#). This is because in DEAP simulation, the crack opening is calculated from the relative displacement of nodes while [OUVFISS](#) uses plastic opening. The initial abrupt change observed in the black curve is likely attributed to the fact that it depicts the crack opening estimated by DEAP in three dimensions, while the blue curve represents only the relative displacement along the x-axis.

Also, these comparisons do show that relative displacement is better than the built-in value of inelastic strains in the case of a continuous model.

Despite the DEAP model's precision, it is important to note that the [OUVFISS](#) procedure is well suited for simulating crack patterns in concrete at large scales because of its lower computational cost for comparable element size, see Table 1 .

Table 1 Computational costs comparison considering the same maximum displacement reached by DEAP (87  $\mu\text{m}$ )

Model	Time (hours)	Average element size (mm)	CPU cores	CPU frequency (GHz)
CONCYC	2.20	2	12	2.1
DEAP	2.42	8	8	3.2

In addition, the result shows that there is a difference in the maximum displacement that the DEAP and CONCYC models were able to simulate. Specifically, it appears that the DEAP simulation stopped after around 60  $\mu\text{m}$ , and no solution could be found beyond that point. In contrast, the CONCYC model was able to reach up to 325  $\mu\text{m}$  until a solution could not be found. This difference in maximum displacement could be due to the existence of large quantity of cracks at the middle of the specimen which leads to make DEAP model reached a level of nonlinearity that it could not handle, and thus, the simulation failed. Also, the CONCYC model may have been able to handle this level of nonlinearity. A modification of the boundary condition for DEAP model could be done in order to go further in the simulation

Our conclusion is that DEAP model will be used for crack description as it provides a discontinuous description of crack patterns, giving us a more detailed understanding of the cracking process, which will be beneficial for future flow simulations. Meanwhile, the description of the crack is obtained for relatively low CMOD levels for DEAP simulation which is one of the observed disadvantages of the model. In contrast, the continuous presentation of the CONCYC model does not provide the same level of detail. Therefore, we conclude that DEAP is a more suitable choice for simulating crack patterns in concrete with possible future enhancements to reach higher levels of CMOD. Also, considering the mesh size with the size of the specimen, the transposition to the COBRA mock-up is expected to be significantly more computationally intensive. To tackle this challenge, a weak coupling between the two models will be developed.

This study has two main perspectives: the development of a MATLAB tool to extract crack geometry from DEAP simulations and the integration of DEAP and CONCYC models in large-scale

simulations. The MATLAB tool is currently under development and testing, it will enable the extraction of detailed crack geometry information from DEAP simulations, which is not currently possible with existing tools. The second objective is to take advantage of the strengths of both models in a large-scale simulation. The CONCYC model is well suited for simulating the global behavior of concrete structures, while the DEAP model is particularly good at simulating detailed crack patterns. By coupling the two models through a weak coupling approach, the simulation time can be reduced while still obtaining a detailed description of crack patterns. This is especially relevant for the COBRA project, which aims to simulate concrete behavior under severe accident scenarios.

## V. References

- Accueil | Cast3M [WWW Document], n.d. URL <http://www-cast3m.cea.fr/> (accessed 1.12.23).
- Akhavan, A., Shafaatian, S.-M.-H., Rajabipour, F., 2012. Quantifying the effects of crack width, tortuosity, and roughness on water permeability of cracked mortars. *Cement and Concrete Research* 42, 313–320. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2011.10.002>
- Belytschko, T., Chen, H., Xu, J., Zi, G., 2003. Dynamic crack propagation based on loss of hyperbolicity and a new discontinuous enrichment. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 58, 1873–1905. <https://doi.org/10.1002/nme.941>
- Charpin, L., Niepceon, J., Corbin, M., Masson, B., Mathieu, J.-P., Haelewyn, J., Hamon, F., Åhs, M., Aparicio, S., Asali, M., Capra, B., Azenha, M., Bouhjiti, D.E.-M., Calonius, K., Chu, M., Herrman, N., Huang, X., Jiménez, S., Mazars, J., Mosayan, M., Nahas, G., Stepan, J., Thenint, T., Torrenti, J.-M., 2021. Ageing and air leakage assessment of a nuclear reactor containment mock-up: VERCORS 2nd benchmark. *Nuclear Engineering and Design* 377, 111136. <https://doi.org/10.1016/j.nucengdes.2021.111136>
- D’Addetta, G.A., Kun, F., Ramm, E., 2002. On the application of a discrete model to the fracture process of cohesive granular materials. *GM* 4, 77–90. <https://doi.org/10.1007/s10035-002-0103-9>
- Delaplace, A., Desmorat, R., 2007. Discrete 3D model as complimentary numerical testing for anisotropic damage. *Int J Fract* 148, 115–128. <https://doi.org/10.1007/s10704-008-9183-9>
- Hillerborg, A., Modéer, M., Petersson, P.-E., 1976. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement and Concrete Research* 6, 773–781. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(76\)90007-7](https://doi.org/10.1016/0008-8846(76)90007-7)
- Jourdain, X., Colliat, J.-B., de Sa, C., Benboudjema, F., Gatuingt, F., 2014. Upscaling permeability for fractured concrete: meso-macro numerical approach coupled to strong discontinuities. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 38, 536–550. <https://doi.org/10.1002/nag.2223>
- Mantoglou, A., Wilson, J.L., 1982. The Turning Bands Method for simulation of random fields using line generation by a spectral method. *Water Resources Research* 18, 1379–1394. <https://doi.org/10.1029/WR018i005p01379>
- Matallah, M., Borderie, C.L., Maurel, O., 2010. A practical method to estimate crack openings in concrete structures. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 34, 1615–1633. <https://doi.org/10.1002/nag.876>
- Matallah, M., La Borderie, C., 2016. 3D Numerical Modeling of the Crack-Permeability Interaction in Fractured Concrete. <https://doi.org/10.21012/FC9.245>

- Mazars, J., 1984. Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure. Thèse de docteur es sciences présentée à l'université Pierre et Marie Curie - Paris 6.
- Mier, van, J.G.M., 1984. Strain-softening of concrete under multiaxial loading conditions (Phd Thesis 1 (Research TU/e / Graduation TU/e)). Technische Hogeschool Eindhoven, Eindhoven. <https://doi.org/10.6100/IR145193>
- Moukarzel, C., Herrmann, H.J., 1992. A vectorizable random lattice. *J Stat Phys* 68, 911–923. <https://doi.org/10.1007/BF01048880>
- Nahas, G., Guilhem, G., Gélain, T., La Borderie, C., 2014. Study of the reinforced concrete structure containment ecoba. Société Française d'Énergie Nucléaire, In TINCE, Cachan, France.
- Oliver-Leblond, C., 2019. Discontinuous crack growth and toughening mechanisms in concrete: A numerical study based on the beam-particle approach. *Engineering Fracture Mechanics* 207, 1–22. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2018.11.050>
- Oliver-Leblond, C., 2015. Modelling of three-dimensional crack patterns in deep reinforced concrete structures. *Engineering Structures* 11.
- Oliver-Leblond, C., Delaplace, A., Ragueneau, F., Richard, B., 2013. Non-intrusive global/local analysis for the study of fine cracking: global/local analysis for fine cracking in concrete. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.* 37, 973–992. <https://doi.org/10.1002/nag.2155>
- Pijaudier-Cabot, G., Bažant, Z.P., 1987. Nonlocal Damage Theory. *Journal of Engineering Mechanics* 113, 1512–1533. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1987\)113:10\(1512\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1987)113:10(1512))
- Rastiello, G., Boulay, C., Dal Pont, S., Tailhan, J.L., Rossi, P., 2014. Real-time water permeability evolution of a localized crack in concrete under loading. *Cement and Concrete Research* 56, 20–28. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2013.09.010>
- Rastiello, G., Dal Pont, S., Tailhan, J.-L., Rossi, P., 2018. On the threshold crack opening effect on the intrinsic permeability of localized macro-cracks in concrete samples under Brazilian test conditions. *Mechanics Research Communications* 90, 52–58. <https://doi.org/10.1016/j.mechrescom.2018.04.008>
- Rastiello, G., Desmettre, C., Tailhan, J.-L., Rossi, P., Charron, J.-P., Dal Pont, S., 2016. Modeling of fluid leakage through multi-cracked RC structural elements using a numerical probabilistic cracking approach. *Materials and Structures* 49, 3095–3108. <https://doi.org/10.1617/s11527-015-0706-3>
- Rastiello, G., Tailhan, J.-L., Rossi, P., Dal Pont, S., 2015. Macroscopic probabilistic cracking approach for the numerical modelling of fluid leakage in concrete. *Annals of Solid and Structural Mechanics* 7, 1–16. <https://doi.org/10.1007/s12356-015-0038-6>
- Richard, B., Vassaux, M., Ragueneau, F., Millard, A., 2015. A robust and efficient 3D constitutive law to describe the response of quasi-brittle materials subjected to reverse cyclic loading: formulation, identification and application to a RC shear wall. <https://doi.org/10.13140/RG.2.1.3905.0406>
- Vassaux, M., 2015. Comportement mécanique des matériaux quasi-fragiles sous sollicitations cycliques: de l'expérimentation numérique au calcul de structures. École normale supérieure de Cachan - ENS Cachan.
- Vassaux, M., Oliver-Leblond, C., Richard, B., Ragueneau, F., 2016. Beam-particle approach to model cracking and energy dissipation in concrete: Identification strategy and validation. *Cement and Concrete Composites* 70, 1–14. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2016.03.011>



# Influence de la température sur deux étapes limitantes de la carbonatation : diffusion gazeuse et réactions en solution

CORVEC Gaël<sup>1,2</sup>, TURCRY Philippe<sup>1</sup>, AÏT-MOKHTAR Abdelkarim<sup>1</sup>, ARTONI Riccardo<sup>2</sup>, RICHARD Patrick<sup>2</sup>

<sup>1</sup> LaSIE, UMR CNRS 7356, La Rochelle Université, 17000 La Rochelle, France

<sup>2</sup> Univ Gustave Eiffel, MAST-GPEM, F-44344 Bouguenais, France

**RESUME** Piéger le CO<sub>2</sub> rejeté par les cimenteries dans les granulats de béton recyclé (GBR) améliorera l'impact carbone des matériaux cimentaires. Les gaz rejetés par les cimenteries ont une température élevée (60 à 160°C environ). Afin de comprendre quelle pourrait être l'influence de l'utilisation d'un gaz à haute température sur la carbonatation, l'impact de celle-ci sur deux étapes a été mesuré. Premièrement, le coefficient effectif de diffusion du CO<sub>2</sub> pour deux mortiers secs augmente de 11% entre 25 et 60°C. De plus, entre 25 et 50°C, la carbonatation de mortier en solution a été accélérée. L'équilibre entre solution et matériau a été atteint en 5h à 50°C au lieu de 8h à 25°C. La seule différence entre les produits de la carbonatation observée est une précipitation un peu plus faible de CaCO<sub>3</sub> à 50°C.

**Mots-clefs** Carbonatation, Granulats de béton recyclé (GBR), Captage, Stockage et Valorisation du CO<sub>2</sub> (CSVC).

## I. INTRODUCTION

L'une des stratégies pour réduire l'impact carbone des matériaux cimentaires repose sur le piégeage du dioxyde de carbone (CO<sub>2</sub>) par carbonatation des granulats de béton recyclé (GBR). En effet, les matériaux cimentaires ont la capacité de piéger du CO<sub>2</sub> par carbonatation des hydrates du ciment. Les GBR sont produits par concassage de structures en béton en fin de vie et sont autorisés à l'utilisation en substitution de granulats naturels dans la formulation d'un béton selon la norme NF EN 206/CN. Seule une fraction réduite des granulats naturels peut être substituée car les GBR ont souvent une porosité et une capacité d'absorption d'eau plus élevée (de Brito and Saikia, 2013). La carbonatation forme du carbonate de calcium (CaCO<sub>3</sub>) dans les pores des granulats et permet de réduire ces inconvénients (Sereng et al., 2021). Ainsi, outre la minéralisation du CO<sub>2</sub>, la carbonatation permettrait aussi d'améliorer la recyclabilité des GBR.

Si la carbonatation est lente en conditions atmosphériques, les fumées rejetées par les usines émettrices de CO<sub>2</sub> fournissent un environnement favorable pour accélérer le phénomène, d'après les résultats du Projet National FastCarb (Torrenti et al., 2022). Le Projet National a testé la séquestration du CO<sub>2</sub> des fumées de cimenteries par les GBR dans des démonstrateurs à grande échelle. La température à l'intérieur de ceux-ci atteint 60°C (Izoret et al., 2023). D'après (Hassan, 2005), la température des gaz rejetés par les cimenteries peut même dépasser 160°C.

La température pourrait être un paramètre pour augmenter la vitesse de carbonatation. Cependant, les études sur le processus de carbonatation montrent une influence contrastée de la température. Le piégeage du CO<sub>2</sub> par des GBR a présenté une augmentation de 34% entre 20 et 40°C pour une même teneur en eau initiale (Sereng et al., 2021). (Liu et al., 2001) ont étudié la carbonatation entre 20 et 100°C de déchets de poussières de béton cellulaire autoclavé et observent un maximum de séquestration du CO<sub>2</sub> à 60°C (jusqu'à 7 fois sa valeur à 20°C). (Drouet, 2010) a montré qu'entre 20 et 80°C, suivant le type de ciment, la température n'a pas le même effet sur la carbonatation de pâtes de ciment à l'équilibre hydrique avec l'ambiance. Pour une humidité relative (HR) donnée, la profondeur carbonatée est 3,4 fois plus importante à 80°C qu'à 20°C pour une pâte fabriquée avec un ciment CEM I et l'on observe un maximum à 50°C pour une pâte avec du CEM V/A. Sur une plage de température de 20 à 300°C, (Wang, 2021) observe une augmentation de 8,5 fois de la quantité de CO<sub>2</sub> fixée entre 20°C et 100°C dans le cas de pâtes initialement saturées en eau puis placées dans un gaz sec. Au-delà de 100°C, l'auteur montre une diminution du piégeage du CO<sub>2</sub>.

L'impact contrasté de la température est probablement observé à cause de ses effets contraires sur les différents processus de carbonatation. D'un côté, elle est bénéfique pour les performances du matériau par la baisse de la solubilité de la calcite, produit des réactions en solution entre le CO<sub>2</sub> dissous et les ions calcium issus de la dissolution des hydrates (Coto et al., 2012). La température accélère aussi les phénomènes de transport des réactifs comme la diffusion gazeuse (Jooss and Reinhardt, 2002) et la diffusion ionique dans la solution interstitielle (Omrani et al., 2022; Peycelon et al., 2006). De l'autre côté, une augmentation de la température défavorise les réactions en solution, car cela réduit la quantité d'eau dans les pores pour une HR donnée (Drouet, 2010). Par ailleurs, les principaux réactifs de la carbonatation, portlandite, silicates de calcium hydratés (C-S-H) et CO<sub>2</sub>, sont moins solubles à température élevée (De Hemptinne and Behar, 2000; Glasser et al., 2005). Notons aussi que l'influence de la température sur la carbonatation est souvent abordée dans la littérature par le biais de profondeurs de carbonatation dans des échantillons mises en évidence par une baisse du pH et non par la fixation du CO<sub>2</sub> à proprement parler.

Le but de cette étude est ainsi d'examiner l'effet de la température entre 25 et 60°C sur les deux étapes limitantes de la carbonatation : la diffusion du CO<sub>2</sub> à l'état gazeux dans le matériau et les réactions de carbonatation des hydrates dans sa solution interstitielle. Pour cela, des études expérimentales ont été réalisées en conditions isothermes pour déterminer d'une part, le coefficient de diffusion gazeuse de mortiers secs et, d'autre part, les vitesses de réactions de poudres de mortier immergées en solution. Notre objectif est de mieux comprendre l'influence de la température sur les mécanismes de la carbonatation.

## II. MATERIAUX ET METHODES

### A. Matériaux

Deux mortiers sont étudiés lors de la mesure de l'effet de la température sur le coefficient de diffusion des matériaux cimentaires. Produit lors de l'étude de (Gendron, 2019), le premier mortier appelé M1 est composé de 612 kg/m<sup>3</sup> de ciment Portland CEM I 52,5 N et 1300 kg/m<sup>3</sup> de sable siliceux (0/2 mm). Le rapport massique eau sur ciment (E/C) est de 0,5 et la proportion volumique

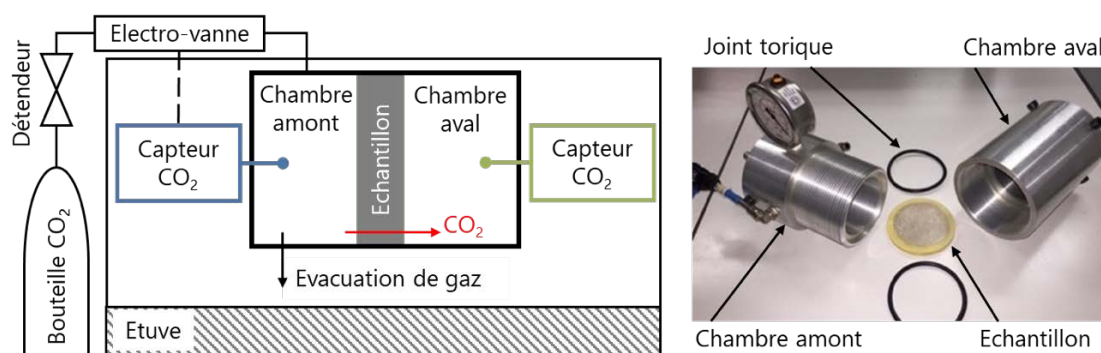


de pâte est de 50%. Les échantillons sont sous forme de disques de 68 mm de diamètre et de 10 mm d'épaisseur. Après une cure endogène de 3 mois, les disques ont été soumis à 5 ans de carbonatation naturelle. Le second mortier (M2) a été fabriqué par l'EMPA dans le cadre du TC Rilem GDP (Georget et al., 2022). Il est composé de ciment CEM I 52,5 R (150 kg/m<sup>3</sup>), de filler calcaire (300 kg/m<sup>3</sup>) et d'un sable normalisé (1321 kg/m<sup>3</sup>). Son rapport eau sur liant est de 0,65. Il a été totalement carbonaté pendant 4 mois à 4% en CO<sub>2</sub>. Avant essai de diffusion, les mortiers sont préalablement séchés à 60°C jusqu'à masse constante. Les deux mortiers sont sélectionnés car des résultats préliminaires ont montré des coefficients de diffusion respectifs significativement différents : le mortier M2 est 6 fois plus diffusif que le mortier M1.

Un mortier (M) et une solution interstitielle artificielle (SI) ont été fabriqués pour l'étude de la carbonatation en solution. Le mortier a été élaboré au CERIB et possède la même composition que le mortier M1. Le mortier a été réduit en poudre de diamètre inférieure à 5 µm avec broyeur planétaire à billes. La poudre a ensuite été séchée à 60°C pendant une semaine et conservée à cette température. La SI est produite afin de reproduire la solution interstitielle d'une pâte de ciment CEM I mesurée par extraction (Cherif et al., 2017). Elle est obtenue par ajout de poudre de NaOH (51 mmol/L), KOH (117 mmol/L) et CaSO<sub>4</sub>(H<sub>2</sub>O) (1,8 mmol/L) dans de l'eau ultra-pure. La SI est agitée isolée de l'atmosphère pendant 12 h afin d'accélérer la solubilisation des poudres. Le pH de la solution est de 13,05 à 25°C.

#### B. Détermination du coefficient de diffusion gazeuse

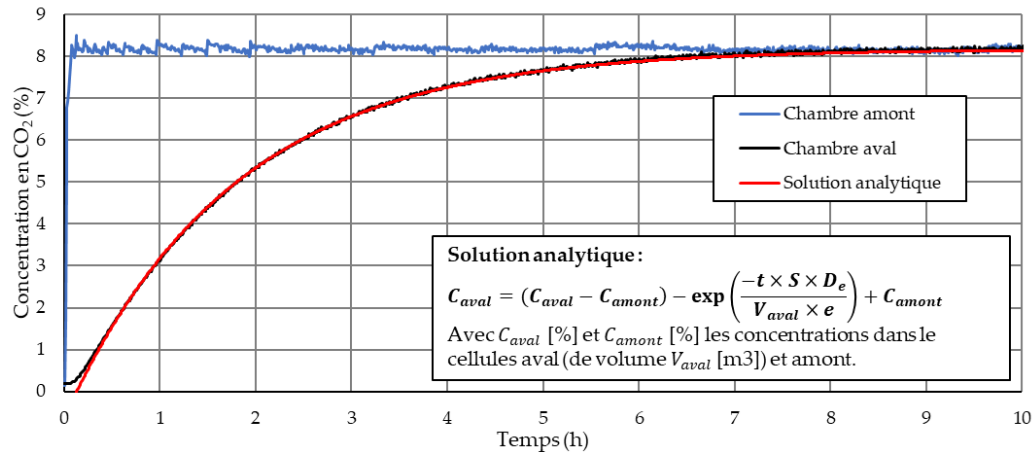
La détermination du coefficient de diffusion s'effectue à l'aide d'une cellule à double chambre. La concentration en CO<sub>2</sub> dans la chambre amont est imposée à 8% à l'aide d'une bouteille de CO<sub>2</sub>, un détendeur et une électrovanne reliée à un capteur de CO<sub>2</sub> par infra-rouge. L'augmentation de la concentration du CO<sub>2</sub> dans la chambre en aval séparée de la chambre en amont par l'échantillon est mesurée en continue grâce à un capteur (Figure 1). La cellule et l'échantillon sont placés 2 h avant et pendant l'essai dans une étuve pour imposer la température de l'essai. Pour chaque matériau, trois essais ont été effectués à 25±1°C et 50±1°C.



**FIGURE 1.** Schéma du dispositif de mesure du coefficient de diffusion du CO<sub>2</sub> (à gauche) et photo de la cellule à double chambre ouverte (à droite)

Afin de déterminer le coefficient de diffusion effectif ( $D_e$  [m<sup>2</sup>/s]), l'évolution de la concentration en CO<sub>2</sub> à l'aval est modélisée en supposant que le gaz diffuse selon la seconde loi de Fick en une

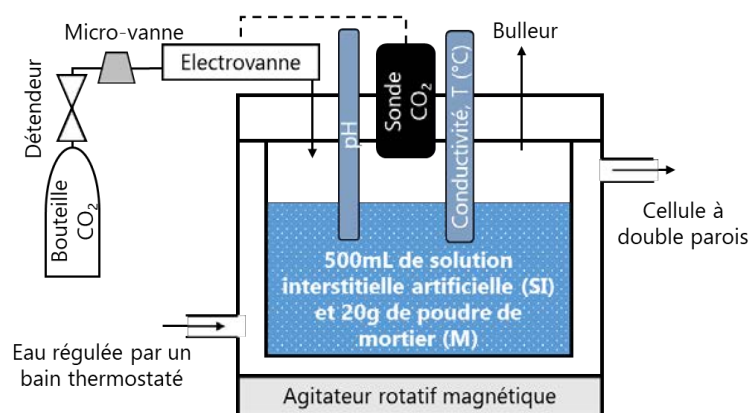
direction à travers l'échantillon de surface  $S$  [m<sup>2</sup>] et d'épaisseur  $e$  [m]. La minimisation de l'erreur entre le modèle analytique et les mesures continues permettent de déterminer le coefficient de diffusion effectif du matériau (Figure 2).



**FIGURE 2.** Evolutions de la concentration en CO<sub>2</sub> dans les chambres amont et aval : mesurées (bleu et noir) et modélisée (rouge) pour le mortier M1 à 25°C.

### B. Essai de carbonatation en solution

La carbonatation en solution est réalisée dans une cellule en verre à double parois avec agitation par agitateur rotatif magnétique (Figure 3). La SI (500 mL) est d'abord amenée à la température souhaitée à l'aide de l'eau régulée par un bain thermostaté qui traverse la double paroi. La poudre de mortier (20g) est ensuite ajoutée dans la solution et le mélange est agité pendant 15 minutes afin d'atteindre un équilibre entre les 2 phases. Le pH, la conductivité et la température sont mesurées à l'aide de deux sondes plongées dans le mélange. Une sonde infra-rouge de mesure de la concentration du CO<sub>2</sub> est placée dans la phase gazeuse au-dessus de la solution et est reliée à un contrôleur de l'électrovanne qui régule la concentration en CO<sub>2</sub> pour un maintien dans l'intervalle 14% - 18%. Les phases d'injection et de consommation de CO<sub>2</sub> par la SI et le mortier se succèdent ensuite jusqu'à ce qu'il n'y ait plus de consommation mesurable. Les essais sont réalisés à 25 et 50°C. Pour chaque température, un essai est réalisé sur la SI seule et 3 essais sur la SI et le M.



**FIGURE 3.** Schéma du dispositif de la carbonatation en solution

A chaque phase  $i$  se succédant, la différence de concentration  $\Delta C_i$  [%] et l'intervalle de temps  $\Delta t_i$  [h] ont été mesurés (Figure 4).

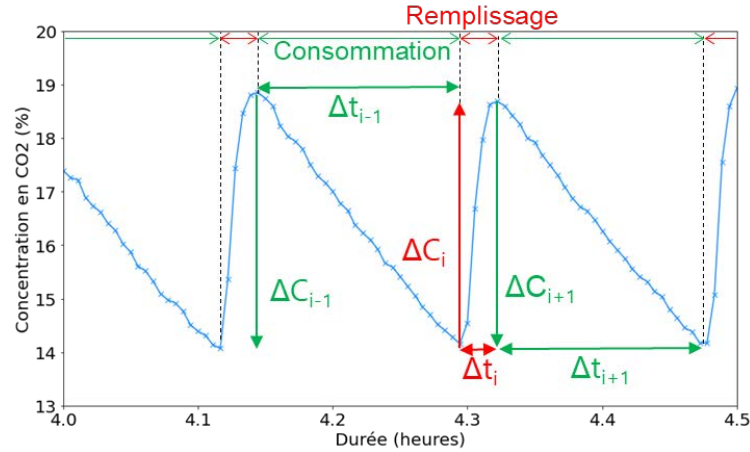


FIGURE 4. Mesures du CO<sub>2</sub> pendant la carbonatation en solution : remplissage en CO<sub>2</sub> de l'ambiance gazeuse au-dessus de la solution (rouge) et sa consommation par la solution (vert).

Connaissant le volume du gaz dans la cellule  $V_{gaz}$  [m<sup>3</sup>], la température  $T$  [K] et la pression  $P$  [Pa] du gaz égal à la pression atmosphérique, on peut calculer la vitesse de consommation du CO<sub>2</sub> pendant les phases de consommation ( $v_i$  [g/h]) :

$$v_i = \frac{\Delta C_i}{100 \times \Delta t_i} \times \frac{P \times V_{gaz} \times M_{CO_2}}{RT} \quad (1)$$

Le cumul du CO<sub>2</sub> consommé par le mélange ( $G_{CO_2}$  [g]) est donné par la relation (2) :

$$G_{CO_2} = \sum_i g_{CO_2}(i) \quad (2)$$

Avec :  $g_{CO_2}(i) = v_i \times \Delta t_i$  la quantité de CO<sub>2</sub> fixée pendant une phase de consommation et  $g_{CO_2}(i) = \frac{v_{i-1} + v_{i+1}}{2} \times \Delta t_i$  la quantité fixée pendant une phase de remplissage.

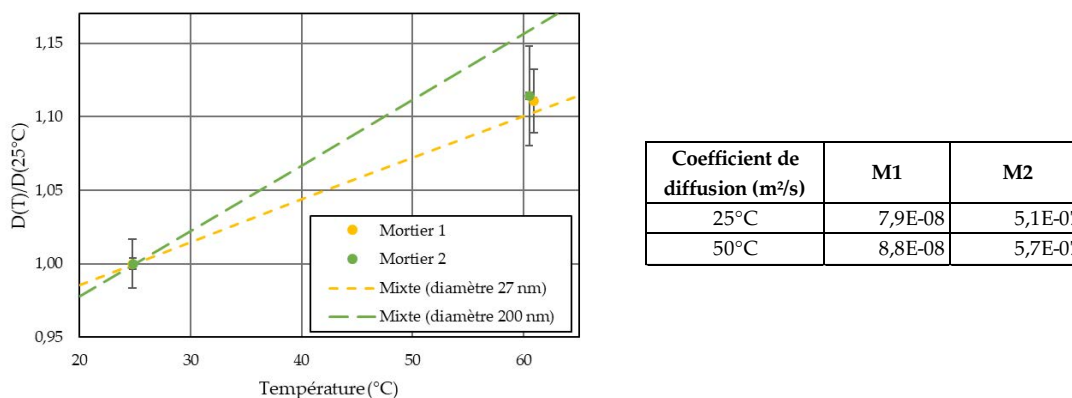
Après les essais, la SI est filtrée sous vide avec un entonnoir Büchner pour récupérer la phase solide. La phase solide est ensuite séchée à 60°C pendant une semaine minimum et analysée par diffraction aux rayons X (DRX) et analyse thermogravimétrique (ATG).

### III. RESULTATS

#### A. Influence de la température sur le coefficient de diffusion effectif d'un mortier.

Le coefficient de diffusion des deux mortiers secs augmente d'environ 11% entre 25 et 60°C (Figure 5). L'influence de la température sur la diffusion gazeuse est donc assez faible sur cette plage de température. Elle ne permet pas d'expliquer l'impact de la température sur la carbonatation décrit dans la littérature, dont nous avons quelques exemples en introduction. Dans un pore, plusieurs régimes de diffusion peuvent exister suivant sa taille (Liu et al., 2020). Le libre parcours moyen de la molécule de CO<sub>2</sub> est de 45 nm à 25°C et 50 nm à 60°C. Le diamètre du principal mode poreux, déterminé par porosimétrie par intrusion de mercure, est 27 nm et 200 nm pour M1 et M2, respectivement. Dans ce cas, et comme beaucoup de matériaux cimentaires, le

diamètre des pores et le libre parcours moyen du CO<sub>2</sub> sont du même ordre de grandeur. La diffusion dans les pores devrait suivre un régime mixte. En passant de 25 à 50°C, le coefficient de diffusion mixte augmente en théorie de 10% dans un pore de diamètre de 27 nm et de 16% dans un pore de 200 nm. Le coefficient de diffusion effectif des mortiers étudiés a une variation avec la température proche du régime mixte comme le montre la figure 5.



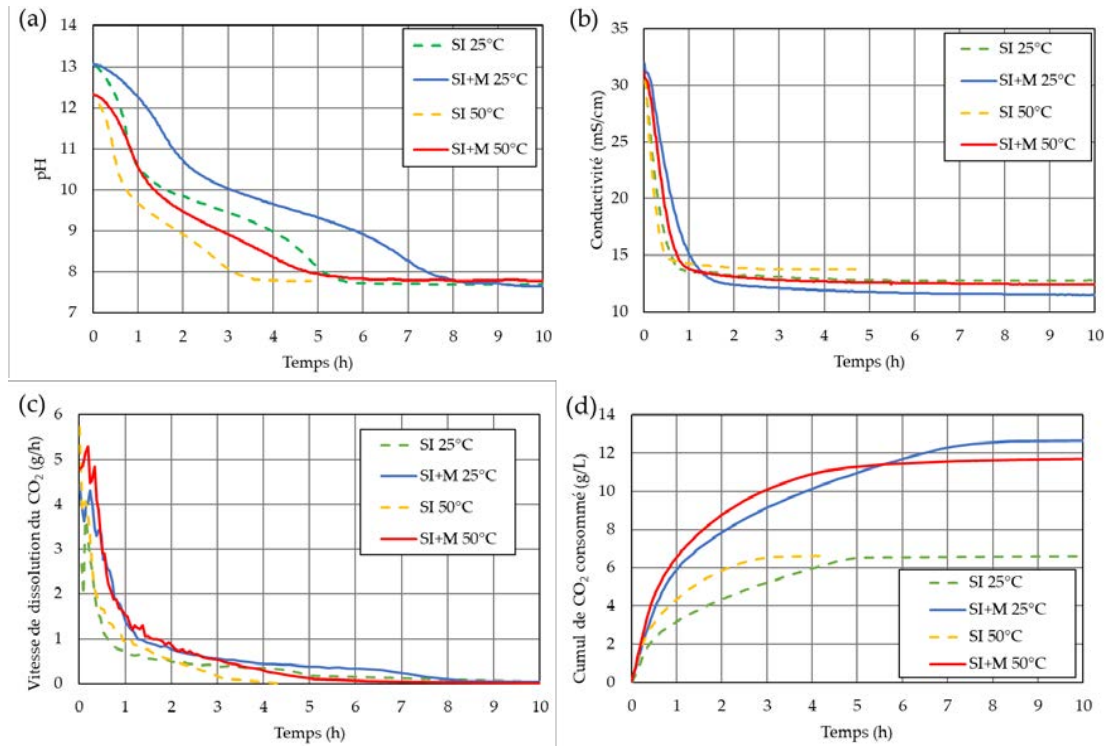
**FIGURE 5.** Comparaison de l'effet de la température sur le coefficient de diffusion effectif des deux matériaux et des régimes de diffusion théoriques (gauche) et tableau des coefficients de diffusion effectifs mesurés (droite).

### B. Réaction en solution

Le pH, la conductivité, la vitesse et le cumul de CO<sub>2</sub> consommé pendant la carbonatation en solution sont présentés sur la Figure 6. La dissolution du CO<sub>2</sub> dans la SI baisse le pH qui tend vers 7,7±0,2 quelles que soient les conditions. Au vu de la bonne répétabilité des mesures, une seule évolution par condition est tracée pour alléger les graphes. Le pH ne suit pas une baisse constante car les ions carbonates du CO<sub>2</sub>, HCO<sub>3</sub><sup>-</sup> et CO<sub>3</sub><sup>2-</sup>, ont un pouvoir tampon à pH 10,5. La conductivité baisse très rapidement pendant la première heure puis évolue peu dans la suite de l'essai. Cela s'explique par la baisse de concentration en OH<sup>-</sup> (de conductivité ionique 198 mS.cm<sup>-1</sup>.L.mol<sup>-1</sup>) pendant l'acidification. Par exemple, sur SI à 25°C, la concentration initiale de 0,1 mol/L descend à 3.10<sup>-4</sup> mol/L au bout d'une heure. Par la suite, K<sup>+</sup> (117 mmol/L et conductivité ionique 73,5 mS.cm<sup>-1</sup>.L.mol<sup>-1</sup>) devient l'ion majoritaire de la solution et « cache » les modifications de conductivité liées à des espèces de concentrations plus faibles. La vitesse de consommation de CO<sub>2</sub> baisse aussi fortement la première heure pour décroître doucement ensuite et s'annuler enfin une fois l'équilibre atteint.

Le mortier relâche des ions Ca<sup>2+</sup>, provenant de la portlandite et des C-S-H dans la SI, qui réagissent avec les ions CO<sub>3</sub><sup>2-</sup> pour précipiter sous forme de CaCO<sub>3</sub>. Cela augmente la quantité totale de CO<sub>2</sub> à dissoudre jusqu'à l'équilibre thermodynamique. On observe ainsi que l'ajout de mortier dans la SI augmente la quantité de CO<sub>2</sub> consommé qui passe de 6,6 à 12,8 g/L à 25°C et de 6,6 à 12 g/L à 50°C. De plus, l'ajout de la poudre retarde le temps nécessaire pour atteindre l'équilibre, passant de 5 à 8 h à 25°C et de 3 à 5 h à 50°C. En faisant l'hypothèse qu'autant de CO<sub>2</sub> est soluble dans la SI en présence ou non du mortier, on peut estimer que le mortier a piégé 168±2 g de CO<sub>2</sub> par kg à 25°C et 142±5 g/kg à 50°C. La précision de la mesure est donnée avec l'écart-type des 3

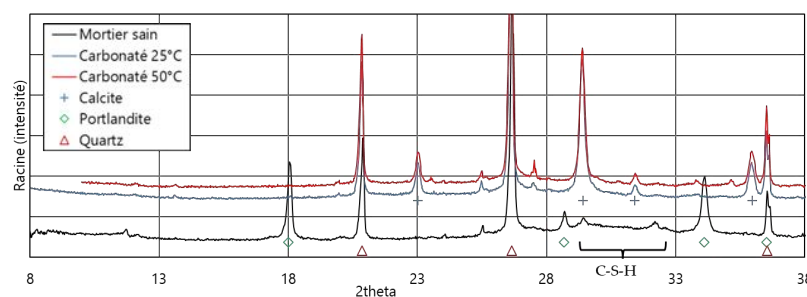
mesures de répétabilité. La masse de référence du mortier déterminée par ATG est prise à 950°C car à cette température, l'eau liée des hydrates et le CO<sub>2</sub> du CaCO<sub>3</sub> ne sont plus comptabilisés.



**FIGURE 6.** Evolution du pH (a) et de la conductivité (b) de la solution pendant la carbonatation. Vitesse de consommation du CO<sub>2</sub> (c) et cumul de CO<sub>2</sub> consommé (d).

En augmentant la température de 25 à 50°C, on observe sur la figure 6a que le pH à l'équilibre est atteint plus tôt. La réduction est de 5 à 3 h pour la SI seule et de 8 à 5h avec le mortier. De plus, sur la figure 6c, on observe aussi une augmentation de la vitesse de consommation en CO<sub>2</sub> initiale de la SI+M, qui passe de 4±0,4 g/h à 25°C à 5±0,4 g/h à 50°C.

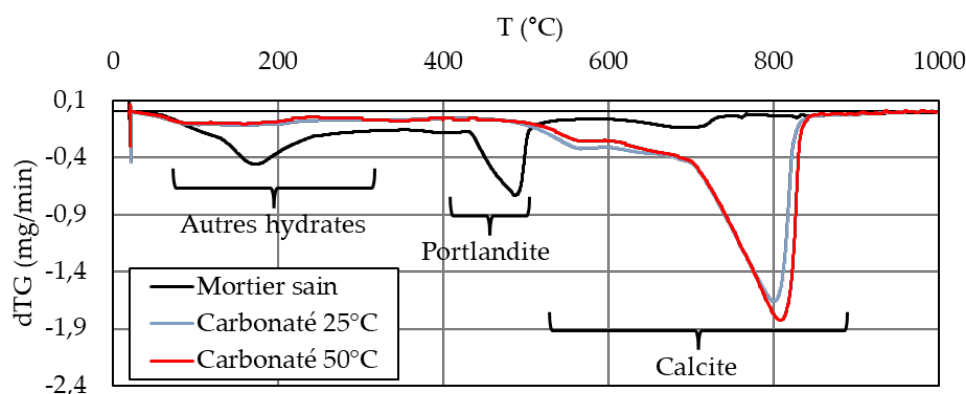
On observe sur les diffractogrammes des poudres analysées par DRX (Figure 7) la disparition des pics de la portlandite et de l'amas de pics des C-S-H après carbonatation et l'apparition des pics caractéristiques de la calcite. C-S-H et portlandite sont donc totalement consommés pendant la carbonatation en solution quelle que soit la température.



**FIGURE 7.** Diffractogramme obtenu par DRX avant et après carbonatation à 25 et 50°C.

(Tai and Chen, 1998) montrent que le  $\text{CaCO}_3$  précipite presque exclusivement sous la forme cristalline de la calcite au-delà d'un pH de 12 à 24°C et au-dessus de 11 à 58°C. A plus bas pH, la vaterite et l'aragonite sont les phases cristallines majoritaires précipitées. Nous n'avons pas observé de pics significatifs de la vaterite et de l'aragonite pour nos mortiers carbonatés. Cela signifie que la précipitation de la calcite s'est effectuée à pH élevé au début de l'expérience, i.e. les 75 premières minutes à 25°C et les 50 premières minutes à 50°C. La consommation du  $\text{CO}_2$  serait ensuite uniquement due à l'acidification de la SI. Seule la minéralisation du  $\text{CO}_2$  en  $\text{CaCO}_3$  est intéressante pour le stockage du  $\text{CO}_2$  car la consommation de  $\text{CO}_2$  par la SI n'empêche pas celui-ci de s'échapper par la suite.

Sur la figure 8 présentant les résultats d'ATG, on observe que la perte de masse associée à la déshydroxylation de la portlandite n'a plus lieu après carbonatation, indiquant sa consommation totale. La perte de masse liée à la déshydroxylation des hydrates est fortement réduite indiquant leur carbonatation. Les pertes de masse associées à la décarbonatation du  $\text{CaCO}_3$  permettent de déterminer la quantité de  $\text{CO}_2$  piégée (en soustrayant la quantité de  $\text{CaCO}_3$  déjà présent dans le mortier sain). A 25°C,  $157 \pm 3 \text{ g}_{\text{CO}_2}/\text{kg}$  de mortier est piégé contre  $143 \pm 2 \text{ g}_{\text{CO}_2}/\text{kg}$  de mortier à 50°C. La masse de référence du mortier est celle déterminée à 950°C afin de comparer ces résultats avec ceux obtenus sur la poudre prélevée dans la solution en fin d'essai et les quantités de  $\text{CO}_2$  obtenues avec les sondes  $\text{CO}_2$ . Les deux méthodes de mesure de la masse de  $\text{CO}_2$  piégée donnent un écart inférieur à 7% et montrent qu'une plus faible quantité de  $\text{CaCO}_3$  est précipitée en augmentant la température de 25°C à 50°C. Connaissant la teneur en CaO du ciment et la composition du mortier, on estime qu'au maximum,  $162 \text{ g}_{\text{CO}_2}/\text{kg}$  peuvent être fixés par le mortier. Le degré de carbonatation obtenu (défini par la quantité de  $\text{CO}_2$  piégée divisée par la quantité maximale) est ainsi supérieur à  $97 \pm 2 \%$  à 25°C et égal à  $88 \pm 3 \%$  à 50°C selon la carbonatation en solution. Ce fort degré de carbonatation par traitement en solution a aussi été observé par (Zajac et al., 2023).



**FIGURE 8.** Variation relative de masse (DTG) avant et après carbonatation à 25 et 50°C.

#### IV. CONCLUSION

Dans cette étude, l'impact de la température sur deux mécanismes de la carbonatation des matériaux cimentaires a été déterminé expérimentalement. Premièrement, le coefficient de diffusion effectif du  $\text{CO}_2$  pour les deux mortiers secs augmente de 11% entre 25 et 60°C. Cette

variation est du même ordre de grandeur que celle prédite dans le cas du régime de diffusion mixte (diffusion libre et diffusion de Knudsen) pour le mode principal de la distribution porale des mortiers étudiés. Deuxièmement, entre 25 et 50°C, la carbonatation d'un mortier sous forme de poudre en solution a été étudiée en condition accélérée sous une concentration de CO<sub>2</sub> gazeux de 15%. L'équilibre a été atteint au bout de 5h à 50°C au lieu de 8h à 25°C. Concernant les produits de carbonatation, la seule différence observée est une précipitation un peu plus faible de CaCO<sub>3</sub> à 50°C.

Nous en concluons que la température a un effet limité sur deux mécanismes moteurs de la carbonatation. Néanmoins, les phénomènes ont été étudiés ici sur un matériau sec, d'une part, et sur une solution interstitielle artificielle, d'autre part. Pour comprendre davantage l'impact de la température sur la carbonatation, il faudra l'étudier sur des matériaux cimentaires partiellement saturés en eau.

## V. Remerciements

Les auteurs remercient l'ANR pour le financement du projet CO<sub>2</sub>NCRETE, ainsi que l'EMPA et le CERIB pour la fabrication des mortiers utilisés pour cette étude.

## REFERENCES

- Cherif, R., Hamami, A.A., Aït-Mokhtar, A., Meusnier, J.-F., 2017. Study of the pore solution and the microstructure of mineral additions blended cement pastes. *Energy Procedia* 139, 584–589. <https://doi.org/10.1016/j.egypro.2017.11.257>
- Coto, B., Martos, C., Peña, J.L., Rodríguez, R., Pastor, G., 2012. Effects in the solubility of CaCO<sub>3</sub>: Experimental study and model description. *Fluid Phase Equilibria* 324, 1–7. <https://doi.org/10.1016/j.fluid.2012.03.020>
- de Brito, J., Saikia, N., 2013. Use of Construction and Demolition Waste as Aggregate: Properties of Concrete, in: *Recycled Aggregate in Concrete, Green Energy and Technology*. Springer London, London, pp. 229–337. [https://doi.org/10.1007/978-1-4471-4540-0\\_5](https://doi.org/10.1007/978-1-4471-4540-0_5)
- De Hemptinne, J.C., Behar, E., 2000. Propriétés thermodynamiques de systèmes contenant des gaz acides. Étude bibliographique. *Oil & Gas Science and Technology - Rev. IFP* 55, 617–637. <https://doi.org/10.2516/ogst:2000047>
- Drouet, E., 2010. Impact de la température sur la carbonatation des matériaux cimentaires: prise en compte des transferts hydriques. Ecole Normale Supérieure de Cachan.
- Gendron, F., 2019. Carbonatation des matériaux cimentaires : étude de la diffusion du CO<sub>2</sub>. La Rochelle Université.
- Georget, F., Huet, B., Turcry, P., 2022. Méthodes de mesure du coefficient de diffusion gazeuse des matériaux cimentaires: travaux du TC Rilem GDP. Presented at the NoMaD.
- Glasser, F.P., Pedersen, J., Goldthorpe, K., Atkins, M., 2005. Solubility reactions of cement components with NaCl solutions: I. Ca(OH)<sub>2</sub> and C-S-H. *Advances in Cement Research* 17, 57–64. <https://doi.org/10.1680/adcr.2005.17.2.57>
- Hassan, S.M.N., 2005. Techno-Economic Study of CO<sub>2</sub> Capture Process for Cement Plants.
- Izoret, L., Pernin, T., Potier, J.-M., Torrenti, J.-M., 2023. Impact of Industrial Application of Fast Carbonation of Recycled Concrete Aggregates. *Applied Sciences* 13, 849. <https://doi.org/10.3390/app13020849>
- Jooss, M., Reinhardt, H.W., 2002. Permeability and diffusivity of concrete as function of temperature. *Cement and Concrete Research* 32, 1497–1504. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(02\)00812-8](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(02)00812-8)
- Liu, C., Liu, Z., Zhang, Y., 2020. A multi-scale framework for modelling effective gas diffusivity in dry cement paste: Combined effects of surface, Knudsen and molecular diffusion. *Cement and Concrete Research* 131, 106035. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2020.106035>

- Liu, L., Ha, J., Hashida, T., Teramura, S., 2001. Development of a CO<sub>2</sub> solidification method for recycling autoclaved lightweight concrete waste. *JOURNAL OF MATERIALS SCIENCE LETTERS* 4. <https://doi.org/10.1023/A:1012591318077>
- Omrani, S., Ghasemi, M., Mahmoodpour, S., Shafiei, A., Rostami, B., 2022. Insights from molecular dynamics on CO<sub>2</sub> diffusion coefficient in saline water over a wide range of temperatures, pressures, and salinity: CO<sub>2</sub> geological storage implications. *Journal of Molecular Liquids* 345, 117868. <https://doi.org/10.1016/j.molliq.2021.117868>
- Peycelon, H., Blanc, C., Mazoin, C., 2006. Long-term behaviour of concrete: Influence of temperature and cement binders on the degradation (decalcification/hydrolysis) in saturated conditions. *Revue Européenne de Génie Civil* 10, 1107–1125. <https://doi.org/10.1080/17747120.2006.9692907>
- Sereng, M., Djerbi, A., Metalssi, O.O., Dangla, P., Torrenti, J.-M., 2021. Improvement of Recycled Aggregates Properties by Means of CO<sub>2</sub> Uptake. *Applied Sciences* 11, 6571. <https://doi.org/10.3390/app11146571>
- Tai, C.Y., Chen, F.-B., 1998. Polymorphism of CaCO<sub>3</sub>, precipitated in a constant-composition environment. *AICHE J.* 44, 1790–1798. <https://doi.org/10.1002/aic.690440810>
- Torrenti, J.M., Amiri, O., Barnes-Davin, L., Bougrain, F., Braymand, S., Cazacliu, B., Colin, J., Cudeville, A., Dangla, P., Djerbi, A., Doutreleau, M., Feraille, A., Gueguen, M., Guillot, X., Hou, Y., Izoret, L., Jacob, Y.-P., Jeong, J., Hiu Hoong, J.D.L., Mahieux, P.-Y., Mai-Nhu, J., Martinez, H., Meyer, V., Morin, V., Pernin, T., Potier, J.-M., Poulizac, L., Rougeau, P., Saadé, M., Schmitt, L., Sedran, T., Sereng, M., Soive, A., Dos Reys, G.S., Turcry, P., 2022. The FastCarb project: Taking advantage of the accelerated carbonation of recycled concrete aggregates. *Case Studies in Construction Materials* 17, e01349. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2022.e01349>
- Wang, D., 2021. Investigation of the carbonation performance of cement-based materials under high temperatures. *Construction and Building Materials* 13.
- Zajac, M., Skocek, J., Gólek, Ł., Deja, J., 2023. Supplementary cementitious materials based on recycled concrete paste. *Journal of Cleaner Production* 387, 135743. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2022.135743>



# Risque de transfert sulfaté induit par déshydratation d'une protection passive à base de plâtre en condition type incendie

Huby Emilie<sup>1</sup>, Hénin Jérémy<sup>1</sup>, Giovannacci David<sup>1</sup>, Mertz Jean-Didier<sup>1</sup>, Mélinge Yannick<sup>1</sup>

*1 Laboratoire de Recherche des Monuments Historiques - Centre de Recherche sur la Conservation (CRC) – UAR 3224 - MNHN, CNRS, Ministère de la culture*

## RESUME

Le plâtre est un matériau couramment utilisé dans les infrastructures actuelles en tant que régulateur thermique et, dans un contexte de construction durable, c'est un matériau intéressant par sa recyclabilité. Dans le patrimoine, on le retrouve couramment en application directe comme enduit de finition ou comme support de peintures. C'est également une solution utilisée pour se prémunir des effets d'un incendie, le processus de déshydratation induit par l'élévation de température assurant la fonction de protection passive. Le transfert d'eau de déshydratation, potentiellement associé à des ions sulfates véhiculés en phase gazeuse, peut cependant être problématique par les désordres chimiques et mécaniques dans les matériaux sous-jacents qu'ils pourraient induire. Les conséquences d'une telle contamination sont d'autant plus importantes dans les monuments historiques où le concept de conservation des matériaux originaux est primordial lors des opérations de restauration. Dans ce projet d'article, le cas de plaques planes à base de plâtre d'épaisseur constante et chauffée sur une face est étudié expérimentalement pour caractériser le transfert de masse, caractériser et doser les sels solubles piégés au cours du temps à la face non exposée du panneau par chromatographie ionique. Le risque de contamination est alors formulé en recourant à un hémihydrate de sulfate de calcium commun du marché d'aujourd'hui.

**Mots-clés** Protection passive incendie, Contamination chimique, Sulfates, Matériaux à base de plâtre, Incendie

## I. INTRODUCTION

Le plâtre est un matériau couramment utilisé dans le domaine de la construction en tant qu'enduit, élément de décoration ou élément préfabriqué. Dans le patrimoine bâti, il est notamment employé en application directe comme enduit de finition ou comme support de peintures murales. De par ses propriétés de régulation thermique et de protection passive incendie, ce matériau est particulièrement intéressant dans les infrastructures. Malgré l'impact environnemental de la mise en œuvre de ces matériaux, comme l'utilisation de rails métalliques, le caractère isolant et le potentiel de recyclabilité pour un facteur coût attractif confèrent à ces matériaux une bonne place dans un contexte de construction durable.

L'intérêt d'une utilisation pour la protection passive incendie est l'aspect plus particulièrement étudié ici. La protection est assurée par l'inertie propre, les propriétés d'isolation, mais surtout par les réactions de déshydratation du gypse, qui permet d'absorber une grande quantité d'énergie

thermique ; ce qui a pour effet de bloquer l'accroissement de la température dans la couche de plâtre et par conséquent dans les matériaux sous-jacents. La déshydratation s'exprime par deux réactions chimiques successives imbriquées. La première réaction entre 80 et 160°C conduit à la formation de l'hémihydrate ( $\text{CaSO}_4 \cdot 0,5\text{H}_2\text{O}$ ). La déshydratation de l'hémihydrate se produit ensuite entre 120 et 250°C avec la formation de l'anhydrite III ( $\text{CaSO}_4$ ) (Murat, 1982; Syndicat National des Industries du Plâtre, 1982).



La protection induite par la déshydratation du plâtre est fortement liée à la quantité d'eau présente dans la couche de plâtre (Just et *al.*, 2010). Pour une solution basique de plâtre hydraté, des facteurs tels que l'épaisseur de la couche et le taux de gâchage entrent en jeu pour cette capacité de stockage. Ainsi, des plaques de plâtre de même nature soumises à haute température (selon le standard ISO 834 par exemple) sur une face présentent des durées de résistance au feu différentes : l'achèvement du palier de température induit par la chaleur latente est observé en face froide après environ 45 min pour une épaisseur de 20 mm, de l'ordre de 2 h pour une épaisseur de 40 mm et 3 h 50 min pour une épaisseur de 60 mm (Rojo, 2013).

Lors d'un événement de type incendie, la question du devenir de cette importante quantité d'eau se pose, en particulier celui lié au transfert de l'eau de déshydratation sous forme vapeur à travers la couche de plâtre et vers les matériaux sous-jacents et le risque de contamination susceptible d'être à l'origine de sels sulfatés solubles. Si l'eau transporte des sulfates en profondeur, la recristallisation de gypse dans les matériaux sous-jacents peut causer d'importants dommages.

Dans le cadre de cet article, nous rappelons tout d'abord quelques éléments clés qui sont couramment pris en compte vis-à-vis du risque de contamination par les ions sulfate. Ensuite, le transfert de masse induit au cours d'un essai de résistance au feu de panneaux de plâtre hydraté d'épaisseur constante et chauffé sur une face selon le standard ISO 834 est abordé. Et au-delà de cette considération, les travaux sont ensuite orientés pour analyser les principaux éléments chimiques susceptibles d'être transportés au cours de ce mécanisme de transfert et en particulier, la détection de sulfates est étudiée de façon à évaluer le risque de contamination.

## II. IMPACT DE LA CONTAMINATION DE LA PIERRE DES MONUMENTS PAR DES SOLUTIONS AQUEUSES SELENITEUSES

Soumis aux conditions atmosphériques extérieures ou à d'importants apports d'eau liquide, accidentels ou non, les matériaux à base de plâtre sont susceptibles de se dissoudre et d'enrichir en ions sulfate les eaux qui percolent dans les milieux poreux. Parmi les sels solubles nocifs pour les matériaux de construction (chlorure, nitrate, sulfate de sodium), le gypse est un sel peu hygroscopique et relativement peu soluble (2 g/l d'eau à 20°C). Les principaux facteurs qui gouvernent la cinétique d'endommagement peuvent être formulés comme suit :

- la récurrence cyclique de hautes et basses valeurs de l'humidité relative (HR) de l'air ambiant, contrôle la cristallisation ou au contraire sa déliquescence,

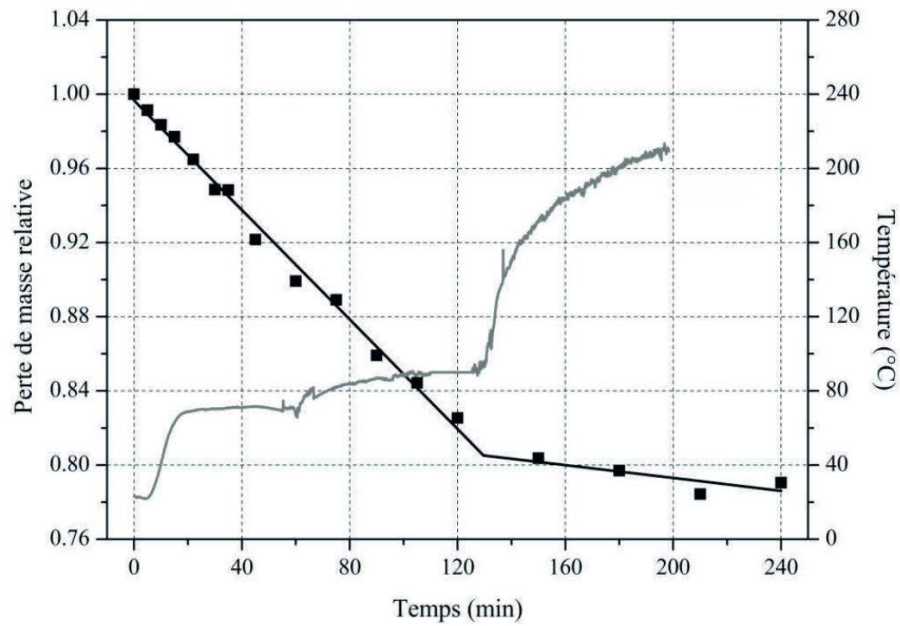
- les volumes d'eau impliqués lors de transferts liquides, la température et le pH, la teneur en gaz dissous ( $\text{SO}_2$ ,  $\text{NO}_2$ , ...) ou encore la pression partielle de  $\text{CO}_2$  dissous influent sur la cinétique de dissolution-recristallisation du gypse.

Des apports en eau importants ou la répétition des cycles d'humidification-séchage sont généralement requis pour induire des endommagements significatifs (efflorescences, concrétions) imputables à la cristallisation du gypse (Sabbioni 2003, Saheb *et al.*, 2016), malgré le développement de pressions de cristallisation modestes. Dans le cas particulier des constructions en pierre calcaire, le phénomène d'épigénie du gypse venant en substitution partielle de la calcite, peut également justifier d'importantes quantités de gypse en subsurface. Néanmoins, les valeurs-limites en sulfates présents sous forme de gypse (Collectif, 2006) suggèrent que les pierres des monuments peuvent supporter dans certaines conditions et sans dommage apparent, des teneurs en gypse jusqu'à des concentrations massiques de 5%.

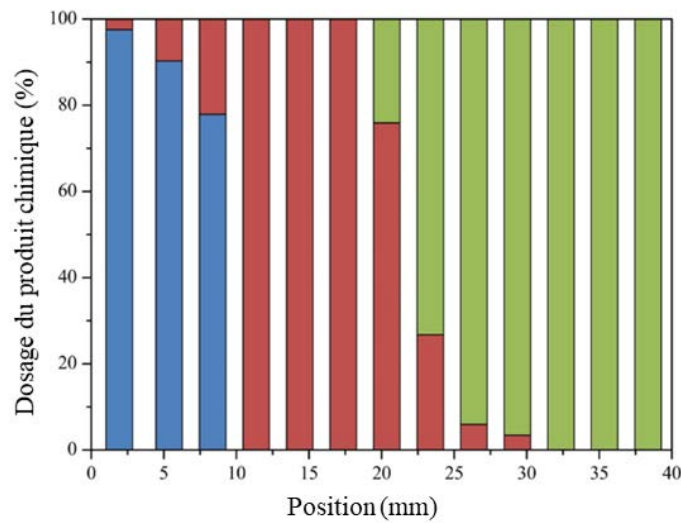
### III. TRANSFERT DE MASSE AU COURS D'UN ESSAI FEU SOUS LE STANDARD ISO 834

Pour ce type de solution de protection contre l'incendie constituée de mélanges à base de plâtre, le transfert de masse a fait l'objet d'une étude particulière au travers d'un programme scientifique (Nguyen 2009, Rojo 2013). L'interprétation d'une partie des résultats de panneaux de plâtre  $\beta$  hydraté dosé à E/P = 0,65 (550x550x40 mm<sup>3</sup>) et chauffé sur une face selon le standard ISO 834, permet de mettre en évidence le signal de variation de masse reporté sur la Figure 1. Dans un premier temps, la masse diminue de manière continue jusqu'à 150 min. Cette diminution est imputable au départ des molécules d'eau de structure, le signal de température en face froide indique que toute la plaque est déshydratée à ce temps. Dans un second temps, la masse tend à se stabiliser avec une légère diminution due à la décomposition de la calcite et à la perte de  $\text{CO}_2$ . Pour une chauffe d'une durée fixée (75 min), la répartition des phases principales de la décomposition du gypse est donnée sur la Figure 2 (Mélange *et al.*, 2011), sachant que la composition initiale du plâtre pris à E/P = 0,65 obtenue par DRX est de 89,5% de gypse, 5,0% de calcite et traces de quartz (Rojo 2013). Une généralisation du traitement pour différents essais permet de distinguer localement le transfert de masse, Figure 3. La masse mobilisable dans la matrice consiste principalement en l'eau de structure. La teneur moyenne en eau du matériau sain est de 19,6 % et, au fur et à mesure du temps, le matériau se déshydrate de la face exposée à la face non exposée. Un palier à 7,2 % est observable à partir de 35 min, celui-ci est imputable au palier de déshydratation. Une rupture de pente de la diminution de la masse mobilisable est notamment observable avant (19,6 - 7,2 %) et après le palier (< 7,2%).

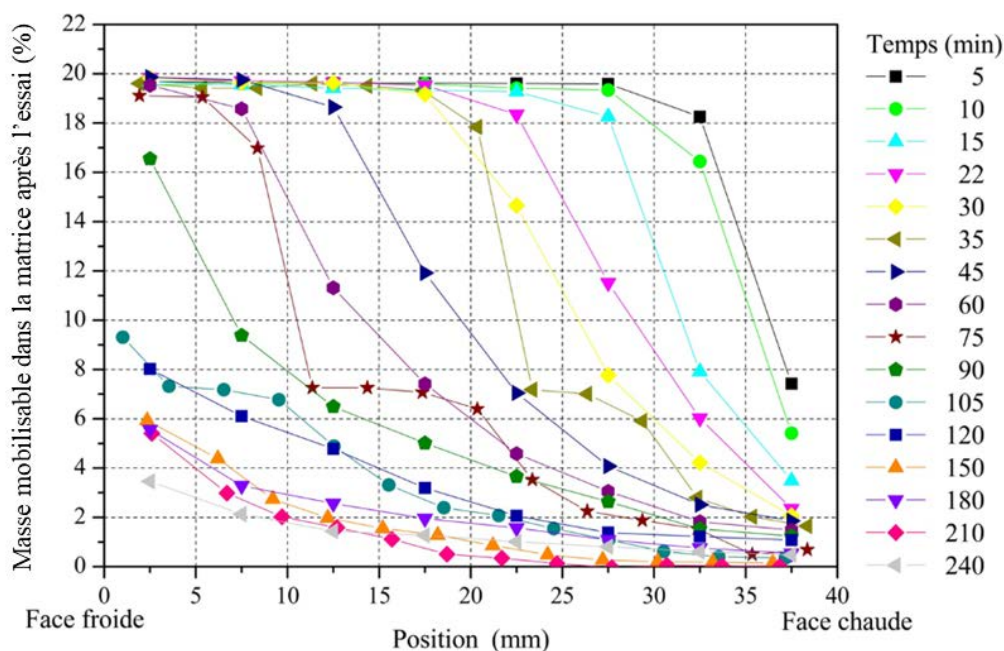
Ces résultats montrent tout d'abord un schéma de type transport pour lequel un front de déshydratation se déplaçant à vitesse constante peut être déduit. Un tel mode est justifié par la forte disponibilité de l'eau qui est facilement mobilisée de façon thermo-chimique compte tenu du taux de chauffe qu'impose le standard ISO834 au début de l'essai. Au-delà de 35 min, ce régime est transformé en régime diffusif. Il s'explique par un taux de chauffe qui est plus réduit qu'au début de l'essai et à la moindre disponibilité de l'eau dans le panneau.



**FIGURE 1.** Évolution de la masse et de la température en face froide d’un panneau de plâtre  $\beta$  hydraté (550x550x40 mm<sup>3</sup>, E/P = 0,65) au cours d’un essai de résistance au feu. Chargement thermique selon le standard ISO 834 imposé sur une face. (Rojo, 2013)



**FIGURE 2.** Répartition des phases de décomposition chimique du gypse après 75 min d’exposition d’un panneau de 40mm d’épaisseur. Chargement thermique selon le standard ISO 834 imposé sur la face positionnée à 40 mm. En bleu : composition chimique du Gypse ; En rouge : composition chimique de la Bassanite ; En vert : Phase anhydre du Gypse (Mélinge et al., 2011).



**FIGURE 3.** Départ de l'eau au cours du temps et répartition entre la face exposée et la face non exposée d'un panneau de plâtre hydraté chauffé sur une face au moyen du standard ISO 834.

Au-delà de ces résultats qui quantifient les quantités d'eau susceptibles d'être transférées vers la structure protégée, il est indispensable de préciser si un tel moteur peut constituer un risque de transfert concomitant des sulfates.

#### IV. MATÉRIEL ET MÉTHODE

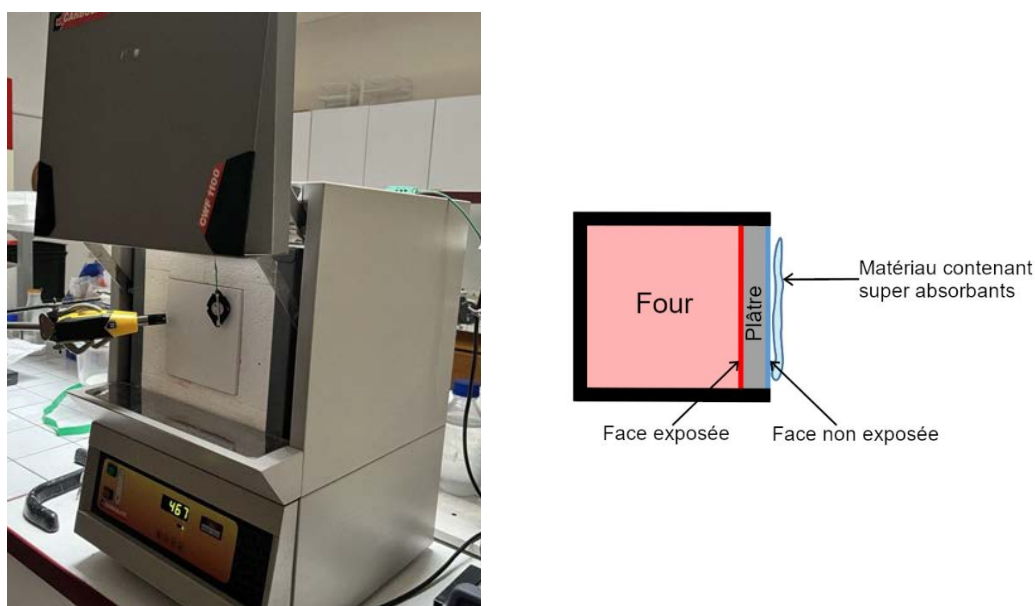
Dans le prolongement des travaux évoqués ci avant, des plaques de plâtre ont été préparées à partir du même hémihydrate  $\beta$  industriel (Extha Iberica) gâché à l'eau avec un taux de gâchage de 0,7 présentant une composition similaire au plâtre pris précédent (89,5% de gypse, 5,0% de calcite et traces de quartz). Les dimensions de la plaque (13,5x13,5x2,5 cm) permettent de l'encastrer dans l'ouverture d'un four Carbolite CWF 1100°C. Le dispositif expérimental mis en place pour cette étude est présenté sur la Figure 4. La plaque de plâtre est encadrée dans le four en configuration porte ouverte, préchauffé à 500°C. Au cours du test, la face moulée de l'échantillon est exposée à la consigne en température du four, tandis que l'autre face est exposée à la température de la salle d'essais (22°C). Après mise en place de la plaque, la température dans le four est stabilisée aux alentours de 400°C. Cette condition suffit à garantir la déshydratation du gypse et la formation d'anhydrite III.

À différents intervalles de temps, un matériau non tissé souple contenant des super absorbants distribués de manière homogène est fixé sur un support et mis en contact avec la face froide pendant une durée de 30 s à 2 min afin de piéger la vapeur d'eau libérée lors de la déshydratation. Le matériau est ensuite rapidement pesé après imprégnation et conservé dans un sac étanche.

L'expérience dure environ 1 h, la plaque de plâtre est pesée avant et après la chauffe afin d'estimer la masse d'eau perdue.

La température dans le four est mesurée à l'aide d'un thermocouple type K, cette température est considérée comme égale à la température en face exposée. Un capteur de température est également placé à l'extérieur pour mesurer la température ambiante.

L'eau récupérée par les super absorbants est analysée par chromatographie ionique après extraction des ions solubles selon le protocole EN16455 (2014). Pour cette mesure, 0.5 g de super absorbant sont prélevés du matériau utilisé et mis en solution avec un rapport de dilution 1/1000. Après 3 jours de mélange, la solution est analysée.



**FIGURE 4.** Photo du dispositif avec la plaque de plâtre encadrée dans le four et schéma expérimental

## V. RÉSULTATS ET DISCUSSION

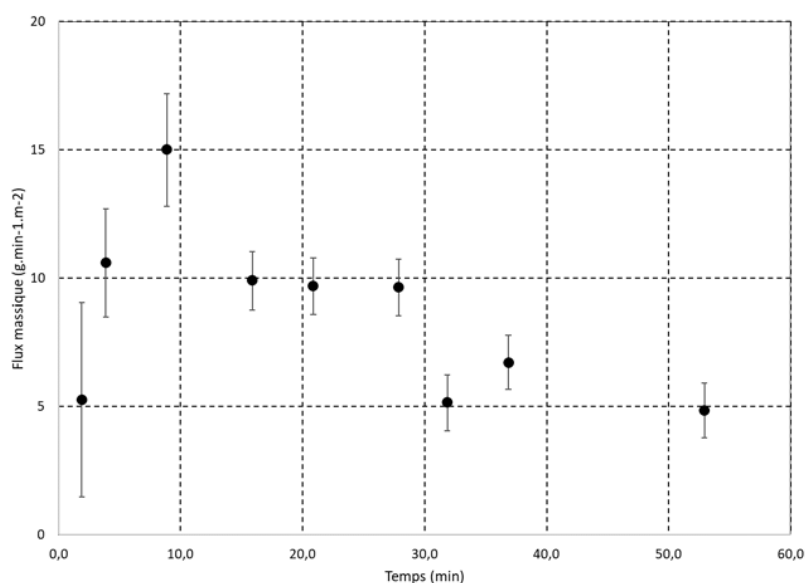
### A. Flux massique mesuré

La prise en masse des matériaux non tissés absorbants recueillis lors de l'expérience permet de calculer le flux massique au cours du temps. L'évolution du flux massique est présentée sur la Figure 5. Dès 2 min d'expérience, un flux significatif est observable et indique que l'eau de déshydratation issue de la surface exposée a déjà percolé à travers les 2,5 cm d'épaisseur de la plaque. Le flux augmente progressivement jusqu'à une valeur de  $15 \text{ g}\cdot\text{min}^{-1}\cdot\text{m}^{-2}$  après 9 min puis diminue de manière relativement linéaire.

La variation de masse de la plaque de plâtre indique une perte de 12 % massique en fin d'expérience. Le plâtre pris contient environ 21 % en masse d'eau liée chimiquement (Axenenko and Thorpe, 1996; Badens et al., 1998). La déshydratation n'est donc pas complète sur toute

l'épaisseur de la plaque après 1 h d'exposition à 400°C. Le flux massique décroît donc de manière plus progressive jusqu'à atteindre une valeur nulle lorsque toute l'eau aura été consommée.

Il est à noter que cette mesure de flux ne permet pas une mesure quantitative du flux réel. En effet, à partir du flux mesuré en prenant en compte la durée de l'expérience et la surface étudiée, la masse d'eau provenant de ce flux est estimée à 7,8 g contre une perte de masse effectivement mesurée de 59,1 g. Cette différence peut s'expliquer par le fait que les super absorbants n'ont pas absorbé tout le flux car toute la vapeur d'eau sortante n'est pas condensée sur le dispositif de récupération. Cette mesure permet cependant de s'assurer de la présence de ce flux et d'en estimer les variations au cours du temps.



**FIGURE 5.** Evolution du flux massique et de la température face exposée en fonction du temps

### B. Dosage des sulfates

Les analyses par chromatographie ionique à partir de super absorbants exposés à la vapeur d'eau sont présentées Tableau 1. Une analyse d'un échantillon témoin à partir de super absorbants seuls a été effectuée ainsi que sur les trois premiers tissus ayant présenté une prise en masse notable 2, 4 et 9 min après le début de l'essai. Les super absorbants ayant adsorbé de l'eau de déshydratation ne montrent pas une quantité significativement différente en ions sulfate par rapport au blanc. Ceci laisse supposer que l'eau de déshydratation ne contient pas de sulfate et ne présente donc pas de risque de contamination.

Ce résultat est cependant à relativiser car le pourcentage massique obtenu pour le blanc est relativement élevé. Il est probable que des sulfates soient déjà présents dans les super absorbants utilisés. De plus, la précision de la mesure est à approfondir. En effet, si la précision de la mesure de chromatographie est importante (0,01%), les phénomènes à étudier plus en détail à partir d'un flux de vapeur contenant des sulfates potentiels sont, d'une part, la quantité de sulfate absorbée

lors du passage du flux à travers les super absorbants et, d'autre part, la quantité de sulfate récupérée dans l'eau de dilution. Ce sont des éléments qui seront notamment apportés par la suite avec la poursuite du programme scientifique.

**TABLEAU 1.** Pourcentage massique de plusieurs échantillons – un blanc et trois super absorbants contenant de l'eau de déshydratation 2, 4 et 9 minutes après l'essai.

Échantillon	% massique
Témoin	0,36
2min	0,38
4min	0,34
9min	0,36

## VI. CONCLUSION

Pour le moment, un risque de contamination dû aux sulfates attribué à la déshydratation du gypse au cours d'un feu simulé n'est pas mis en évidence mais cet aspect sera approfondi dans de futurs essais. Le risque principal semble être davantage lié à la quantité de vapeur d'eau dégagée lors de la déshydratation et au ruissellement d'eau qui peut se produire sur les ouvrages incendiés qui se retrouvent en contact direct des pluies par exemple ou lors de l'intervention des professionnels du feu.

Le dispositif expérimental élaboré ici permet d'évaluer la variation du flux massique d'eau de déshydratation au cours du temps. Il en ressort notamment qu'un flux significatif est mesuré dès 2 minutes après la mise en place de la plaque. La déshydratation due à la température de 400°C en face exposée se produit donc rapidement et la vapeur traverse les 2,5 cm d'épaisseur de la plaque en moins de 2 minutes. Le flux atteint un maximum 9 minutes après la mise en place, ce qui serait le moment le plus critique où la pression de vapeur d'eau serait la plus élevée.

Afin d'approfondir cette étude, l'influence de l'épaisseur de la plaque et du taux de gâchage sont des facteurs à prendre en compte, ces paramètres jouant sur la quantité d'eau en présence.

Au-delà de cette première partie des travaux qui constitue une phase de faisabilité, le dispositif expérimental est en cours d'amélioration afin de mesurer en continu le débit massique en intégrant notamment la pression de vapeur d'eau et en réduisant notablement les pertes.

## VII. REFERENCES

- Axenenko, O., Thorpe, G., 1996. The modelling of dehydration and stress analysis of gypsum plasterboards exposed to fire. *Computational Materials Science* 6, 281–294. [https://doi.org/10.1016/0927-0256\(96\)00019-5](https://doi.org/10.1016/0927-0256(96)00019-5)
- Badens, E., Llewellyn, P., Fulconis, J.M., Jourdan, C., Veessler, S., Boistelle, R., Rouquerol, F., 1998. Study of Gypsum Dehydration by Controlled Transformation Rate Thermal Analysis (CRTA). *Journal of Solid State Chemistry* 139, 37–44. <https://doi.org/10.1006/jssc.1998.7797>
- Collectif, 2006. « Ouvrage en maçonnerie. Fascicule technique », *Mission Etude et Travaux*, Ministère de la Culture et de la Communication, Direction de l'Architecture et du Patrimoine, Paris, 212 p



- EN 16455, 2014. Conservation du patrimoine culturel. Extraction et détermination des sels solubles dans la pierre naturelle et les matériaux associés utilisés dans le patrimoine culturel, Afnor
- Just, A., Schmid, J., König, J., 2010. Gypsum plasterboards used as fire protection-Analysis of a database.
- Mélinge Y., Nguyen K.S., Daiguebonne C., Guillou O., Freslon S., Lanos C., 2011. One-Dimensional-Time Study of the Dehydration of Plasterboards Under Standard Fire Condition (ISO 834): Thermo-Chemical Analysis, *Journal of Fire Sciences*, Volume 29 Issue 4, pp. 299 – 316
- Murat, M., 1982. Sulfates de calcium et matériaux dérivés. Rapport de synthèse sur les méthodes d'analyse (détermination de la composition chimique et minéralogique). *Matériaux et Construction* 15, 63–91.
- Rojo, A., 2013. Etude de la structuration et du comportement de matériaux à base de gypse sous condition incendie (Thèse de doctorat). Rennes, INSA.
- Nguyen K.S., 2005. Modélisation numérique du comportement thermique de matériaux du Génie Civil – Application à la protection au feu des structures (Thèse de doctorat). Rennes, INSA.
- Sabbioni C., 2003. Mechanisms of air pollution damage to stone, in “The Effects of Air Pollution on the Built Environment”, Imperial College Press, *Air Pollution Reviews Vol 2*, pp.63-106
- Saheb M., Chabas A., Mertz J.-D., Colas E., Rozenbaum O., Sizun J.-P., Nowak S., Gentaz L., Verney-Carron A., 2016. Weathering of limestone after several decades in an urban environment, *Corrosion Science*, 111, 742–752
- Syndicat National des Industries du Plâtre, 1982. Le Plâtre: physico-chimie, fabrication et emplois. Eyrolles.

# Propriétés au jeune âge de béton à ultra hautes performances (BUHP) à base de laitiers de hauts fourneaux

Moula Soufien<sup>1,2,3</sup>, Ben Fraj Amor<sup>1</sup>, Bouasker Marwen<sup>2</sup>, Bel Hadj Ali Nizar<sup>4</sup>

<sup>1</sup> Cerema, Univ Gustave Eiffel, UMR MCD, F-77171 Sourdun, France

<sup>2</sup> Université d'Orléans, Université de Tours, INSA Centre Val de Loire, LaMé, 8 rue Léonard de Vinci, 45072 Orléans, France

<sup>3</sup> Université de Tunis El Manar, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis (ENIT), LGC-ENIT, BP 37, 1002 Tunis Le Belvédère, Tunisie

<sup>4</sup> Université de Gabès, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Gabès (ENIG), MGCE, Gabès, Tunisie

**RESUME.** L'incorporation du laitier de haut fourneau (LHF), en substitution partielle du ciment, pour développer un béton à ultra hautes performances (BUHP), permet de réduire son empreinte carbone. Toutefois, l'utilisation des volumes élevés de LHF pourrait retarder l'hydratation et ainsi impacter négativement les propriétés mécaniques au jeune âge du BUHP. La finesse du laitier joue un rôle important dans l'accélération des réactions d'hydratation du laitier. Dans cette étude, deux laitiers de même composition chimique et de deux finesses différentes ont été utilisés pour caractériser le comportement au jeune âge du BUHP ; SL1 (420 m<sup>2</sup>/kg) et SL2 (700 m<sup>2</sup>/kg). Cet article traite également de la possibilité de développer des BUHP en remplaçant la fumée de silice (FS) par SL2. Les résultats montrent que le remplacement de 30 % du ciment par du LHF (SL1 ou SL2) diminue le dosage en superplastifiant nécessaire pour obtenir le même étalement que la formule de référence (350 mm) et entraîne une accélération de l'hydratation par effet de nucléation. Pour un dosage de 50 % de SL1, l'effet inverse est observé. La substitution de 30 % du ciment par SL2 et la FS par SL2 permet d'augmenter de 10 % la résistance à la compression à 7 jours. Néanmoins, la porosité très fine des matrices à base de SL2 induit une augmentation de 10 % du retrait endogène et jusqu'à 30 % du retrait chimique.

**Mots-clés :** BUHP, Laitier, Finesse, Hydratation, Retrait

## 1. Introduction

Le BUHP est la génération de matériaux cimentaires aux propriétés mécaniques et de durabilité les plus exceptionnelles [Ghafari *et al.*, 2015]. Néanmoins, la forte teneur en ciment (800–1200 kg/m<sup>3</sup>) rend sa production onéreuse et peu écologique [Ahmed *et al.*, 2021]. En raison de la présence d'une fraction élevée de particules fines, d'un faible rapport Eau/Liant (E/L, 0,15-0,25) et de l'absence de granulats grossiers dans le BUHP, le risque de fissuration par retrait endogène et thermique ne peut être exclu [Shen *et al.*, 2018]. Par conséquent, l'approche possible pour réduire la teneur en ciment dans le BUHP consiste à remplacer une partie du ciment par des laitiers qui présentent un avantage environnemental non négligeable. L'objectif de ce travail est de développer un BUHP plus écologique par l'incorporation de LHF en substitution partielle du ciment. Deux laitiers de deux finesses différentes sont ajoutés à deux pourcentages différents (30 % et 50 % en volume). L'effet de la substitution de la FS par un laitier fin est également évoqué.

## 2. Programme expérimental

Le programme expérimental de ce travail de recherche est détaillé sur la **Figure 1**.

Figure 1 : Programme expérimental.

### 3. Résultats et discussion

La Figure 2 montre l'évolution du flux de chaleur et de la chaleur dégagée des différents mélanges étudiés. Les valeurs de retrait chimique et endogène mesurées à 1 et 7 jours sont données dans le Tableau 1. Les résultats des essais de compression sont également présentés dans le Tableau 1.

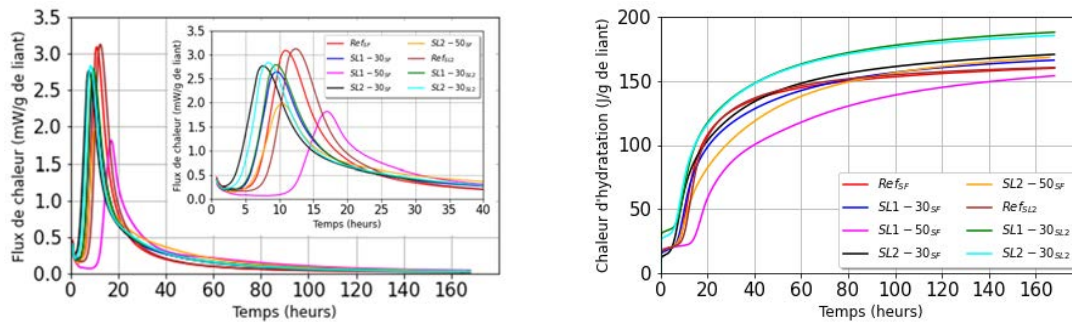


Figure 2 : Flux de chaleur (à gauche) et chaleur d'hydratation (à droite).

Les résultats montrent que l'incorporation de 50 % de SL1 réduit la chaleur dégagée. Ceci est dû à la réduction de la teneur en ciment et au fait que le laitier dégage moins de chaleur que le ciment. La substitution du ciment par 30 % de LHF (SL1 ou SL2) entraîne une accélération du processus d'hydratation. Cette observation s'explique par les faibles dosages de SP et l'effet de nucléation. L'introduction de 50% de SL1 conduit à un ralentissement de l'hydratation. Dans ce cas, l'effet de dilution domine celui de nucléation. La substitution du ciment par du SL1 (30 et 50 %) résulte en une légère diminution du retrait chimique et endogène au jeune âge. Pendant toute la période, SL2-30<sub>SF</sub> présente des valeurs très élevées. Comme indiqué, le SL2 accélère l'hydratation, ce qui peut conduire à un retrait chimique et, par conséquent, à un retrait endogène très marqué. Cet effet d'augmentation peut s'expliquer par la réactivité relativement élevée de SL2, compare à SL1. Comme le SL2-30<sub>SF</sub>, le SL1-30<sub>SL2</sub> et le SL2-30<sub>SL2</sub> sont également plus sensibles à l'autodessiccation et par conséquent au retrait endogène. Ces bétons présentent un comportement similaire à celui du SL2-30<sub>SF</sub>. Les résultats de la résistance à la compression montrent que le remplacement du ciment par 30 % de laitier provoque une réduction de la résistance au jeune âge, mais une légère augmentation de la résistance à un âge plus avancé. L'augmentation de la résistance à la compression des bétons SL2-30<sub>SF</sub> et SL2-30<sub>SL2</sub> (7 j) s'explique par une bonne réactivité et un meilleur remplissage du SL2 par rapport à SL1, ce qui signifie que les vides entre les particules de

ciment sont bien remplis par les particules de laitier plus fines. On peut remarquer que la substitution de la FS par le SL2 n'a pas un effet considérable sur le comportement mécanique des mélanges au jeune âge.

**Tableau 1:** Résultats d'essais (retrait chimique, retrait endogène et résistance à la compression).

Formules	Retrait chimique (mm <sup>3</sup> /g de liant)		Retrait endogène (µm/m)		Résistance à la compression (MPa)					Gain CO2 (%)
	1 j	7 j	1 j	7 j	1 j	3 j	7 j	28 j	90 j	
	Refs <sub>FS</sub>	18,1	28,8	2655	4380	85,1	119,2	126,7	139,1	
SL1-30 <sub>FS</sub>	17	28	2236	3753	69,7	111,2	122,7	142,4	150	-25,9
SL1-50 <sub>FS</sub>	15,4	31,9	2828	4372	27,3	76,8	95	117,3	128,1	-41,4
SL2-30 <sub>FS</sub>	23,3	38,4	2784	4940	80,1	121,8	133	142,8	152,3	-25,3
SL2-50 <sub>FS</sub>	18,5	36,5	2318	4025	53,7	102,2	120,7	139	142,5	-40,7
Refs <sub>SL2</sub>	20,8	30,3	2988	4483	83,4	119,4	126,2	136,5	145,2	-1,8
SL1-30 <sub>SL2</sub>	20,8	34,3	3087	4942	70,1	111,2	127,7	138,2	151,4	-27,7
SL2-30 <sub>SL2</sub>	21,5	37,7	2995	4819	77,4	118,6	139,2	151,2	156,7	-26,7

#### 4. Conclusion

L'analyse des résultats de cette étude a mis en évidence les principaux points suivants :

- L'incorporation de 30% de laitier (SL1 ou SL2) réduit la demande en SP et conduit à une accélération du processus d'hydratation par effet de nucléation. Une teneur de 50% de SL2 entraîne également une accélération de la réaction, alors que dans le cas de 50% de SL1, l'effet de dilution est dominant, provoquant un retard dans le processus d'hydratation.
- L'augmentation de la finesse du laitier favorise le processus d'hydratation, ce qui tend à accélérer l'évolution des déformations chimiques et endogènes.
- L'utilisation de laitier de plus haute finesse améliore significativement la résistance à 28 et 90 jours. Une teneur de 50% de SL2 donne la même résistance que Refs<sub>FS</sub> à 28 jours et permet de réduire l'empreinte carbone d'environ 41 %.

**Remerciements :** Les auteurs tiennent à remercier l'Université Tunis El Manar (Tunisie) et ECOCEM MATERIALS pour le support financier de ce projet.

#### REFERENCES

- E. Ghafari, M. Arezoumandi, H. Costa, E. Júlio. (2015). Influence of nano-silica addition in the durability of UHPC, *Constr. Build. Mater.* 94, 181–188. <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061815300313>
- T. Ahmed, M. Elchalakani, A. Karrech, M.S. Mohamed Ali, L. Guo. (2021). Development of ECO-UHPC with very-low-C3A cement and ground granulated blast-furnace slag, *Constr. Build. Mater.* 284, 122787. <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S095006182100547X>
- P. Shen, L. Lu, Y. He, M. Rao, Z. Fu, F. Wang, S. Hu. (2018). Experimental investigation on the autogenous shrinkage of steam cured ultra-high performance concrete, *Constr. Build. Mater.* 162, 512–522. <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061817323917>

# Développement d'une méthode de mesure du profil de teneur en eau dans le béton

Bruno Fernandes<sup>1</sup>, Hélène Carré<sup>1</sup>, Jean-Christophe Mindeguia<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Université de Pau et des Pays de l'Adour, E2S UPPA, SIAME, Anglet, France

<sup>2</sup> Université de Bordeaux, Laboratoire I2M, Talence, France

## RESUME

La teneur en eau du béton est connue pour être un facteur clé du risque d'écaillage au cours d'un incendie. De nombreux travaux expérimentaux montrent que le risque d'écaillage est plus élevé pour les bétons à forte teneur en eau. La teneur en eau moyenne est donc la caractéristique à prendre en compte mais c'est plus probablement le profil de teneur en eau dans les premiers centimètres exposés qui est significatif. L'objectif principal de cette étude est de développer une méthode permettant de déterminer le profil de teneur en eau dans l'épaisseur du béton. De petits cylindres en béton de 1 cm de diamètre ont été carottés dans des prismes saturés en eau de 15 x 15 x 10 cm. Ils ont été étanchés en périphérie et séchés à 80°C pendant différentes périodes de séchage (de 12 heures à 7 jours) afin d'obtenir différents profils de teneur en eau dans la longueur des cylindres. Afin de déterminer la teneur en eau à différentes profondeurs des échantillons, une méthode de découpage a été mise au point qui consiste à réaliser des tranches d'environ 1 cm. Des simulations numériques de séchage complètent l'étude afin de comparer le profil théorique et le profil mesuré grâce au découpage des petits cylindres.

**Mots-clés :** béton, haute température, profil de teneur en eau, méthode de mesures, séchage, simulations numériques

## I. INTRODUCTION

L'écaillage du béton au cours d'un chauffage de type incendie est un phénomène complexe impliquant différents mécanismes chemo-thermo-hydro-mécaniques. Il peut être influencé par de nombreux facteurs liés au matériau (par exemple, la perméabilité, la porosité et la teneur en eau), à la géométrie (par exemple, la forme et la taille) et aux paramètres environnementaux (par exemple, la charge mécanique et la vitesse de chauffage) (Khoury, 2000). Parmi ces paramètres, la teneur en eau est un facteur crucial pour le risque d'écaillage. Des travaux antérieurs indiquent que le risque d'écaillage est plus élevé pour les bétons à forte teneur en eau (Phan, 2008 ; Mindeguia, 2015 ; Li, 2021 ; Maier, 2020 ; Maier, 2021).

L'effet de la teneur en eau sur l'écaillage du béton est lié à l'augmentation de la pression de pores (Li, 2021). L'augmentation des pressions de pores est un processus thermo-hydrique entraîné par la vaporisation et le transport de l'eau. Pendant le chauffage, la vapeur se déplace vers la surface exposée et vers la partie interne du béton (non chauffée). En raison des gradients thermiques, la vapeur peut se recondenser à l'intérieur du béton, créant une couche saturée à quelques centimètres

de la face exposée (ce que l'on appelle le "moisture clog" ou "bouchon d'humidité"). Cette zone bloque tout mouvement ultérieur de la vapeur, ce qui entraîne une augmentation de la pression de pores. Lorsque les contraintes résultant de la pression de pores dépassent la résistance à la traction du béton, des écaillages peuvent se produire (Mindeguia, 2015 ; Shorter, 1961 ; Harmathy 1965 ; Ma, 2015 ; Liu 2018). Il convient de noter que d'autres théories ont également été étudiées dans des travaux antérieurs, comme l'écaillage dû aux contraintes thermiques (Mindeguia, 2015, Ma, 2015 ; Liu, 2018) et l'écaillage dû à un mécanisme thermo-chimique (Liu, 2018). Très probablement, l'écaillage est dû à une combinaison de contraintes dues aux pressions de pores, aux contraintes thermiques, mécaniques et chimiques.

Dans tous les cas, la teneur en eau et son profil dans l'épaisseur jouent un rôle essentiel dans le risque d'écaillage. Ainsi, lorsque des essais de résistance au feu sont réalisés dans des centres agréés, l'évaluation de la teneur en eau dans les corps d'épreuve se pose et en particulier son évolution dans l'épaisseur. La plupart du temps, seule une valeur moyenne est mesurée ou une valeur pour des tranches de plusieurs centimètres.

Cet article vise à proposer une méthode de mesure fine des profils de teneur en eau dans l'épaisseur du béton. Pour cela, des petits cylindres de béton (1 cm de diamètre environ) étanchés sur leur pourtour, initialement saturés, ont été séchés à 80°C pendant différentes durées (de 12 heures à 7 jours) pour induire différents profils de teneur en eau dans l'épaisseur, en particulier dans les premiers centimètres à partir de la surface exposée. Après la période de séchage, les cylindres ont été découpés en tranche d'1 cm environ. Celles-ci ont été pesées, séchées à 105 °C et repesées après stabilisation afin de déterminer leur teneur en eau. Des simulations numériques de séchages ont été réalisées en parallèle afin d'évaluer la méthode expérimentale.

## II. Béton testé

Le béton testé est un béton ordinaire contenant un ciment CEM II/A-L 42,5R d'Eqiom, un filler calcaire Betocarb HP-SC d'Omya et un superplastifiant ViscoCrete Tempo-483 de SIKA. Le sable siliceux est alluvionnaire avec un module de finesse de 3,10. Le gravier est de la diorite provenant de Genouillac, France. Le tableau 1 présente quelques propriétés des granulats.

**TABLEAU 1. Propriétés des granulats**

Propriétés	Sable	Graviers	
Granulométrie	0/4	4/10	10/20
Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )	2650	2820	2840
Water absorption (%)	0.35	0.92	0.81
Coefficient LA (%)	-	16	16

Le béton a été conçu pour répondre aux exigences de durabilité de la norme NF EN 206/CN : 2014 pour la classe d'exposition XD3. Le tableau 2 présente les proportions du mélange. Lors du malaxage, les granulats et le ciment ont d'abord été malaxés pendant 2 minutes. Ensuite, l'eau et le superplastifiant ont été ajoutés et l'ensemble a été malaxé pendant deux minutes.

Les propriétés du béton frais et durci sont présentées dans le tableau 2. Des éprouvettes cylindriques (11 x 22 cm) ont été coulées pour déterminer la résistance à la compression à 28 jours (NF EN 12390-3) et la teneur en eau à l'état saturé. Des prismes de 15 x 15 x 10 cm (hauteur x longueur x largeur) ont été fabriqués pour l'étude de la teneur en eau, pour l'obtention des cylindres de 10 x 100 mm par carottage. Les échantillons ont ensuite été maintenus immergés dans l'eau jusqu'au processus de séchage (entre 70 et 90 jours).

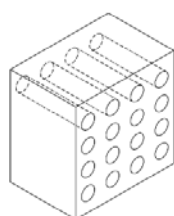
**TABLEAU 2. Composition et propriétés à l'état frais et durci**

Matériau ou propriétés	Dosage ou valeur de la propriété
Ciment	350 kg/m <sup>3</sup>
Filler	60 kg/m <sup>3</sup>
Sable	804,3 kg/m <sup>3</sup>
Gravier 4/10	331,7 kg/m <sup>3</sup>
Gravier 10/20	711,1 kg/m <sup>3</sup>
Eau	175 l/m <sup>3</sup>
Superplastifiant	0,9 % du ciment
Affaissement	195 mm
$f_{c28}$	47,0 ( $\pm$ 3,2) MPa

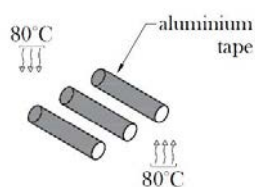
### III. Méthode de mesure du profil de teneur en eau

#### A. Présentation de la méthode

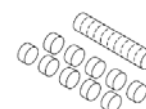
Une méthode spécifique est proposée pour estimer le profil de la teneur en eau. A partir des prismes saturés de 15 x 15 x 10 cm, de petits cylindres en béton de  $\varnothing$  1 x 10 cm ont été carottés (Figure 1a). Ensuite, le pourtour des cylindres a été enveloppée avec du ruban adhésif en aluminium et placée dans un four pour séchage (Figure 1b). Ils ont été séchés à 80°C et 3% HR pendant différentes durées de séchage : 0 (état saturé), 12 heures, 1 jour, 2 jours, 3 jours, 4 jours et 7 jours. Six cylindres par condition de séchage ont été étudiés. Après la période de séchage, les cylindres ont été retirés du four. Après refroidissement, ils ont été découpés en petits morceaux d'environ 1 cm (Figure 1c) à l'aide d'un sciage à sec.



(a) bloc carotté



(b) séchage des cylindres

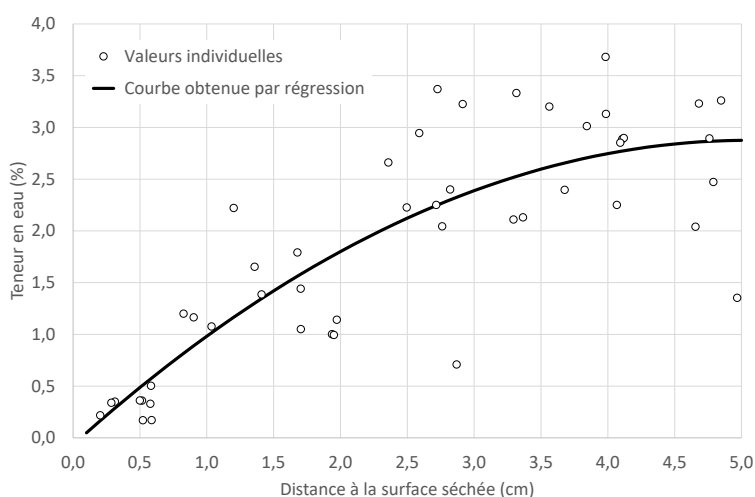


(c) découpage des cylindres

**FIGURE 1. Illustration de la méthodologie de préparation des échantillons pour la mesure du profil de teneur en eau**

Chaque petit morceau a été pesé, mesuré puis séché (80°C et 3% HR) jusqu'à stabilisation de la masse (variation de masse inférieure à 0,05 % en 24 h) afin de déterminer la teneur en eau de chacune des tranches. La position de chaque tranche a été calculée en fonction de l'épaisseur du morceau et de la hauteur totale des petits cylindres. Cette méthode a permis de tenir compte de l'épaisseur du trait de scie en considérant qu'ils étaient tous de la même épaisseur. Avec ces deux mesures, le profil de la teneur en eau pour chaque séchage a été estimé. Comme le séchage était symétrique, la moitié du cylindre a été mise en miroir pour obtenir un nuage de données plus dense, et mieux estimer le profil. Ensuite, une analyse par régression a été effectuée pour chaque cas afin d'estimer la courbe du profil hydrique.

La figure 2 présente un exemple de profil de teneur en eau. Elle montre le profil de la teneur en eau après 4 jours de séchage. Les valeurs de chaque pièce ont été tracées ainsi que la courbe obtenue par régression ( $y = -0,1150 x^2 + 1,1631 x - 0,06601$ ). Pour cette régression, un polynôme du second degré a été utilisé. La grande dispersion des valeurs individuelles observée était attendue étant donné la petite taille des cylindres.



**FIGURE 2. Profil de teneur en eau après un séchage de 4 jours à 80 °C**

### B. Validation de la méthode

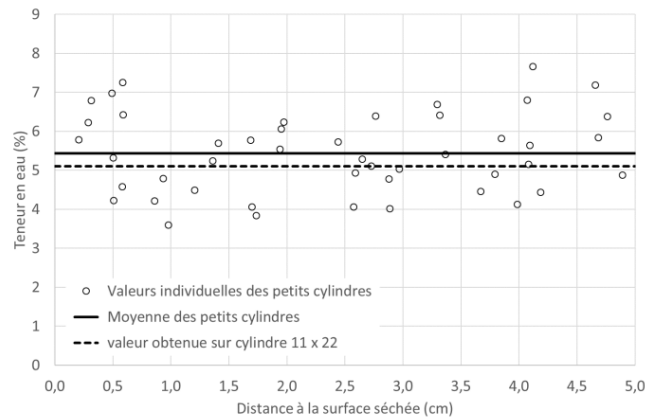
Différentes validations de la méthode ont été réalisées :

- En comparant la teneur en eau d'éprouvettes saturées : d'une part la teneur en eau globale d'une éprouvette cylindrique saturée 11 x 22 cm et d'autre part les teneurs en eau obtenues par découpage en tranches de petits cylindres saturés 1 x 10 cm.
- En comparant la teneur en eau obtenue sur échantillons saturés obtenus : d'une part par sciage à sec et d'autre part par sciage d'une amorce (3 mm) et fendage avec une hache.

La figure 3 montre une comparaison entre la teneur en eau obtenue sur un cylindre 11 x 22 cm saturé et les résultats obtenus sur 6 petits cylindres 1 x 10 cm. L'écart entre les deux valeurs moyennes (5,43 % obtenue avec les petits cylindres et 5,10 % sur le cylindre 11 x 22) est

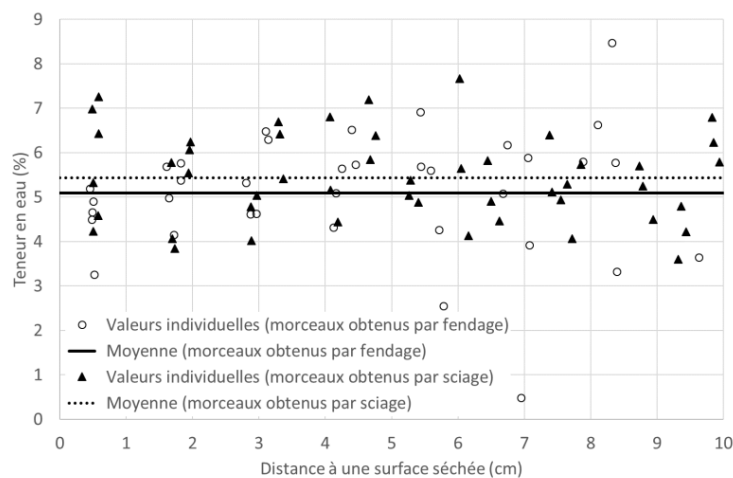


suffisamment faible pour montrer que les six petits cylindres ont, au global, un volume représentatif.



**FIGURE 3. Profil de teneur en eau d'éprouvettes saturées**

La figure 4 montre la comparaison entre les résultats obtenus sur de petits morceaux sciés à secs et les petits morceaux obtenus par fendage après réalisation d'une entaille par sciage. Aucune méthode n'est idéale car le sciage à sec peut entraîner un séchage et le fendage rend la mesure de dimension parfois difficile. Les mesures ont été réalisées sur éprouvettes saturées. Les résultats très proches (5,43 et 5,09 % respectivement) nous ont conduit à utiliser le sciage à sec pour le reste de l'étude.



**FIGURE 4. Comparaison des teneurs en eau entre sciage et fendage**

### C. Résultats des mesures

Les profils de teneur en eau estimés à partir des mesures des petits morceaux sont présentés dans la figure 5. Comme prévu, elle montre le séchage progressif de l'échantillon. Par exemple, après 2 jours de séchage, les échantillons présentaient une teneur en eau de 1,6 % à 1 cm, alors qu'après 7 jours de séchage, la teneur en eau à 1 cm est plus faible, proche de 0,7 %.

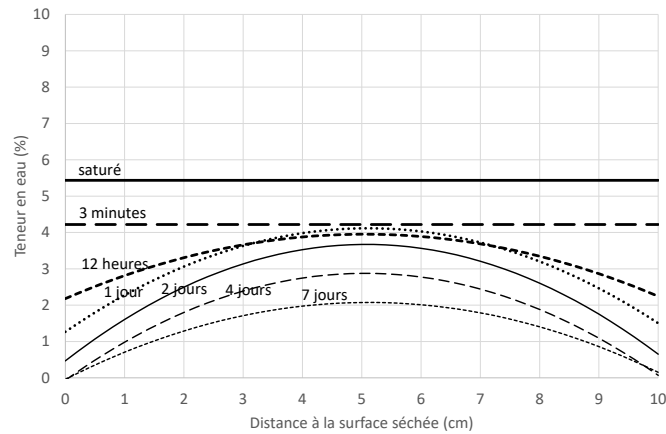


FIGURE 5. Profils de teneurs en eau pour les différentes échéances de séchage

#### IV. Simulations numériques du séchage

Le but des simulations numériques est de donner une estimation théorique du profil de teneur en eau obtenu dans les échantillons (carottes de 1 cm de diamètre) après les différentes périodes de séchage étudiées. La comparaison des profils numériques et expérimentaux permettra d'évaluer la pertinence de la méthodologie expérimentale pour évaluer une condition de séchage la plus proche possible des prismes (20 x 20 x 10 cm<sup>3</sup>) exposés au feu (séchage unidirectionnel).

##### A. Modèle utilisé

Un modèle de séchage par diffusion a été mis en place. Le béton est considéré comme étant un matériau monophasique, à diffusivité hydrique connue. Nous faisons ici une analogie de comportement thermique / hydrique, et la loi de comportement hydrique adoptée (équation 1) est donc comparable à une loi de diffusion thermique.

$$\text{Eq. 1} \quad \frac{dP_v}{dt} = \vec{\nabla}(D \cdot \vec{\nabla}P_v)$$

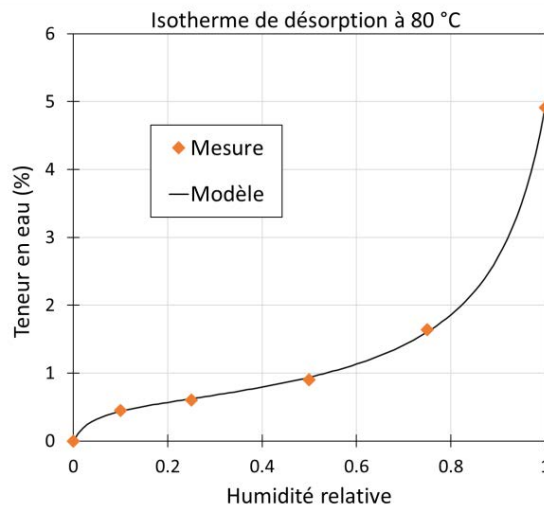
Dans cette équation, l'inconnu est  $P_v$ , le champ de pression partielle de vapeur dans le béton, à tout instant du séchage.  $D$  est la diffusivité hydrique isotrope, variable en fonction de la pression partielle de vapeur (valeurs extrapolées de (Zhang, 2016)). La pression partielle de vapeur est reliée à l'humidité relative du matériau  $HR$  par l'intermédiaire de  $P_{v_{sat}}$  la pression de vapeur saturante (équation 2), elle-même dépendante de la température selon l'équation 3 où  $T$  est la température en K.

$$\text{Eq. 2} \quad \frac{P_v}{P_{v_{sat}}} = HR$$

$$\text{Eq. 3} \quad \ln(P_{v_{sat}}) = 26 - \frac{5353.3}{T}$$

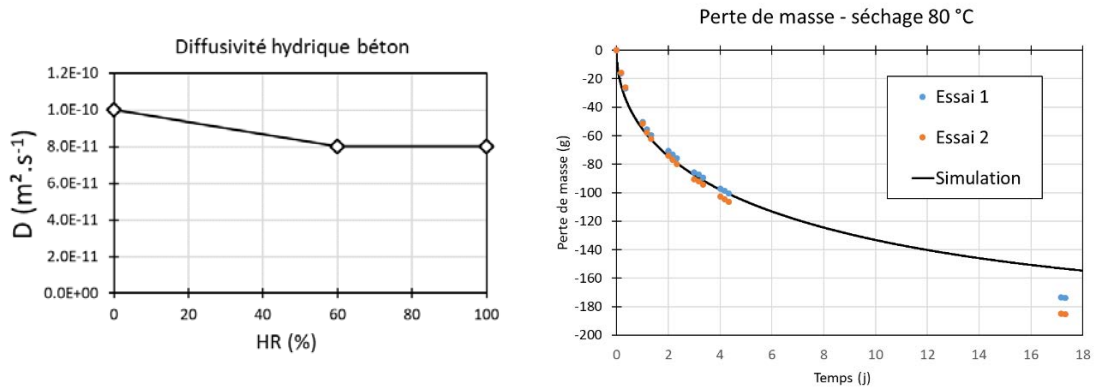
Enfin, à partir du champ d'humidité relative obtenu HR, la teneur en eau  $W$  du matériau est calculée sur la base de son isotherme de désorption à 80 °C. Cette dernière, présentée sur la figure 6, a été déterminée expérimentalement à 80 °C sur des échantillons du même béton. Une régression des points expérimentaux  $W = f(HR)$  a été réalisée selon le modèle de l'équation 4, afin d'être implémentée dans le code de calculs.

$$\text{Eq. 4} \quad W(HR) = \frac{C \cdot k \cdot w_m \cdot HR}{(1 - k \cdot HR) \cdot [1 + (C - 1) \cdot k \cdot HR]} \quad \text{Avec } C = 27.737, k = 0.89 \\ \text{et } w_m = 0.00545$$



**FIGURE 6.** Isotherme de désorption à 80 °C du béton étudié.

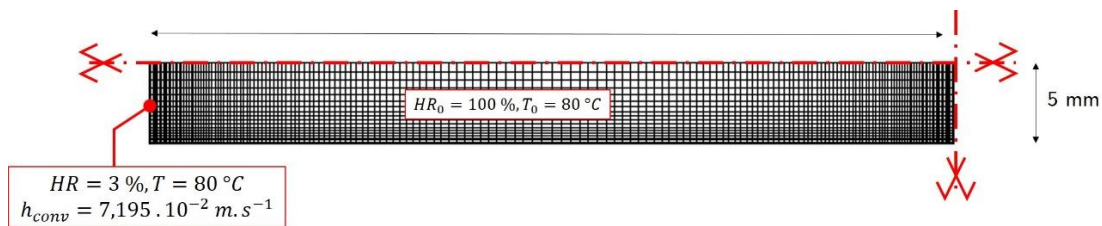
Le modèle ainsi construit a été implémenté dans le code de calculs par éléments finis Cast3m (<http://www-cast3m.cea.fr>). Le choix du coefficient d'échange hydrique  $h_{conv}$  (équivalent à un coefficient d'échange de flux thermique par convection) au niveau de la surface exposée, ainsi que l'ajustement de la variation de la diffusivité hydrique en fonction de la pression partielle de vapeur ont été réalisés sur une simulation préalable du séchage (à 17 jours) de deux éprouvettes (diamètre 11 cm et longueur 10 cm) du même béton. Un coefficient  $h_{conv} = 7,195 \cdot 10^{-2} \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$  ainsi que l'évolution en fonction de l'humidité relative HR de la diffusivité hydrique  $D$  présentée sur la figure 7-gauche ont été retenus. Les résultats de la simulation préalable sont présentés sur la figure 7-droite. Le modèle reproduit correctement le séchage du béton jusqu'à 5 jours, puis une sous-estimation du séchage est observée après 17 jours de séchage.



**FIGURE 7** Gauche – évolution de la diffusivité hydrique en fonction de l’humidité relative utilisée dans les simulations. Droite -perte de masse de deux éprouvettes cylindriques (11x10) du béton étudié. Superposition de la courbe simulée.

*B. Propriétés du matériau et maillage*

Le séchage des carottes de 1 cm de diamètre et 10 cm de longueur est simulé. Pour des raisons de symétrie, seul un quart de la carotte est maillé. De plus, la forme cylindrique de l’échantillon nous permet de réaliser une simulation 2D axisymétrique. Le maillage est constitué d’éléments rectangulaires à 4 nœuds, dont la densité augmente à proximité des surfaces d’échange. Une seule surface de la carotte est susceptible d’échanger de la vapeur d’eau avec l’environnement (i.e. l’enceinte de séchage à 80 °C et 3 % d’HR), tandis que les autres surfaces n’échangent pas de vapeur d’eau (équivalentes à des surfaces adiabatiques lors d’une simulation thermique). Le coefficient d’échange hydrique et la variation de la diffusivité hydrique avec la pression partielle de vapeur d’eau sont ceux déterminés lors de la simulation préalable. Au début de la simulation, le matériau est considéré saturé (i.e. une humidité relative de 100 %). La figure 8 synthétise les conditions aux limites et initiales de la simulation. Les calculs sont ensuite réalisés sur Cast3M, avec un pas de temps de calcul de 60 s.



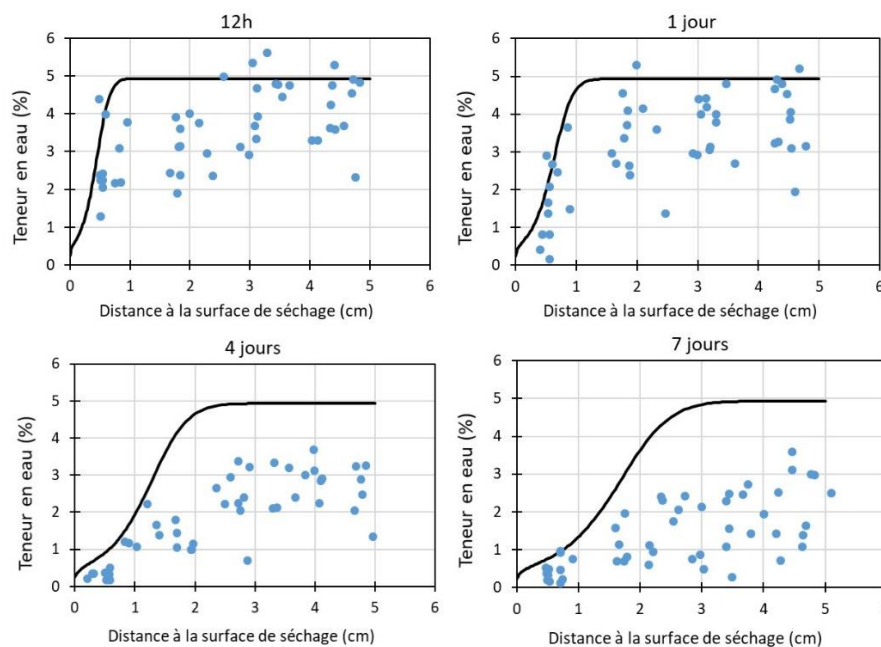
**FIGURE 8** vue du maillage et des conditions aux limites et initiales.

*C. Résultats et discussion*

La figure 9 présente les profils de teneur en eau obtenus numériquement, en superposition avec les points expérimentaux (issus de la méthode de découpage par sciage à sec), après différents temps de séchage.

Globalement, les profils de teneur en eau simulés sont supérieurs aux profils déterminés expérimentalement. La différence est d'autant plus importante que le temps de séchage est long. Ainsi, après 4 et 7 jours de séchage, nous observons une teneur en eau expérimentale à cœur de l'éprouvette nettement inférieure à celle simulée. Ce résultat semble indiquer que le séchage des carottes n'est pas parfaitement unidirectionnel, autrement dit un transfert de vapeur d'eau par les faces latérales des carottes peut s'opérer malgré la présence du ruban adhésif en aluminium. L'étanchéité à la vapeur d'eau de ce dernier ne semble donc pas parfaite.

Les mesures de teneur en eau ne semblent correctes que sur le premier centimètre et demi. Pour être utilisée dans des conditions similaires, une meilleure méthode pour assurer l'étanchéité à la vapeur d'eau doit être trouvée. La méthode peut être utilisée de manière fiable et efficace pour l'évaluation de la teneur en eau dans la profondeur d'éléments en béton qui seront carottés.



**FIGURE 9** profils de teneur en eau simulés (courbes continues) et mesurés (points) à différentes échéances de séchage.

## V. Conclusion

Cet article présente une méthode expérimentale permettant de déterminer le profil de teneur en eau dans l'épaisseur du béton. Sur la base des résultats, les conclusions suivantes ont été tirées :

- 6 cylindres d'un centimètre de diamètre sont suffisants pour obtenir un résultat représentatif.
- Le découpage par sciage est correct et n'entraîne pas de séchage significatif des tranches.
- Les simulations numériques ont bien été validées et permettent d'évaluer avec une précision suffisante le profil de teneur en eau dans l'épaisseur du béton.

- Les simulations permettent de montrer que les conditions aux limites latérales des petits cylindres ne sont pas optimales. Il apparaît un séchage latéral alors qu'un séchage unidirectionnel était attendu. La méthode peut être utilisée pour l'évaluation de la teneur en eau dans la profondeur en carottant au moins 6 cylindres de 10 mm de diamètre.

Des développements ultérieurs doivent être réalisés afin d'améliorer l'étanchéité à la vapeur d'eau latérale des cylindres.

## REFERENCES

Khoury, G.A., "Effect of fire on concrete and concrete structures", *Progress in structural engineering and materials*, 2, 429–447, 2000.

Phan, L. T., " Pore pressure and explosive spalling in concrete", *Materials and structures*, 41, 1623-1632, 2008.

Mindeguia, J.-C., Carré, H., Pimienta, P., La Borderie, C., "Experimental discussion on the mechanisms behind the fire spalling of concrete", *Fire and materials*, 39, 619-635, 2015.

Li, Y., Yang, E., Zhou, A., Liu, T., "Pore pressure build-up and explosive spalling in concrete at elevated temperature: A review", *Construction and Building Materials*, 284, 122818, 2021.

Maier, M., Zeiml, M., Lackner, R., "On the effect of pore-space properties and water saturation on explosive spalling of fire-loaded concrete", *Construction and Building Materials*, 231, 117150, 2020.

Maier, M., Saxer, A., Bergmeister, K., Lackner, R., " An experimental fire-spalling assessment procedure for concrete mixtures", *Construction and Building Materials*, 232, 117172, 2020.

Shorter G. W., Harmathy T. Z., "Discussion on the fire resistance of prestressed concrete beams", *Proceedings, Institute of Civil Engineers*, 20, 313, 1961.

Harmathy T. Z., "Effect of moisture on the fire endurance of building elements", *ASTM Special Technical Publication*, 385, 74-95, 1965.

Ma, Q., Guo, R., Zhao, Z., Lin, Z., He, K., " Mechanical properties of concrete at high temperature-A review", *Construction and Building Materials*, 93, 371–383, 2015.

Liu, J., Hai, K., Yao, Y., "A new perspective on nature of fire-induced spalling in concrete ", *Construction and Building Materials*, 184, 581–590, 2018.

International Organization for Standardization, "ISO 834-1: Fire-resistance tests -- Elements of building construction -- Part 1: General requirements", Geneva, 1999.

Comité Européen de Normalisation, "NF EN 206/CN:2014 - Concrete - Specification, performance, production and conformity", Brussels, 2014.

Comité Européen de Normalisation, "NF EN 12390-3: Essai pour béton durci - Partie 3 : résistance à la compression des éprouvettes", Brussels, 2003.

Zhang, Z., Thiery, M., & Baroghel-Bouny, V., "Investigation of moisture transport properties of cementitious materials", *Cement and Concrete Research*, 89, 257-268, 2016.

# Kriging metamodels for 2D finite element simulations of the settlements induced by TBM excavation in urban areas

**Boris Kratz<sup>1,2,3</sup>, Pierre Jehel<sup>2</sup>, Maxime Tatin<sup>2</sup>, Emmanuel Vazquez<sup>1</sup>**

<sup>1</sup> Université Paris-Saclay, CNRS, CentraleSupélec, L2S - Laboratoire des signaux et systèmes, 91190, Gif-sur-Yvette, France

<sup>2</sup> Université Paris-Saclay, CentraleSupélec, ENS Paris-Saclay, CNRS, LMPS - Laboratoire de Mécanique Paris-Saclay, 91190, Gif-sur-Yvette, France

<sup>3</sup> Socotec Monitoring France, 91120, Palaiseau, France

*Corresponding author: Boris Kratz (e-mail: boris.kratz@centralesupélec.fr)*

## ABSTRACT

The finite element method (FEM) is a classical approach to simulate the surface settlements induced by a tunnel boring machine (TBM). Unfortunately, for this application, the FEM is also computationally demanding. In this case, it is often useful to build simplified models from a set of reference simulations to quickly predict quantities of interest (QoIs) and make decisions. Such simplified models are called metamodels. In this article, our objective is to use kriging metamodels, aka Gaussian process metamodels, to build an approximation of a parametric 2D finite element tunneling model implemented using Python and ABAQUS. Our methodology evaluates the performance of kriging metamodels when the number of reference simulations varies. The performances are evaluated using several comparison metrics. We also compare two open-source implementations for kriging, two different assumptions for the mean of the Gaussian process, and we also test kriging against several classical regression methods.

**Keywords** FEM, Tunnelling, Metamodel, Settlements, Kriging

## I. INTRODUCTION

Urban densification drives the need to expand underground networks. Monitoring in these hazardous environments is a major challenge for the building and civil engineering sector particularly for predicting surface settlements caused by tunnel excavation. Among other excavation methods, tunnel boring machines (TBM) are favored for large-scale projects in urban areas. Even if TBM can minimize surface settlements (Kolymbas 2005), several factors such as over-excavation, TBM design, void formation behind the tail, mortar behavior, guidance, ground loss, and maintenance breaks may still result in substantial ground movements (Lambrugh et al. 2012).

Currently, the control of TBM excavation is based on theoretical models, numerical simulation outcomes, and the expertise of engineers. To conduct precise and comprehensive studies that would improve decision-making for controlling TBM, it would be possible to rely on 3D finite element models (FEM) taking into account the different sources of uncertainty. However, such numerical models typically require many hours of computation. As a result, it is essential to identify faster and hopefully accurate methods that can assist with decision-making and knowledge development throughout a project.

To reduce computational time for complex and reliable FEM incorporating TBM parameters, machine

learning-based metamodels can be used (see, e.g, Liu et al. 2017, Ninic et al. 2018). In this article, we focus on kriging, aka Gaussian process (GP) modelling, for constructing metamodels from a FEM of TBM excavation. GP modelling is probably the most ubiquitous class of metamodels in the domain of computer experiments (see e.g. Kitanidis 1983, Currin et al. 1988), mainly because it yields a flexible class of models (Williams & Rasmussen 2006) and its theoretical properties are well understood (Stein 1999). GP modelling has been used in many applications and many domains such as biology (Yasrebi et al. 2009), civil engineering (Laurenceau & Sagaut 2008), aerospace engineering (Martin & Simpson 2005), etc.

Our main contribution is to assess the performance of GP modelling for tunneling simulation. To this end, we consider a 2D FE parametric model with plane strain assumption and linear elastic soil mechanics (a very simplified representation of reality) that will make it possible to carry out many simulations for validation purposes at a relatively small cost.

In our methodology we seek to evaluate the performance of kriging metamodels when the number of simulations used to build the metamodel varies against several comparison metrics. We also want to compare different open-source implementations for kriging. Finally, we test kriging against several other classical regression methods.

The modelling assumptions will be explained in Section II. In Section III, a sensitivity analysis using Sobol first and total order indices is conducted to identify key input parameters affecting surface settlements. In Section IV, we conduct numerical experiments to assess the performances of GP modelling. In Section V, we provide conclusions about our numerical experiments and discuss future work.

## II. 2D FINITE ELEMENT METHOD OF TBM EXCAVATION

### A. General assumptions

In this section we present modelling assumptions to build a toy simulator of TBM excavation that will be used for assessing the performances of GP modelling. The toy simulator is based on the study case introduced in Berthoz et al. (2020). The assumptions are as follows.

First, the soil is assumed to be linear elastic. The settlements prediction accuracy depends on the mechanical properties of the soil (Cheng et al. 2007, Jenck & Dias 2004). Complex soil models provide more accurate predictions of surface displacement shape and magnitude but they come at the cost of longer computational time (Migliazza et al. 2009) and expensive laboratory testing (Zhao et al. 2015) due to the numerous parameters required (as for the Hardening Soil Model in Schanz (1999)). Second, the model assumes 2D-plane strain although mechanical phenomena during TBM excavation are 3D in nature (Lambrughi et al. 2012). Third, we assume symmetry and thus neglect the non-symmetrical nature of urban surface as well as soil heterogeneities. Fourth, the model only simulates one TBM phase whereas the final settlement is the result of multiple sequential steps: excavation, support, mortar injection, and lining installation.

The simulations were performed using the ABAQUS 2022 software and a 3-node linear triangular mesh (CPE3) with finer mesh density near the tunnel and coarser mesh further away (Figure 1). The boundary conditions were defined as follows: complete restriction on all directions of displacement at the bottom, restriction on horizontal displacement on the left and right sides, and free field condition on the top.

### B. Simulation of TBM excavation

The model uses a force control approach based on the convergence-confinement method. The tunneling process is represented through the following two steps: 1) geo-stress state definition; 2) soil excavation simulation deactivating the excavated soil and applying pressure to support the wall.

The second step simulates the support provided by the TBM or the lining through the application of



**TABLE 1. Global model parameters**

Parameters	Notation	Unit	Parameter type	Parametric (Y/N)	Value
Excavation Pressure	$P_{exc}$	kPa	TBM driving	Yes	160
Gradient Pressure	$\Delta P_{exc}$	kPa/m	TBM driving	Yes	15
Tunnel depth	$Z_{tunnel}$	m	Design	Yes	18
Tunnel diameter	$D_{tunnel}$	m	Design	No	9.17
Surface weight	$q_{surface}$	kPa	Mechanical model	Yes	75
Watertable level	$Z_{wt}$	m	Mechanical model	No	18.5

either a fictive pressure, representing the force of the TBM or the lining on the soil, or a real pressure to represent the mortar injection between the tail and the lining. A gradient is incorporated to account for the self-weight of materials such as the TBM, excavated soil, mortar, lining, and backup train. Parameters values are detailed in Table 1. The reversible nature of the model due to the soil elastic behavior explains the decision to model only two steps rather than all real phenomena.

### C. Geological model

Before tunneling the soil stress state is established calculating the vertical and lateral earth pressure. Vertical pressure  $\sigma^v$  is calculated based on the weight of the soil  $\gamma_{soil}$  in either saturated or unsaturated conditions. The lateral pressure  $\sigma^h$  is obtained by multiplying the vertical pressure by the earth pressure coefficient  $K_0$ . To simplify analysis, the influence of pore pressure is disregarded, and the soil is assumed to be linear elastic. Accordingly, the stress state of the soil varies as a function of the depth  $z$ .

The selection between drained or undrained conditions is determined by considering factors such as soil permeability and TBM velocity. High soil permeability and low TBM velocity results in fully drained conditions Berthoz et al. (2020). When excavating permeable soil situated below the water table, a fully drained condition is maintained and the stress state is determined using the effective stress  $\sigma_{eff}$ .

$$\begin{cases} \sigma_{eff}^v(z) = \int_0^z \gamma_{soil}(x)dx - \int_0^z \gamma_{water}(x)dx, \\ \sigma_{eff}^h(z) = K_0(z) \cdot \sigma_{eff}^v(z). \end{cases} \quad (1)$$

When dealing with soils above the water table or nonpermeable soils below the water table, the stress state is assessed using the total stress  $\sigma_t$ :

$$\begin{cases} \sigma_t^v(z) = \int_0^z \gamma_{soil}(x)dx \\ \sigma_t^h(z) = K_0(z) \cdot \sigma_t^v(z) \end{cases} \quad (2)$$

**TABLE 2. Geologic mechanical properties**

Geological layers	ID	Ep. (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	E (MPa)	$\nu$	$K_0$	Water conditions	Stress type
Colluvium	COLL (0)	5	18	32	0.3	0.8	Dry	Total
Saint-Ouen Limestone	CSO (1)	2.5	19	120	0.3	0.7	Dry	Total
Beauchamp Sand	SB (2)	2	21	300	0.3	0.6	Dry	Total
Marls and Pebbles	MC (3)	9	20	200	0.3	0.6	Dry	Total
Coarse Limestone	CG (4)	15	21	600	0.3	0.5	Drained	Effective

$\gamma$ : soil density (unsaturated when above the water table, or saturated otherwise), E: Young modulus,  $\nu$ : Poisson ratio,  $K_0$ : earth pressure coefficient.

Five geological layers are considered as introduced in Table 2. Additionally, a surface weight is applied to simulate the effects of buildings, backfill, and heterogeneities. As in Berthoz et al. (2020), the mean value of the surface weight is taken as equal to the equivalent of 4 meters of backfill.

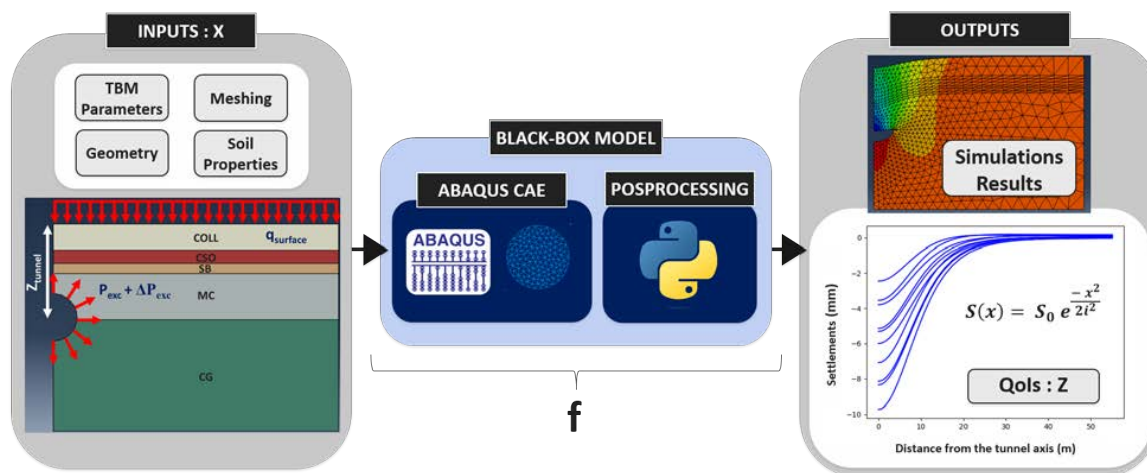


FIGURE 1. Parametric finite element model of the "Paris T6-S6's" tunnel and its black-box representation

TABLE 3. Input random variables of the parametric model

Parameters	Notation	Mean ( $\mu_m$ )	Coefficient of variation (CV)
Excavation Pressure	$P_{exc}$	160 kPa	100%
Gradient Pressure	$\Delta P_{exc}$	15 kPa/m	100%
Tunnel depth (surface to tunnel center)	$z_{tunnel}$	18 m	5 %
Surface weight	$q_{surface}$	75 kPa	30 %
Young Modulus of each geological layer	E	cf Table 2	20 %
Earth pressure coefficient of each geological layer	K0	cf Table 2	20 %

D. Parametric model

A parametric model (Figure 1) has been established to examine the impact of individual parameters on the settlement. Six construction parameters have been selected as inputs. Each parameter is assigned a mean value  $\mu_m$  and a coefficient of variation (CV)  $\delta_m = \frac{\sigma_m}{\mu_m}$  where  $\sigma_m$  is the standard deviation. The values are reported in Table 3.

We also define a domain of variation for each parameter specified as the interval  $[\mu_m \cdot (1 - \delta_m), \mu_m \cdot (1 + \delta_m)]$ . The mean values and coefficients of variation for pressure and gradient of pressure are based on the findings in Berthoz et al. (2020). For the other parameters, the mean values follow the values used in Berthoz et al. (2020), while the coefficients of variation is set at 20% for soil properties, 30% for surface weight, and 5% for tunnel depth.

A pipeline was established to compute settlements automatically. For a set of input parameters, a simulation is run and the resulting surface settlements (the vertical displacement of nodes at the surface) are recorded as depicted in Figure 1.

To characterize the settlements, two crucial quantities of interest (QoIs) were identified. According to Peck (1969) and other studies, the settlement caused by tunnel excavation follows approximately an exponential curve characterized by two parameters: the inflection point and the maximum settlement. The maximum settlement is estimated by the maximum displacement of surface nodes and the inflection point is determined by fitting a Peck curve to the displacement of surface nodes. Both QoIs are computed and recorded at the end of a simulation.

### III. SENSITIVITY ANALYSIS

#### A. Problem formulation

The finite element model is now viewed as a black box and our objective is to compute Sobol indices (Sobol 1993) to quantify the importance of each input parameter on the variations of quantity of interests (QoIs) that characterize settlements. To this end, we assume that the vector of input parameters is a random vector  $X = (X_i)_{i \in [1, d]}$  with uniform distribution  $\mathcal{U}(\mathbb{X})$ , where  $\mathbb{X} \subset \mathbb{R}^d$ ,  $d \geq 1$ , is the input domain defined in Section II. D. A given QoI is then a random variable  $Z \in \mathbb{R}$  that is computed from the outputs of the FEM presented in Section II. We assume that there is a function  $f : \mathbb{X} \rightarrow \mathbb{R}$  such that  $Z = f(X)$ .

#### B. Sobol indices

Consider the following decomposition of the variance of  $Z$  (Efron & Stein 1981, Sobol 1993):

$$V[Z] = \sum_i V[f_i(X_i)] + \sum_i \sum_{k>i} V[f_{i,k}(X_i, X_k)] + \dots + V[f_{1,2,\dots,d}(X_1, X_2, \dots, X_d)] \quad (3)$$

with

$$\begin{cases} f_0 = E(Z) \\ f_i(X_i) = E(Z | X_i) - f_0 \\ f_{i,k}(X_i, X_k) = E(Z | X_i, X_k) - f_i(X_i) - f_k(X_k) - f_0 \\ \dots \end{cases} \quad (4)$$

where  $E(\cdot)$  denotes the expectation operator,  $E(\cdot | \cdot)$  the conditional expectation and  $V(\cdot)$  the variance operator. This decomposition exists and is unique under the assumption of independence for the elements of  $X$  and other mild conditions established by Sobol (1993). This decomposition leads to the definition of the Sobol indices to analyze the contribution of each input parameter to the variation in the output QoIs  $Z$ :

$$S_i = \frac{V[E(Z|X_i)]}{V[Z]}, \quad S_{i,k} = \frac{V[E(Z|X_i, X_k)] - V[E(Z|X_i)] - V[E(Z|X_k)]}{V[Z]}, \quad \dots \quad (5)$$

The first-order Sobol indices  $S_i$  measure the sensitivity of the output random variable  $Z$  to a single input random variable  $X_i$ . On the other hand, higher-order Sobol indices quantify the variance of the output random variable  $Z$  attributed to interactions between multiple input random variables. Additionally, we also introduce the total-order Sobol index:

$$\forall i \in [1, 2, \dots, d], \quad S_{T_i} = 1 - \frac{V[E(Z_q | X_{\sim i})]}{V[Z_q]}, \quad (6)$$

where  $X_{\sim i}$  denotes the random vector in which all components vary except  $X_i$ .

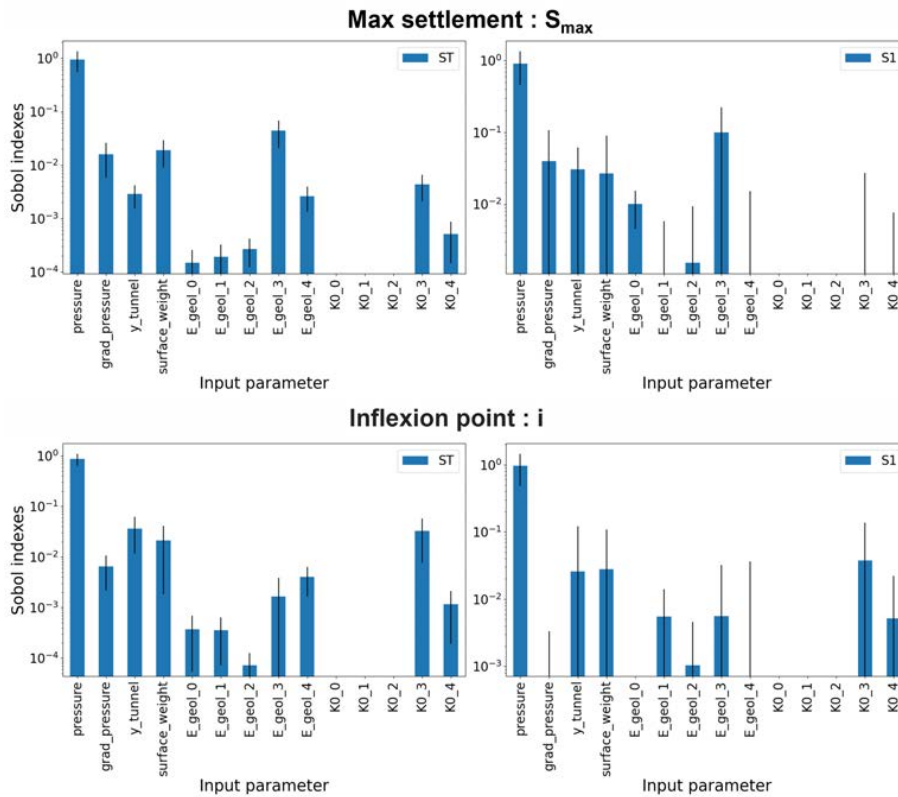
The total-order Sobol index  $S_{T_i}$  quantifies the combined effect of both the direct influence (first-order index) and the interaction influence (higher-order indices) of input random variable  $X_i$  on the output random variable  $Z$ .

#### C. Methodology

A sensitivity analysis using first-order Sobol and total-order Sobol indices is performed on the parametric model described in Section II to assess the impact of each input parameter on the output settlement metrics. The analysis is conducted using the open-source Python framework SALib (Herman & Usher 2017), which employs the Saltelli's sampling approach (Saltelli 2002) to fill the input space  $\mathbb{X}$  defined in Section 2.4, using a total of 512 simulation results.

#### D. Results

Figure 2 displays the first-order and total-order Sobol indices for each input parameter highlighting their effect on the maximum surface settlement and the inflection point of the settlement curve. The analysis



**FIGURE 2.** Estimating Sobol indices using Monte Carlo simulations

**S1:** first-order Sobol index, **ST:** total-order Sobol index. The blue histogram and black vertical lines correspond to the estimate of the expectation and the 90% confidence interval of the Sobol indices, respectively.

reveals that excavated pressure has a greater impact on both QoIs than any other input parameter. Moreover, the influence of the geomechanical parameters  $E$  and  $K_0$  on the QoIs is significantly greater in the geological layer in which the tunnel is constructed as compared to other geological layers. This finding has practical implications as it suggests the possibility of reducing the number of input parameters and simplifying the problem. In this paper, the input space dimension could be reduced from 14 to 8 by focusing only on the  $E$  and  $K_0$  values of the geological layer where the TBM lies.

#### IV. METAMODEL

##### A. Kriging

Our objective is to build a cheap approximation of our toy model using kriging, which is more commonly called Gaussian process (GP) modelling in machine learning. Kriging (Matheron 1969) is originally a spatial interpolation technique but it has been applied in the domain of computer experiments for more than thirty years (Sacks et al. 1989). In the following paragraphs we recall the fundamental principles. We encourage the reader to consult reference texts for more details (Chiles & Delfiner 2009, Williams & Rasmussen 2006).

GP modelling is a Bayesian approach where a given QoI depending on the outputs of the black-box simulator is viewed as a GP sample path indexed by input parameters in  $\mathbb{X}$ . This assumption is denoted by  $f \sim \text{GP}(m, k)$ , where  $m : \mathbb{X} \rightarrow \mathbb{R}$  and  $k : \mathbb{X} \times \mathbb{X} \rightarrow \mathbb{R}$  are the mean and covariance functions of the

GP. The mean function represents the prior expected value (before any simulation) of the unknown QoI as a function of the input parameters  $x \in \mathbb{X}$ . The covariance function quantifies the prior spatial dependence between the values of the QoIs at different locations in  $\mathbb{X}$ .

In practice, the user assumes a zero, constant, or linear mean function. The covariance function is usually an anisotropic stationary covariance function written as  $k(x, y) = \sigma^2 r(\|x - y\|_\rho)$ ,  $x, y \in \mathbb{R}^d$ , where  $\sigma^2$  is the GP variance,  $r$  is a correlation function, which is often the so-called Matérn kernel in the literature of computer experiments (Petit et al. 2022), and where

$$\|x - y\|_\rho = \left( \sum_{i=0}^d \frac{(x_i - y_i)^2}{\rho_i^2} \right)^{\frac{1}{2}}$$

is an anisotropic distance depending on a parameters vector  $\rho \in \mathbb{R}^d$  called the vector of correlation lengths.

When simulation results  $D_n = \{(x_i, f(x_i)), i = 1, \dots, n\}$  become available, the user uses the GP prior and the data to compute the posterior distributions of  $f(x) \mid D_n$  at untried points  $x \in \mathbb{X}$ .

Under the Gaussian assumption for  $f$ , the posterior distribution of  $f(x) \mid D_n$  is also Gaussian:  $f(x) \mid D_n \sim \mathcal{N}(\hat{f}_n(x), \sigma_n^2(x))$ , where  $\hat{f}_n(x)$  is the posterior mean, also called the kriging predictor, and  $\sigma_n^2(x)$  is the posterior variance, also called kriging variance.

If we assume a zero mean  $m$  for  $f$ , then  $\hat{f}_n$  can be expressed as a linear combination of observed values for the QoIs: for all  $x \in \mathbb{X}$ , there exists a  $\lambda_n(x) \in \mathbb{R}^n$  such that  $\hat{f}_n(x) = \lambda_n(x)^T \underline{f}_n$ , where  $\underline{f}_n = (f(x_1), \dots, f(x_n))^T$ . The vector of kriging coefficients  $\lambda_n(x)$  corresponding to the posterior distribution minimizes the posterior variance  $\sigma_n^2(x)$ , which can be written as

$$\sigma_n^2(x) = \text{V}(f(x) - \hat{f}_n(x)) = k(x, x) + \lambda_n(x)^T K_n \lambda_n(x) - 2\lambda_n(x)^T k_n(x), \quad (7)$$

where  $K_n$  is the covariance matrix of  $\hat{f}_n(x)$  with entries  $k(x_i, x_j)$ ,  $i, j = 1, \dots, n$ , and  $k_n(x)$  is the covariance vector with elements  $k(x, x_i)$ ,  $i = 1, \dots, n$ . Hence, it is straightforward to show that the optimal  $\lambda_n(x)$  is the solution of the system of linear equations

$$K_n \lambda_n(x) = k_n(x), \quad (8)$$

which can be computed in  $O(n^3)$  operations.

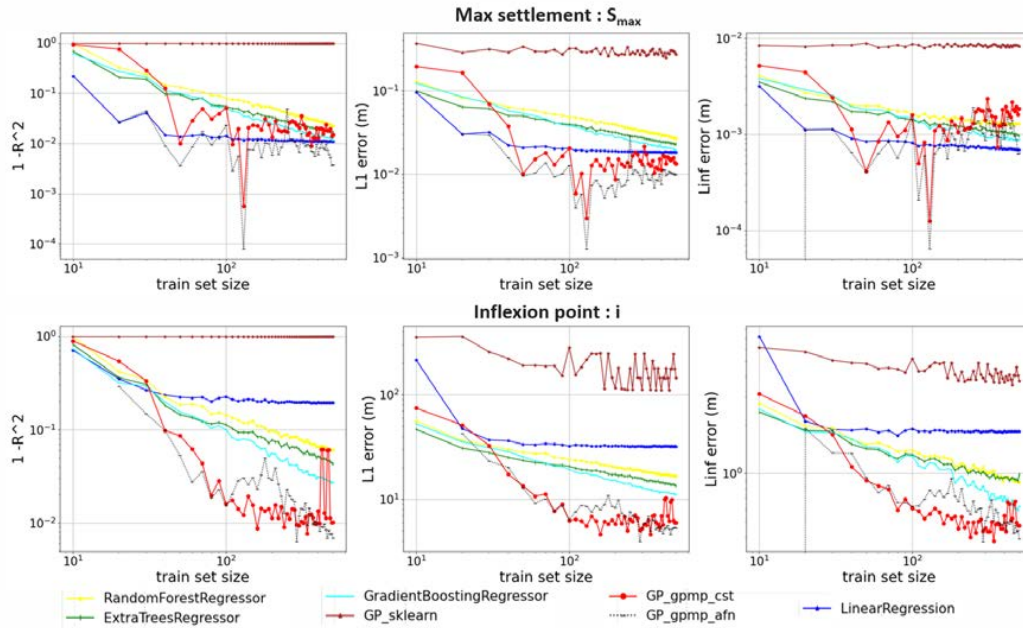
In practice, assuming that the prior mean  $m$  is zero is too restrictive. However, kriging can be easily extended to the case where  $m$  is written as a linear combination of known functions  $\{\phi_l\}_{l \in [0, L]}$ .

Finally, it is common to choose the parameters of the covariance function by using a selection criterion. In this work, we use a restricted likelihood criterion, but other criteria are possible Petit et al. (2022).

### B. Methodology

A total of  $N = 500$  simulations were used to construct random training sets of varying size  $n$ . We built a validation set using  $M = 100$  simulations. For both sets the space of input parameters, as characterized in Table 3, was filled using Latin Hypercube sampling. Only the input parameters that were found to have an impact on the settlements (see Section III. D.) were selected for this study. Our numerical study aims at:

1. Comparing GP modelling (constant or linear mean, and Matérn covariance) as implemented in GPmp (Vazquez 2023) to other regression models implemented in scikit-learn (Pedregosa et al. 2011) such as GaussianProcessRegressor, RandomForestRegressor, LinearRegressor, ExtraTreesRegressor, and GradientBoostingRegressor.
2. Investigating the influence of the size of the train set on the model performance.



**FIGURE 3.** Effect of training set size on metamodel performance through  $1 - R^2$ ,  $L_1$  and  $L_\infty$  error metrics

A total of  $K = 20$  models were trained on a randomly selected sample of size  $n$  from a training set consisting of 500 data points. Afterwards, each of the  $K$  models was tested on an independent test set of 100 data points that were not selected from the 500 data points used for training. The models are compared using three metrics:  $1 - R^2$  where  $R^2$  is the coefficient of determination, the  $L^1$  and  $L^\infty$  norms of the prediction errors  $\varepsilon_{\text{error}} = z_{\text{predicted}} - z_{\text{true}} \in \mathbb{R}^M$ .  $z_{\text{predicted}}$  and  $z_{\text{true}}$  stand for the vector of predicted and true values of the QoIs in the validation set.

### C. Results

Figure 3 shows that the GP model with constant or linear mean functions implemented using the `GPmp` library outperforms other regression models implemented using the `scikit-learn` framework. The GP regression models exhibit fewer cumulative errors, as indicated by the  $L^1$  metric, and a lower maximum error, as indicated by the  $L^\infty$  metric, with an  $R^2$  value that is close to 0.99. In contrast, the GP's regressor implemented using `scikit-learn` has poor performance for the two QoIs.

To summarize, Gaussian Processes (GPs) are highly effective in predicting numerical simulation results making them a suitable approximation method for our TBM problem. While blackbox models in `scikit-learn` can be efficient they may lack transparency, and Gaussian process-based models such as `GaussianProcessRegressor` can be challenging to calibrate. However, GP-based models inherently return a set of solutions with the one chosen being the one that maximizes the restricted log-likelihood. This choice may vary significantly depending on the training space used, leading to high variability in observed performance compared to other approaches. It is worth noting that the scale used to measure this variability is logarithmic, meaning that the actual variation is relatively low.

Nevertheless, it is crucial to keep in mind that achieving good performance with a kriging or other regressor model may require a larger number of simulation points especially when dealing with more com-

plex finite element models. As such, it is essential to carefully evaluate the number and quality of data points used to train the model, particularly if the model is used to make critical predictions or decisions.

## V. CONCLUSION

This study shows that metamodels, either using Bayesian or non-Bayesian regressor models, can effectively substitute the 2D finite element model of a tunnel boring machine excavation. Results indicate that a training set of 100 simulation points is sufficient to produce a well-performing predictive model. Furthermore, the Gaussian process regressor using the `GPMP` framework yielded superior results compared to other regression models from the `scikit-learn` package. Using a metamodeling approach may not be necessary for the particular case considered in this article because the simulation time is only about one minute. It would however be highly beneficial for more complex finite element models with multiple input parameters where completing one simulation would take days along with much larger computation resources. Additionally, the sensitivity analysis performed in this study highlights the potential for reducing the number of input parameters to minimize the number of simulation points required to train the predictive model. As a next step, future work will involve implementing a 3D finite element model with a nonlinear soil behavior and generating simulation points to attempt to substitute this model for Gaussian process regressor.

## References

- Berthoz, N., Branque, D. & Subrin, D. (2020), 'Déplacements induits par les tunneliers : rétro-analyse de chantiers en milieu urbain sur la base de calculs éléments finis en section courante', *Revue Française de Géotechnique* p. 1.
- Cheng, C., Dasari, G., Chow, Y. & Leung, C. (2007), 'Finite element analysis of tunnel-soil-pile interaction using displacement controlled model', *Tunnelling and Underground Space Technology* **22**, 450–466.
- Chiles, J.-P. & Delfiner, P. (2009), *Geostatistics: modeling spatial uncertainty*, Vol. 497, John Wiley & Sons.
- Currin, C., Mitchell, T., Morris, M. & Ylvisaker, D. (1988), A Bayesian approach to the design and analysis of computer experiments, Technical report, Oak Ridge National Lab., TN (USA).
- Efron, B. & Stein, C. (1981), 'The jackknife estimate of variance', *The Annals of Statistics* **9**, 586–596.
- Herman, J. & Usher, W. (2017), 'SALib: An open-source python library for sensitivity analysis', *The Journal of Open Source Software* **2**(9).
- Jenck, O. & Dias, D. (2004), 'Analyse tridimensionnelle en différences finies de l'interaction entre une structure en béton et le creusement d'un tunnel à faible profondeur: 3d-finite difference analysis of the interaction between concrete building and shallow tunnelling', *Géotechnique* **54**, 519–528.
- Kitanidis, P. K. (1983), 'Statistical estimation of polynomial generalized covariance functions and hydrologic applications', *Water Resources Research* **19**(4), 909–921.
- Kolymbas, D. (2005), *Tunnelling and Tunnel Mechanics: A Rational Approach to Tunnelling*, Springer Science & Business Media.
- Lambrughi, A., Medina Rodríguez, L. & Castellanza, R. (2012), 'Development and validation of a 3d numerical model for tbm-epb mechanised excavations', *Computers and Geotechnics* **40**, 97–113.
- Laurenceau, J. & Sagaut, P. (2008), 'Building efficient response surfaces of aerodynamic functions with kriging and cokriging', *AIAA journal* **46**(2), 498–507.

- Liu, W., Wu, X., Zhang, L., Zheng, J. & Teng, J. (2017), 'Global sensitivity analysis of tunnel-induced building movements by a precise metamodel', *Journal of Computing in Civil Engineering* **31**.
- Martin, J. D. & Simpson, T. W. (2005), 'Use of kriging models to approximate deterministic computer models', *AIAA journal* **43**(4), 853–863.
- Matheron, G. (1969), *Le krigeage universel*, Vol. 1, École nationale supérieure des mines de Paris Paris.
- Migliazza, M., Chiorboli, M. & Giani, G. (2009), 'Comparison of analytical method, 3d finite element model with experimental subsidence measurements resulting from the extension of the milan underground', *Computers and Geotechnics* **36**(1-2), 113–124.
- Ninic, J., Koch, C. & Tizani, W. (2018), Meta models for real-time design assessment within an integrated information and numerical modelling framework, in 'Advanced Computing Strategies for Engineering: 25th EG-ICE International Workshop 2018, Lausanne, Switzerland, June 10-13, 2018, Proceedings, Part I 25', Springer, pp. 201–218.
- Peck, B. (1969), Deep excavation and tunnelling in soft ground, state of the art volume, in '7th ICSMFE', Vol. 4, pp. 225–290.
- Pedregosa, F., Varoquaux, G., Gramfort, A., Michel, V., Thirion, B., Grisel, O., Blondel, M., Prettenhofer, P., Weiss, R., Dubourg, V., Vanderplas, J., Passos, A., Cournapeau, D., Brucher, M., Perrot, M. & Duchesnay, E. (2011), 'Scikit-learn: Machine learning in Python', *Journal of Machine Learning Research* **12**, 2825–2830.
- Petit, S., Bect, J., Feliot, P. & Vazquez, E. (2022), 'Model parameters in Gaussian process interpolation: an empirical study of selection criteria'.
- Sacks, J., Welch, W. J., Mitchell, T. J. & Wynn, H. P. (1989), 'Design and analysis of computer experiments', *Statistical science* **4**(4), 409–423.
- Saltelli, A. (2002), 'Sensitivity analysis for importance assessment', *Risk analysis* **22**(3), 579–590.
- Schanz, T. (1999), 'Formulation and verification of the hardening-soil model', *RBJ Brinkgreve, Beyond 2000 in Computational Geotechnics* pp. 281–290.
- Sobol, I. M. (1993), 'Sensitivity analysis for non-linear mathematical models', *Math. Modeling Comput. Exp.* **1**, 407–414.
- Stein, M. L. (1999), *Interpolation of spatial data: some theory for kriging*, Springer Science & Business Media.
- Vazquez, E. (2023), 'GPmp: the Gaussian process micro package, v0.9.5'. <https://github.com/gpmp-dev/gpmp>.
- Williams, C. K. & Rasmussen, C. E. (2006), *Gaussian processes for machine learning*, MIT press Cambridge, MA.
- Yasrebi, J., Saffari, M., Fathi, H., Karimian, N., Moazallahi, M., Gazni, R. et al. (2009), 'Evaluation and comparison of ordinary kriging and inverse distance weighting methods for prediction of spatial variability of some soil chemical parameters.', *Research Journal of Biological Sciences* **4**(1), 93–102.
- Zhao, C., Lavasan, A. A., Barciaga, T., Zarev, V., Datcheva, M. & Schanz, T. (2015), 'Model validation and calibration via back analysis for mechanized tunnel simulations—the western scheldt tunnel case', *Computers and Geotechnics* **69**, 601–614.



# Les effets des répliques sismiques sur le cycle de vie d'un remblai et sa fondation liquéfiable

Christina Khalil<sup>1,2</sup>, Fernando Lopez-Caballero<sup>2</sup>

<sup>1</sup> ESITC Paris, 79 avenue Aristide Briand, 94110, Arcueil, France

<sup>2</sup> Laboratoire de Mécanique Paris-Saclay (LMPS) CNRS UMR-9026, Université Paris-Saclay, CentraleSupélec, École Normale Supérieure, Gif-sur-Yvette, France

## RESUME

Durant leur vie utile, les structures subissent plusieurs séismes qui sont de type mainshocks ou aftershocks. En conséquence, le dommage induit s'accumule suite à ces séquences sismiques. Ce travail étudie la performance d'un remblai suite à des événements séquentiels de type mainshocks et aftershocks. En outre, il présente une nouvelle approche, inspirée du domaine de la médecine, pour estimer le cycle de vie de ce remblai et calculer sa probabilité de survivre aux événements en question. Le modèle constitutif du sol est le modèle de Hujeux qui est implémenté dans le code d'élément finis GEFDyn. Cette étude a trouvé que les dommages cumulés du remblai montrent l'importance de l'histoire de chargement du sol qui peut affecter sa performance temporelle et ainsi le rendre plus résistant aux secousses sismiques. En outre, la considération des répliques joue un rôle sur le comportement global du remblai durant sa vie utile.

**Mots-clefs** séquences sismiques, aftershocks, performance, cycle de vie, dommages cumulés

## I. INTRODUCTION

Pour la conception d'une structure, et dans le but de considérer sa capacité à résister aux tremblements de terre, le *Pacific Earthquake Engineering Research Center* a proposé une méthodologie probabiliste prenant en compte les caractéristiques sismiques du site, l'évolution du dommage de la structure et sa vulnérabilité. L'élément essentiel de cette méthodologie est l'évaluation fiable du potentiel de dommages sismiques. Cependant, cette méthodologie présente encore une faiblesse concernant l'analyse du cycle de vie d'une structure à cause de la quantification des dommages à partir d'événements indépendants. Cependant, l'accumulation de dommage suite à des événements séquentiels ne sera pas prise en compte.

Par ailleurs, plusieurs analyses existent pour calculer ou estimer le cycle de vie d'une structure. L'analyse de Survie est une analyse inspirée du domaine de la médecine qui calcule la durée jusqu'à ce qu'un événement important ait lieu. Cette analyse modélise le temps restant avant la mort (ou le collapse) d'un système.

Dans la continuité du travail de Khalil and Lopez-Caballero (2021), le but de ce travail est d'étudier la performance d'un remblai construit sur une fondation liquéfiable. La sismicité et le

site d'étude sont identiques à ceux utilisés dans la référence citée. L'objectif de ce travail est de répondre aux questions suivantes :

- Quelles sont les effets des répliques sur la performance du remblai ?
- Quelle est la probabilité de survie de ce remblai suite à différents types de séquences sismiques ?

Afin de répondre à ces questions, le modèle de comportement de sol utilisé est le modèle élastoplastique de l'ECP (Aubry et al., 1982 ; Hujoux, 1985), implanté dans le logiciel GEFDyn (Aubry and Modaressi, 1996). La génération des signaux est réalisée suivant le modèle stochastique de Rezaein and Der Kiureghian (2012) et les répliques sont calculées suivant la méthode de BASS (Branching Aftershock Sequence) (Turcotte et al., 2007). La durée de vie utile du remblai est de 100 ans.

## II. GÉOMETRIE ET MODÈLE NUMÉRIQUE

Le modèle éléments finis est composé d'un remblai construit sur deux couches de sables de caractéristiques et propriétés différentes. Le profil de sol utilisé est constitué de 4m de sable lâche et de 6m de sable dense. La surface libre de la nappe phréatique se trouve à 1m au-dessous de la surface du sol. On utilise un modèle bidimensionnel en déformations planes. La densité relative varie entre 50% et 60% et le module de cisaillement augmente avec la profondeur. La géométrie du modèle de référence proposé est montrée sur la Figure 1.

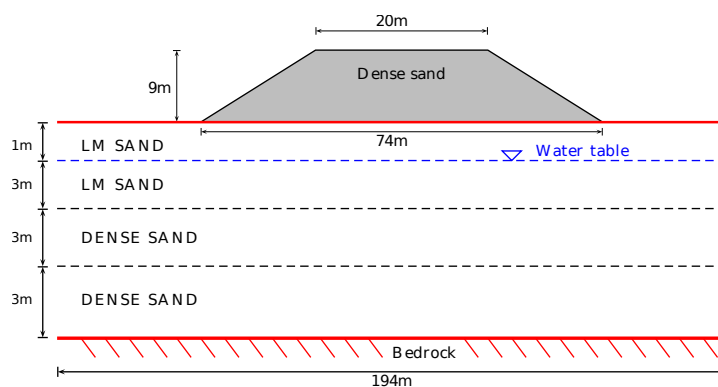


FIGURE 1. Géométrie du modèle

Dans ce travail, afin de modéliser le comportement des sols, le modèle de comportement élastoplastique de l'ECP, connu comme « modèle de Hujoux » (Aubry et al., 1982 ; Hujoux, 1985), implanté dans le logiciel GEFDyn (Aubry and Modaressi, 1996), sera utilisé. Les caractéristiques principales de ce modèle de comportement élastoplastique sont données ci-dessous.

Le modèle est écrit en termes de contraintes effectives de Terzaghi dans le cas des sols saturés. Il utilise un critère de rupture de type Coulomb et intègre le concept d'état critique. L'évolution de l'érouissage dépend des déformations plastiques (déviatoire et volumique). Pour prendre en compte le comportement cyclique des sols, un érouissage cinématique, fonction des variables d'état au dernier changement de sens de charge, est utilisé. L'influence de la déformation

volumique est prise en considération par l'intermédiaire de la pression critique, comme dans le modèle Cam-Clay. On se place dans le cadre de transformations infinitésimales.

### III. HYPOTHÈSE DE L'ÉTUDE

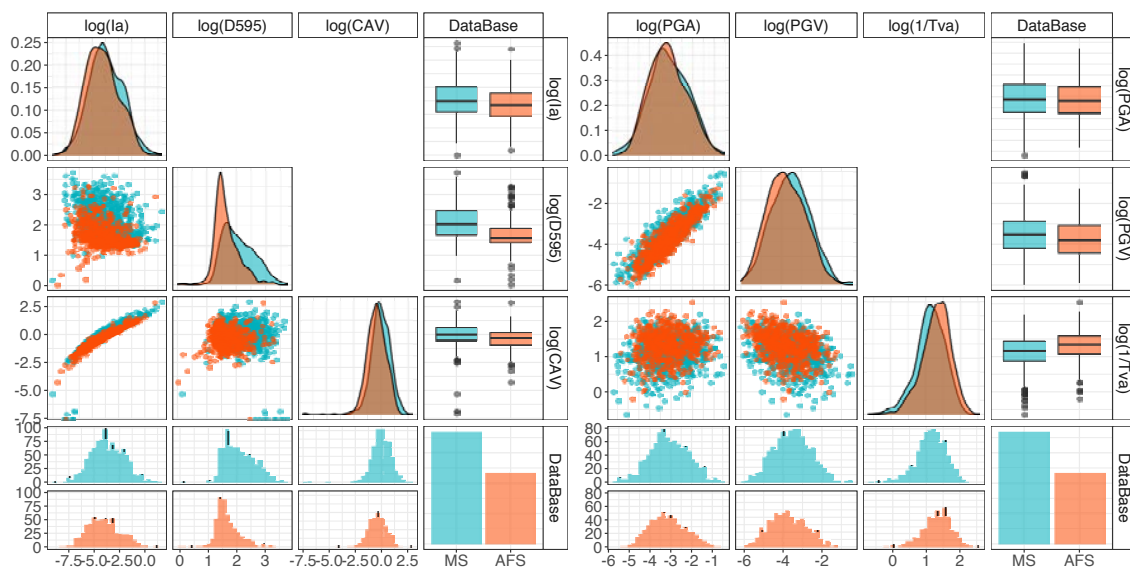
Afin de réaliser cette étude, certaines hypothèses vont être prises :

- 1) L'effet des conditions incontrôlables comme la pluie ou le vent ne sont pas pris en compte.
- 2) Les calculs numériques débutent après la phase de construction du remblai, donc quand le remblai est dans son état initial qui n'a pas une histoire de chargement.
- 3) Le remblai ne subit pas de maintenance durant sa vie utile.

### IV. MODÈLE DES RÉPLIQUES

Afin de générer les répliques, le modèle BASS (Branching Aftershock Sequence) est utilisé dans le cadre de ce travail (Turcotte et al., 2007). Ce modèle est intéressant puisqu'il prend en compte la dépendance de la magnitude sur le nombre de répliques créées et est plus généralisable que le modèle ETAS (Epidemic Type Aftershock Sequence).

Dans cette partie, on va présenter une comparaison statistique des différents mainshocks et aftershocks utilisés dans ce travail. Il faut préciser que les séquences de mainshocks sont les mêmes que ceux utilisés dans les travaux de Khalil and Lopez-Caballero (2021). L'analyse de l'aléa sismique (PSHA ; Probabilistic Seismic Hazard Analysis) est extraite de Aristizabal et al. (2018). Et le modèle synthétique de la génération des séismes est celui de Rezaein and Der Kiureghian (2012). Dans la suite de ce papier, la notation MS désigne mainshocks et AFS désigne aftershocks.



**FIGURE 2. La distribution logarithmique de quelques caractéristiques sismiques des Mainshocks (MS) et Aftershocks (AFS) utilisés**

Afin de comparer les caractéristiques de tous les MS et AFS utilisés, la Figure 2 montre sous forme matricielle les distributions de ces paramètres. La comparaison se fait en terme de i) la fonction de densité située sur la diagonale de la Figure, ii) les scatterplots et les histogrammes situés en bas à gauche de la Figure et iii) les boxplots situés à droite de celle-ci.

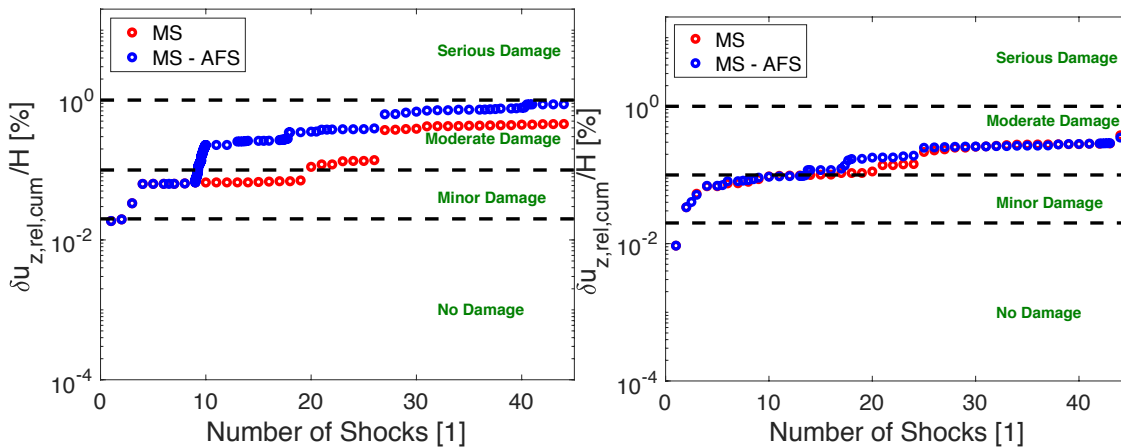
Concernant la fonction de densité, il est clair de la Figure 2 que la distribution des mainshocks et aftershocks se superpose pour la majorité des paramètres testés, à l'exception de la durée effective (D595). En plus, les boxplots indiquent que la valeur médiane des données est proche. Ce qui valide la correspondance des aftershocks pour leur mainshocks.

En synthèse de cette partie, il s'avère que les répliques générées ont des caractéristiques sismiques proches de leur mainshocks. Dans la suite, on va présenter les dommages cumulés suite à des séquences sismiques établis sur la durée de vie du remblai.

## V. MESURE DE DOMMAGES SUITE À DES SÉQUENCES SISMIQUES

Dans cette partie, on teste l'utilisation des séquences sismiques pour l'identification de la performance du remblai concerné. Puisque la vie utile du remblai est 100 ans, et d'après l'analyse de l'aléa sismique de Aristizabal et al. (2018), 44 mainshocks vont avoir lieu. Les aftershocks correspondants vont être générés suivant le modèle de BASS et ainsi, 210 séquences de mainshocks et aftershocks ont été calculés. Chaque séquence a été permuté 10 fois afin d'avoir une grande base de données et effectuer des calculs non linéaires. En outre, pour le but de la dissipation de l'énergie après chaque séisme, un temps de repos a été garantie après chaque séismes. On note que l'état initial du chargement « n » débute avec les contraintes de l'état final du chargement « n - 1 ».

La performance du remblai sera étudiée à partir du tassement relatif cumulé de la crête ( $\delta u/H$  ; ou  $u$  représente le tassement vertical et  $H$  la hauteur du remblai avec la fondation). Ce paramètre a été classifié en 4 niveaux de dommages : Pas de dommage, Mineur, Majeur ou Sérieux (Swaisgood, 2003 ; Lopez-Caballero and Khalil, 2018). La Figure 3 montre un exemple de l'évolution de ce paramètre durant des séquences de MS uniquement et pour ces mêmes séquences en leur ajoutant leurs correspondants AFS. Les niveaux de dommages sont aussi indiqués sur cette figure.

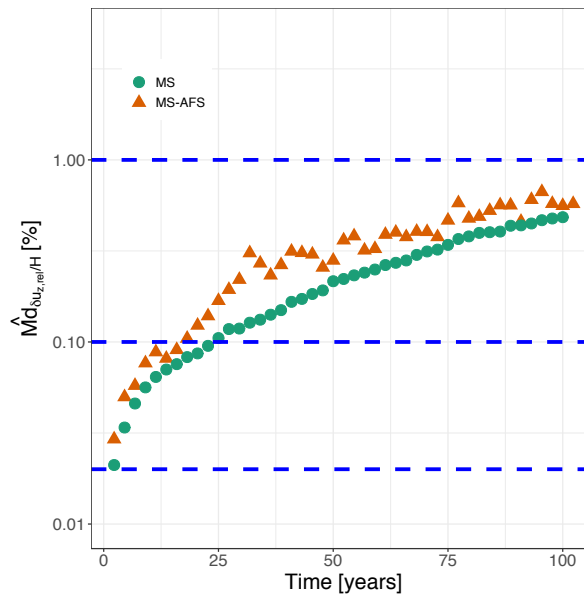


**FIGURE 3.** Comparaison du tassement relatif de la crête pour des séquences de MS et MS-AFS

A partir de la Figure 3, on peut identifier deux comportements différents. Pour l'exemple de la séquence dans la figure de gauche, on constate qu'après le 10<sup>ème</sup> séisme, les répliques ont induis un tassement plus grand (courbe bleue) en comparaison avec le 10<sup>ème</sup> séisme d'une séquence de MS uniquement (courbe rouge). Néanmoins, le remblai a pu récupérer au cours des années puisque vers la fin de la vie utile (après le séisme numéro 30), l'évolution du tassement pour les deux types de séquence étaient proche.

Concernant l'exemple de la séquence dans la Figure de droite, l'évolution du tassement cumulé pour cette séquence est le même si celle-ci était formé de MS ou de MS et AFS. Ce qui fait que dans certains cas, l'effet d'AFS peut être important puisqu'il contrôle le comportement du sol au cours du temps.

Avant de généraliser cette hypothèse, il est préférable de prendre en compte toutes les séquences calculées afin de voir l'évolution durant 100 ans. Pour cela, la valeur médiane du tassement relative de la crête pour les séquences de MS ou de MS-AFS est représentée dans la Figure 4. On voit bien sur la figure que l'évolution du dommage n'est pas similaire pour les deux types de séquence. La valeur du tassement relatif n'est pas la même au cours du temps. Par contre le niveau de dommage est, dans la plupart des cas, le même.



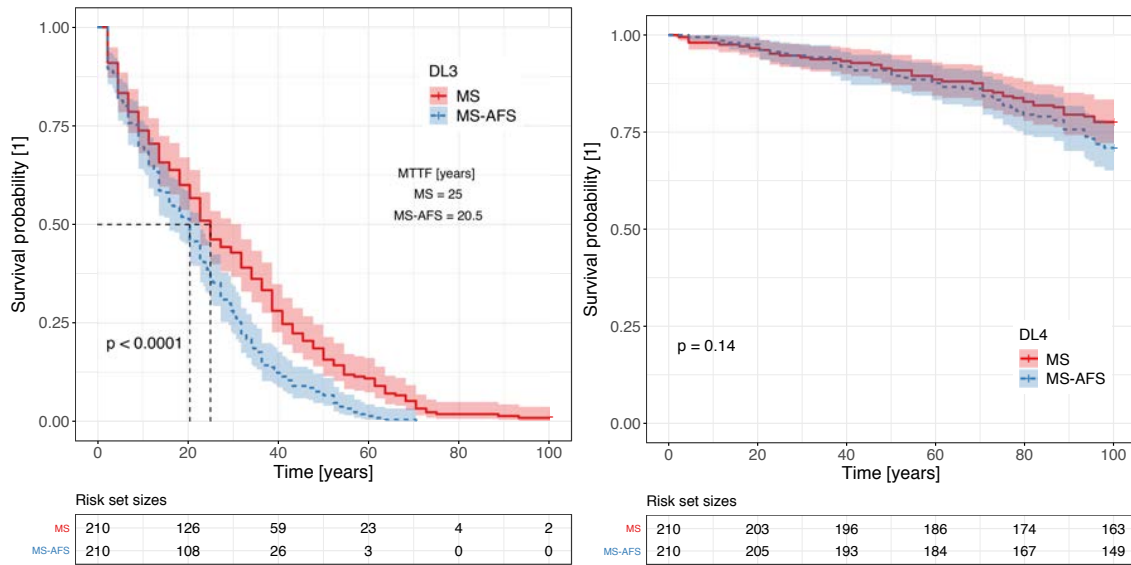
**FIGURE 4.** La valeur médiane du tassement relatif de la crête pour des séquences de MS et de MS-AFS

En conclusion de cette partie, la performance du remblai durant sa vie utile montre l'importance de l'histoire de chargement du sol et la densification du sol suite à des multiples chargements.

## VI. PROBABILITÉ DE SURVIE

L'analyse de survie est le temps demandé pour qu'un évènement important ait lieu. Elle est représentée sous forme d'une fonction de survie qui estime la distribution temporelle d'un modèle donné. Cette fonction permet l'identification d'un paramètre nommé MTTF (Mean Time To Failure) qui est la durée moyenne pour avoir 50% de chance que ce modèle survive. Le calcul de cette fonction se fait sous une approche non-paramétrique suivant la méthode de Kaplan and Meir (1985). L'intérêt de cette méthode est qu'elle n'exige pas d'hypothèses a priori afin de trouver les distributions temporelles du modèle en question. Le travail de Khalil and Lopez-Caballero (2021) décrit la théorie de ce type d'analyse.

La section précédente a montré l'évolution du dommage du remblai suite à des séquences sismiques de types MS et MS-AFS. Dans cette partie, deux niveaux de dommages vont être étudié afin de calculer la probabilité de survie de ce remblai. Ces niveaux de dommages sont le niveau modéré et complexe, qui seront identifiés par DL3 et DL4 respectivement. La figure 5 montre la probabilité de survie de ces deux niveaux de dommages pour des séquence de type MS et MS-AFS. Trois idées importantes sont affichées sur cette figure: i) la MTTF, décrite dans le paragraphe précédent de cette section, ii) le *p-value* qui indique s'il y a une ressemblance statistique entre les deux courbes et iii) le tableau de risque qui montre le nombre de séquences qui n'ont pas atteint le niveau de dommage concerné.



**FIGURE 5.** La fonction de survie des deux types de séquences pour le niveau de dommage modéré DL3 (figure de gauche) et complexe DL4 (figure de droite)

Pour le niveau de dommage modéré (DL3, figure de gauche), la MTTF a eu lieu durant la vie utile du remblai. Par contre la présence des AFS diminue la valeur de ce paramètre due à la densification du sol au cours du temps. En outre, le tableau de risque montre que toutes les séquences MS-AFS ont atteint le niveau DL3 au contraire de celles de type MS. Concernant la *p-value* de ce niveau de dommage, elle montre qu'il y a une différence entre les deux courbes puisque sa valeur est inférieure à 5%.

Pour le niveau de dommage DL4, il n'y a pas eu de valeur de MTTF. Ce qui montre que durant 100 ans, le remblai ne va pas atteindre DL4. En plus, la *p-value* est supérieure à 5%, ce qui fait que les deux courbes sont statistiquement proches.

En conclusion sur cette partie, la fonction de survie montre l'importance de prendre en compte les répliques puisque la performance du remblai dépend de leur occurrence.

## VII. CONCLUSIONS

Ce papier présente l'évolution temporelle de la performance d'un remblai. La réponse aux questions qui ont été posées dans l'introduction sont les suivantes :

- Le dommage cumulé montre que les répliques affectent la performance du remblai puisque le dommage est plus élevé au cours du temps. En plus, l'histoire de chargement du sol et sa densification au cours du temps jouent un rôle important sur sa performance à long terme.
- L'analyse de survie du remblai montre que la considération des répliques est importante pour le niveau de dommage modéré puisqu'elle affecte la courbe de la fonction de survie.

## REFERENCES

- Aristizàbal, C., Bard, P.-Y., Beauval, C., and Go'mez, J. (2018). *Integration of site effects into probabilistic seismic hazard assessment (PSHA): A comparison between two fully probabilistic methods on the euroseistest site*. *Geosciences*, 8(8):285.
- Aubry, D., Hujeux, J.-C., Lassoudière, F., Meimon, Y. 1982. *A double memory model with multiple mechanisms for cyclic soil behaviour*, International Symposium of Numerical Modelling in Geomechanics, 3-13, Balkema
- Aubry, D. and Modaressi, A. (1996) *GEFDYN manuel scientifique*, Ecole Centrale Paris, LMSS-Mat, 1996.
- Hujeux, J.-C. (1985). *Une loi de comportement pour le chargement cyclique des sols*. In V. Davidovici (eds), *Génie Parasismique*, 278-302, Presses ENPC, France.
- Turcotte, D. L., Holliday, J. R., and Rundle, J. B. (2007). *BASS, an alternative to ETAS*. *Geophysical Research Letters*, 34(12):L12303.
- Kaplan, E. L. and Meier, P. (1958). *Nonparametric estimation from incomplete observations*. *Journal of the American Statistical Association*, 53(282):457–481.
- Khalil, C. and Lopez-Caballero, F. (2021). *812 Survival analysis of a liquefiable embankment subjected to sequential earthquakes*. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 140:106436.
- Lopez-Caballero, F. and Khalil, C. (2018). *Vulnerability assessment for earthquake liquefaction-induced settlements of an embankment using gaussian processes*. *ASCE-ASME Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems, Part A: Civil Engineering*, 4(2):04018010.
- Swaisgood, J. (2003). *Embankment dam deformations caused by earthquakes*. In PCEE 2003: 7th Pacific Conference on Earthquake Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, Conference Handbook, page Paper 014. New Zealand Society for Earthquake Engineering.
- Rezaeian, S. and Der Kiureghian, A. (2012). *Simulation of orthogonal horizontal ground motion components for specified earthquake and site characteristics*. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 41(2):335–353.



## Zone d'influence d'une fissure dans une structure poteaux – poutre par simulations dynamiques

Plassiard J.-P.<sup>1</sup>, Saidi M.<sup>1</sup>, Rodriguez W.<sup>1,2</sup>

<sup>1</sup> Université Savoie Mont Blanc, LOCIE

<sup>2</sup> Keops Ingénierie, Le Bourget du Lac

**RESUME** La réduction des émissions de carbone causées par la construction de bâtiments est considérée comme étant de première importance de nos jours. On peut y parvenir en limitant le processus de déconstruction et de reconstruction des bâtiments existants et en encourageant leur remise à neuf, en y apportant les modifications structurelles requises. Cette dernière option peut être limitée car la vulnérabilité sismique du bâtiment ne doit pas être aggravée dans les régions exposées. Les méthodes vibratoires appliquées à l'échelle globale du bâtiment représentent un outil puissant pour évaluer son comportement dynamique et sa capacité actuelle vis-à-vis du risque sismique. Cependant, le manque d'information concernant les défauts locaux ne permet pas d'accéder au comportement de la structure en détail. Ce comportement local est difficile à identifier car une instrumentation massive serait nécessaire pour ausculter la structure complète en détail. Comme alternative, l'état structurel peut être évalué zone par zone, autour de la zone endommagée en particulier. Dans ce cas, une fissure donnée est censée causer des perturbations dans une zone restreinte, que l'on appelle par la suite le voisinage proche. Ce concept est étudié numériquement sur une structure poteaux-poutre donnée. Deux configurations sont considérées, une sans fissure et une avec une fissure. Les comportements dynamique et vibratoire de ces deux structures sont comparés afin de proposer une méthode pour caractériser le voisinage proche.

**Mots-clefs** diagnostic structurel, voisinage proche, structure poteaux-poutre, modélisation éléments finis, comportement dynamique.

### I. INTRODUCTION

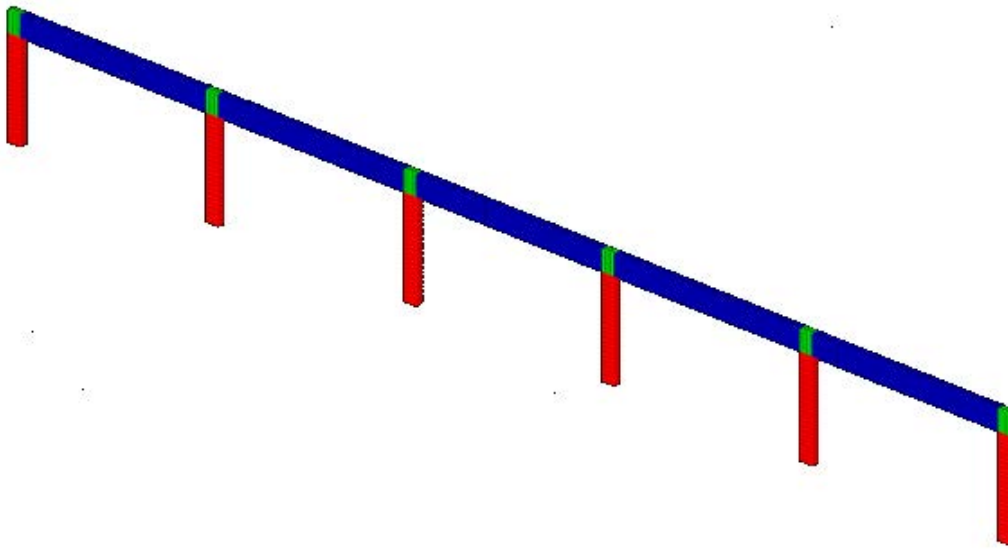
Afin de contribuer à la réduction des émissions de carbone, le développement de matériaux à faibles émissions s'est accru depuis quelques années. D'autres matériaux ont été redécouverts, comme le pisé ou la maçonnerie de pierre de taille. Mais le renouvellement du patrimoine bâti est relativement lent, si bien que le choix de la réhabilitation énergétique prend le pas sur celui de la construction neuve. Afin de garantir la durabilité de ces bâtiments rénovés, un diagnostic structurel est nécessaire. Dans ce but, des méthodes basées sur l'analyse vibratoire in-situ ont été développées (Michel et al., 2018). Elles utilisent des mesures temporelles de la cinématique à partir de mesures accélérométriques. Elles fournissent davantage d'informations concernant l'état de l'ouvrage que les techniques visuelles habituellement utilisées, même si une analyse à l'échelle des éléments constituant l'ouvrage serait nécessaire. Cette approche a été appliquée en laboratoire à l'échelle d'éléments de structure (Sentosa et al., 2019). Elle permet de relier l'évolution de l'endommagement par fissuration de l'élément testé et son comportement vibratoire. Une modélisation aux éléments finis au sein de laquelle la fissuration est représentée par un facteur de fixation (Sucuoglu, 1995)

permet également d'obtenir un modèle représentatif. Cependant, deux verrous freinent aujourd'hui l'application de cette méthode à l'échelle de l'ouvrage : en premier lieu, une mesure fine effectuée à l'échelle d'un bâtiment nécessiterait un nombre prohibitif d'accéléromètres. De plus, la réalisation de cette approche par secteur peut entraîner un biais en raison de l'influence du reste de la structure sur le résultat. Ce dernier point constitue l'effet du voisinage qui a été observé durant les expérimentations réalisées à l'échelle de l'élément de structure. L'interaction avec le bâti de chargement entraîne un biais sur les mesures effectuées, si bien que la caractérisation du comportement vibratoire intrinsèque de l'élément étudié nécessite de prendre en compte ce bâti dans les modélisations des essais (Okto Sentosa, 2018).

C'est dans cet objectif que ces travaux ont été orientés. Afin de pouvoir appliquer la méthode vibratoire à une échelle fine et par zone du bâtiment, on souhaite établir l'existence d'un voisinage proche (Plassiard, J.-P., Lushnikova A., Ple, 2020) autour de la fissure étudiée. Ce voisinage proche correspond au domaine de la structure pour lequel la fissure a un effet sur le comportement cinématique. En comparant une structure non-endommagée et une structure avec endommagement, on souhaite montrer l'existence de ce voisinage proche.

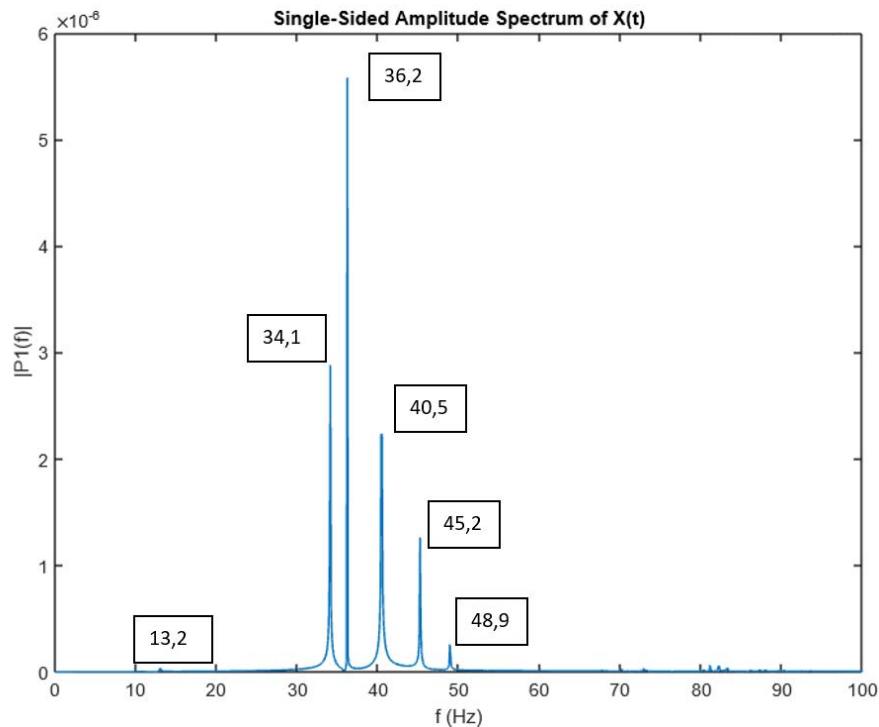
## II. MODELE DE MULTIPORTIQUE DE REFERENCE

L'étude présentée est purement numérique car elle permet de choisir la fissure en termes de taille et de profondeur. Elle correspond ici à une structure composée d'une poutre continue reliée à six poteaux. Cette structure est nommée multiportique par la suite. Sa version sans fissure est présentée dans la figure 1. Elle correspond à la structure de référence. Ce choix de structure vise à observer si le comportement d'une travée d'extrémité conditionne le comportement de l'ensemble des travées, ou si son influence reste limitée à un domaine davantage restreint. C'est par cette approche que l'on souhaite caractériser le voisinage proche. Ce multiportique a une longueur de 15 m. Les poteaux ont une hauteur libre de 2,5 m tandis que la poutre a une hauteur de 0,8 m. L'étude étant limitée au comportement dans son plan, seule la demi-épaisseur de la structure est modélisée. Pour cette raison, les poteaux et la poutre ont une épaisseur limitée à 0,3 m. Le modèle comprend 9224 éléments finis de type cubiques à 8 nœuds. Les conditions aux limites imposées correspondent à des encastremements en pied de poteau et à un déplacement nul de l'ensemble des nœuds dans la direction hors plan. Le matériau est élastique linéaire avec un module de Young de 30 GPa, un coefficient de Poisson de 0,2, ainsi qu'une masse volumique de 2500 kg/m<sup>3</sup>, qui sont typiques du béton. Dans la simulation dynamique qui suit, aucun amortissement n'est fourni à la structure bien que ce dernier soit inhérent aux structures en béton armé. De même que le matériau béton du modèle est supposé élastique et que les armatures éventuelles ont été négligées, cette simplification a pour but de définir le concept de voisinage proche dans une configuration simplifiée. Le multiportique est orienté de gauche à droite et chacune de ses travées est repérée au moyen d'une numérotation de 1 à 5.



**FIGURE 1.** Multiportique numérique sans fissure

Afin de mesurer le comportement vibratoire de la structure, une simulation en deux phases est réalisée : dans un premier temps, une déformée initiale est imposée à la structure. au moyen d'un effort vertical de 1 kN, appliqué à mi-travée de la travée 1. La seconde phase consiste à relâcher la structure et à simuler le comportement dynamique pendant une durée de 60 secondes. Cette méthode permet de procurer une énergie initiale au multiportique. Les oscillations libres non-amorties qui en découlent permettent de faire vibrer la structure à ses fréquences propres de vibration. Le pas de temps est de  $3 \cdot 10^{-4}$  secondes, ce qui correspond à une fréquence d'échantillonnage de 333 Hz. Le déplacement vertical de la poutre est enregistré à chaque pas de temps. Les points d'acquisition choisis sont situés le long de l'axe central de la poutre et espacés chacun d'un quart de longueur de travée. Cette information permet de connaître l'évolution temporelle de la déformée de la poutre. Elle permet également de réaliser une analyse fréquentielle en se servant de la transformée de Fourier du signal acquis. La figure 2 indique le type de graphique obtenu en réalisant la transformée de Fourier du signal temporel du déplacement vertical à mi-travée de la travée 5. Chacun des pics indiqués dans le graphique correspond à l'identification d'une fréquence propre. L'étude a montré que les mêmes pics sont observables pour la travée 1.



**FIGURE 2.** Transformée de Fourier du signal temporel de déplacement à mi-travée de la travée 5 – cas de référence.

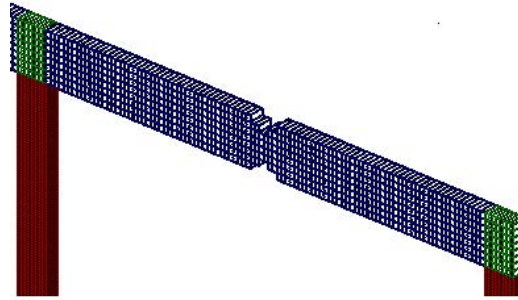
Afin de vérifier la concordance entre l'analyse vibratoire locale et globale, une analyse modale a également été réalisée à l'échelle du multiportique. Les six premières fréquences propres obtenues sont indiquées dans le tableau 1. Une légère différence est relevée entre les fréquences déduites de l'approche dynamique et celles issues de l'analyse modale. Ce léger écart peut être attribuable à la durée de la simulation ainsi qu'au pas de temps choisis. Mais certaines fréquences propres sont à relier à deux pics de la figure 2. C'est le cas pour la deuxième fréquence propre (37,74 Hz), qui correspond aux pics 34,1 Hz et 36,2 Hz. Ce cas de figure se reproduit pour la quatrième fréquence (46,94 Hz) avec laquelle les pics 45,2 Hz et 48,9 Hz concordent. Ce résultat semble traduire l'existence de fréquences propres d'une partie de la structure que l'approche par analyse modale ne permet de relever.

**TABLEAU 1.** Fréquences propres du multiportique de référence

N° de fréquence	Valeur (Hz)
1	13,23
2	37,74
3	40,68
4	46,94
5	54,76
6	61,56

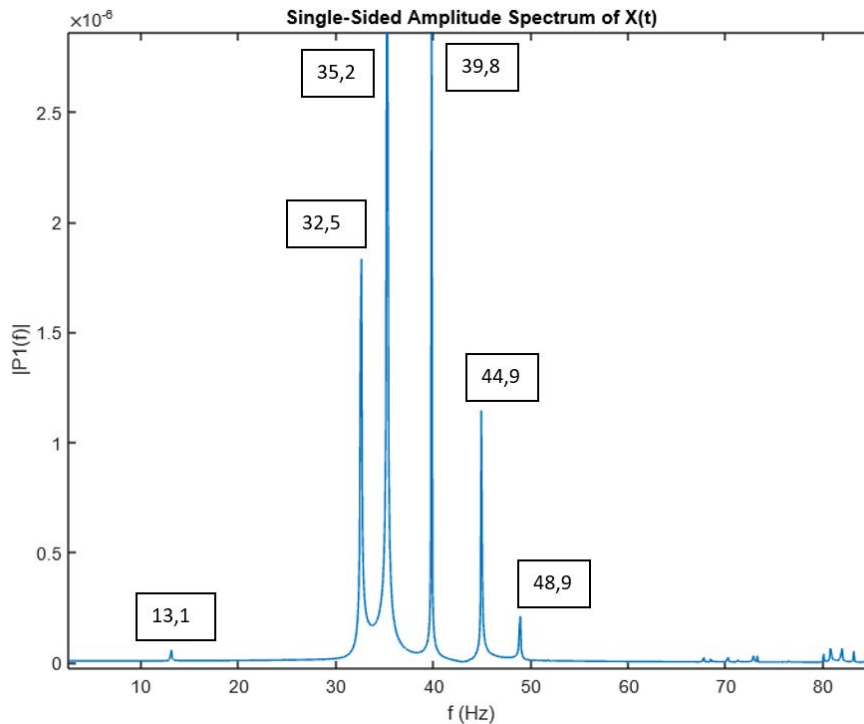
### III. MODELE DE MULTIपोर्टIQUE AVEC INDENTATION

Afin de vérifier le concept de voisinage proche, une configuration fissurée du multiportique est à présent étudiée. La fissure est approchée par une indentation réalisée à mi-travée de la travée 5. Cette indentation est réalisée sur les faces inférieure et supérieure de la poutre afin de conserver l'axe neutre en partie centrale de la poutre. La diminution locale d'inertie est plus importante que celle induite par une fissure réelle afin d'évaluer plus facilement le concept de voisinage proche.



**FIGURE 3.** Indentation de la travée 5 pour le portique endommagé.

De même que précédemment, la simulation dynamique ainsi que l'analyse vibratoire ont été réalisées. Les valeurs des pics de fréquences (figure 4) ainsi que les fréquences propres (figure 5) sont comparables à celles du multiportique de référence. Les valeurs sont légèrement inférieures à leurs homologues du multiportique de référence, ce qui est cohérent avec la perte de rigidité causée par l'indentation. Comme précédemment, la deuxième fréquence propre (37,07 Hz) et la quatrième fréquence (46,08 Hz) correspondent à des pics doubles détectés par l'analyse dynamique.

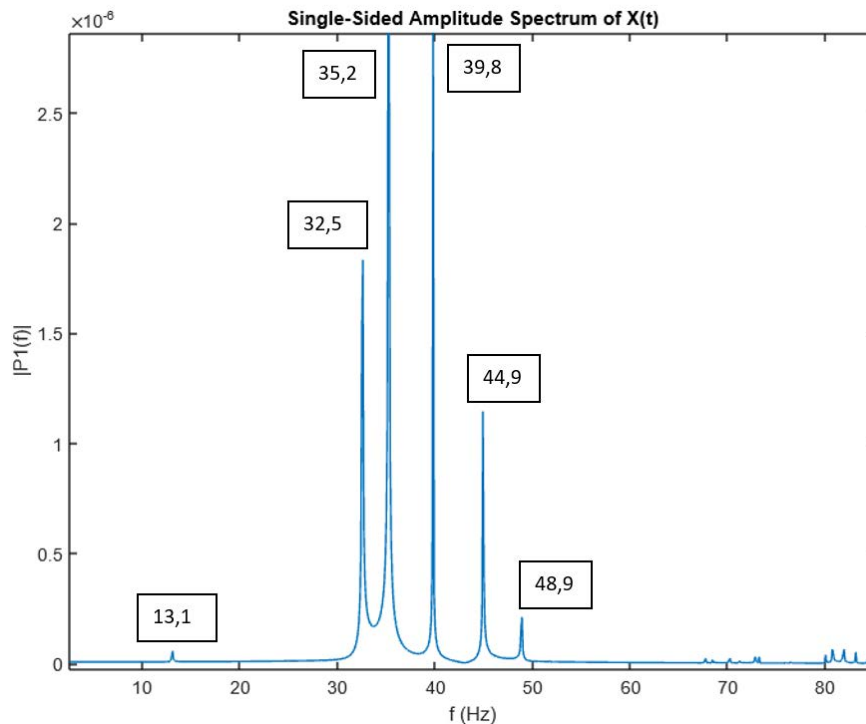


**FIGURE 4.** Transformée de Fourier du signal temporel de déplacement vertical à mi-travée de la travée 5 – cas avec indentation.

**TABLEAU 2.** Fréquences propres du multipointique avec indentation

N° de fréquence	Valeur (Hz)
1	12,98
2	37,07
3	39,95
4	46,08
5	53,75
6	60,42

Aucune des valeurs de pic présentes sur la figure 2 n'est conservée sur la figure 4. Le comportement vibratoire local de la travée 5 est régi par la présence de l'indentation. Une étude similaire a été menée sur la travée 1 (figure 5). Les pics obtenus sont identiques à ceux de la travée 5. Que ce soit en comportement dynamique ou en analyse vibratoire, les deux travées ont donc un comportement semblable. Il n'y a donc pas de comportement dynamique local variant avec la travée considérée. Le concept de voisinage proche n'est donc pas identifiable à partir de cette étude.



**FIGURE 5.** Transformée de Fourier du signal temporel de déplacement vertical à mi-travée de la travée 1 – cas avec indentation.

L'une des raisons possibles peut-être que le multi portique ne présente pas une longueur suffisante pour pouvoir caractériser un voisinage proche. Cela signifierait que la travée 1 est encore dans le voisinage proche du défaut appliqué à la travée 5.

Afin de vérifier cette observation, une autre approche est considérée pour déterminer les fréquences propres de la structure, en comportement linéaire comme non-linéaire. Les fréquences propres peuvent être déterminée par une approche quasi-statique, au moyen de la méthode de Rayleigh (Rayleigh, 1877). La  $n^{\text{ième}}$  fréquence propre, notée  $\omega_n$ , est donnée par :

$$\omega_n^2 = \frac{P u_n}{\int_0^L m_{(x)} u_n(x) dx} \quad (1)$$

Où  $P$  correspond à un effort ponctuel appliqué à la structure étudiée,  $u_n$  est le déplacement cause au droit de l'effort  $P$ ,  $m_{(x)}$  est la masse linéique de la structure étudiée, en fonction de l'abscisse  $x$  considérée et  $L$  est la longueur de la structure. Dans le cas de structure composée de plusieurs éléments, l'intégrale est à appliquer pour chacun des éléments la composant.

Cette approche peut être appliquée au multiportique de référence et au multiportique avec indentation. On considère par la suite que l'effort  $P$  est appliqué à la travée 1, conformément à l'étude dynamique précédente. La présence de l'indentation de la travée 5 a une influence négligeable sur le comportement de la travée 1. En effet, à la manière d'une poutre continue, le chargement quasi-statique d'une travée cause un effet perceptible dans les premières travées

adjacentes. Au-delà de deux travées de distance, l'effet devient négligeable. Ce résultat se retrouve dans le cas du multiportique. Le déplacement vertical à mi-travée de chaque travée, obtenu sous l'effet du chargement quasi-statique initial de 1 kN, est indiqué dans le tableau 3. On observe que les déplacements sont similaires pour les travées 1 à 3, puis proches pour la travée 4. Seule la travée 5, pour laquelle l'indentation intervient, présente une variation significative. Cela confirme que le déplacement  $u_n$  obtenu sous l'effet du chargement de 1 kN à mi-travée de la travée 1 est identique pour les deux types de multiportiques.

La variation de fréquence provient donc du terme  $\int_0^L m(x)u_n(x)dx$  de l'équation (1). L'indentation de la poutre a été représentée par la suppression de certains éléments. Cela induit une réduction locale de l'inertie ainsi qu'une variation de masse. Ces deux aspects jouent un rôle prépondérant dans le comportement dynamique et vibratoire d'une structure. L'effet de la variation de masse est actuellement en cours d'étude afin de pouvoir dresser un bilan concernant le concept de voisinage proche.

**TABLEAU 3.** Déplacement vertical sous chargement quasi-statique à mi-travée

Déplacement (mm)	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4	Travée 5
Multiportique de référence	$1,523 \cdot 10^{-2}$	$-3,466 \cdot 10^{-3}$	$6,864 \cdot 10^{-4}$	$-1,287 \cdot 10^{-4}$	$-1,203 \cdot 10^{-5}$
Multiportique avec indentation	$1,523 \cdot 10^{-2}$	$-3,466 \cdot 10^{-3}$	$6,863 \cdot 10^{-4}$	$-1,284 \cdot 10^{-4}$	$-1,482 \cdot 10^{-5}$

#### IV. CONCLUSION ET PERSPECTIVES

Une structure de type multiportique a été étudiée afin de caractériser l'existence d'un voisinage proche au sein d'une structure. Cette approche, purement numérique, a montré que certaines fréquences identifiées lors de l'analyse vibratoire, à l'échelle globale, sont doublées à l'échelle locale lors de l'étude dynamique. Ce constat a été observé de manière analogue sur une structure de référence – sans défaut –, comme pour une structure avec indentation. Les simulations réalisées n'ont jusqu'ici pas permis d'expliquer cette différence entre les deux échelles d'observation. Cependant, les fréquences déduites de l'analyse dynamique n'ont pas permis d'identifier le voisinage proche de la structure. La variation de masse due à l'indentation peut avoir une influence. Dans ce but, de nouvelles configurations sont en cours d'étude afin que seule la rigidité de la structure soit influencée par la présence de l'indentation.

#### REFERENCES

- Michel, C., Karbassi, A., Lestuzzi, P., 2018. Evaluation of the seismic retrofitting of an unreinforced masonry building using numerical modeling and ambient vibration measurements. *Eng. Struct.* 158, 124–135. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.12.016>
- Okto Sentosa, B., 2018. Assessing the structural elements of reinforced concrete buildings by using dynamic measurements. Université Savoie Mont Blanc.



Plassiard, J.-P., Lushnikova A., Ple, O., 2020. Structural assessment of a beam-columns structure – identification of close vicinity. pp. 1–8.

Rayleigh, L., 1877. Theory of sound.

Sentosa, B.O.B., Bui, Q.B., Ple, O., Plassiard, J.P., Perrotin, P., 2019. Assessing Damage to Beam–Column Connections in Reinforced Concrete Structures from Vibrational Measurement Results. Struct. Eng. Int. <https://doi.org/10.1080/10168664.2019.1581587>

Sucuoglu, H., 1995. Effect of connection rigidity on seismic response of precast concrete frames. PCI J. 40, 94–102. <https://doi.org/10.15554/pcij.01011995.94.103>

# Evaluation d'indicateurs d'endommagement issus de mesures du comportement dynamique des structures pour la détection et la localisation de défauts

Mohamed TAHIRI<sup>1</sup>, Julian RAEDERSDORFF<sup>2</sup>, David CLAIR<sup>1</sup>, Abdelhamid BOUCHAIR<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Université Clermont Auvergne, Clermont Auvergne INP, CNRS, Institut Pascal, F-63000 Clermont-Ferrand, France.

<sup>2</sup> Université Clermont Auvergne, Clermont Auvergne INP, CNRS, Institut Pascal - CIDECO, F-63000 Clermont-Ferrand, France.

**RESUME** De nombreux indicateurs d'endommagement basés sur l'évolution des caractéristiques modales (pulsations propres et modes propres) ont été proposés dans la littérature au cours des 30 dernières années. Réalisé dans le cadre du projet CI3S (Chaîne Intelligente pour la Surveillance de la Santé Structurale), le travail présenté propose une analyse comparative de ces indicateurs et de leurs performances attendues en fonction du nombre de capteurs utilisé pour l'observation de la réponse dynamique, ce qui est un paramètre essentiel pour la mise en œuvre pratique de systèmes de surveillance sur des ouvrages réels. Cette démarche est illustrée par deux applications : une étude théorique et numérique dans le cas simple d'une poutre bi-appuyée soumise à différents scénarii d'endommagements et une application expérimentale sur une structure treillis de laboratoire.

**Mots-clefs** : Réponse dynamique, Monitoring des Structures, Indicateurs d'endommagement

## I. INTRODUCTION

L'évaluation et le suivi de la santé structurale des ouvrages de Génie Civil sont des enjeux majeurs pour assurer la sécurité des ouvrages et la gestion de leur maintenance tout au long de leur exploitation. Dans ce contexte, l'évaluation dynamique des ouvrages (Crémona, 2003) est un domaine en plein essor. Ainsi, de nombreux indicateurs d'endommagement basés sur l'évolution des caractéristiques modales (pulsations propres, modes propres et amortissement modaux) ont été proposés dans la littérature au cours des 30 dernières années avec pour objectifs de satisfaire aux 4 niveaux de performance définis par Rytter (Rytter, 1993) à savoir : la détection, la localisation, la quantification de la sévérité du défaut et enfin la prédiction de l'état de santé. Une revue bibliographique résumant les principales méthodes et techniques développées dans le cas des ponts est présentée dans le travail de (Yn et al., 2019). En pratique, les pulsations propres, modes propres et amortissements modaux sont obtenus à partir d'une procédure d'identification modale utilisant une mesure de la réponse dynamique (déplacement, vitesse ou accélération) en certains points de la structure. Par conséquent, les caractéristiques modales utilisables sont incomplètes (pas plus de

4 modes en général) et les modes identifiés constituent une observation de taille réduite des modes réels de l'ouvrage limitée à la localisation des points de mesure. De plus les modes identifiés ne sont pas normés par rapport à la masse ce qui rend le plus souvent leur utilisation combinée impossible sans avoir recours à une étape de calcul supplémentaire. Il apparaît donc important d'évaluer les performances des indicateurs d'endommagement lorsqu'on dispose d'une information réduite du comportement dynamique afin d'établir une stratégie simple et facilement applicable dans la pratique. Dans cette perspective, nous faisons le choix de construire des indicateurs d'endommagement avec comme uniques données d'entrée le premier mode propre de flexion et la fréquence propre correspondante obtenus par une procédure d'identification modale puis d'étudier les performances de ces indicateurs en fonction de la densité du réseau de capteurs (uniformément répartis). La section II présente la formalisation générale du problème en insistant sur les relations et différences entre le modèle théorique de la structure et son modèle observé. Les indicateurs d'endommagements retenus et leurs formulations sont détaillés dans la section III. La section IV présente deux applications de la démarche proposée : un exemple académique concernant une poutre bi-appuyée modélisée par éléments finis, soumise à différents scénarii d'endommagement et dont la réponse dynamique est observée par un réseau de capteurs de dimension variable puis une application pratique relative à l'étude expérimentale d'une structure treillis tridimensionnelle de laboratoire équipée d'un réseau de 14 accéléromètres.

## II. FORMALISATION DU PROBLEME

### A. Modèle théorique

Afin de garder un cadre relativement général, on se place dans le cas classique où les structures étudiées peuvent être modélisées par un système mécanique discret faiblement amorti à  $N$  degrés de libertés dont la réponse dynamique temporelle (vecteur déplacement  $X(t) \in \mathbb{R}^N$ ) est régie par l'équation différentielle du second ordre :

$$M\ddot{X}(t) + D\dot{X}(t) + KX(t) = f(t) \quad (1)$$

où les matrices de masse  $M$ , d'amortissement  $D$  et de raideur  $K$  appartiennent à  $\mathbb{R}^{N \times N}$  et sont symétriques, positives pour  $D$  et  $K$ , définie positive pour  $M$ . Le vecteur  $f(t) \in \mathbb{R}^N$  représente l'excitation appliquée à la structure.

On considère de plus que la matrice d'amortissement  $D$  vérifie la relation de Caughey, ce qui signifie que les modes propres de la structure amortie sont réels et identiques à ceux de la structure conservative associée. Les pulsations propres et les modes propres sont obtenus en résolvant le problème aux valeurs propres suivant :

$$(K - \omega_i^2 M)\psi_i = 0, \quad i = 1, 2, \dots, N \quad (2)$$

où  $\omega_i \geq 0$  est la  $i$ -ème pulsation propre et  $\psi_i$  est le  $i$ -ème mode propre tel que  $\psi_i^T M \psi_i = 1$  et  $\psi_i^T K \psi_i = \omega_i^2$ . On obtient facilement l'expression du facteur d'amortissement modal  $\xi_i = \frac{\psi_i^T D \psi_i}{2\omega_i}$

### B. Modèle observé

En pratique, les pulsations propres, modes propres et amortissements modaux sont obtenus à partir d'une procédure d'identification modale utilisant la mesure de la réponse dynamique (déplacement, vitesse ou accélération) en  $n$  points de la structure. Ainsi, l'observation  $X_{obs}(t)$  est de dimension réduite ( $n \leq N$ ) :

$$X_{obs}(t) = \Pi X(t) \quad (3)$$

où  $X_{obs}(t) \in \mathbb{R}^n, n \leq N$  et  $\Pi \in \mathbb{R}^{n \times N}$  est la matrice de projection définissant la dimension  $n$  de l'observation et la position des capteurs.

Partant de l'observation  $X_{obs}(t)$ , une procédure d'identification modale conduit à déterminer : les modes propres identifiés  $\tilde{\phi}_i \in \mathbb{R}^n$ , les pulsations propres identifiées  $\tilde{\omega}_i$ , les amortissements modaux  $\tilde{\xi}_i$ , pour  $i = 1, \dots, m$  où  $m < n \leq N$  est le nombre de modes identifiés. On dispose donc d'une information réduite sur le système :  $\tilde{\phi}_i \approx \frac{\Pi \psi_i}{\|\Pi \psi_i\|}$ ,  $\tilde{\omega}_i \approx \omega_i$ ,  $\tilde{\xi}_i \approx \xi_i$ ,  $i = 1, \dots, m$  pour construire les indicateurs d'endommagement. Les modes identifiés sont tels que  $\|\tilde{\phi}_i\| = 1$  et ne sont donc pas une simple projection des modes  $\psi_i$ . En pratique il faut donc faire face à une double incomplétude associée au nombre de capteurs ( $n \leq N$ ) et au nombre de modes propres identifiés ( $m \leq n \leq N$ ). Concernant la dimension de l'observation, un palliatif possible est d'utiliser une méthode de réduction-expansion (Guyan, 1965), Improved Reduction System (IRS) (O' Callahan, 1989), System Equivalent Expansion Reduction Process (SEREP) (O' Callahan et al., 1989) nécessitant un modèle (éléments finis le plus souvent) de la structure et qui ajoute une étape de calcul engendrant des approximations numériques.

### III. METHODOLOGIE

#### A. Indicateurs d'endommagement

Les indicateurs d'endommagement sont des fonctions construites à partir des grandeurs issues des procédures d'identification modales menées sur la structure saine ( $\tilde{\omega}_i^s, \tilde{\xi}_i^s, \tilde{\phi}_i^s$ ) et sur la structure endommagée ( $\tilde{\omega}_i^e, \tilde{\xi}_i^e, \tilde{\phi}_i^e$ ),  $i = 1, \dots, m$ . Le Modal Assurance Criterion (MAC) (Allemang 1982), encore parfois utilisé aujourd'hui, permet la comparaison globale d'un mode de la structure saine avec un mode de la structure endommagée. Il a été suivi de nombreuses variantes et évolutions (Allemang 2003). D'autres indicateurs, plus sensibles et permettant la détection et la localisation des défauts ont été proposés et testés. Leur principe est de calculer un indicateur vectoriel (une valeur par point de mesure) afin de localiser l'endommagement. Certains d'entre eux utilisent les dérivées première et/ou seconde des modes propres observés dont les composantes sont alors le plus souvent calculées par différences centrées ou grâce à des interpolations polynomiales.

Le Tableau 1 présente de manière synthétique les indicateurs d'endommagement de la littérature qui font l'objet de comparaisons dans la présente étude et leur formule simplifiée dans le cas où une seule valeur de l'indice modal  $i$  est utilisée. Par souci de concision, nous ne présentons que les indicateurs basés sur la courbure modale réputés performants pour la détection et la localisation des structures poutres : *SWDS* (Simplified Weighted Damage Shape), *CDF* (Curvature Damage Factor) (Abdel Wahab & De Roeck., 1999), *MCSM* (Modal Curvature Square Method) (Limongelli et al., 2021), *DI* (Damage Index) (Stubbs & Kim., 1994) et *MSDBDI* (Mode Shape Derivative Based Damage Identification) (Navabian et al., 2016). L'indicateur *SWDS* (Simplified Weighted Damage Shape) proposé dans ce travail est une évolution de l'indicateur *CDF* basée sur l'analyse du travail de J. Ciambella et F. Vestroni (Ciambella & Vestroni, 2016). Pour le mode  $i$  et le capteur  $j$ , il s'exprime sous la forme suivante :

$$SWDS_j = \left| \phi_{i,j}''^e - \phi_{i,j}''^s + \frac{(\omega_i^s - \omega_i^e)}{\omega_i^s} \phi_{i,j}''^s \right| = \left| \phi_{i,j}''^e - \frac{\omega_i^e}{\omega_i^s} \phi_{i,j}''^s \right| \quad (4)$$

Notons que d'autres indicateurs sont également à l'étude dans le cadre du projet CI3S (Chaine Intelligente pour la Surveillance de la Santé Structurale).

TABLEAU 1. Indicateurs d'endommagements retenus

Indicateur	Formule	Mode $\phi$	Rotation $\phi'$	Courbure $\phi''$	Pulsation $\omega$
CDF	$CDF_j =  \phi_{i,j}''^s - \phi_{i,j}''^e $	-	-	✓	
MCSM	$MCSM_j =  \phi_{i,j}''^e{}^2 - \phi_{i,j}''^s{}^2 $	-	-	✓	-
SWDS	$SWDS_j = \left  \phi_{i,j}''^e - \frac{\omega_i^e}{\omega_i^s} \phi_{i,j}''^s \right $	-	-	✓	✓
DI	$DI_j = \frac{((\phi_{i,j}''^e)^2 + \sum_{j=1}^n (\phi_{i,j}''^e)^2) \sum_{j=1}^n (\phi_{i,j}''^s)^2}{((\phi_{i,j}''^s)^2 + \sum_{j=1}^n (\phi_{i,j}''^s)^2) \sum_{j=1}^n (\phi_{i,j}''^e)^2}$	-	-	✓	-
MSDBDI	$MSDBDI_j = \left   \phi_{i,j}''^s - \phi_{i,j}''^e  \alpha_{ij} - ( \phi_{i,j}''^e  -  \phi_{i,j}''^s )^2 \times (\phi_{i,j}^e - \phi_{i,j}^s) \right  \gamma_{ij}$ avec $\alpha_{ij} = (\phi_{i,j}^e)^2 - (\phi_{i,j}^s)^2$ , $\gamma_{ij} =  \phi_{i,j}''^e  -  \phi_{i,j}''^s $	✓	✓	✓	-

B. Stratégie retenue

Comme indiqué au paragraphe précédent, les modes observés représentent des projections des modes réels en un nombre de points d'observation limité. Il est donc important d'évaluer l'efficacité de ces indicateurs en tenant compte des grandeurs modales effectivement disponibles en pratique. L'apparition d'ondulations associée à l'apparition de défauts dans les indicateurs d'endommagement lors de l'utilisation de modes d'indices élevés est un problème identifié depuis longtemps dans la littérature. Tout d'abord imputées à des erreurs de calculs de courbure issus des formules numériques approchées, une étude récente (Ciambella & Vestroni, 2016) a montré que ces oscillations localisées en différents endroits de la structure sont une conséquence de l'apparition d'un défaut. Notre stratégie est d'évaluer le potentiel des indicateurs d'endommagement présentés dans le tableau 1 en les utilisant de la manière la plus simple possible c'est-à-dire sans recours à un modèle et sans procédure de type expansion-réduction. De plus afin d'éviter les problèmes d'oscillations de courbure, nous construisons ces indicateurs à partir des premières grandeurs modales identifiées sur la structure saine ( $\tilde{\omega}_1^s, \tilde{\phi}_1^s$ ) et sur la structure endommagée ( $\tilde{\omega}_1^e, \tilde{\phi}_1^e$ ).

IV. APPLICATIONS

A. Poutre bi-appuyée modélisée par éléments finis

La première application concerne une poutre isostatique (modèle d'Euler-Bernoulli) dont les caractéristiques sont données dans le tableau 2. Le modèle aux éléments finis de la structure est composé de  $n_E = 48$  éléments de poutre d'une longueur  $l = L/n_E$ . L'endommagement introduit est

modélisé par une réduction de la matrice de rigidité élémentaire telle  $k^e = (1 - \alpha)k^s$ , où  $\alpha$  est le facteur de réduction compris entre 0 et 1,  $k^e$  est la matrice élémentaire endommagée et  $k^s$  est la matrice élémentaire saine. La Figure 2 illustre les localisations du défaut introduit sur la poutre dans les positions A, B et C. Dans l'exemple présenté, l'élément endommagé subit une réduction de rigidité élémentaire de 25% ( $\alpha=0,25$ ).

Le défaut introduit affecte peu les caractéristiques modales de la poutre. Le tableau 3 indique, pour chaque scénario de défaut, le décalage des fréquences entre la structure saine et la structure endommagée. Notons également que les indicateurs  $MAC(\phi_i^s, \phi_i^e) = \frac{|\phi_i^{sT} \phi_i^e|^2}{(\phi_i^{sT} \phi_i^s)(\phi_i^{eT} \phi_i^e)}$ ,  $i = 1, \dots, 4$  sont tous supérieurs à 0,99.

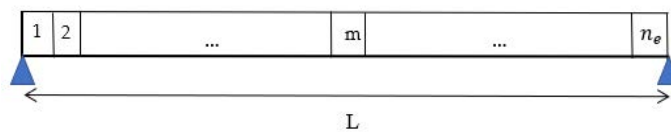


FIGURE 1. Modèle EF de la poutre isostatique d'Euler-Bernoulli.

TABLEAU 2. Caractéristiques de la poutre

Longueur	Masse volumique	Section droite	Module d'élasticité	Moment d'inertie
6m	$\rho = 7,8 \cdot 10^3 \text{ kg/m}^3$	$S = 3 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$	$E = 2,1 \cdot 10^{11} \text{ Pa}$	$I = 2 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$

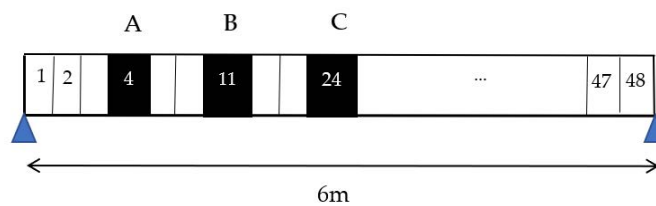


FIGURE 2. Positions du défaut Cas A, B et C.

TABLEAU 3. Variation des fréquences pour différents éléments endommagés

		$f_i = \frac{\omega_i}{2\pi}$ (Hz)			
		$f_1$	$f_2$	$f_3$	$f_4$
Poutre saine		5.846	23.383	52.611	93.531
Poutre endommagée	Cas A	5.844 (0.034%)	23.351 (0.14%)	52.464 (0.28%)	93.125 (0.43%)
	Cas B	5.829 (0.29%)	23.229 (0.66%)	52.335 (0.52%)	93.436 (0.10%)
	Cas C	5.806 (0.68%)	23.382 (0.0043%)	52.258 (0.67%)	93.517 (0.015%)

La figure 3 présente les résultats obtenus avec une localisation du défaut au niveau de l'élément 11 ( Cas B : entre  $x_- = 1,25m$  et  $x_+ = 1,375m$ ). Les cinq indicateurs retenus permettent de localiser facilement le défaut pour un nombre de 25 et 13 capteurs uniformément répartis sur la poutre. Dans le cas où le nombre de capteurs est réduit à 7, les indicateurs *MSDBDI* et *DI* se montrent beaucoup moins performants que *MCSM*, *CDF* et *SWDS*. Les résultats obtenus en faisant varier la localisation sont en accord avec ce résultat et permettent ainsi de conclure en faveur des indicateurs *SWDS* et *CDF* qui logiquement conduisent à des résultats comparables.

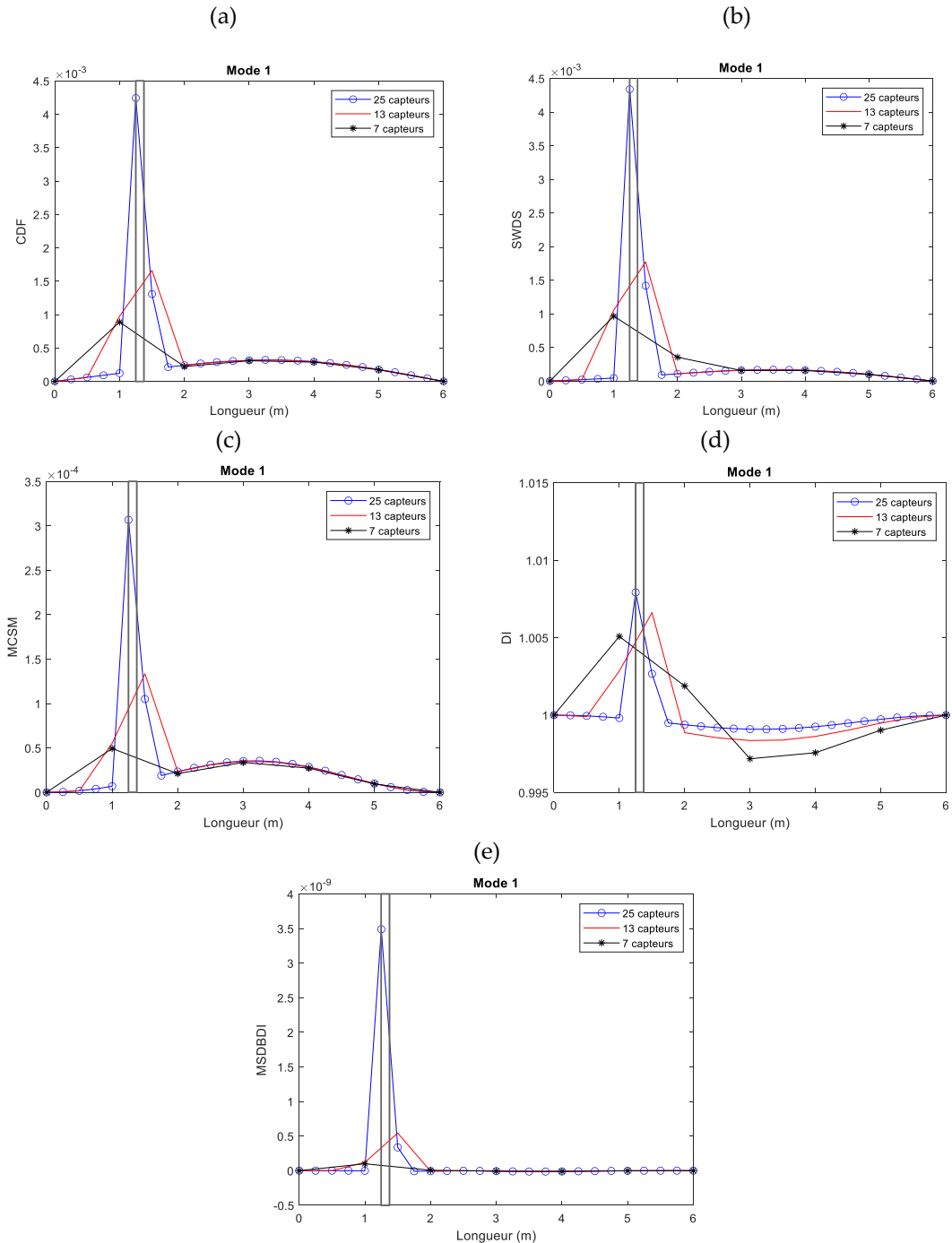


FIGURE 3. Indicateurs d'endommagements : (a) CDF, (b) SWDS, (c) MCSM, (d) DI, (e) MSBDBI.

B. Maquette treillis tridimensionnelle

Afin de tester les indicateurs sur des données issues de mesures expérimentales réelles, nous avons appliqué la même démarche dans le cas d'une structure treillis tridimensionnelle. Ce dispositif expérimental, développé dans le cadre du projet CI3S est une maquette de 6m de longueur formée par un assemblage de barres et de traverses sur ses parties supérieures et inférieures (fig. 4). Les traverses sont composées de section de plus fortes inerties et servent de support aux masses ajoutées. Les conditions aux limites sont données par 2 rotules et 2 appuis glissants. La mesure de la réponse dynamique temporelle de cette structure est réalisée grâce à un réseau de 14 accéléromètres positionnés sur sa partie inférieure (fig. 5). Ses caractéristiques modales sont déterminées par une procédure basée sur la méthode temporelle d'Ibrahim (Ibrahim & Mikulcik, 1978).



FIGURE 4. Maquette tridimensionnelle et zoom sur un capteur d'appui.

L'endommagement introduit consiste en une réduction de 35% de la rigidité longitudinale d'une barre oblique et en un passage d'un double encastrement à une double articulation. Les résultats présentés correspondent à un endommagement appliqué à une barre oblique dans la zone située entre les capteurs 5 et 6 sur la partie à droite de la structure (fig.5). L'endommagement introduit se traduit par de très faibles variations de la première fréquence propre ( $f_1^s = 9,83 \text{ Hz}$ ,  $f_1^e = 9,78 \text{ Hz}$ ) et du premier mode propre ( $MAC(\phi_1^s, \phi_1^e) \geq 0,99$ ).

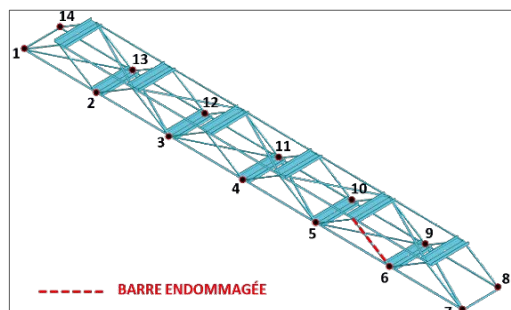


FIGURE 5. Représentation de la maquette : numérotation des capteurs.



Les figures 6 et 7 présentent les différents indicateurs d'endommagement construits à partir des caractéristiques modales identifiées sur la maquette saine puis endommagée. Sur ces figures, la localisation du défaut sur la partie de droite est symbolisée par un rectangle.

Les indicateurs *CDF*, *SWDS* et *MCSM* (fig. 6) permettent de localiser le défaut introduit malgré un nombre réduit de capteurs. Les indicateurs *MCSM* et *SWDS* mettent également en évidence un changement de comportement sur la partie gauche de la maquette, en face du défaut introduit. Les indicateurs *MSDBDI* et *DI* (fig. 7) se montrent moins performants, ce qui est en accord avec les résultats obtenus dans l'application précédente.

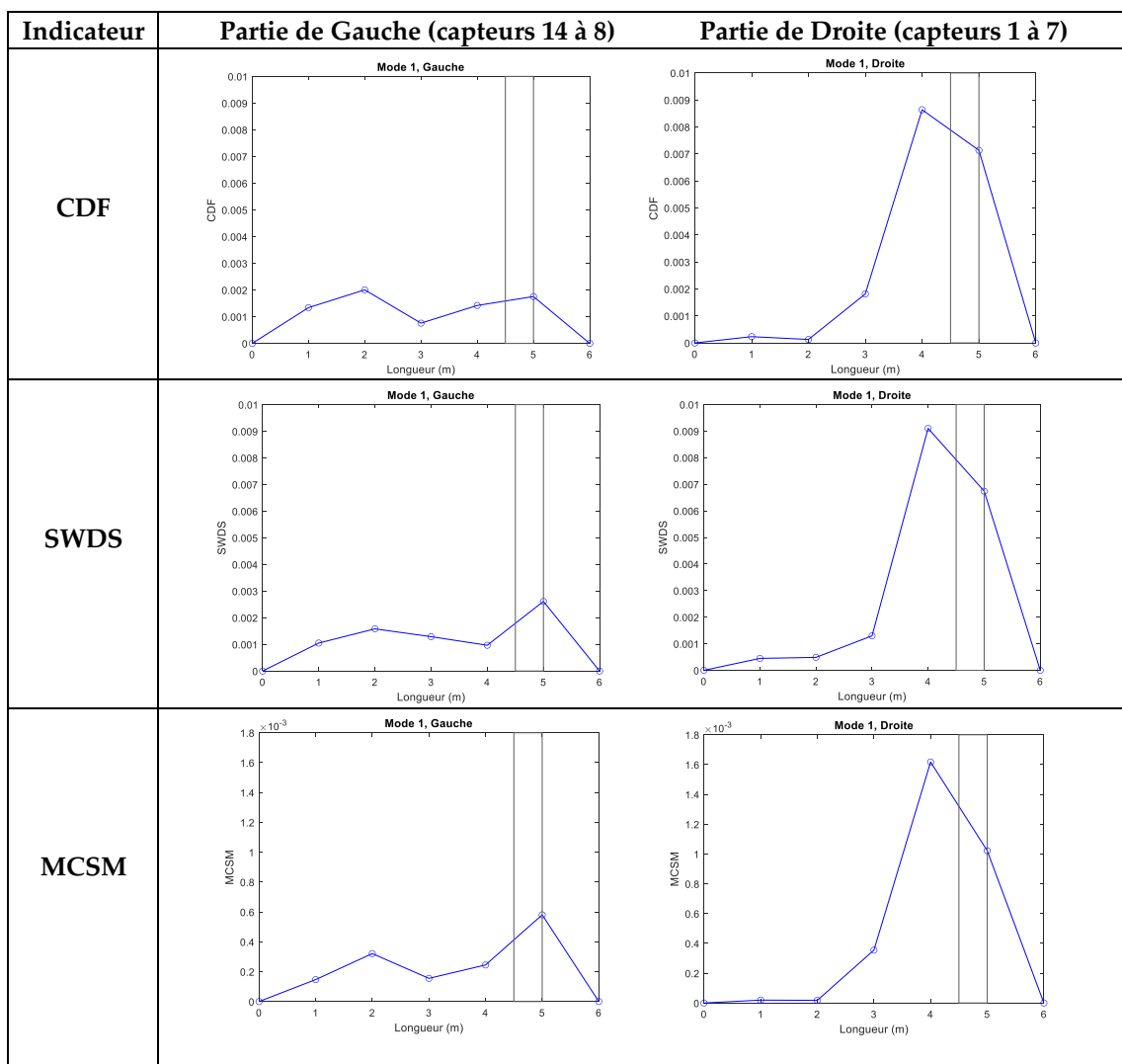


FIGURE 6. Indicateurs d'endommagements *CDF*, *SWDF* et *MCSM*.

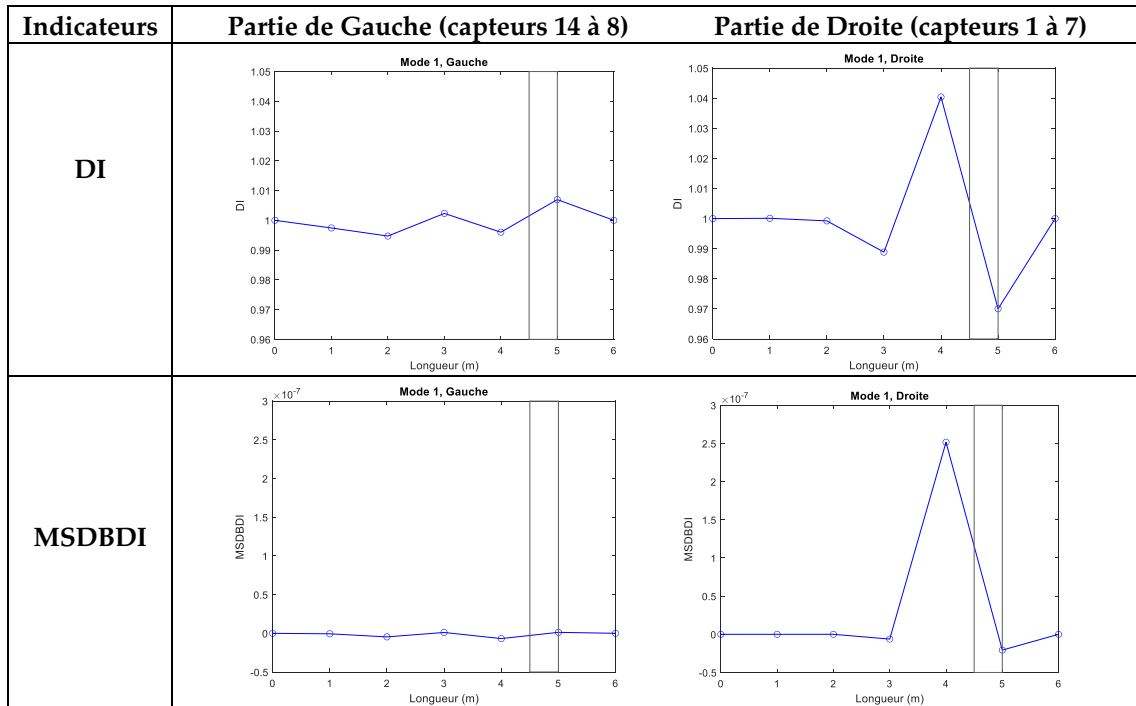


FIGURE 7. Indicateurs d'endommagements *DI* et *MSDBDI*.

### V. CONCLUSION

Le travail présenté a permis d'évaluer la pertinence d'une stratégie simple de détection et de localisation de défauts basée sur la construction d'indicateurs d'endommagement à partir de la seule connaissance de la première pulsation propre et du premier mode propre identifiés sur la structure saine  $(\tilde{\omega}_1^s, \tilde{\phi}_1^s)$  et sur la structure endommagée  $(\tilde{\omega}_1^e, \tilde{\phi}_1^e)$ . Cette démarche, illustrée par deux applications a montré une certaine efficacité, même avec un nombre réduit de capteurs. Utilisée seule, elle n'est toutefois que partiellement satisfaisante. Elle constitue en fait un des outils combinés dans une procédure plus élaborée de détection et de localisation des défauts développée dans le cadre du projet CI3S de l'appel à projets Ponts Connectés.

### REMERCIEMENTS

Le projet CI3S a reçu une aide dans le cadre de l'appel à projets Ponts Connectés financé par l'État et porté par le Cerema qui vise à améliorer la gestion des ponts par l'emploi des techniques les plus récentes en matière d'instrumentation, de télécommunication, et de traitements des données. Les auteurs remercient le Cerema pour la bonne organisation de cet appel à projet et pour son implication scientifique dans le suivi des dossiers.

## REFERENCES

- C. Cremona, (2003). L'apport de l'évaluation dynamique des structures. *Revue française de génie civil*. 7. 89-102. 10.1080/12795119.2003.9692450.
- A. Rytter. (1993). Vibrational based inspection of civil engineering structures, [Ph. D. Thesis]. Aalborg, Denmark: Department of building Technology and structural engineering. Aalborg university.
- Y. An, E. Chatzi, S.H. Sim, S. Laflamme, B. Blachowski, J. Ou. (2019). Recent progress and future trends on damage identification methods for bridge structures. *Structural Health Monitoring*, 26(10), e2416. <https://doi.org/10.1002/stc.2416>.
- J. Guyan, (1965). Reduction of stiffness and mass matrices, *AIAA*, 3.
- J. C. O' Callahan. (1989). A procedure for an improved reduced system (IRS) model, *Proc. 7. International Modal Analysis Conference, Las Vegas*.
- J. C. O' Callahan, P., Avitabile, R. Riemer (1989). System Equivalent Reduction Expansion Process (SEREP), *Proc. 7. International Modal Analysis Conference, Las Vegas*.
- R. J. Allemang. (1982). A correlation coefficient for modal vector analysis. *In Proceeding of the 1st International Modal Analysis Conference*, 110-116.
- Randall. (2003). The Modal Assurance Criterion (MAC): Twenty Years of Use and Abuse. *Journal of Sound and Vibration*. 37(8) : 14-23.
- A. K. Pandey, Biswas M, & Samman M. (1991). Damage detection from changes in curvature mode shapes. *Journal of Sound and Vibration*, 145(2), 321-32. [https://doi.org/10.1016/0022-460X\(91\)90595-B](https://doi.org/10.1016/0022-460X(91)90595-B).
- N. Stubbs, & J. T. Kim. (1994). Field verification of a nondestructive damage localization and severity estimation algorithm. *Texas A&M University Report prepared for New Mexico State University*.
- M. M. Abdel Wahab, & G. De Roeck. (1999). Damage detection in bridge using modal curvatures: application to real damage scenario. *Journal of Sound and Vibration*, 226(2), 217-235. <https://doi.org/10.1006/jsvi.1999.2295>.
- N. Navabian, M. Bozorgnasab, R. Taghipour, O. Yazdanpanah. (2016). Damage identification in plate-structure using mode-shape derivatives. *Archive of Applied Mechanics*, 86, 819-830. <https://doi.org/10.1007/s00419-015-1064-x>.
- J. Ciambella, F. Vestroni. (2015) The use of modal curvatures for damage localization in beam-type structures, *Journal of Sound and Vibration*, 340,126-137. <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2014.11.037>.
- M. P. Limongelli, E. Manoach, S. Quqa, P. F. Giordano, B. Bhowmik, V. Pakrashi, A. Cigada. (2021). Chapter 6, *Structural Health Monitoring Damage Detection Systems for Aerospace*. Springer Aerospace Technology.

# La carte mentale dynamique comme support d'aide à la réflexion sur les inondations en ville

Franck Taillandier<sup>1</sup>, Patrick Taillandier<sup>2,3,4</sup>, Pénélope Brueder<sup>1</sup>, Noé Brosse<sup>1</sup>

<sup>1</sup>INRAE, Aix Marseille Univ, RECOVER, Aix-en-Provence, France

<sup>2</sup>INRAE, Toulouse Univ, MIAT, Toulouse, France

<sup>3</sup>IRD, Sorbonne Univ, UMMISCO, Bondy, France

<sup>4</sup>Thuyloi Univ, ACROSS, Hanoi, Vietnam

**RESUME** Les villes doivent faire face à deux défis majeurs : le changement climatique (augmentation des événements extrêmes) et l'augmentation de la population urbaine (augmentation de la vulnérabilité de ces territoires). Ces deux défis sont particulièrement importants dans la gestion du risque d'inondation. De nombreux travaux ont montré qu'une stratégie intégrée de gestion des inondations devrait impliquer les citoyens. Nous proposons dans le cadre de ce travail un outil permettant à des citoyens de réfléchir au risque inondation et à sa gestion sur leur territoire. Pour cela, nous allons passer par une approche originale, appelée DYCOMA (DYnamic Cognitive MAp), couplant les cartes mentales géographiques et la simulation multi-agent participative. Dans cette approche, les participants sont invités à dessiner leur ville, avec les éléments qui leur paraissent importants en lien avec les inondations ainsi que les infrastructures ou éléments qu'ils aimeraient y trouver. DYCOMA, permet instantanément d'animer et de simuler le comportement des éléments dessinés et le déroulement d'une inondation sur ce territoire. Cette approche permet de comprendre la représentation du territoire des participants, de la mettre en regard avec le risque inondation et leur permet de réfléchir à l'impact des choix d'aménagement urbain et des stratégies de gestion des inondations (solutions grises, solutions fondées sur la nature...).

**Mots-clefs** Inondation, Aménagement urbain, Carte mentale, Modèle Agent

## I. INTRODUCTION

Les inondations sont en France le risque naturel le plus important en termes de populations touchées et de dommages aux biens (Panonacle, 2021). Le changement climatique et l'urbanisation ont entraîné une augmentation forte de ce risque dans les dernières décennies et devraient encore l'augmenter dans le futur (Degeai et al., 2022). De nombreux travaux ont montré qu'une stratégie intégrée de gestion des inondations devrait impliquer les citoyens et les communautés locales (Gaillard et al., 2010). Cela passe par l'institution d'un dialogue entre les services gérant les risques et les citoyens, et par un meilleur partage des connaissances et des points de vue sur l'aléa, le risque, les comportements attendus pendant l'évènement, mais aussi sur les solutions (structurelles ou non) pour faire face à cet aléa, leurs mécanismes, et leur gestion. Cela peut aller jusqu'à une participation à la gestion du risque : relevé d'informations par les

riverains sur l'état d'un système de protection (e.g. digue), entretien de zones naturelles (e.g. nettoyage, débroussaillage), etc. En amont de ces actions, il est déjà nécessaire de connaître comment les habitants du territoire se représentent le risque inondation et les moyens mis en œuvre pour y répondre. En effet, différents travaux ont démontré l'intérêt de s'appuyer sur les représentations sociales des individus pour initier un dialogue et une réflexion avec eux plutôt que de partir d'informations préconstruites qui seraient simplement diffusées (Weiss et al., 2011).

Les cartes mentales en géographie entrent dans cette logique d'intégration des représentations sociales des habitants (Lariagon, 2015). Levons l'ambiguïté sur ce terme de carte mentale qui se veut la traduction des termes anglais de Mind Map (Bochenek, 2019), Mental Map (Gould and White, 2012) et Cognitive Map (C. Y. Wong, 2010) renvoyant à des outils différents ; la carte qui ici nous intéresse est celle utilisée par les géographes et contient une dimension spatiale. Elle propose au participant ou à un groupe de participants de dessiner et parfois d'écrire leur représentation spatiale d'un système (par exemple une ville ou tout autre territoire) en leur donnant des instructions pour ce faire (par exemple tracer en bleu les zones inondables). On peut ensuite analyser ces cartes pour en tirer des enseignements sur les représentations des participants (Dias and Ramadier, 2017). En miroir, ces dessins représentent un apprentissage pour les participants en se forçant à expliciter leur représentation et ainsi leur connaissance et leur point de vue. Cela les pousse à adopter une posture réflexive sur leur croyance/connaissance qui peut alors permettre d'entamer un débat et des discussions propres à enrichir leur connaissance du système (Poublan-Attas, 1998).

En parallèle, beaucoup de travaux ont démontré l'intérêt de la simulation pour sensibiliser, faire comprendre, faire connaître un système ou un phénomène (Wang et al., 2019). La simulation ne se contente pas de donner un résultat, mais en reproduisant les mécanismes en jeu, permet de faire comprendre le déroulement d'un phénomène ou la dynamique d'un système. Pour renforcer l'intérêt de la simulation, elle peut intégrer des éléments d'interaction ; cela renvoie aux notions de simulation interactive ou de simulation participative (Becu et al., 2016). Il s'agit d'un type de simulation durant laquelle l'utilisateur/le participant peut intervenir pour modifier le cours de la simulation. Cela renforce son implication dans la simulation en lui permettant de tester et d'explorer des scénarios dans la simulation afin d'enrichir ses réflexions.

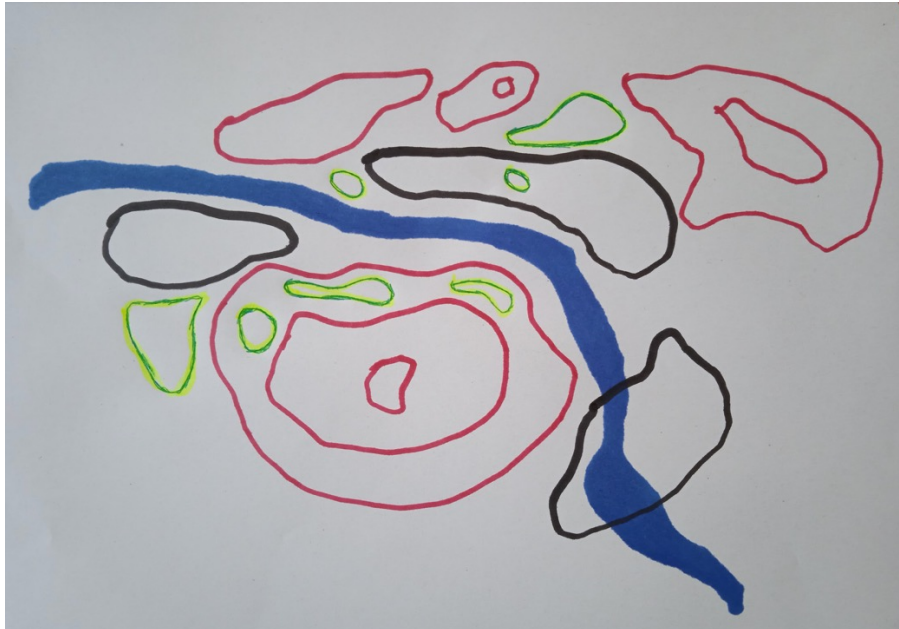
Nous proposons dans le cadre de ce travail un outil permettant à des citoyens de réfléchir au risque inondation et à sa gestion sur leur territoire en combinant les cartes mentales et la simulation participative basée sur un modèle Agent. Cette approche appelée DYCOMA (DYnamic Cognitive MAP), sera décrite dans les parties suivantes ; dans un premier temps nous décrirons le modèle MOD-DYCOMA et son implémentation servant de support à l'approche et dans un deuxième temps, nous décrirons l'approche et aborderons les questions qu'elle peut susciter.

## II. MODELE

### A. Principes

MOD-DYCOMA est un modèle original, qui se base sur une architecture Agent. Il va permettre de transformer un dessin en un modèle Agent, par une approche d'agentification des éléments dessinés. Les dessins considérés ici sont des représentations spatiales d'un système. Ils peuvent

intégrer ou non des éléments pré-dessinés (fond de carte). La figure 1 présente un exemple de dessin (ici sans fond de carte) qui pourrait être utilisé dans la démarche. La couleur rouge correspond ici aux courbes de niveau, la couleur noire aux zones urbaines, la couleur verte/jaune aux zones de nature et la couleur bleue à la rivière.



**FIGURE 1.** Exemple de carte mentale

Le modèle intègre deux composantes : une composante d'agentification et une composante plus classique permettant la simulation participative.

### *B. Agentification*

Le processus d'agentification est déclenché à la demande de l'utilisateur. Cela passe par une première étape de lecture du dessin. Pour cela, nous utilisons une webcam qui va enregistrer l'image filmée. On peut évidemment partir d'une image issue d'une autre source (e.g. image photographiée en amont). L'utilisateur va alors définir les quatre coins de l'image, un algorithme se chargeant de recadrer l'image en supprimant les éventuelles distorsions dues à la façon dont a été photographié le dessin. Cette opération passe par une transformation homographique qui reprojette la région de l'image d'entrée dans une image de sortie rectangulaire. L'utilisateur va également pouvoir définir des classes d'intérêt ; par exemple, il peut définir la classe « zone urbaine » en donnant pour cette classe une couleur associée qu'il peut directement sélectionner sur l'image et un type de géométrie (polygone, ligne, etc.). L'intérêt est ici de proposer une approche générique pouvant s'adapter aux variations sur la façon de dessiner des utilisateurs, la lumière avec laquelle l'image a été prise, etc. Le modèle va ensuite appliquer un ensemble d'opérations : la première va consister à appliquer une binarisation (en noir et blanc) de l'image de façon à définir les zones intéressantes à analyser (celles qui présentent potentiellement des objets à analyser). Cette opération va utiliser, pour définir le seuil de binarisation, la méthode de seuillage flou de Huang basée sur la fonction d'entropie de Shannon (Huang and Wang, 1995).

Une fois les zones intéressantes à analyser définies, le modèle va discrétiser chacune de ces zones sous la forme d'une grille. La taille des cellules de la grille est un paramètre pouvant être modifié par l'utilisateur selon l'échelle (notamment en cas d'utilisation de données géographiques) et la finesse du dessin ; il peut être noté que la grille est régulière (toutes les cellules font la même taille). Chaque cellule de la grille sera comparée en termes de couleur à chacune des classes définies (dont la classe représentant une zone vide) de façon à définir la classe la plus probable à appliquer. Pour définir la classe la plus proche en termes de couleurs, nous utilisons la distance Euclidienne dans l'espace HSB (Hue, Saturation, Brightness) (Koschan and Abidi, 2008). Une fois les cellules affectées à chacune des classes, pour chacune d'entre elle, le modèle va chercher à vectoriser les objets détectés à partir des cellules correspondantes. Pour cela, il va connecter les cellules entre elles pour former des clusters. Chaque objet détecté et vectorisé (formé par le cluster correspondant) va ensuite être utilisé pour créer un agent du type correspondant (identifié par la couleur). Bien évidemment l'ensemble des types d'agents doivent être définis au préalable dans le modèle. MOD-DYCOMA propose dans sa version actuelle 13 types d'agents différents qui sont présentés dans le tableau 1.

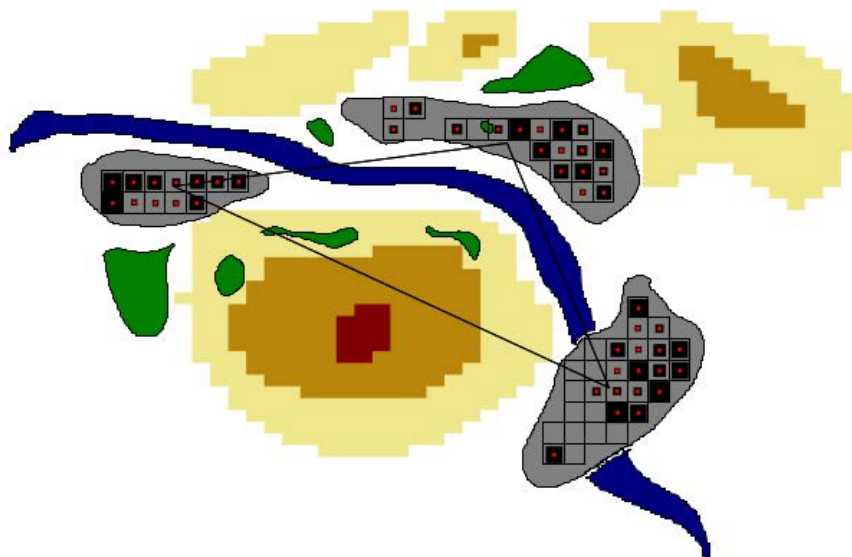
Certains agents sont créés directement à partir des formes du dessin alors que d'autres peuvent être automatiquement générés par le modèle (voir tableau 1). Par exemple, le participant dessine le périmètre de la zone urbaine et définit plusieurs paramètres liés à ces zones urbaines : la densité, le nombre d'étages moyen des bâtiments et l'organisation de la ville (allant de très ordonnée à très chaotique). A partir de ces informations, le modèle génère l'ensemble des bâtiments, des routes et des habitants de cette zone. Il est aussi possible de dessiner individuellement chaque bâtiment et de les identifier telle quelle dans le processus d'identification des formes, mais cela se révèle très fastidieux à l'échelle d'une ville (mais possible à l'échelle d'un quartier). De la même façon, les agents *People*, qui représente les habitants sont automatiquement créés lors de la génération des bâtiments, en suivant la procédure du modèle Si-flo (Taillandier et al., 2021). On peut noter aussi que certains agents seront utilisés dans la simulation alors que d'autres resteront statiques et ne serviront que pour initialiser le modèle (voir tableau 1).

**TABLEAU 1.** Agents du modèle DYCOMA

Agent	Description	Génération	Statique
<i>Water</i>	Rivière, fleuve, lac...	dessin	Oui
<i>Urban</i>	Zone urbaine	dessin	Oui
<i>Nature</i>	Zone naturelle	dessin	Oui
<i>Agriculture</i>	Zone agricole	dessin	Oui
<i>Flood_area</i>	Zone inondable	dessin	Oui
<i>Dyke</i>	Digue, barrage et autres composants chargés d'arrêter l'eau	dessin	Non
<i>Pool</i>	Bassin de rétention, et autre dispositif visant à capter l'eau	dessin	Non
<i>Water_in</i>	Point d'entrée de l'eau dans le système (e.g. point haut de la rivière)	dessin	Non
<i>Topo</i>	Courbe de niveau, traduisant la topographie du territoire	dessin	Oui

<i>ground</i>	Décrit le fond ; cet agent sert d'artefact pour affecter à un agent les éléments non remplis du dessin (restés blanc). Il n'a pas de rôle dans la simulation.	dessin	Oui
<i>Cell</i>	Grille qui supporte la simulation ; elle est automatiquement créée lors du processus d'agentification	automatique	Non
<i>Road</i>	Route ; elles sont directement créées entre les zones urbaines et dans les zones urbaines.	automatique/dessin	Non
<i>Building</i>	Bâtiments ; ils sont automatiquement créés dans les zones urbaines	automatique/dessin	Non
<i>People</i>	Habitants ; ils sont automatiquement créés à partir des bâtiments	automatique	Non

La figure 2 présente le dessin de la figure 1 agentifié. On peut voir sur cette image les agents *Building*, *Road*, *People*, *River*, *Green\_area* ainsi que la topographie portée par les agents *Cell*. La topographie du site est représentée par les formes de couleurs jaune, marron et bordeaux traduisant trois niveaux d'altitude. La rivière est représentée en bleu et les zones naturelles en vert. Les zones urbaines sont en gris clair ; à l'intérieur le modèle a généré des bâtiments (en noir) avec une répartition très ordonnée dans ce cas. Les bâtiments sont tous de forme carrée, mais avec des tailles variables. Le point rouge dans les bâtiments correspond aux habitants de ces bâtiments ; ils vont s'animer avec le lancement de la simulation, mais sont initialisés dans leur bâtiment respectif. Enfin, les lignes en gris foncé représentent les routes qui permettent aux habitants de circuler. Bien évidemment, d'autres éléments pourraient être ajoutés, tels que les ouvrages de protection, les zones agricoles ou les zones inondables ; cet exemple se veut avant tout illustratif.



**FIGURE 2.** Exemple de dessin agentifié (dessin de la figure 1)



Afin de pouvoir combiner information géographique et dessin (par exemple pour ajouter les éléments définis sur un fond de carte), il est possible de rattacher un dessin à un référentiel géographique. Pour cela, on utilise un shapefile de la zone considérée et qui va servir de référentiel pour le dessin (il sera appliqué sur cette même zone). Bien évidemment, si cette option n'intéresse pas l'utilisateur, il est possible de ne pas l'utiliser ; le dessin d'aura alors pas de référentiel géographique défini.

C. Dynamiques du modèle

Une fois que les différents agents du modèle ont été obtenus à partir de la phase d'agentification, il devient possible de simuler le système. Cela correspond à activer le comportement des différents agents du modèle. Le modèle permet de simuler le système sous deux conditions : dans un fonctionnement normal (hors aléa) et en cas d'inondation (Figure 3).

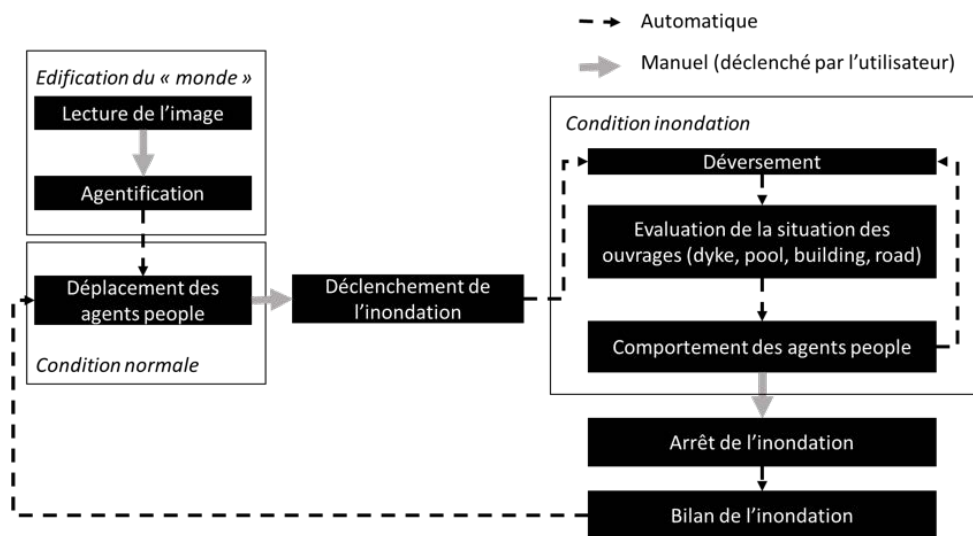


FIGURE 3. Dynamiques du modèle

Dans la condition normale, c'est avant tout les agents *People* qui vont agir, en se déplaçant dans les différents bâtiments pour réaliser leur agenda (i.e. comportement en lien avec la mobilité). Des agendas génériques issus de la littérature ont été retenus (Gaudou et al., 2020). Dans la condition inondation, on simule le déroulement d'une inondation. L'utilisateur déclenche l'inondation quand il le souhaite et peut choisir l'intensité de la pluie qui est supposée tomber uniformément sur le territoire et la quantité d'eau arrivant sur le secteur par l'amont du cours d'eau (au point *Water\_in*). Il est possible pour l'utilisateur de modifier ces paramètres à la volée durant la simulation (e.g. augmenter l'intensité de la pluie). L'arrivée d'eau dans le système va modifier le comportement des agents *People* et activer de nouveaux agents du modèle. Le modèle hydraulique est porté par la grille. Il s'agit d'un modèle simple de déversement repris de MANA-Flo (Taillandier et al., 2022). Le tableau 2 synthétise l'ensemble des comportements des agents du système dans les deux conditions (normale et inondation).

TABLEAU 2. Agents du modèle DYCOMA

Agent	Condition « normale »	Condition « inondation »
Water	Statique	Statique
Urban	Statique	Statique
Nature	Statique	Statique
Dyke	Statique	Peut se rompre en cas de contrainte importante
Pool	Statique	Se remplit avec l'arrivée d'eau jusqu'à atteindre sa capacité maximale
Water_in	Statique	Fait arriver de l'eau à chaque pas de temps
Topo	Statique	Statique
ground	Statique	Statique
Cell	Statique	Gère le déversement de l'eau d'une cellule à une cellule voisine en fonction de son altitude et de la présence d'ouvrages de protection
Road	Gère la vitesse en fonction du flux de véhicules présent dessus	Gère la vitesse en fonction du flux de véhicules présents dessus et de la hauteur d'eau
Building	Statique	Peut se remplir d'eau, occasionnant des dommages dans le bâtiment
People	Suit son agenda en se rendant dans différents bâtiments pour accomplir ses activités (non spécifiées)	Comportement complexe hérité de MANA-Flo (Taillandier et al., 2022)

### C. Implémentation

Le modèle MOD-DYCOMA a été implémenté sous la plateforme GAMA version 1.9 (Taillandier et al., 2019). GAMA est une plateforme de modélisation et de simulation multi-agents qui permet de simuler des systèmes de grande taille et qui dispose de différentes fonctionnalités importantes pour notre modèle. GAMA peut gérer les SIG (importation, modification, exportation), intègre des « skills » (fonction/architecture préprogrammée) dédiés à la mobilité (skills drive et move), au comportement cognitif (skills BDI, BEN...) et à la gestion des interactions utilisateur dans le modèle. La gestion des SIG permet de faire le lien entre dessin et données géographiques et permet ainsi d'introduire des éléments de « fond de carte » pour aider à réaliser le dessin. GAMA permet d'importer directement à la volée des données OpenStreetMap correspondant au territoire étudié. Les skills de comportement (cognitif et déplacement) permettent de construire l'architecture des agents *People* et de faciliter la modélisation de leur comportement. Les fonctionnalités d'interaction donnent des outils pour concevoir l'interface permettant d'agir sur le modèle (e.g. génération de l'inondation et de son intensité). Par ailleurs, au travers de plugins, GAMA permet d'utiliser une webcam pour enregistrer et analyser des images. Cette fonction est utilisée pour enregistrer le dessin qui servira de base au modèle.

A défaut de pouvoir décrire le modèle dans son ensemble dans le cadre de cet article, nous avons déposé le modèle en ligne (Taillandier and Taillandier, 2023). La version déposée est

consultable par tous (open source) et fait l'objet d'un développement en continu (il s'agit ainsi d'une version évolutive). La version actuelle est ainsi amenée à grandement évoluer dans les prochains mois.

#### IV. UTILISATION DU MODELE

##### A. Principes

Le modèle MOD-DYCOMA est fait pour être utilisé dans le cadre d'un atelier avec un ou plusieurs participants. L'atelier se passe en cinq temps : 1) introduction/briefing 2) dessin, 3) simulation, 4) amélioration, 5) discussion/débriefing. L'ensemble de cet atelier donne lieu à un enregistrement audio qui, en plus du dessin, nous permettra d'exploiter les résultats.

**Introduction.** Dans cette phase, nous expliquons aux participants, après nous être présentés, le principe de l'atelier. Il s'agit avant tout de mettre à l'aise les participants et de les motiver à ce qui suivra. Un point important est de dédramatiser l'importance de ce qu'ils produiront et d'insister sur le fait qu'il n'y a pas de bonne ou de mauvaise réponse, mais que l'on veut juste connaître leur point de vue sur les questions qui leur seront posées.

**Dessin.** Nous demanderons ensuite aux participants au travers d'une série de questions de dessiner les zones urbaines, les zones naturelles, différentes courbes de niveau, les infrastructures de gestion des inondations ainsi que tout élément qui leur semblerait important. On leur demandera aussi de dessiner les zones qui sont selon eux inondables. Tout en dessinant, les participants sont appelés à expliquer oralement ce qu'ils dessinent. Afin de les aider dans cette tâche, on peut leur fournir des éléments pré-dessinés, comme la topographie du territoire ou l'emplacement des rivières. Une fois le dessin terminé, on peut passer à la phase d'agentification des éléments dessinés. Pour cela, on « scan » le dessin avec la webcam et on attribue les couleurs des formes (objets) à des types d'agent (zone urbaine, naturelle...). On demande aussi aux participants des informations sur les zones urbaines (densité, hauteur des bâtiments, organisation), et si nécessaire, sur les reliefs (e.g. altitude minimale et maximale du territoire). Le modèle peut alors transformer automatiquement les objets en agents.

**Simulation.** On peut ensuite lancer la simulation, tout d'abord en conditions normales. On explique aux participants ce qui est simulé. On leur propose de générer une inondation, en leur laissant choisir son intensité. A chaque moment de la simulation, on demande aux participants de s'exprimer sur ce qu'ils voient et comprennent du fonctionnement du système. On leur expose alors des connaissances sur l'inondation et les stratégies de sa gestion en s'appuyant sur l'inondation.

**Amélioration.** On arrête la simulation et on propose aux participants d'ajouter de nouveaux dispositifs pour gérer l'inondation. Pour cette dernière phase, on peut s'appuyer sur les fiches proposées dans le jeu Sim-MANA (Moatty and Taillandier, 2022) qui propose au joueur d'utiliser des stratégies d'ingénierie classique, des stratégies hybrides et des solutions fondées sur la nature pour gérer les inondations. Chaque fiche contient une présentation de la stratégie, ainsi qu'une synthèse de ses forces et faiblesses. Une fois que les participants ont choisi les stratégies qu'ils souhaitent employer et les ont dessinées, on repasse par une phase d'agentification puis de

simulation (avec l'inondation). On demande aux participants de décrire ce qu'ils perçoivent de l'intérêt et de l'efficacité des nouvelles solutions choisies.

**Discussion.** Le dernier temps de l'atelier est assez libre. On demande aux participants de s'exprimer sur leur expérience, sur ce qu'ils ont compris, sur ce qui a changé de leur perception du risque inondation et de la façon de le gérer. Si l'on se trouve sur un territoire bien identifié en amont, et que l'on dispose des données réelles, on peut confronter la représentation des participants par rapport à la réalité (e.g. zones inondables). L'enjeu n'est pas de juger de la compétence des participants, mais de rendre compte des différences potentielles entre perception et réalité.

En plus de ces cinq temps d'atelier, dans le cadre d'un dispositif scientifique, on doit ajouter un procédé d'évaluation en amont (en début d'introduction) et en aval (en fin de discussion) de l'atelier. L'enjeu est de mesurer si cet atelier et l'outil utilisé ont été intéressants pour renforcer les connaissances des participants sur l'inondation, sa gestion et évaluer si cela a modifié leur envie de s'impliquer dans la gestion du risque inondation.

### *B. Discussion*

DYCOMA est une approche encore en construction. Cela se traduit au travers de différents points que nous allons discuter dans cette partie.

**Atelier.** Nous avons donné dans la partie A les principes de ces ateliers. Cependant, il y a encore un pas pour les rendre opérationnels. Il faut définir précisément comment se dérouleront les ateliers : un seul participant ou plusieurs en même temps, sur une ou plusieurs séances, quelles sont les différentes questions à poser, quels éléments à mettre à disposition, etc. Cela nécessite un travail supplémentaire, mais aussi des ateliers test afin d'évaluer la charge cognitive demandée, le temps des ateliers, la capacité des participants à répondre à nos questions, etc. des ateliers test sont ainsi prévus courant 2023. Ils permettront d'affiner ces éléments par cycles amélioration/test successifs. L'élaboration de ces ateliers se fait en collaboration avec des collègues issus des sciences humaines et sociales (géographie, sociologie et psychologie sociale).

**Modèle.** Faire évoluer le déroulement des ateliers pourrait donner lieu à des évolutions du modèle, en termes d'agents à intégrer, de phénomènes simulés, de sorties du modèle, d'interfaces, etc. Le modèle MOD-DYCOMA est un modèle en évolution, conçu pour être flexible et permettre d'intégrer de nouveaux éléments. Bien évidemment, l'ajout de nouveaux éléments dans le modèle conduirait aussi à des travaux d'implémentation.

**Résultats.** Une question importante dans l'utilisation des cartes mentales est la façon dont on exploite les sorties (cartes dessinées, retranscription des dires des participants) pour en tirer des enseignements. Au travers de cette approche, la question principale pour nous est la réflexion que cela suscite chez les participants. Cependant, les sorties des ateliers sont riches et en les croisant cela apporte des éléments intéressants sur la compréhension des perceptions des citoyens sur le risque inondation et sa gestion. Ce point fera l'objet d'un travail supplémentaire en se basant sur les sorties des ateliers test.

**Validation.** Un autre point est l'évaluation de l'approche (est ce qu'elle permet réellement un apprentissage), et ainsi sa validation. Cela présuppose de prévoir des outils d'évaluation (e.g.

questionnaire, pré et post atelier). Bien évidemment, cela nécessite aussi de prévoir des ateliers et de mettre en œuvre la méthode.

## V. CONCLUSION

Nous avons présenté dans cet article une approche (DYCOMA) et un modèle (MOD-DYCOMA) visant à sensibiliser les citoyens au risque inondation et à sa gestion. Cela passe par la combinaison de cartes mentales et de simulation agent participative, permettant aux participants d'explicitier leur représentation du territoire, des inondations et des ouvrages permettant de les gérer, puis de simuler l'ensemble. L'enjeu est de faire réfléchir les participants sur les inondations sur leur territoire et la façon de les gérer, mais aussi à leur possible implication dans la gestion de ces risques. Cet article s'est focalisé sur l'outil, mais il reste un travail important sur la démarche afin de pouvoir rendre DYCOMA réellement opérationnel. Un travail est en cours en ce sens, devant permettre d'élaborer des ateliers et de répondre à différentes questions méthodologiques qui se posent et qui ont été explicitées dans la partie de discussion. Pour accomplir cela, nous avons mobilisé une équipe pluridisciplinaire permettant à des chercheurs de différentes disciplines (génie civil, informatique, psychologie sociale, urbanisme...) de travailler ensemble. DYCOMA sera la base d'un projet qui devrait se poursuivre dans les prochaines années, enrichissant l'approche et le modèle.

## REFERENCES

- Becu, N., Amalric, M., Anselme, B., Beck, E., Bertin, X., Delay, E., Long, N., Manson, C., Nicolas, M., Pignon-Mussaïd, C., Rousseaux, F., 2016. Participatory simulation of coastal flooding: building social learning on prevention measures with decision-makers. Presented at the 8th International Congress on Environmental Modelling and Software, p. p.1-14.
- Bochenek, M., 2019. The Mind Mapping Technique in Project Management, in: Proceedings of the Creative Construction Conference 2019. Presented at the Creative Construction Conference 2019, Budapest University of Technology and Economics, pp. 463–469. <https://doi.org/10.3311/CCC2019-064>
- C. Y. Wong, 2010. Cognitive mapping on user interface design, in: 2010 International Conference on Computer Applications and Industrial Electronics. Presented at the 2010 International Conference on Computer Applications and Industrial Electronics, pp. 288–293. <https://doi.org/10.1109/ICCAIE.2010.5735091>
- Degeai, J.-P., Blanchemanche, P., Tavenne, L., Tillier, M., Bohbot, H., Devillers, B., Dezileau, L., 2022. River flooding on the French Mediterranean coast and its relation to climate and land use change over the past two millennia. *CATENA* 219, 106623. <https://doi.org/10.1016/j.catena.2022.106623>
- Dias, P., Ramadier, T., 2017. Relations sociales et cartographie cognitive. Les points de référence comme noyau central des représentations spatiales. *Cah. Int. Psychol. Soc.* Numéro 116, 319–349.
- Gaillard, J., Wisner, B., Benouar, D., Cannon, T., Créton-Cazanave, L., Dekens, J., Fordham, M., Gilbert, C., Hewitt, K., Kelman, I., Lavell, A., Morin, J., N'Diaye, A., o'keefe, P., Oliver-Smith, A., Quesada, C., Revet, S., Sudmeier-Rieux, K., Pauline, T., Vallette, C., 2010. Alternatives for Sustained Disaster Risk Reduction. *Hum. Geogr.* 3, 66–88. <https://doi.org/10.1177/194277861000300106>
- Gaudou, B., Huynh, N.Q., Philippon, D., Brugière, A., Chapuis, K., Taillandier, P., Larmande, P., Drogoul, A., 2020. COMOKIT: A Modeling Kit to Understand, Analyze, and Compare the Impacts of Mitigation Policies Against the COVID-19 Epidemic at the Scale of a City. *Front. Public Health* 8, 587. <https://doi.org/10.3389/fpubh.2020.563247>
- Gould, P., White, R., 2012. *Mental Maps*. Routledge.
- Huang, L.-K., Wang, M.-J.J., 1995. Image thresholding by minimizing the measures of fuzziness. *Pattern Recognit.* 28, 41–51. [https://doi.org/10.1016/0031-3203\(94\)E0043-K](https://doi.org/10.1016/0031-3203(94)E0043-K)

- Koschan, A., Abidi, M.A., 2008. *Digital Color Image Processing*. John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, NJ, USA. <https://doi.org/10.1002/9780470230367>
- Lariagon, R., 2015. La carte mentale: un outil pour explorer la dimension territoriale de l'expérience étudiante? L'exemple des étudiants de licence de l'université technologique de Petatlán (Mexique).
- Moatty, A., Taillandier, F.S., 2022. Un jeu sérieux fondé sur un modèle Agent pour sensibiliser aux Solutions fondées sur la Nature pour gérer les inondations. *Acad. J. Civ. Eng.* 40, 1–4. <https://doi.org/10.26168/ajce.40.1.1>
- Panonacle, S., 2021. *Ecologie, Développement et mobilité -durables - Protection de l'environnement et prévention des risques*. Commission du développement durable et de l'aménagement du territoire sur le projet.
- Poublan-Attas, V., 1998. *L'espace urbain déformé: transports collectifs et cartes mentales* (phdthesis). Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Taillandier, F., Di Maiolo, P., Taillandier, P., Jacquenod, C., Rauscher-Lauranceau, L., Mehdizadeh, R., 2021. An agent-based model to simulate inhabitants' behavior during a flood event. *Int. J. Disaster Risk Reduct.* 64, 102503. <https://doi.org/10.1016/j.ijdr.2021.102503>
- Taillandier, F., Moatty, A., Curt, C., Di Maiolo, P., Beullac, B., Brueder, P., 2022. La modélisation Agent pour sensibiliser aux Solutions Fondées sur la Nature pour gérer les inondations, in: *JFSMA 2022. SMA et Smart Cities*. Presented at the Journées Francophones sur les Systèmes Multi-Agents, St Etienne.
- Taillandier, F., Taillandier, P., 2023. *Dycoma*.
- Taillandier, P., Gaudou, B., Grignard, A., Huynh, Q.-N., Marilleau, N., Caillou, P., Philippon, D., Drogoul, A., 2019. Building, composing and experimenting complex spatial models with the GAMA platform. *GeoInformatica* 23, 299–322. <https://doi.org/10.1007/s10707-018-00339-6>
- Wang, C., Hou, J., Miller, D., Brown, I., Jiang, Y., 2019. Flood risk management in sponge cities: The role of integrated simulation and 3D visualization. *Int. J. Disaster Risk Reduct.* 39, 101139. <https://doi.org/10.1016/j.ijdr.2019.101139>
- Weiss, K., Girandola, F., Colbeau-Justin, L., 2011. Les comportements de protection face au risque naturel : de la résistance à l'engagement. *Prat. Psychol., Psychologie sociale appliquée a l'environnement* 17, 251–262. <https://doi.org/10.1016/j.prps.2010.02.002>

# Optimisation du dimensionnement de pieux hélicoïdaux pour fondations en milieu maritime

Jacintha NABY<sup>1</sup>, Jérôme QUIRANT<sup>1</sup>, Julien AVERSENG<sup>1</sup>

<sup>1</sup> LMGC, Univ. Montpellier, CNRS, Montpellier, France

## RESUME

Le pieu hélicoïdal est un type de fondation légère qui mérite d'être étudié dans le cas d'ouvrages côtiers. Il se compose d'un fût muni d'une ou plusieurs hélices permettant de le fixer par vissage dans le sol. En plus de sa bonne résistance structurelle aux forces de traction, compression et latérales, il est aussi facile et rapide à installer, ce qui le rend peu coûteux et respectueux de l'environnement. Comme tout autre structure de génie civil, le dimensionnement des pieux hélicoïdaux présente aussi une grande importance afin d'optimiser sa portance. Celle-ci varie en fonction du nombre d'hélices, de l'espacement entre hélices, de leur diamètre, de leur position ainsi que des caractéristiques du sol, notamment l'angle de frottement. Les études expérimentales décrites dans la littérature jusqu'à présent sont toutes menées dans du sable sec. Or, la présence de l'eau dans un sable modifie la cohésion entre les grains, ce qui impacte à son tour la portance du sol. C'est la raison pour laquelle nous présentons une nouvelle étude sur la portance en compression et en traction de pieux hélicoïdaux, en utilisant des spécimens d'échelle réduite imprimés en 3D et enfoncés dans un lit de billes de verre sec et totalement saturé. Le but est de pouvoir faire varier entre autres les géométries des pieux hélicoïdaux, afin d'en tirer de nouvelles relations qui permettront une conception optimisée, mais aussi de pouvoir caractériser l'effet de l'eau dans l'interaction sol-structures.

**Mots-clés :** Pieu hélicoïdal, compression, traction, saturation, interaction sol-structure

## I. INTRODUCTION

De nos jours, l'accès en toute autonomie dans la mer reste encore un problème en France (Hrazmi, 2021). Un système de mise à l'eau fixe, ludique et thérapeutique, situé à Hyères, développé par l'association « un fauteuil à la mer » (Hrazmi et al., 2021), propose une solution à ce problème. Mais, il n'est pas applicable partout vu sa non-conformité à la loi du littoral. Cette loi du 03 janvier 1986 précise que tout aménagement à la plage doit être démontable, transportable et à faible impact environnemental (Hrazmi et al., 2021; Jamin et al., 2016). C'est dans ce cadre que le projet POZEIA a vu le jour. Ce projet a pour objectif le développement d'un ponton d'accès en mer pour tous (Figure 1) à base de structures de tenségrité, léger, pliable/dépliable et modulaire. La partie superstructure de ce projet est déjà conçue, réalisée et validée sur le terrain par Issam HRAZMI et al. (Hrazmi et al., 2021). Concernant la partie infrastructure, une solution basée sur des pieux hélicoïdaux est envisagée.

Les pieux hélicoïdaux, utilisés généralement dans des ouvrages maritimes, sont un type de fondation économique (Abd el-Rahim et al., 2013; Ali et al., 2021; Aydin et al., 2012; Mohajerani et al., 2016; Wang et al., 2013), réutilisable et respectueux de l'environnement ("Lateral Performance of Helical Pile in Cohesionless Soil," 2021; Salem and Hussein, 2017). Ils résistent bien à la compression, traction et aux charges latérales (Mohajerani et al., 2016). Le nombre d'hélices, leur position et leur pas (Figure 2), sont des paramètres qui interviennent sur leur capacité portante. Ali AhmedS et al. (Ali et al., 2021) et Al-Baghdadi T. (Al-Baghdadi et al., 2015) affirment aussi que la portance en compression augmente en fonction du diamètre et de la position des hélices. Abd el-Rahim HHA et al. (Abd el-Rahim et al., 2013) confirment dans leur étude que le diamètre et la profondeur d'encastrement des hélices aident les pieux à supporter les charges de compression et limitent le soulèvement. Salem et al. (Salem and Hussein, 2017) indiquent aussi dans leur étude que la résistance au soulèvement varie en fonction du nombre d'hélices et de la profondeur d'encastrement. De plus, Wang D. et al. (Wang et al., 2013) expliquent que la capacité latérale ultime augmente avec l'augmentation du diamètre de l'hélice et diminue avec l'augmentation du pas de l'hélice. Abdrabbo FM et al. (Abdrabbo and El Wakil, 2016) indiquent aussi dans leur article que la portance des pieux hélicoïdaux dépend des propriétés du sol, de la profondeur d'encastrement et du nombre d'hélices.

Les études citées ci-dessus concernent toutes des sols secs. Or, il est connu, comme mentionné par Etienne Guyon et al. (Guyon et al., 2017), que la présence de l'eau et de l'air entre les grains crée des forces capillaires. Ces forces de cohésion varient en fonction de la teneur en eau jusqu'à s'annihiler à la saturation. L'eau modifie ainsi les propriétés mécaniques du sol.

Dans cette présente étude, nous allons nous intéresser à deux paramètres et à leur impact sur la portance : la géométrie du pieu hélicoïdal lui-même (nombre d'hélices, dimensions, etc.) et la présence d'eau dans le sol.



FIGURE 1. Ponton d'accès en mer pour tous (Hrazmi, 2021)



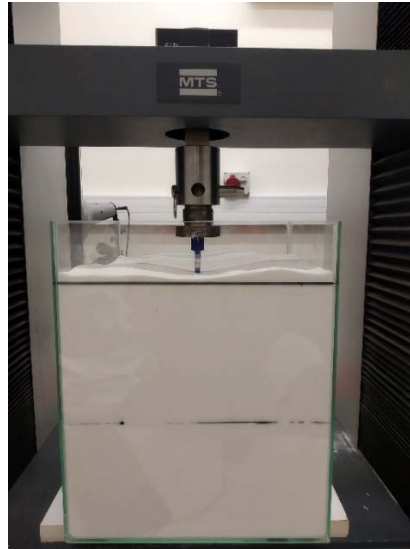
FIGURE 2. Pieux hélicoïdaux

## II. EXPERIMENTATIONS

Pour cette étude expérimentale, une série d'essais a été menée à l'aide d'une machine universelle sur des pieux hélicoïdaux, imprimés en 3D à échelle réduite. Ils sont installés manuellement dans un conteneur rempli d'un sol modèle constitué de billes de verre en conditions sèche et saturée. L'objectif est d'obtenir des données concrètes pour améliorer les modèles prédictifs de calcul de la



capacité en compression et en traction de ces pieux hélicoïdaux ainsi que de caractériser l'impact de l'eau dans l'interaction sol-structure.



**FIGURE 3.** Pieu hélicoïdal chargé en compression dans un milieu modèle de billes de verre à l'état sec

#### A. Matériaux et matériels utilisés

##### 1. Billes de verre

Selon Garnier et al. (Garnier et al., 2007), le rapport entre le diamètre du fût et le diamètre moyen des grains doit être supérieure à 35 afin de respecter l'interaction sol-structure et les règles de similitude. Dans notre cas, nous utilisons des billes de verre dont la plage granulométrique s'étend de 70 à 110  $\mu\text{m}$  comme sol-modèle, ce qui donne un rapport d'échelle de 72, largement suffisant par rapport à la condition minimale.

Les propriétés physiques de ce mélange (Tableau 1) se rapprochent assez bien de celles d'un sable réel issu de la plage de Carnon (France) qui a été également caractérisé : masse volumique 2604  $\text{kg}/\text{m}^3$ , masse volumique apparente 1429  $\text{kg}/\text{m}^3$  et porosité 51%.

**TABLEAU 1.** Caractéristiques du mélange de billes de verre utilisé

	Valeurs
Masse volumique absolue [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ]	2449
Masse volumique apparente sèche [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ]	1320
Masse volumique saturée [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ]	1780
Masse volumique déjaugée [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ]	780
Porosité [%]	46
Angle de frottement [°]	21

##### 2. Pieux hélicoïdaux

Les pieux hélicoïdaux testés sont construits à échelle 1/8. Leurs géométries sont variables et sont définies par le rapport du diamètre  $D$  des hélices sur celui du fût, les espacements  $S$  entre hélices, les positions  $H_b$  des hélices les plus basses ainsi que leur nombre  $n$  (Tableau 2).



FIGURE 5. Exemples de pieux hélicoïdaux imprimés en 3D

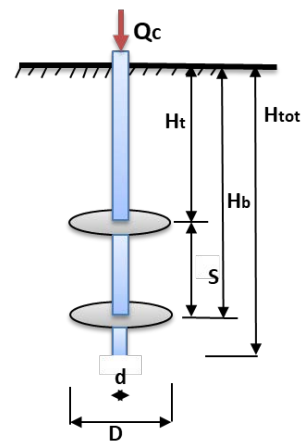


FIGURE 6. Paramètres géométriques des pieux hélicoïdaux testés

TABLEAU 2. Géométries des pieux hélicoïdaux testés

	N° model	Model	Htot [mm]	Ht [mm]	Hb [mm]	d [mm]	D [mm]	S [mm]	n [-]
Variation de D	1	D/d=1,50	125	83,25	112,5	6,5	9,75	29,25	2
	2	D/d=2,00	125	83,25	112,5	6,5	13,01	29,25	2
	3	D/d=2,75	125	83,25	112,5	6,5	17,89	29,25	2
	4	D/d=4,00	125	83,25	112,5	6,5	26,03	29,25	2
Variation de S	5	S/D=0,50	125	103,55	112,5	6,5	17,89	8,95	2
	6	S/D=2,00	125	76,72	112,5	6,5	17,89	35,78	2
	7	S/D=2,25	125	72,24	112,5	6,5	17,89	40,26	2
	8	S/D=4,75	125	27,52	112,5	6,5	17,89	84,98	2
Variation de Hb	9	Hb/Htot=0,10	125	-	-	6,5	17,89	-	1
	10	Hb/Htot=0,50	125	-	-	6,5	17,89	-	1
	11	Hb/Htot=0,90	125	-	-	6,5	17,89	-	1
	12	Hb/Htot=1,00	125	-	-	6,5	17,89	-	1
Variation de n	13	n=1	125	-	-	6,5	17,89	-	1
	14	n=2	125	72,24	-	6,5	17,89	40,26	2
	15	n=3	125	72,24 31,98	-	6,5	17,89	40,26	3

3. Conteneur

Hamed M. et al. (Hamed et al., 2019) ainsi que Abbas HO et al. (Abbas and Ali, 2020) expliquent que la contrainte de rupture dans le sol s'étend horizontalement sur une largeur d'au moins 2,5D et sous la pointe du pieu de 2D à 4D. Le bac en verre utilisé, de dimension 250 mm x 250 mm x 300 mm (hauteur), présente un facteur 10 pour le plus grand diamètre de pieux testés, permettant de limiter les effets de bord.

#### 4. Banc d'essai :

Une machine universelle MTS avec un capteur de force de capacité 500 N est utilisée pour la mise en charge en compression et traction.

#### B. Protocole d'essai

Les essais de compression et traction sont d'abord menés dans des billes de verre sèches puis dans un milieu de billes de verre saturées en eau. Les étapes d'un essai sont les suivantes :

1. Dans le cas des essais saturés, l'eau est versée dans le conteneur en quantité suffisante pour la saturation, par calcul en fonction de la porosité et du volume de billes de verre présent dans le conteneur. On considère que les billes de verre sont totalement saturées quand la hauteur de l'eau dépasse celle des billes de verre ;
2. Les billes de verre sont ensuite disposées couche par couche dans le conteneur à l'aide d'un entonnoir dans le but d'uniformiser leur mise en place jusqu'à atteindre la hauteur nécessaire ;
3. Les pieux hélicoïdaux sont mis en place par rotation manuelle jusqu'à la profondeur d'encastrement souhaitée (le couple d'installation nécessaire étant trop faible, il n'a pu être mesuré de façon fiable) ;
4. Essai par application de la charge de compression/traction à une vitesse de 0,5 mm/min (Joshi et al., 1992) jusqu'à l'atteinte d'un déplacement de 5 mm, ce qui est largement suffisant pour atteindre les capacités portantes limites (figure 7 et 8).

### III. RESULTATS ET DISCUSSION

Dans cette partie, nous montrons les résultats des essais de compression et traction dans les cas secs et saturés. Pour l'analyse, compte tenue de la forme des courbes obtenues, nous avons opté dans le cas de la compression (figure 7) pour un critère utilisé couramment (Elshehbiny ZH et al. (Elshehbiny and El Naggar, 2013)) qui consiste à fixer la limite de sollicitation correspondant à un déplacement de 10% du diamètre de l'hélice (pour notre étude à 0,97 mm pour  $D/d=1,5$  ; à 1,30 mm pour  $D/d=2$  ; à 1,79 mm pour  $D/d=2,75$  et à 2,60 mm pour  $D/d=4$ ). Pour le cas de la traction, le pic de la courbe permet de définir directement la limite de sollicitation (figure 8).

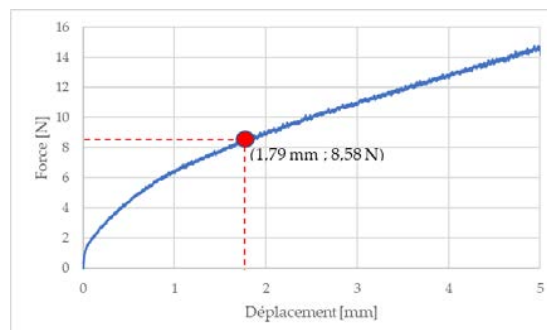


FIGURE 7. Essai de compression en cas sec pour  $S/D=2,25$

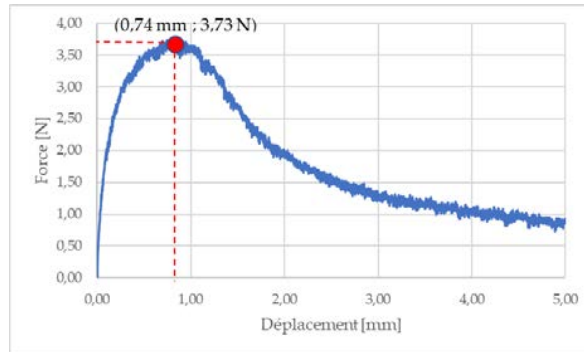


FIGURE 8. Essai de traction en cas sec pour  $S/D=2,25$

A. Essais en compression

L’allure des courbes des essais de compression obtenues est généralement identique dans les cas secs et saturés. Il ressort que :

- la portance en compression augmente en fonction du diamètre de l’hélice  $D$  (figure 9);
- la force de compression atteint sa valeur maximale dans le cas de  $S/D= 2$  (figure 10);
- le pieu hélicoïdal est plus performant quand l’hélice inférieure est plus profondément ancrée (figure 11);
- le résistance en compression est relativement peu affectée par le nombre d’hélices (figure 12), l’hélice inférieure jouant le plus grand rôle. Il y a peu d’intérêt à utiliser plus de deux hélices.

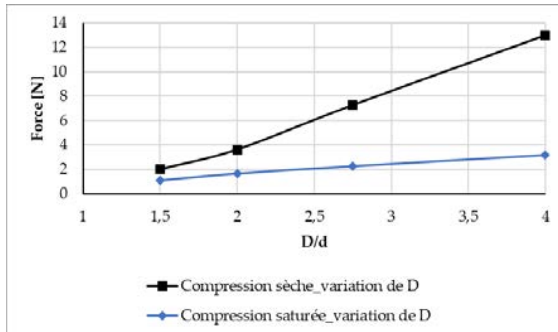


FIGURE 9. Compression sèche et saturée avec la variation du diamètre d’hélice  $D$

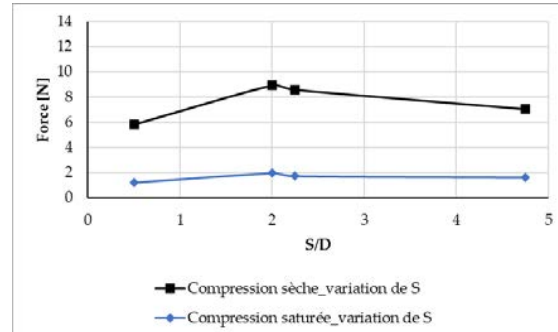


FIGURE 10. Compression sèche et saturée avec la variation de l’espacement d’hélices  $S$

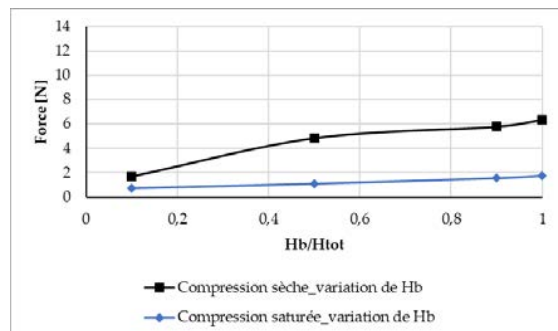


FIGURE 11. Compression sèche et saturée avec la variation de la position d’hélice  $H_b$

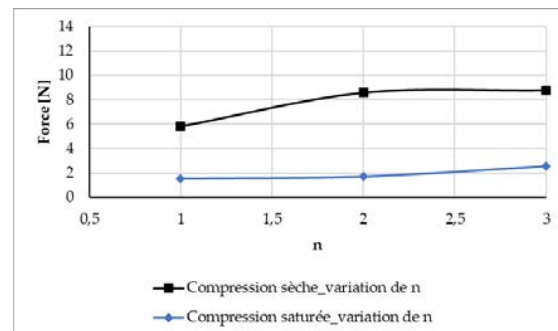


FIGURE 12. Compression sèche et saturée avec la variation du nombre d’hélice  $n$

B. Essais en traction

Comme en compression, les courbes des essais en traction sèche et saturée montrent des tendances similaires :

- la figure 13 illustre bien l’augmentation de la portance avec le diamètre de l’hélice. Cela est due à l’augmentation de la surface de contact hélice-sol ;
- l’espacement des hélices ne semble pas jouer de rôle dans le cas de la traction (figure 14) ;
- la figure 15 présente le gain de portance apporté par la profondeur de l’hélice inférieure ;
- comme en compression, le nombre d’hélices en traction (figure 16) ne semble pas avoir d’impact majeur.

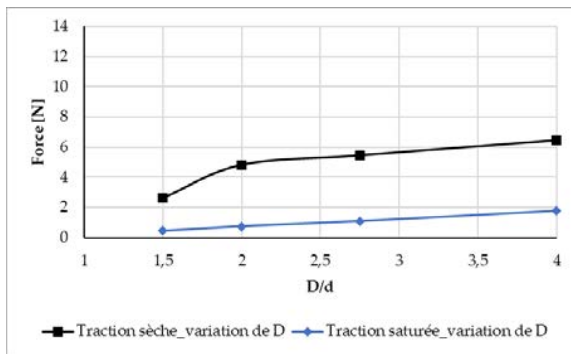


FIGURE 13. Traction sèche et saturée avec la variation du diamètre d’hélice D

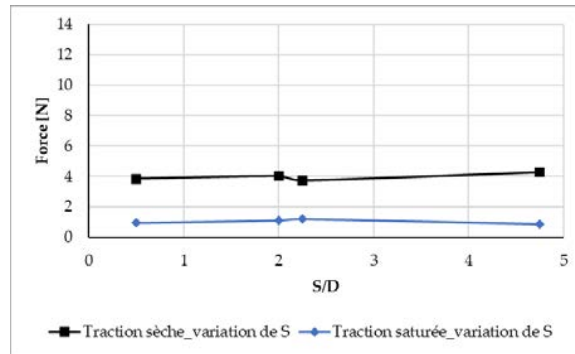


FIGURE 14. Traction sèche et saturée avec la variation de l’espacement d’hélices S

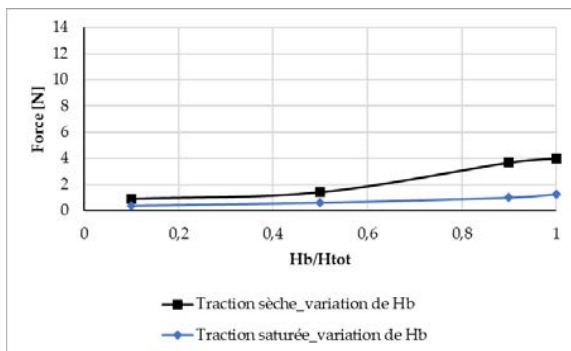


FIGURE 15. Traction sèche et saturée avec la variation de la position d’hélice Hb

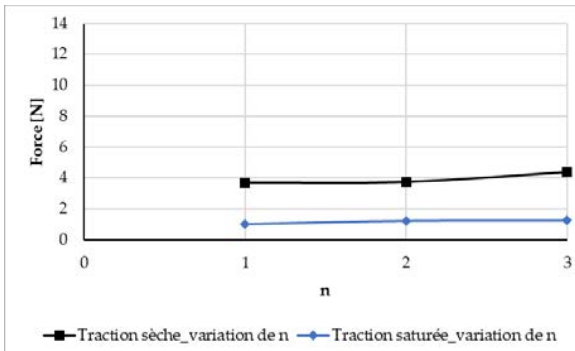
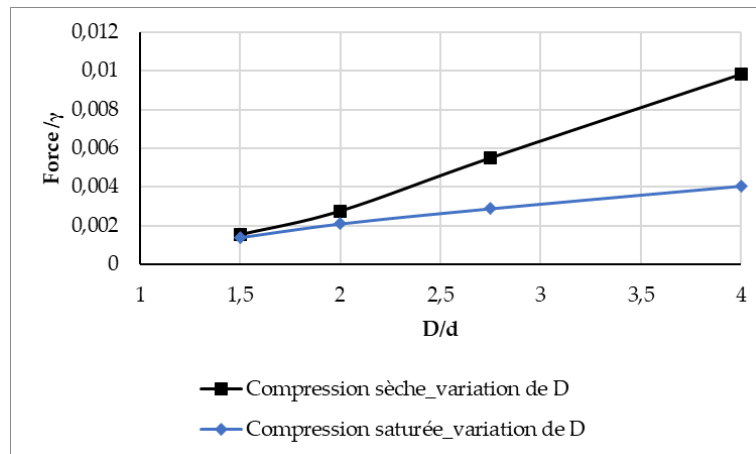


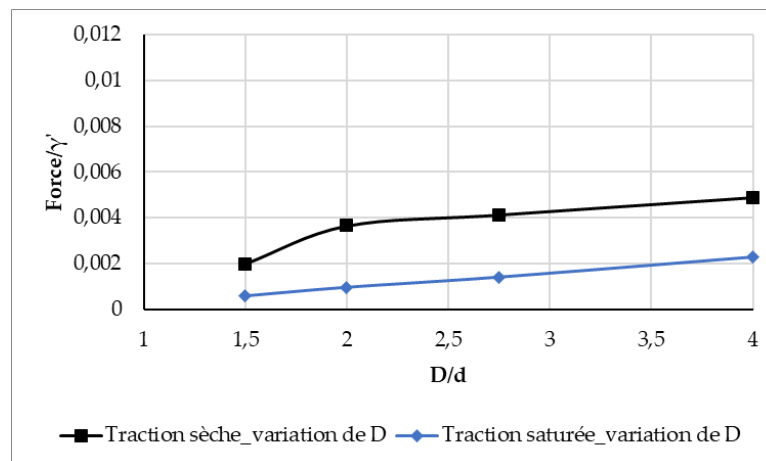
FIGURE 16. Traction sèche et saturée avec la variation du nombre d’hélice n

C. Discussion

La masse volumique étant un paramètre central qui régit la plupart des modes de ruine et modèles de comportement du sol, nous proposons un adimensionnement des résultats par rapport au poids volumique sec ( $\gamma$ ) et déjaugé ( $\gamma'$ ) d’un volume de sol de référence. Ceux-ci présentés en figure 17 et 18 montrent l’effet important de la présence d’eau, qui ramène d’un facteur 4 sur les résultats bruts à un facteur 2 l’écart entre portance dans le cas déjaugé par rapport au cas sec. Ceci montre que d’autres paramètres en lien avec l’état saturé du sol restent à identifier. En effet, l’utilisation de billes de verre, tout en permettant de respecter les règles de similitude au niveau des tailles de grain, ont probablement un effet important par leur forme sur le frottement pieux-billes en présence d’eau.



**FIGURE 17.** Adimensionnement de la compression sèche et saturée avec la variation du diamètre d'hélice D



**FIGURE 18.** Adimensionnement de la traction sèche et saturée avec la variation du diamètre d'hélice D

## V. CONCLUSION ET PERSPECTIVES

Les résultats d'essais obtenus montrent que les pieux hélicoïdaux présentent des résistances supérieures en compression qu'en traction, confirmant les résultats de Sakr (Sakr, 2011). De plus, la performance des pieux hélicoïdaux dans le cas sec est supérieure par rapport au cas saturé, avec un facteur de l'ordre de 4. Cette valeur est supérieure au rapport entre le poids volumique sèche et déjaugé ( $\gamma/\gamma'=1,69$ ). La masse volumique étant un des paramètres centraux dans les limites de résistance, cette différence nous conduit à envisager des essais supplémentaires, à la fois pour explorer l'origine de l'écart mais aussi en nous basant sur du matériau réel, du sable récolté in situ.

L'objectif, au-delà de cette étude, est de contribuer à un modèle plus fidèle permettant un dimensionnement fiable de pieux de fondation en milieu maritime. Au final, il s'agira de rendre possible la construction de structures légères pour le développement de l'accès à la mer pour tous.

## REFERENCES

- Abbas, H.O., Ali, O.K., 2020. Parameters Affecting Screw Pile Capacity Embedded in Soft Clay Overlaying Dense Sandy Soil. IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng. 745, 012117. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/745/1/012117>
- Abd el-Rahim, H.H.A., Taha, Y.K., Mohamed, W.E. din E. sharif, 2013. THE COMPRESSION AND UPLIFT BEARING CAPACITIES OF HELICAL PILES IN COHESIONLESS SOIL. JES. Journal of Engineering Sciences 41, 2055–2064. <https://doi.org/10.21608/jesaun.2013.114946>
- Abdrabbo, F.M., El Wakil, A.Z., 2016. Laterally loaded helical piles in sand. Alexandria Engineering Journal 55, 3239–3245. <https://doi.org/10.1016/j.aej.2016.08.020>
- Al-Baghdadi, T., Brown, M., Knappett, J., Ishikura, R., 2015. Modelling of laterally loaded screw piles with large helical plates in sand, in: Meyer, V. (Ed.), *Frontiers in Offshore Geotechnics III*. CRC Press, pp. 503–508. <https://doi.org/10.1201/b18442-62>
- Ali, Ahmed.S., Salim, Nahla.M., Baqir, Husam.H., 2021. Numerical Modelling of Axially Loaded Helical Piles: Compressive Resistance. E3S Web Conf. 318, 01018. <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202131801018>
- Aydin, M., Bradka, T.D., Kort, D.A., 2012. Osterberg Cell Load Testing on Helical Piles 66–74. [https://doi.org/10.1061/41165\(397\)8](https://doi.org/10.1061/41165(397)8)
- Elshebiny, Z.H., El Naggar, M.H., 2013. Axial compressive capacity of helical piles from field tests and numerical study. Canadian Geotechnical Journal 50, 1191–1203. <https://doi.org/10.1139/cgj-2012-0487>
- Garnier, J., Gaudin, C., Springman, S.M., Culligan, P.J., Goodings, D., Konig, D., Kutter, B., Phillips, R., Randolph, M.F., Thorel, L., 2007. Catalogue of scaling laws and similitude questions in geotechnical centrifuge modelling. International Journal of Physical Modelling in Geotechnics 7, 01–23. <https://doi.org/10.1680/ijpmg.2007.070301>
- Guyon, E., Delenne, J.-Y., Radjai, F., 2017. *Matière en grains*, Odile Jacob. ed.
- Hamed, M., Canakci, H., Khaleel, O., 2019. Performance of Multi-Helix Pile Embedded in Organic Soil Under Pull-out Load. Transp. Infrastruct. Geotech. 6, 56–66. <https://doi.org/10.1007/s40515-018-00069-0>
- Hrazmi, I., 2021. *Solution structurelles d'accès d'accès facilité à la mer*. Université de Montpellier.
- Hrazmi, I., Averseng, J., Quirant, J., Jamin, F., 2021. Deployable double layer tensegrity grid platforms for sea accessibility. Engineering Structures 231, 111706. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111706>
- Jamin, F., Averseng, J., Quirant, J., Vigan-amouri, S., 2016. La mer accessible à tous: les systèmes de tensegrité déployables au service de l'autonomie 7.

Joshi, R.C., Achari, G., Kaniraj, S.R., 1992. Effect of loading history on the compression and uplift capacity of driven model piles in sand. *Can. Geotech. J.* 29, 334–341. <https://doi.org/10.1139/t92-038>

Lateral Performance of Helical Pile in Cohesionless Soil [WWW Document], 2021. . [springerprofessional.de. URL https://www.springerprofessional.de/en/lateral-performance-of-helical-pile-in-cohesionless-soil/19012158](https://www.springerprofessional.de/en/lateral-performance-of-helical-pile-in-cohesionless-soil/19012158) (accessed 1.11.22).

Mohajerani, A., Bosnjak, D., Bromwich, D., 2016. Analysis and design methods of screw piles: A review. *Soils and Foundations* 56, 115–128. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2016.01.009>

Sakr, M., 2011. Installation and performance characteristics of high capacity helical piles in cohesionless soils 39–57.

Salem, T., Hussein, M., 2017. AXIAL TENSILE CAPACITY OF HELICAL PILES FROM FIELD TESTS AND NUMERICAL STUDY. *Port-Said Engineering Research Journal* 21, 111–119. <https://doi.org/10.21608/pserj.2017.33299>

Wang, D., Merifield, R. s., Gaudin, C., 2013. Uplift behaviour of helical anchors in clay. *Canadian Geotechnical Journal* 50, 575–584. <https://doi.org/10.1139/cgj-2012-0350>



# Renforcement des plaques de plâtre par des fibres de lin

Oladikpo Gatien AGOSSOU<sup>1</sup>, Sofiane AMZIANE<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Université Clermont Auvergne, Clermont Auvergne INP, CNRS, Institut Pascal, F-63000 Clermont-Ferrand

**RESUME :** La plaque de plâtre est un matériau utilisé dans la construction pour ses multiples qualités et propriétés fonctionnelles telles que : sa faible densité, résistance au feu, isolation thermique, régulateur de l'hygrométrie des enceintes, aspect décoratif etc. Du point de vue environnementale, la production d'une tonne de plaque de plâtre induit environ 355 Kg de rejet du CO<sub>2</sub> dans l'atmosphère. Cette étude vise à réduire cette empreinte carbone, tout en augmentant les propriétés mécaniques et thermiques des plaques de plâtre. Les fibres de lin de 12 mm de longueur, ont été utilisées, substituant le plâtre en fraction volumique. L'incorporation de 10% des fibres de lin, neutralise l'empreinte carbone de la plaque de plâtre. Cependant, l'éventuelle formation d'écheveaux de fibres lors du mélange, qui peut affecter la résistance mécanique, impose une limitation d'ajout des fibres de lin à 1, 2 et 3%. Une amélioration de la résistance à la flexion a été observée pour les composites renforcés de fibres. Les fibres ont modifié le comportement mécanique tel que la ténacité, par rapport au plâtre non renforcé. Outre l'amélioration des propriétés mécaniques, l'ajout des fibres a baissé la valeur de la conductivité thermique des composites renforcés, synonyme d'une amélioration de l'isolation thermique.

**Mots-clefs :** Plaque de plâtre, empreinte carbone, fibres de lin, propriétés mécaniques et thermiques

## I. INTRODUCTION

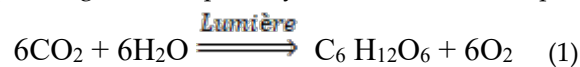
La plaque de plâtre est un matériau longtemps et largement utilisé dans le domaine de la construction en raison de ses multiples qualités et propriétés fonctionnelles telles que : sa faible densité, sa résistance au feu, son isolation thermique et phonique, ainsi que son faible coût de production etc. Cependant, elle présente une grande fragilité et une faible résistance mécanique, qui peuvent être des facteurs limitant son utilisation dans certaines applications. Ceci a suscité l'intérêt des travaux de recherche en vue de son renforcement par des fibres synthétiques [10] (fibres de verre, carbonées, basalte, etc.) afin d'augmenter ses propriétés mécaniques, notamment la ténacité qui est intéressante pour le vissage. Cependant, le coût élevé et l'impact environnemental des fibres synthétiques constituent un handicap pour leur utilisation dans le plâtre.

D'autre part, la production d'une tonne de plaques de plâtre induit un rejet d'environ 355Kg de dioxyde de carbone dans l'atmosphère [14]. Dans ce contexte de développement durable et de réduction de l'impact environnemental des matériaux de construction, l'utilisation de fibres végétales, au détriment des fibres synthétiques, dans les plaques de plâtre semble être une solution prometteuse pour le bien-être l'atmosphère. Il faut aussi noter que les fibres végétales sont une ressource renouvelable. Dans cette perspective de lutte contre le réchauffement climatique et du fait des raisons susmentionnées, ce travail, d'une part, vise à réduire l'empreinte carbone liée à la

production des plaques en substituant une partie du plâtre par des fibres végétales. D'autre part, ce travail s'intéresse à la caractérisation mécanique et thermique de plaques de plâtre renforcées par les fibres de lin.

## II. Impact environnemental : évaluation de l'empreinte carbone des plaques de plâtre

Dans une première approche de cette étude, la compréhension de la réduction de l'empreinte carbone des plaques de plâtre par les fibres végétales, était d'une grande importance pour la fabrication de composites fibreux. Certaines données de l'analyse du cycle de vie (ACV) BA 13 ont été collectées et ont permis de quantifier la masse de dioxyde de carbone que pourraient rejeter les composites fibreux dans l'atmosphère. Ce calcul est basé sur l'établissement d'équations mathématiques dérivées de l'équilibre du phénomène de photosynthèse et de la masse de carbone séquestrée dans une espèce végétale. La photosynthèse se caractérise par l'Eq. (1).



Il convient également de rappeler que la masse de dioxyde de carbone (Eq. (2).) dans une fibre végétale dépend de la teneur en carbone qu'elle contient (Tableau 1). L'Eq. (2) permet donc de prédire la masse de CO<sub>2</sub> qui pourrait être séquestrée dans une plaque de plâtre.

$$m_{\text{CO}_2} = m_{\text{sèche}} \frac{\%C}{100} \times \frac{M_{\text{CO}_2}}{M_C} \quad (2)$$

M : Masse molaire

%C : Teneur de carbone en pourcentage

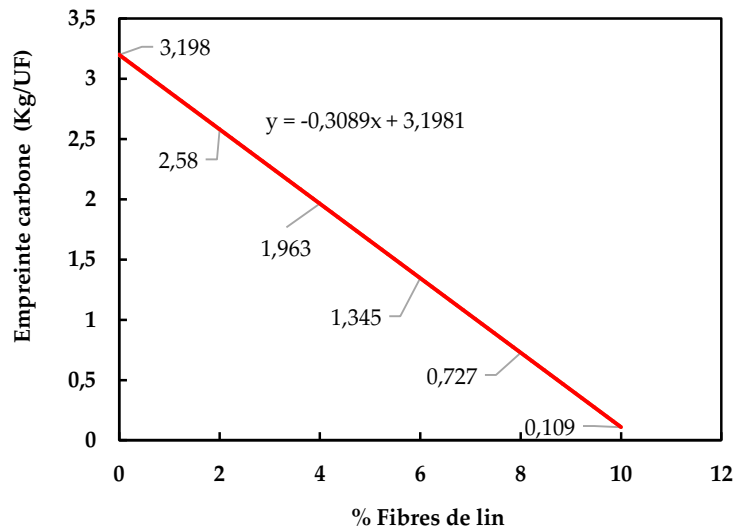
m<sub>sèche</sub> : Masse sèche de la fibre végétale

m<sub>CO<sub>2</sub></sub> : Masse de dioxyde de carbone séquestrée

**Tableau 1 : Teneur en carbone de quelques fibres/granulats végétaux [15]**

	%Cellulose	%Hemicellulose	%Pectine	%Lignine	Teneur en Carbone (%C)
Fibres de chanvre	77,7	10	2,9	6,8	43,749
Fibres de lin	92	2	-	4	43,92

La figure 1 montre la variation de l'empreinte carbone des plaques de plâtre en fonction du taux d'incorporation des fibres de lin dans la matrice plâtre. On remarque que l'impact carbone des plaques de plâtre est quasiment nul avec 10% d'ajout de fibres. Il revient à cet effet, de vérifier la faisabilité expérimentale de fabrication d'une plaque de plâtre avec 10% d'ajout de fibres de lin. Cette approche de diminution de CO<sub>2</sub> par l'ajout des fibres végétales est une compensation, c'est-à-dire que la quantité de CO<sub>2</sub> rejetée par la production des plaques de plâtre ne diminue pas mais par contre la promotion de l'usage des végétaux permet de réduire cette quantité de CO<sub>2</sub> dans l'atmosphère. Cette diminution s'explique par la séquestration du CO<sub>2</sub> dans les fibres végétales grâce au phénomène de la photosynthèse. Quelques essais préliminaires ont permis d'identifier les limites de fabrication avec des conditions d'une meilleure ouvrabilité. De ce fait, une limite de 3% d'incorporation de fibres permettait d'avoir un mélange sans écheveaux de fibres avec une bonne ouvrabilité du composite, pouvant garantir un bon comportement mécanique et 29% de réduction d'empreinte carbone.



**Figure 1 :** Evaluation du bilan carbone des plaques de plâtre renforcées par les fibres de lin

### III. Matériaux et méthodes

#### A. Matériaux

Le plâtre utilisé dans cette étude, est constitué de sulfate de calcium semi-hydraté de type  $\beta$  dont la formule chimique est  $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ , obtenu par broyage à haute température du gypse sans additifs, et a été fourni par Siniat (France) du groupe Etex Building Performance.

Les fibres de lin de 12mm de longueur ont été fournies par Teillage Vandecandelaere du groupe Depestele (France). Aucune modification (traitement chimique ou biologique) des fibres n'a été effectuée dans le cadre de cette étude, afin de mieux respecter le contexte environnemental fixé.



**Figure 2 :** Fibres de lin

**Tableau 2 :** Propriétés mécaniques des fibres de lin (J. Page, 2017) [12]

	Moyenne	Ecart type
Diamètre ( $\mu\text{m}$ )	14,66	$\pm 2,95$
Contrainte à la rupture (MPa)	1254	$\pm 456$
Allongement à la rupture (%)	1,86	$\pm 0,60$
Module d'Young (GPa)	65,5	$\pm 14,8$

### B. Méthodes : fabrication et procédures des tests du plâtre renforcé de fibres de lin

Le mélange est essentiellement basé sur le rapport eau/plâtre. La masse volumique des particules de fibres de lin utilisées est de 1302 Kg/m<sup>3</sup> (1400 Kg/m<sup>3</sup> comme masse volumique absolue avec 7% de porosité intergranulaire considérée). Les fibres de lin ont été utilisées en fraction volumique de la matrice plâtre. Les fibres, compte tenu de leur fort pouvoir absorbant, influencent énormément l'homogénéisation et l'ouvrabilité de nos composites. Lors de quelques fabrications préliminaires, des phénomènes de formation d'écheveaux de fibres ont été observés. C'est la raison pour laquelle le taux d'incorporation des fibres était fixé de 1 à 3%. Pour la fabrication des éprouvettes, le mélange est effectué manuellement.

Les mélanges sont coulés dans les éprouvettes prismatiques 4x4x16 cm<sup>3</sup> conformément à la norme NF EN 13279-2. Ces dernières sont conservées dans une chambre froide à 20°C et démoulées après 24h et séchées à 50°C pendant 24h avant les différents tests à réaliser.

La caractérisation mécanique a été faite à travers les essais de flexion 4 points après 7 jours de fabrication des éprouvettes, conformément à la norme NF EN 12390-5. De même, la méthode de fil chaud, a permis de mesurer la valeur de la conductivité thermique des échantillons.

**Tableau 3 : Composition des mélanges**

Échantillons	Fraction volumique des fibres (%)	Plâtre (g)	Fibres (g)	Eau (g)	E/C
PPRéf	0	230,4	0	184,32	0,8
PPRL	1	228,10	3,33	185,14	0,8
	2	225,79	6,66	185,97	0,8
	3	223,49	10	186,79	0,8

- Masse volumique du plâtre : 900 Kg/m<sup>3</sup>
- C= masse de fibres + masse du plâtre
- E= masse d'eau
- PPRéf : Plaques de plâtre de référence (sans fibres de lin)
- PPRL : Plaques de plâtre renforcées par des fibres de lin

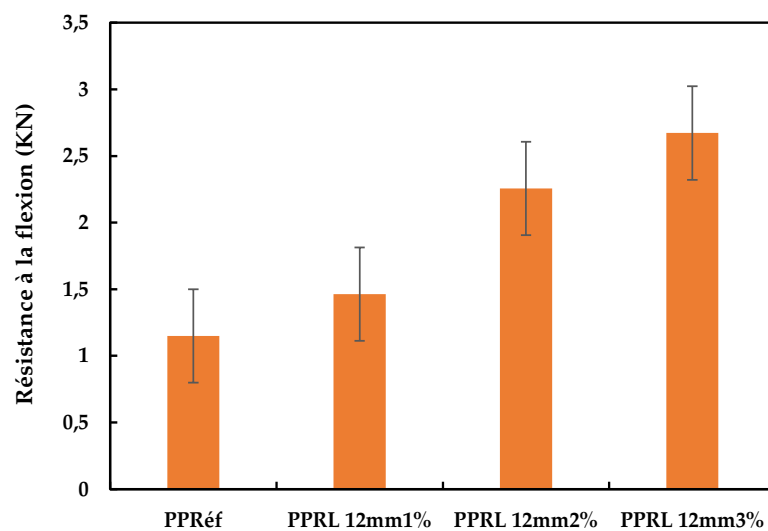
## IV. Résultats et discussion

### A. Effet des fibres de lin sur les propriétés mécanique des composites

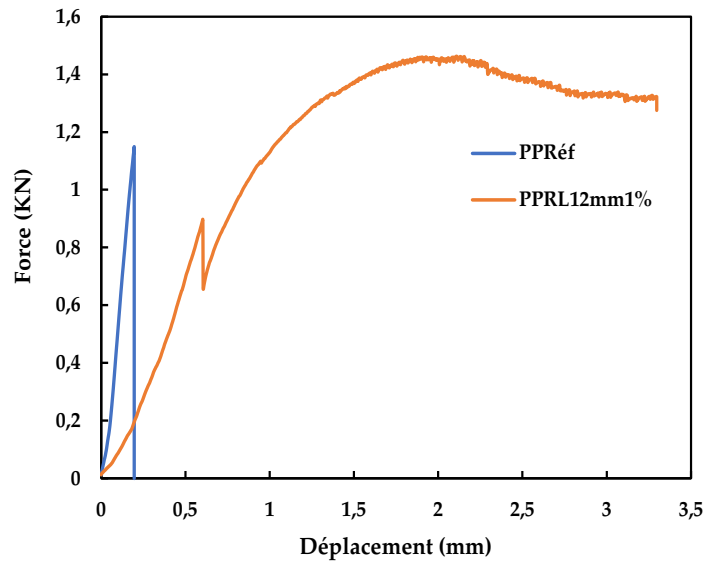
La figure 3 montre la variation de la capacité de charge des composites plâtres en fonction du taux d'incorporation des fibres de lin. Le plâtre de référence a présenté la plus faible résistance avec une valeur de 1,46 KN par rapport aux plâtres renforcés par des fibres. Il est important de noter que les fibres de lin ont permis une réelle augmentation de la résistance à la flexion des échantillons renforcés. Les résultats montrent que la capacité de charge des composites augmente avec l'augmentation du taux d'incorporation des fibres. L'incorporation de 2% de fibres de lin a conduit à une augmentation de la résistance d'environ 98%. Les résultats de cette étude, sont en parfait

accord avec la littérature. Iucolano et al. [6] ont trouvé des résultats similaires avec l'ajout de 2% de fibres de chanvre, qui ont conduit à une augmentation d'environ 80% de la résistance à la flexion du matériau plâtre.

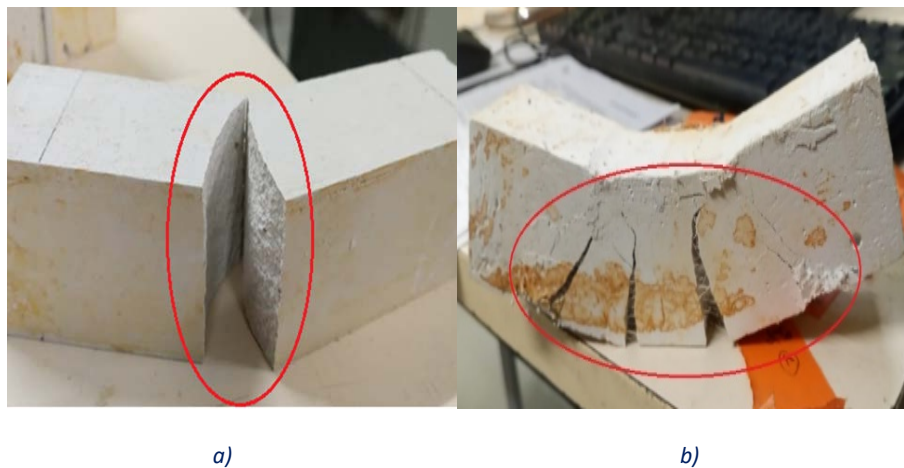
La figure 4 est représentative du comportement mécanique (à la flexion 4 points) des différents composites. L'échantillon de référence présente un comportement linéaire, suivi d'une rupture brutale, due à la propagation instantanée des fissures. Ce comportement donne une rupture typique d'un matériau fragile non ductile. Le comportement post-fissuration de l'échantillon à 1% de fibres de lin est considérablement influencé par la présence des fibres. Une différence évidente peut être notée en ce qui concerne le comportement mécanique de l'échantillon de référence et le composite fibreux. Les composites renforcés ont présenté un comportement ductile comparativement au comportement fragile de l'échantillon de référence. On peut remarquer qu'après la rupture de la matrice plâtre, les fibres ont repris les efforts, ce qui a empêché une rupture brutale du matériau. Les fissures créées sont donc gênées par la présence des fibres de lin, limitant ainsi leur propagation (figure 5). Ce résultat montre l'efficacité des fibres de lin dans le pontage des microfissures. Les fibres induisent une rupture contrôlée et progressive de l'échantillon renforcé [11]. Ceci peut être expliqué par la capacité des fibres à coudre les bords de la fracture afin d'empêcher l'effondrement brutal du matériau (figure 5). D'autre part, on peut aussi remarquer que le plâtre de référence présente une rigidité supérieure aux composites renforcés. Selon Dalmay et al. [13], la présence des fibres diminue la rigidité des échantillons renforcés [3, 11, 10].



**Figure 3 :** Variation de la résistance à la flexion 4 points du composite plâtre en fonction du taux d'incorporation de fibres de lin



**Figure 4 :** Courbe comparative du comportement à la flexion du plâtre de référence et du plâtre renforcé par 1% de fibres de lin



**Figure 5 :** Mode de rupture des composites : a) Plâtre de référence b) Plâtre fibré

#### B. Effet des fibres de lin sur la conductivité thermique

Les valeurs obtenues des tests de conductivité thermique des plâtres renforcés de fibres de lin sont représentées sur la figure 6. On peut remarquer que l'échantillon de référence a présenté la valeur de conductivité thermique la plus élevée. Il est important de noter que la conductivité thermique diminue avec l'augmentation des fibres. L'évolution de la masse volumique des éprouvettes est telle que cette dernière augmente avec l'augmentation des fibres de lin (figure 7) d'autant que la masse volumique des fibres est supérieure à celle du plâtre. La diminution de la conductivité thermique peut être associée par la grande porosité (structure microporeuse) que présentent les fibres végétales. En effet, les résultats ont montré que la plaque de plâtre avec 3% de fibres de lin, a

la plus faible valeur de la conductivité thermique avec une amélioration de 47% (de 0,256 à 0,174 W/m.K) de l'isolation thermique par rapport au plâtre de référence. D'autres auteurs ont également montré l'effet positif des fibres végétales dans l'isolation thermique, garantissant le confort des habitants [7, 8].

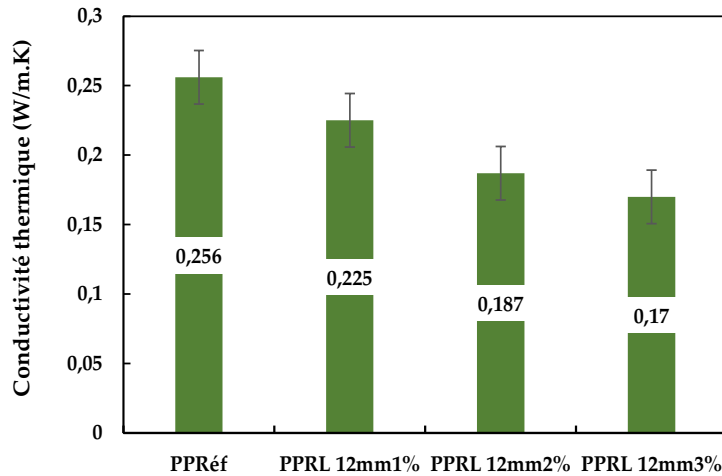


Figure 6 : Influence des fibres de lin sur la conductivité thermique des composites plâtres

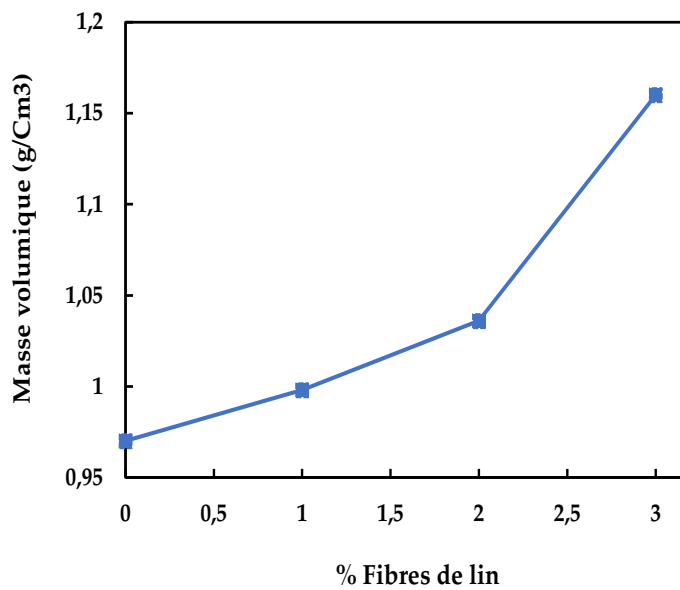


Figure 7 : Variation de la masse volumique des mélanges avec l'ajout de fibres de lin

## V. Conclusion

Dans cette étude, l'effet des fibres lin sur l'impact environnemental, les propriétés thermiques et mécaniques des plaques de plâtre, a été évalué. L'incorporation de fibres de lin dans le plâtre, est un moyen de promouvoir la production des plaques de plâtre qui respectent au mieux l'environnement et d'élargir leur application dans la construction.

Au regard des résultats obtenus, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- L'incorporation de 10% de fibres de lin dans le plâtre a réduit presque à zéro l'empreinte carbone liée à la production de plaques de plâtre. Cependant, la contrainte de formation d'écheveaux de fibres limitant le taux d'ajout à 3%, permet toutefois de réduire de 29% l'impact carbone du plâtre.
- Les fibres de lin ont permis d'améliorer le comportement mécanique des plaques de plâtre. Les tests de flexion 4 points ont montré que l'incorporation des fibres augmentait la résistance à la flexion et la ténacité des plaques de plâtre mais réduisait la rigidité des composites. L'ajout de 3 % de fibres de lin a permis d'avoir la résistance à la flexion la plus élevée.
- Outre l'augmentation de résistance observée, l'augmentation du taux de fibres conduisait à une diminution progressive de la valeur de la conductivité thermique des composites garantissant ainsi l'amélioration de l'isolation thermique.

## REFERENCES

- [1] Hamza, S., Saad, H., Charrier, B., Ayed, N., & Charrier-El Bouhtoury, F. (2013). Physico-chemical characterization of Tunisian plant fibers and its use as a reinforcement for plaster-based composites. *Crops and Industrial Products*, 49, 357-365.
- [2] Iucolano, F., Caputo, D., Leboffe, F., & Liguori, B. (2015). Mechanical behavior of plaster reinforced with abaca fibers. *Construction and Building Materials*, 99, 184-191.
- [3] Iucolano, F., Liguori, B., Aprea, P., & Caputo, D. (2018). Evaluation of bio-degummed hemp fibers as reinforcement in gypsum plaster. *Composites Part B : Engineering*, 138, 149-156.
- [4] Hernández-Olivares, F., Oteiza, I., & de Villanueva, L. (1992). Experimental analysis of toughness and modulus of rupture increase of sisal short fiber reinforced hemihydrated gypsum. *Composite structures*, 22(3), 123-137.
- [5] Iucolano, F., Liguori, B., Aprea, P. and Caputo, D. (2018). Thermomechanical behavior of gypsum coatings reinforced with hemp fibers. *Construction and Building Materials*, 185, 256-263.
- [6] F. Iucolano, L. Boccarusso, and A. Langella, "Hemp as eco-friendly substitute of glass fibres for



gypsum reinforcement: Impact and flexural behaviour," *Compos. Part B Eng.*, vol. 175, no. March, p. 107073, 2019, doi: 10.1016/j.compositesb.2019.107073.

[7] Charai, M., Mezrhab, A., Karkri, M., & Moga, L. (2021, November). Study of the thermal performance of plaster reinforced with Alfa fibers. In *AIP Conference Proceedings* (Vol. 2429, No. 1, p. 020005). AIP Publishing LLC.

[8] Charai, M., Sghiouri, H., Mezrhab, A., & Karkri, M. (2021). Thermal insulation potential of non-industrial hemp fibers (Moroccan cannabis sativa L.) for green plaster-based building materials. *Cleaner Production Journal*, 292, 126064.

[9] Pinto, CC, & Carvalho, RF (2019, July). Evaluation of the thermal performance of a low-cost housing ceiling prototype composed of gypsum board and sisal fibers. In *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science* (Vol. 296, No. 1, p. 012015). IOP edition.

[10] D.W. Williams, A.E. Mould, Flexural strength of glassfibre reinforced gypsum and plasterboard, *Build. Sci.* 10 (1) (1975) 79–83

[11] Morlier, P.M.M., Khenfer, M.M., 1991. Effect of fiber length on the mechanical properties of cements reinforced with cellulosic fibers. *Suppress. Struct.* 24, 185–190.

[12] Page, J. (2017). *Formulation et caractérisation d'un composite cimentaire biofibré pour des procédés de construction préfabriquée* (Doctoral dissertation, Normandie Université).

[13] Dalmay, P., Smith, A., Chotard, T., Sahay-Turner, P., Gloaguen, V., & Krausz, P. (2010). Properties of plaster reinforced with cellulosic fibers: influence of hemp or flax fibers on the properties of hardened gypsum. *Journal of Materials Science*, 45(3), 793-803.

[14] URSA, "Fiche De Declaration Environnementale Et Sanitaire Du Produit," vol. 13, no. 0, p. 23, 2016, [Online]. Available: [www.ursa.es](http://www.ursa.es).

[15] <https://www.build-green.fr/le-carbone-biogenique-et-les-materiaux-biosources/>

# Towards the enhancement of mechanical properties of Bio-Based Concretes.

Rafik Bardouh<sup>1</sup>, Omayma Homoro<sup>1</sup>, Sofiane Amziane<sup>1</sup>,

<sup>1</sup> Clermont Auvergne INP, Institut Pascal UMR 6602 – UCA/CNRS, 63178 Aubière,

## Abstract

In recent decades, great interest has been directed towards vegetable concrete due to its interesting hygrothermal and acoustic properties. One of the main scientific limitations of this type of concrete is its poor mechanical properties. An innovative way of reinforcement by the aim of FRCM (Fabric Reinforced Cementitious Matrix) has been applied to address the problem of weak mechanical properties. Two different methods of reinforcement were applied: (i) Bending reinforcement through a composite sandwich, where the vegetable concrete formed the core of the sandwich and the FRCM formed the skins of the sandwich; and (ii) compressive reinforcement by confining vegetable concrete cylindrical specimens by FRCM. The effect of reinforcement rate and textile pre-impregnation was evaluated in the case of bending reinforcement.

Huge improvements in mechanical properties were reached with both reinforcement techniques. For instance, the maximum load capacity increased by 17530.4 % in the case of sandwich specimens compared to reference vegetable concrete. On the other hand, again increase of 257 % was obtained in the maximum compressive strength for the confined cylinders compared to reference vegetable concrete. The obtained results were promising and open new perspectives in the field of reinforcement of plant-based concretes.

**Keywords:** FRCM, Plant-based concrete, Reinforcement, Mechanical properties, Pre-impregnation

## I. INTRODUCTION

In France, 43% of energy consumption and 25% of greenhouse gas emissions are attributed the building sector, half of them related to building materials and equipment [1]. As a result, the reduction of the environmental impact of the building sector, particularly in terms of energy costs, has made the choice of building materials crucial. Previous researches have demonstrated the effectiveness of Bio-based materials in reducing the energy consumption due to their low embodied energy apart from carbon sequestration. [2]. Vegetable concrete can be made by using several plant aggregates such as hemp shives, flax shives, sunflower, coconut coir, wood chip, cereal or oilseed straws, rice husk, corn cob, diss stem, bamboo stem, cane bagasse, sugar beet pulp, miscanthus stem, and lavender straw incorporated with different mineral binders[3]. However, the most common type of vegetable concrete that has been introduced in the literature

is the hemp-lime concrete. Hemp shives which constitute the woody porous part of the hemp stalk were characterized by highly porous structure due to their low density (around 50 kg/m<sup>3</sup>), strong capillarity effects as they are able to absorb a high quantity of water up to five times their weight [4].

Hemp-lime concrete is the most sustainable low carbon green composite due to the lime carbonation which absorbs CO<sub>2</sub> from atmosphere and hemp carbon sequestration as they store carbon during their growth according to photosynthesis. [5] These two effects enable hempcrete to store approximately 35 kg of CO<sub>2</sub> per square meter of wall built with a thickness of 26 cm over 100 years [6]. The major drawback encountered with the use of green concrete in building structures is their low mechanical properties compared to conventional building materials. Available results of compressive tests on hemp concrete detect that the strength of hemp concrete is lower than 1 MPa, which makes this material too weak for structural use [7].

Several treatments were performed in order to enhance the mechanical properties of green concrete. These treatments were focusing on improving the chemical compatibility between the constituents of green concrete by series of lignocellulosic aggregates modification [8], mineral binder modifications [9], or by the interstitial zone between aggregates and cement. [10]

However, these treatments did not significantly lead to the enhancement of the overall mechanical properties of hemp concrete.

On the other side, Fabric Reinforced Cementitious Matrix or so called "FRCM" have been widely studied in the literature [11]. FRCM are a composite structures composed of a mineral matrix and a continuous fabric [12]. They have a very good mechanical properties and were successfully used to reinforce and/or to repair concrete and masonry structures [13]. Therefore, the objective of this paper is to propose a prospective solution to improve the mechanical properties of hemp concrete by reinforcing it with a composite material called FRCM (Fabric Reinforced Cementitious Matrix).

## II. MATERIALS AND METHODS

### II.1. Materials

#### II.1.1 Hemp shives

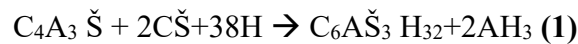
The bio-aggregates used in this study are the hemp shives. Several characterization tests were carried out in the laboratory to determine the physical and hygrothermal properties of the woody by-products which are listed in Table 1.

**Table 1: Physical and Hygrothermal properties of Hemp shives.**

Bulk density (Kg/m <sup>3</sup> )	112
Water retention capacity (%)	225
Dust content (%)	1.35
Thermal conductivity (W/ (m.k))	0.048

### II.1.2 Calcium sulfo-aluminate cement

The Calcium sulfo-aluminate (CSA) cement was the mineral binder used in the manufacture of sandwich specimens (hemp concrete and FRCM). CSA cement consists of a mixture of 82 % sulfo-aluminate clinker and 18 % Anhydrite. One of the main reasons for using CSA cement is its ability to provide a lower alkaline medium due to the ettringite formed during the hydration mechanism, as shown in the following equation,



In this work, the W/C ratio of the CSA mixture used for FRCM and hemp concrete was 0.35 and 0.93, respectively.

The tensile properties of the CSA matrix were characterized by three-point bending tests on three prismatic specimens of 40 × 40 × 160 mm<sup>3</sup>, following the French standard NF EN 196-1. The average bending stress obtained after 28 days of curing was 5.6 MPa (COV 12%).

### II.1.3 Prompt Natural Cement

The Prompt natural cement (PNC) was the mineral binder used in the manufacture of the confined cylindrical specimens. One of the main benefits behind using PNC matrix is its low environmental impact, as it reduces CO<sub>2</sub> emissions by 20% compared to Portland cement. In this work, the W/C ratio of the PNC mixture used for the FRCM and hemp concrete was 0.5 and 0.93, respectively. For a W/C ratio of 0.6, the compressive strength and Young's modulus of the PNC matrix after 28 days of aging are 10 MPa and 20 GPa, respectively.

### II.1.4 Flax textile

The reinforcing element used in this study was the unidirectional flax textile issued by Bcomp. The mechanical properties of this textile at dry conditions were determined by performing a direct tensile test according to ISO 13934-1. The average tensile strength and Young's modulus of flax textile were 123MPa and 7 GPa, respectively.

## II.2 Specimens preparation

### II.2.1 Hemp Concrete Design

The mixing ratio for the hemp concrete was determined considering a ratio of binder: aggregates: water of 1:0.5:0.93. The mixing procedure was the same for all specimens (sandwich and cylinder). The main difference was the type of the mineral binder included in the composition, and the shape of the mold. First, the hemp shives were placed in a plastic vessel (Figure 1.a). Then, half the amount of water was added and mixed by hand with the hemp shives to hydrate them before adding the cement powder (Figure 1.b). The remaining water was added and the mixture was stirred by hand (Figure 1.c) until all hemp shives were properly coated and adhered to the cement paste (Figure 1.e). Finally, the resulting mixtures were cast in two different types of molds, parallelepiped molds of 40 cm length, 10 cm wide, and 10 cm depth and cylindrical molds of 12 cm diameter and 22 cm height. The casting process consists of compacting the mixture in three successive layers using a wooden stick (Figure 1.f). 48 hours later, the specimens were demolded

(Fig 1.g) and stored in a conditioned room (20°C and 50% RH) for 28 days before the test day. The choice of choosing this type of material as reference specimen is related to the objective of this study to reinforce a vegetable concrete specimens. However, their geometry in the bending reinforced configurations can be a possible application for fascade panels.

The density of the cylindrical and parallelepiped hemp concrete specimens at the hardened state after 28 days is 190 kg/m<sup>3</sup> and 210 kg/m<sup>3</sup> respectively.



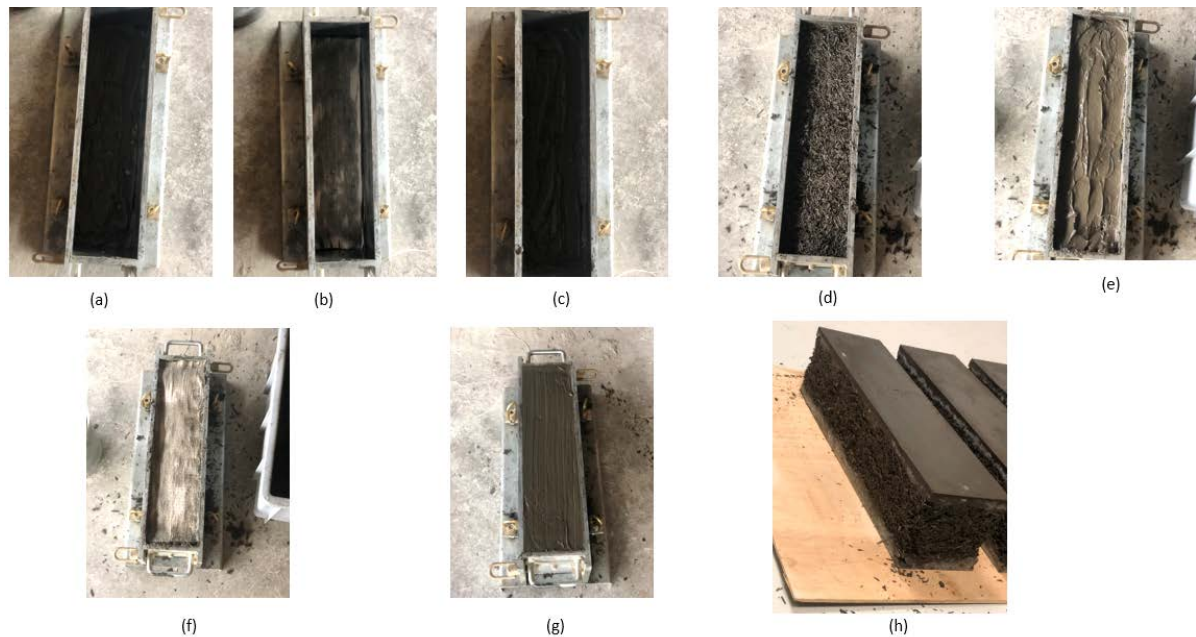
**Figure 1** Process of hemp concrete design for bending specimens; (a): dropping of hemp shives, (b): wetting of hemp shives, (c): put on CSA cement, (d): hand mixing of hemp shives with water and cement, (e): status of the resulting mixture, (f): compaction loads on hemp concrete inside the molds, (g): demolded hemp concrete in the case of the parallelepiped molds, (h): demolded hemp concrete in the case of the cylindrical specimens.

## II.2.2 Reinforced Hemp Concrete Design

### II.2.2.1 Bending Reinforcement

The composite sandwich fabrication process is illustrated in Figure 2. First, a demolding compound was laid into the metal mold to facilitate the demolding later on. A first layer of matrix was positioned at the bottom of the cast mold using a pallet (Fig 2.a), then the pre-cut flax textile (40 cm long and 10 cm wide) was positioned above the matrix layer (Fig 2.b). Manual pressure was exerted on the textile to provide effective penetration of the matrix into the textile yarns. The flax textile was then covered by a second layer of matrix on top of it (Fig 2.c). At this step, the 10 mm thick bottom skin of the FRCM of the composite sandwich was completed. The hemp concrete that was first prepared in Section II.2.1 was added on top of the lower FRCM skin to constitute the core of the sandwich (Fig 2.d). The hemp concrete was inserted in 4 layers, and at the end of each layer, compressive loads were imposed using a wooden stick. Once the sandwich core was appropriately placed in the mold, the constitution of the upper FRCM skin began. A

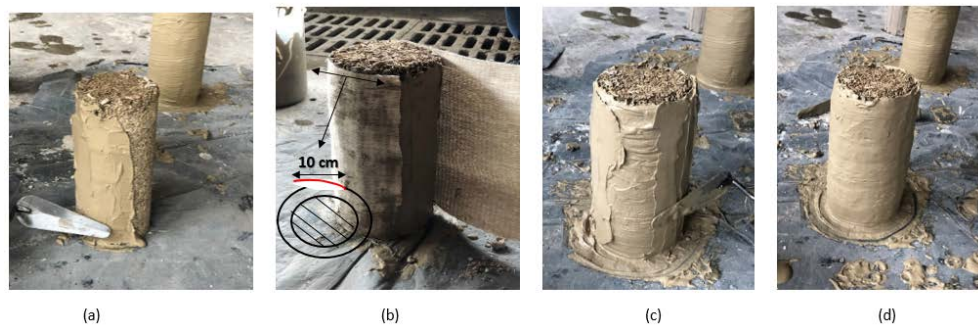
first layer of matrix was added on top of the hemp concrete (Fig 2.e), then a pre-cut flax textile was positioned just above this matrix layer (Fig 2.f). Similarly, manual pressure was employed to provide better penetrability of the cement into the textile yarns. An additional matrix layer was added to overlay the textile and finalize the formation of the 10-mm-thick top skin of the composite sandwich FRCM (Fig 2.g). 48 hours later, the bending reinforced specimens were demolded (Fig 2.h) and placed in a conditioned room (20 °c and 50% RH) for 28 days before testing.



**Figure 2 Composite sandwich fabrication process; (a): first layer of cementitious matrix at the bottom of the mold, (b):flax textile placement, (c): second matrix layer to form the lower skin of the sandwich, (d): core of the sandwich by placing hemp concrete, (e): deposit of first matrix layer above the sandwich core, (f): flax textile placement, (g): second matrix layer to finalize the upper FRCM skin, (h): demolded composite sandwich**

### II.2.2.2 Compressive Reinforcement

After demolding the reference hemp concrete specimens from the cylindrical molds, a first layer of PNC matrix was freshly placed all around the cylinder (Fig 3.a). Then a pre-cut flax textile (44 cm long and 22 cm wide) was manually wrapped over the matrix layer with an overlap length of 10 cm as shown in Fig 3.b). The flax textile was then coated by a second layer of PNC matrix to make the confinement layer (Fig 3.c). The surface was polished with a spatula to create a smooth surface (Fig 3.d). One hour later, the compressive reinforced specimens were placed in a conditioned room at 20°C and 50% relative humidity for 28 days prior to the test day.



**Figure 3 Confined cylinder fabrication process; (a): first layer of cementitious matrix, (b): flax textile wrapping with overlap distance, (c): second layer of cementitious matrix over the placed textile, (d): final state of the confined cylinder**

### II.3 EXPERIMENTAL CONFIGURATIONS

The experimental configurations in the bending reinforced specimens were adapted to the condition of the upper and lower FRCM skins based on two main parameters: the reinforcement rate and the textile pre-impregnation.

In the case of the bending reinforcement, B.R.1L and B.R.2L refer to the bending reinforced specimens by a composite FRCM comprising one and two textile layers, respectively.

Flax textile at the dry state was designated by NP that denoted non-impregnated textile. Bending reinforced specimens with reference non-impregnated textile were denoted by B.R.NP. However, textile pre-impregnated with CSA matrix, designated as PM. In this impregnation process, pre-cut textiles were immersed in the CSA matrix on both sides. Manual pressure through a polyurethane film was then exerted to provide proper distribution and penetration of the CSA cementitious matrix between the textile yarns. Following this impregnation process, the bending reinforced specimens that contains a flax textile pre-impregnated with CSA matrix were designated as B.R.PM.

On the other side, in the case of compressive reinforced specimens, only one experimental configuration was examined denoted C.R which refers to compressive reinforcement of one non-impregnated flax textile.

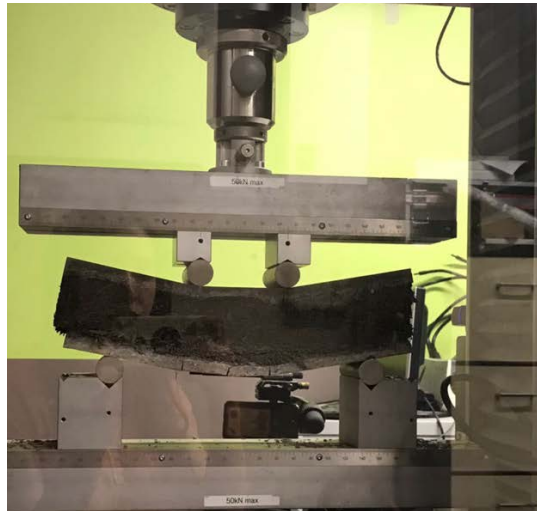
In addition to the reinforced specimens, B.REF and C.REF stand for reference specimens in bending and compression, respectively.

Three specimens of each configuration were tested whether by 4 point bending tests or axial compression tests depending on the type of molds that they were casted in. In total, 5 different configurations were casted in parallelepiped molds, resulting in 15 specimens to be tested in 4 point bending tests. On the other part, 2 different configurations were casted in cylindrical molds, resulting in 6 specimens to be tested in compression tests.

### III TEST SETUP

#### III.1 4-point bending tests

The bending tests were performed using a 50 kN Zwick Roelle machine as shown in Figure 4 at a testing rate of 1.5 mm/min. The parallelepiped specimens (reference and bending reinforced specimens) were placed across a span of distance 30 cm. The applied source points were slightly separated between a distance of 10 cm.



**Figure 4 4-point bending test**

#### III.2 Axial compression tests

The compression tests were performed using the same Zwick Roelle machine as shown in Figure 5 but at a testing rate of 3mm/min. The initial distance between the upper and bottom plate of the machine corresponding to the height of the specimen.



**Figure 5 axial compression test**



## IV. RESULTS AND DISCUSSION

### IV.1 Mechanical Properties Improvement

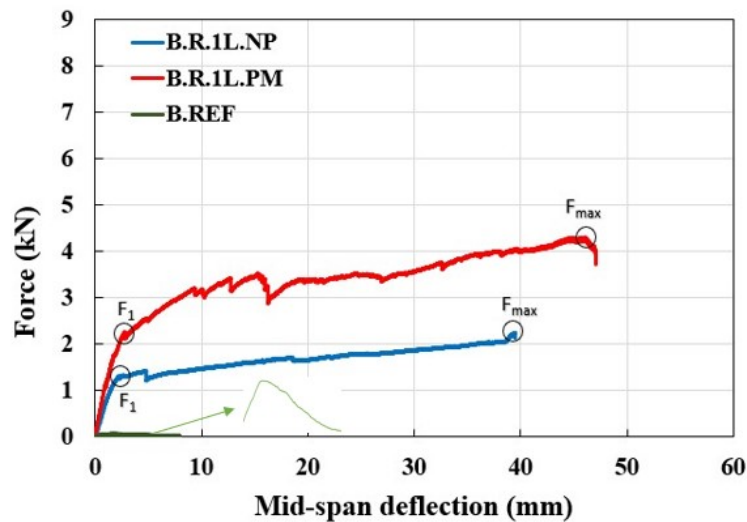
#### IV.1.1 Bending Reinforcement

In this section, the mechanical properties in terms of  $F_1$  and  $F_{max}$  of B.R and B.REF specimens are compared. The values of  $F_1$ ,  $F_{max}$ , and the mechanical energy are listed in the table below.  $F_1$  denoted the force at the initiation of the first crack at which the force drop, and  $F_{max}$  denoted the maximum load capacity endured by the specimens. The mechanical energy  $W$  represents the work involved in each specimen that was directly related to the performance of each configuration in cracks propagation. The mechanical energy stored was determined by the area under the curve of Force-mid span deflection up to 40 mm of deflection. In the case of reference bending specimens, no values of  $F_1$  was added since there was no retain in strength after cracks as it can be seen in the Figure 4 that the reference hemp concrete showed a continuous failure.

**Table 2: Mechanical properties for different configurations of Bending reinforced and bending reference specimens**

Parameters		B.R.1L.NP	B.R.1L.PM	B.R.2L.NP	B.R.2L.PM	B.REF
$F_1$ (kN)	Mean	1.34	1.95	2.05	2.82	-
	CV (%)	15	10	7	3	-
$F_{max}$ (kN)	Mean	2.36	4.33	6.33	8.11	0.046
	CV (%)	17	11	11	5	6
$W$ (MJ)	Mean	54.56	115.86	152.87	188.4	0.18e-6
	CV(%)	6	8	7	6	2

Figure 6 represents the flexural behavior for the reference hemp concrete specimens and for the different configurations of the bending reinforced specimens in case of 1L. In general, it can be observed that the mechanical response of reference hemp concrete showed a very brittle behavior compared to bending reference specimens. A common trend in the flexural behavior for the reinforced specimens was remarked. The flexural behavior for the reinforced specimens was divided in two zones. The first linear zone was mainly affected by the properties of the cementitious matrix (CSA) at the FRCM skins. After the initiation of the first crack at the level of the FRCM layers in the composite sandwich that represents the moment at which  $F_1$  was reported. Starting from this crack, a second zone appeared in which both the textile and the cementitious matrix contribute to the mechanical response. During this zone, the two constituents of FRCM work together to reinforce the hemp concrete. The matrix had two functions: it transferred loads to the fabric and provided protection against the external environment. Meanwhile, the fabric carried the loads after the cracks in the matrix have formed. More cracks were observed in the case of B.R.1L.PM than B.R.1L.NP due to the promoted adherence between the mineral impregnated flax textile and the cementitious matrix that led the cement particles to penetrate more easily between the filaments.



**Figure 6 Flexural behavior for reference hemp concrete and for the different configurations of the bending reinforced specimens in the case of 1L.**

Figure 7 illustrates the evolution of  $F_1$  and  $F_{max}$  with respect to the different configurations studied in bending tests. configurations of the bending reinforced and bending reference specimens.

In general, a tremendous increase in  $F_{max}$  can be observed between the reference specimens and the bending reinforced specimens. For example, an increase of 5030% and 9313% was obtained when the reinforced configurations B.R.1L. NP and B.R.1L.PM were used, respectively. This significant improvement is due to two main reasons: first, the very low mechanical strength of the reference hemp concrete and second, the performance of the FRCM composite structures to reinforce lightweight structures.

The addition of a second textile layer resulted in an overall improvement in  $F_1$  and  $F_{max}$  due to the additional strength that the next flax textile provides to the configuration. For example, a 53% and 45% gain in  $F_1$  was observed when the textile layer was doubled from 1L to 2L for the B.R. NP and B.R.PM configurations, respectively. Similarly, an increase of 168% and 87% in terms of  $F_{max}$  was obtained when the B.R. NP and B.R.PM configurations were varied from 1L to 2L, respectively.

On the other hand, mineral impregnation resulted in a general improvement of  $F_1$  and  $F_{max}$ . Thus, the increase in  $F_1$  when the textile state was changed from NP to PM was 45% and 38% for the 1L and 2L configurations, respectively. This improvement was attributed to the increased adhesion strength between the cementitious matrix and the inner flax yarns, allowing the latter to further support the mechanical response.

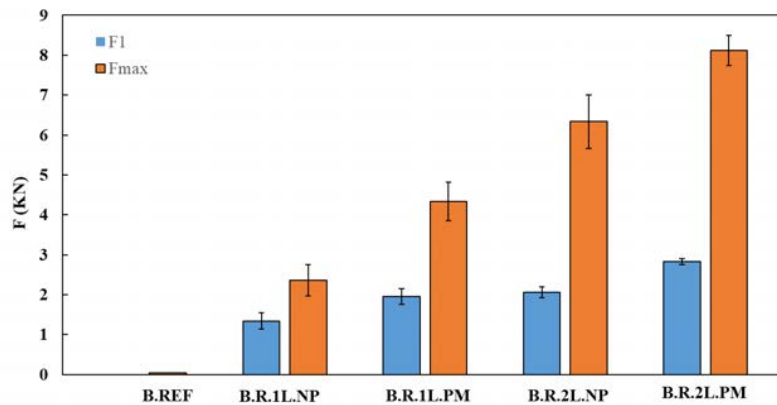


Figure 7 Evolution of F<sub>1</sub> and F<sub>max</sub> for the bending reference and bending reinforced specimens depending on the reinforcement ratio and the pre-impregnation technique.

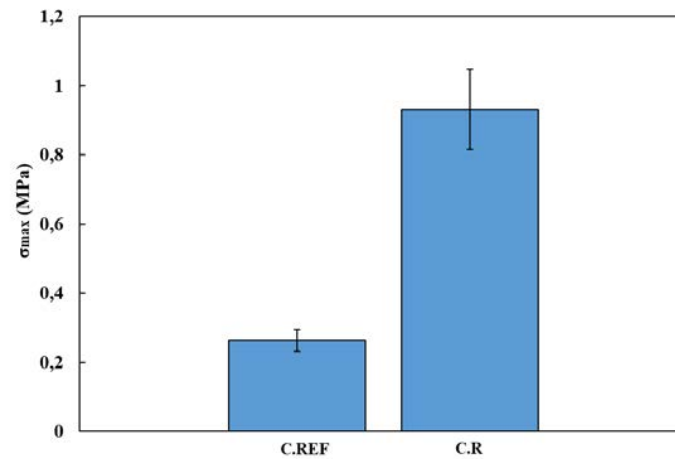
#### IV.1.2 Compressive Reinforcement

The values of the mechanical strength  $\sigma_{max}$  and the rigidity E for the different configurations are listed in the table below.

Table 3: Maximum strength  $\sigma_{max}$  of the compressive reinforced and compressive reference specimens.

Parameters		C.REF	C.R
$\sigma_{max}$ (MPa)	Mean	0.26	0.93
	CV (%)	12	12
E (MPa)	Mean	4.73	29.83
	CV (%)	7	10

Figure 8 shows the maximum strength for the compressive reinforced specimens compared to the reference specimens. A gain of 257 % can be achieved for the C.R specimens compared to C.REF. This huge gain was mainly due the low compressive strength of the reference specimens and the capacity of FRCM composite structure to withstand high uniaxial compression loads.



**Figure 8 The mechanical strength  $\sigma_{max}$  for the compressive reference and compressive reinforced specimens.**

## V. CONCLUSION

Based on the experimental results obtained, the following conclusions can be derived:

1. In the flexural behavior, reference hemp concrete specimens exhibit a very low mechanical resistance and a brittle behavior compared to bending reinforced specimens.
2. A considerable improvement in the mechanical properties of the reference hemp concrete was achieved by the bending and compressive reinforced techniques applied due to the effectiveness of FRCM in strengthening lightweight structures.
3. The mineral pre-impregnation improved the mechanical properties of the bending reinforced specimens in terms of strength due to the improved bonding between the flax yarns and the CSA matrix, which enabled an effective contribution of the fabric to the mechanical response.

## VI. REFERENCES

- [1] Ministère du développement durable et de l'énergie, L'environnement en France, 2014 [http://www.statistiques.developpement-durable.gouv.fr/%20fileadmin/documents/Produits\\_editoriaux/Publications/References/2014/%20references-ree-2014.pdf](http://www.statistiques.developpement-durable.gouv.fr/%20fileadmin/documents/Produits_editoriaux/Publications/References/2014/%20references-ree-2014.pdf)
- [2] Jami, T., Karade, S.R. and Singh, L.P., 2019. A review of the properties of hemp concrete for green building applications. *Journal of Cleaner Production*, 239, p.117852. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2019.117852>

- [3] Ratsimbazafy, H., Laborel-Préneron, A., Magniont, C. and Evon, P., 2021. A Review of the Multi-Physical Characteristics of Plant Aggregates and Their Effects on the Properties of Plant-Based Concrete. *Recent Progress in Materials*, 3(2), pp.69-p.
- [4] Elfordy, S., Lucas, F., Tancret, F., Scudeller, Y. and Goudet, L., 2008. Mechanical and thermal properties of lime and hemp concrete ("hemcrete") manufactured by a projection process. *Construction and Building Materials*, 22(10), pp.2116-2123. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2007.07.016>
- [5] Hirst, E., Walker, P., Paine, K. and Yates, T., 2010, June. Characterisation of low density hemp-lime composite building materials under compression loading. In *Second international conference on sustainable construction materials and technologies* (pp. 28-30).
- [6] Walker, R., Pavia, S. and Mitchell, R., 2014. Mechanical properties and durability of hemp-lime concretes. *Construction and Building Materials*, 61, pp.340-348. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.02.065>
- [7] Sellami, A., Merzoud, M. and Amziane, S., 2013. Improvement of mechanical properties of green concrete by treatment of the vegetals fibers. *Construction and Building Materials*, 47, pp.1117-1124. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.05.073>
- [8] Karade, S.R., 2010. Cement-bonded composites from lignocellulosic wastes. *Construction and building materials*, 24(8), pp.1323-1330. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.02.003>
- [9] Wei, Y.M., Zhou, Y.G. and Tomita, B., 2000. Study of hydration behavior of wood cement-based composite II: effect of chemical additives on the hydration characteristics and strengths of wood-cement composites. *Journal of wood science*, 46(6), pp.444-451. <https://doi.org/10.1007/BF00765802>
- [10] Amziane, S., Nozahic, V. and Sonebi, M., 2015. Design of mechanically enhanced concrete using hemp shiv. *Academic Journal of Civil Engineering*, 33(2), pp.422-426. <https://doi.org/10.26168/icbbm2015.65>
- [11] Nanni, A., 2012. A new tool for concrete and masonry repair. *Concr. Int*, 34(4), pp.43-49.
- [12] Dalalbashi, A., Ghiassi, B. and Oliveira, D.V., 2021. A multi-level investigation on the mechanical response of TRM-strengthened masonry. *Materials and Structures*, 54(6), p.224.
- [13] Hallonet, A., Michel, L. and Ferrier, E., 2016. Investigation of the bond behavior of flax FRP strengthened RC structures through double lap shear testing. *Composites Part B: Engineering*, 100, pp.247-256. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2016.06.049>

# Analyse du cycle de vie du ciment : revue de littérature sur les principaux facteurs influençant le réchauffement climatique

Hiam Dahanni<sup>1</sup>, Anne Ventura<sup>1</sup>, André Orcesi<sup>1,2</sup>, Christian Cremona<sup>3</sup>

1 Univ Eiffel, Campus de Nantes, MAST-GPEM, Bouguenais, France

2 Cerema, équipe de recherche ENDSUM, DTecITM/DTOA/GITEX, Champs-sur-Marne, France ;  
Département MAST- EMGCU, Univ Eiffel, IFSTTAR, Marne-la-Vallée, France

3 Directeur R&D, Département d'ingénierie des matériaux, Bouygues Construction, France

**RESUME** Cet article examine la littérature existante publiée au cours de la dernière décennie sur l'analyse du cycle de vie (ACV) du ciment Portland. Le but de cette revue est d'analyser les principaux facteurs d'influence du processus de fabrication du ciment sur le potentiel de réchauffement global pour évaluer si et comment les stratégies d'amélioration peuvent se traduire par des diminutions d'impacts environnementaux dans les ACV des ciments. L'article montre que l'Unité Fonctionnelle (UF) du ciment est rarement explicitée, ni distinguée du Flux de Référence (FR), c'est-à-dire de la quantité de ciment nécessaire pour obtenir une performance de résistance donnée d'un béton. La classe de résistance du ciment apparaît comme la fonctionnalité la plus citée par les auteurs, mais sans relation précise entre cette grandeur et la valeur du FR. La contribution majeure au changement climatique dans le processus de fabrication du ciment est l'énergie utilisée pour la calcination. L'énergie nécessaire au broyage pour obtenir une classe de ciment supérieure susceptible de diminuer la valeur du FR, apparaît beaucoup moins importante que celle nécessaire à la calcination, mais aucune relation ne permet de relier clairement la finesse du ciment à la quantité d'énergie de broyage. Cependant, au vu des ordres de grandeur obtenus, on peut s'attendre à ce que l'augmentation de l'énergie de broyage pour améliorer la classe de résistance du ciment, provoque peu d'augmentation d'impacts par rapport au bénéfices environnementaux que l'on pourrait obtenir en réduisant la quantité d'un ciment de meilleure qualité (pour une même performance de béton). Il apparaît nécessaire de pouvoir modéliser un procédé de cimenterie pour rendre compte de ces différents choix possibles pour pouvoir rendre compte de leurs conséquences environnementales. La revue de littérature sera poursuivie en intégrant l'utilisation d'additions minérales.

**Mots-clés** : ciment, Analyse du Cycle de Vie, impact environnemental

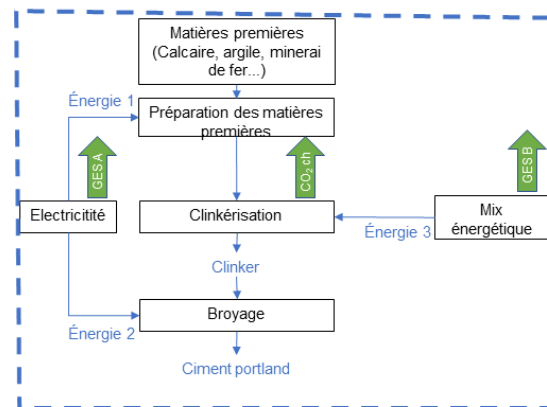
## I. INTRODUCTION

La fabrication de ciment est l'un des principaux contributeurs aux émissions mondiales de gaz à effet de serre (GES) (Ali et al., 2015; CEMBUREAU (The European Cement Association ), 2021; Zhang et al., 2014). Différentes opérations du processus de production de ciment sont responsables de GES, et les quantités de GES émises peuvent donc varier d'un processus à l'autre. La **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** décrit les principales opérations impliquées dans la production de ciment, dont voici la description ci-dessous.

- L'opération de préparation des matières premières comprend le concassage, le pré-mélange et l'homogénéisation, du calcaire et de l'argile, ainsi que d'autres matériaux sélectionnés pour obtenir la taille des particules et la composition chimique souhaitées. Au cours de cette opération, le concassage et le broyage nécessitent une consommation d'énergie importante qui contribue aux émissions de GES (Chatterjee, 2018 ; Kermeli et al., 2016) en fonction du mix énergétique ;
- L'opération de clinkérisation comprend la cuisson du cru précédemment préparé à très haute température dans un four rotatif. Cette opération de calcination (le produit résultant étant le clinker) est phase très énergivore de la production de ciment car elle nécessite des températures élevées, a recours à des carburants souvent d'origine fossile, pour atteindre la chaleur nécessaire. Les émissions de GES sont donc dues à la fois à la combustion des combustibles fossiles, ainsi qu'à la décarbonatation du calcaire qui est une réaction chimique émettant du CO<sub>2</sub> lors de la calcination  $\text{CaCO}_3 \rightarrow \text{CaO} + \text{CO}_2$  (Chatterjee, 2018 ; Worrell et al., 2001).

Des stratégies prospectives ont été identifiées dans la littérature pour diminuer les émissions de GES de l'industrie cimentière. Par exemple, (Cao, 2021) a présenté diverses stratégies telles que : diminuer la consommation d'énergie en augmentant l'efficacité énergétique ou en réduisant la température de calcination, remplacer les énergies fossiles par des énergies renouvelables, mettre en œuvre des technologies de capture du carbone, et diminuer la quantité de clinker en le remplaçant par plus d'additions. La mise en œuvre de ces stratégies vise à obtenir des ciments avec des impacts plus faibles sur le réchauffement climatique (Cao, 2021) .

Cependant, pour être évaluées, ces stratégies d'atténuation doivent être traduites à l'échelle du produit, sur les Analyses de Cycle de Vie (ACV) des nouveaux ciments élaborés avec ces améliorations industrielles.



**Système de production du ciment**

**FIGURE 1: Schéma général représentant les principales phases du processus de fabrication du ciment, les consommations énergétiques et les émissions de GES**

Dans cet article, une revue de la littérature est menée sur les ACV du Ciment Portland Ordinaire pour identifier si et comment les changements stratégiques de l'industrie du ciment peuvent être considérés et modélisés. Cet article ne considère que le Ciment Portland Ordinaire, la considération d'ajouts d'additions minérales est prévue ultérieurement dans une analyse de littérature plus large.

Dans un premier temps, les performances possibles des ciments sont analysées, afin d'obtenir une meilleure compréhension des différences fonctionnelles entre les différents ciments. En effet, un changement de finesse du ciment modifie ses propriétés. Ainsi, plus ou moins de ciment peut être nécessaire pour un usage donné à l'intérieur du béton. Réduire ou augmenter le dosage de ciment modifiera bien sûr les impacts environnementaux du béton. Une réflexion sur l'Unité Fonctionnelle (UF) du ciment est indispensable ainsi qu'une méthode de calcul du flux de référence (FR) correspondant.

On étudie ensuite dans les diverses sources examinées, comment les facteurs censés avoir les plus forts impacts en termes d'émissions de GES (représentés par des flèches vertes sur la **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**) sont pris en compte et quels sont leurs ordres de grandeurs respectifs, que nous exprimerons en termes d'équivalent CO<sub>2</sub> selon l'indicateur de potentiel de réchauffement global (PRG).

Les différentes sources de GES résultantes seront examinées : les émissions de GES en fonction de la consommation d'électricité pour les procédés de concassage et l'influence de son mix de production (GES A sur la **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** les émissions de GES du mix combustible utilisé pour la combustion lors de la calcination (GES B sur la **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** et le CO<sub>2</sub> émis par la décarbonatation des carbonates lors de la calcination (CO<sub>2</sub> ch sur la **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**

## II. MÉTHODE



### A. Sélection de références

La revue de la littérature se concentre sur les études ACV publiées au cours de la dernière décennie (2012-2022). Différentes bases de données scientifiques en ligne ont été utilisées, telles que Google Scholar, Science Direct et Refseek. La sélection des articles s'est basée sur les mots-clés suivants : (Analyse du Cycle de Vie OU impact environnemental), ET (ciment). Une collection de 20 références a été obtenue, parmi lesquels les 17 références sont des articles de revues, 1 article de conférence et 2 sont des rapports.

Pour chaque référence, les informations suivantes ont été extraites :

- Description du flux de référence (FR) et de l'unité fonctionnelle (UF) ;
- Potentiel de réchauffement global (PRG) pour les résultats à horizon temporel de 100 ans de la production de ciment ;
- Quantité de flux d'énergie opérationnelle (électricité pour la préparation et le broyage, énergie pour la calcination) ;
- Considération des phases du cycle de vie (du berceau à la porte ou du berceau à la tombe) ;
- Pays de production de ciment.

Les références examinées ont été filtrées en ne gardant que celles fournissant un résultat concernant l'indicateur PRG pour le ciment (chaque référence fournissant éventuellement plusieurs données correspondant à plusieurs études de cas).

Nous avons finalement obtenu 82 données de sur la production de ciment au sein d'un total de 14 références (Ecoinvent et al., 2007 ; Feiz et al., 2015 ; García-Gusano et al., 2015 ; Hilton et al., 2019 ; Hossain et al., 2017 ; Li et al., 2015 ; Meshram et Kumar, 2022 ; Nguyen et al., 2018 ; Saade et al., 2015a ; Sabbie A. Miller Rupert, 2020 ; Gutiérrez et al., 2017a ; Teh et al., 2017 ; Grant et Sharma, 2015 ; Tosti et al., 2020) . Il y a 20 données pour OPC sans additions qui sont celles considérées ci-après (Ecoinvent et al., 2007; Feiz et al., 2015; García-Gusano et al., 2015; C. Li et al., 2015; Sagastume Gutiérrez et al., 2017; Teh et al., 2017; Grant et Sharma, 2015).

### B. Calculs des flux d'énergie pour la production de ciment à partir de données de référence

La quantité d'énergie 1 (voir **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**), est obtenue différemment selon les références. Pour les données issues de la base de données (Ecoinvent, 2020), le concassage primaire des constituants du clinker n'est pas modélisé dans le processus unitaire de clinkérisation, mais dans des processus unitaires distincts correspondant à la production de calcaire broyé et de marne calcaire (c'est-à-dire production de calcaire, broyé pour le broyeur, production de calcaire, broyé, lavé). Ainsi, le procédé unitaire de clinkérisation fournit la quantité d'électricité nécessaire à la préparation du mélange (à l'exclusion du concassage primaire) et est présenté dans le TABLEAU 1. Pour les autres références, la quantité d'énergie pour le broyage primaire est fournie (García-Gusano et al., 2015 ; Hossain et al., 2017 ; Nguyen et al., 2018; Grant et Sharma, 2015) et est directement donnée dans le TABLEAU 1.

La quantité d'énergie 2 (**Erreur ! Source du renvoi introuvable.**) a été obtenue à partir du procédé unitaire de la cimenterie dans les bases de données Ecoinvent (Ecoinvent , 2020 ; Ecoinvent, 2007) et elle est aussi fournie directement pour d'autres références (García-Gusano et al., 2015 ; Hossain et al., 2017 ; Grant et Sharma, 2015). (Li et al., 2015) ont fourni la somme de l'énergie électrique (énergie 1+ 2 **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**).

La quantité d'énergie 3 (**Erreur ! Source du renvoi introuvable.**) a été obtenue à partir de la quantité de combustibles de chauffage pour la production de 1 kg de clinker telle que fournie par la base de données Ecoinvent (Ecoinvent, 2020) et par (Grant et Sharma, 2015). Dans la base de données Ecoinvent (Ecoinvent, 2020), l'énergie totale de chauffage est calculée en multipliant les quantités de chaque combustible par leur capacité calorifique (Ecoinvent, 2007). (García-Gusano et al., 2015) fournissent les quantités de combustibles fossiles et de combustibles alternatifs exprimées en unités d'énergie. Dans l'étude de (Li et al., 2015), la combustion du charbon pour l'incinération et l'énergie thermique pour obtenir l'énergie de chauffage totale sont également incluses. La valeur du flux énergie 3 est aussi directement fournie pour d'autres les références (Feiz et al., 2015 ; Nguyen et al., 2018).

### C. Calculs de GES pour la production de ciment à partir de données de référence

Les GES A sont obtenus à partir de la base de données (Ecoinvent, 2020) en calculant la contribution de la consommation d'électricité au PRG total du ciment. Certaines références ne fournissent que les émissions résultant du processus de broyage final (Ecoinvent, 2020), d'autres références spécifient les deux (García-Gusano et al., 2015) tandis que certaines ne donnent aucun détail sur ces émissions (Meshram et Kumar, 2022 ; Nguyen et al., 2018 ; Li et al., 2015).

Les GES B sont estimés à partir des quantités de chaque composant du mix énergétique multipliées par ses émissions de CO<sub>2</sub> eq résultant de sa combustion. Ceci est calculé à partir de la teneur en carbone de 1 kg de carburant dans la base de données (Ecoinvent, 2007), ce qui induit que les combustibles fossiles sont supposés brûler selon une réaction de combustion complète.

Les émissions chimiques de CO<sub>2</sub> de la réaction de décarbonatation du procédé de calcination (CO<sub>2</sub> ch sur la **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**) sont pour presque la totalité des références, directement données et reportées dans le TABLEAU 1. Pour les données ecoinvent, elles sont calculées à partir de la soustraction de GES B au PRG total de la production de clinker pour la base de données (Ecoinvent, 2020) et reporté dans le TABLEAU 1.

Nous avons vérifié les valeurs fournies dans ces références, en calculant la quantité de CO<sub>2</sub> ch par kg de ciment, à partir de la fraction massique de CaO présente dans le ciment par les équations (1) et (2).

La quantité d'émissions de CO<sub>2</sub> générée par la décarbonatation du calcaire est un élément clé de la production de ciment. Étant donné que le calcaire est une matière première primaire dans la production de clinker, les impuretés présentes dans le calcaire peuvent avoir un impact significatif sur le produit final. Par conséquent, il peut être difficile de déterminer les quantités exactes de chaque matière première utilisée dans la production de clinker, car elles peuvent varier en fonction de la source spécifique des matières premières et du processus de fabrication utilisé.

Les émissions de CO<sub>2</sub> ch proviennent principalement de la calcination du calcaire (voir l'équation chimique au Paragraphe I).

Pour estimer la gamme de variation des émissions de CO<sub>2</sub> ch, nous nous basons sur la méthode de niveau 2 indiquée dans les lignes directrices du GIEC (IPCC, 2006). Dans cette méthode, la valeur est calculée en fonction de la fraction de chaux selon les équations suivantes.

$$CO_{2\text{ch}} = f_{\frac{\text{CaO}}{\text{clinker}}} * f_{\frac{\text{clinker}}{\text{ciment}}} * \frac{\text{Masse molaire de } CO_2}{\text{Masse molaire de } CaO} \quad (1)$$

$$CO_{2ch} = f_{\frac{CaO}{ciment}} * \frac{Masse\ molaire\ de\ CO_2}{Masse\ molaire\ de\ CaO} \quad (2)$$

Avec  $CO_{2ch}$  la quantité de  $CO_2$  émise en kg/kg ciment,  $f_{CaO/clinker}$  la fraction de chaux dans le clinker et  $f_{\frac{CaO}{ciment}}$  la fraction de chaux dans le ciment.

La quantité moyenne de CaO dans le clinker peut varier en fonction des matières premières spécifiques utilisées et du processus de fabrication employé. La norme (EN 197-1, 2011) relative à la classification du ciment, CEM I, indique une quantité minimale admissible de CaO en imposant deux conditions :

- la somme en pourcentage de  $SiO_2$  et de CaO doit être d'au moins 50% de la masse du ciment,
- la quantité maximale possible de  $SiO_2$  est limitée à la moitié de celle en CaO.

En veillant à ce que ces deux conditions soient remplies, il est possible d'obtenir une valeur minimale de CaO de 33,3 %. Cette quantité minimale aboutit à une valeur de  $CO_{2ch}$  minimale de 0,26 kg  $CO_2$ /kg ciment CEM I. La valeur maximale est calculée en supposant un calcaire sans impureté et 95% de clinker dans le ciment, ce qui donne une valeur de  $CO_{2ch}$  de 0,60  $CO_2$  ch/kg ciment. L'intervalle de variation admissible de  $CO_{2ch}$  se situe donc entre 0,26 et 0,60 kg  $CO_2$  ch/kg ciment.

Toutefois, dans la pratique, il n'est généralement pas courant de trouver ces quantités de CaO dans le clinker. En général, la concentration de CaO dans le clinker se situe entre 60 et 67 % (Ecoinvent et al., 2007), ce qui est cohérent avec la méthode de niveau 1 du GIEC (IPCC, 2006) qui donne un facteur d'émission par défaut de 0,51 kg de  $CO_2$ /kg de clinker, calculé sur la base d'une fraction moyenne de chaux de 64,6 % dans le clinker.

### III. RÉSULTATS

#### A. Flux de référence et unité fonctionnelle

En ACV, la définition d'une Unité Fonctionnelle (UF) et d'un Flux de Référence (FR) est une étape importante (Gutiérrez et al., 2017). Il est en effet crucial de préciser les UF équivalentes entre les produits lors de la réalisation d'études comparatives.

Une UF est une description quantifiée de la performance du produit. Certaines de ces propriétés peuvent être liées aux performances qui servent les besoins primaires de l'utilisateur. La demande du marché où le produit sera fourni détermine en fin de compte ses caractéristiques (Weidema et al., 2004). Certains marchés sont soumis à des normes produits qui spécifient les performances des produits et peuvent servir à identifier et définir les fonctionnalités des produits.

Le FR est défini comme la quantité de produit(s) nécessaire pour fournir les performances spécifiées par l'UF (ISO 14040, 2006). Le FR considère la performance ou la fonctionnalité souhaitée spécifiée par l'UF et traduit cette dernière en un flux de produit spécifique (Cooper, 2003 ; Weidema et al., 2004).

Examinons comment les auteurs définissent UF et FR pour le ciment à partir de la revue de la littérature.

Dans leur étude, (Saade et al., 2015) ont comparé plusieurs ciments mélangés en utilisant trois quantités différentes de laitier de haut fourneau (GGBS) et ont défini l'UF comme une tonne de ciment. Dans leur travail, les types de ciment ont été définis selon les normes brésiliennes (NBR 11578, 1991) avec une classe de résistance identique de 32 MPa.

Une autre étude (Meshram et Kumar., 2022) compare un liant géopolymère avec divers autres ciments avec des conceptions de mélange différentes telles que définies à partir des normes indiennes : ciment Portland ordinaire (OPC) (IS 12269, 1987), ciment Portland pouzzolane (PPC) (IS 1489-1, 1991) et ciment de laitier Portland (PSC) (IS 455, 1989). Ces normes décrivent les trois types de ciment étudiés dans leurs travaux. Les auteurs ne précisent pas quelles classes de résistance des ciments ont été considérées, mais ils précisent certaines propriétés du liant géopolymère (le temps de prise, la solidité, le retrait/dilatation et la résistance). La résistance du liant géopolymère atteinte après 28 jours étant de 43 MPa, on peut donc supposer que les autres ciments avaient la même résistance de 43 MPa et que leur comparaison selon des FR identiques serait justifiée dans ce cas.

(Teh et al., 2017) ont comparé l'intensité des empreintes carbone d'un kg d'OPC différents mais sans définir les caractéristiques de ces OPC.

(Li et al., 2015) ont considéré un ciment de référence avec une classe de résistance de 42,5 MPa, auquel ils comparent d'autres ciments ayant des classes de résistance différentes. Ils suggèrent, pour comparer ces ciments, d'utiliser ce qu'ils appellent un «rapport de résistance», cf. Équation (3), à multiplier aux impacts environnementaux d'une unité de masse de ciment, afin de les modifier en fonction du degré de résistance selon une norme chinoise de la consommation d'énergie par produit unitaire de ciment (GB 16780, 2021). Ils définissent le rapport de résistance comme suit :

$$\text{Ratio de résistance} = \sqrt{\frac{\text{Classe de résistance du ciment étudié [MPa]}}{\text{Classe de résistance de référence [MPa]}}} \quad (3)$$

Bien que les auteurs n'évoquent pas la notion d'UF, l'utilisation du rapport de résistance comme coefficient multiplicatif appliqué aux indicateurs selon la classe de résistance du ciment, revient à modifier la valeur du FR selon cette même classe de résistance. Cependant, la relation dans l'Équation (3) n'est pas expliquée.

Il ressort de cette revue que le concept d'UF n'est actuellement pas appréhendé par la plupart des études ACV examinées. Il y a généralement un manque d'informations concernant les performances ou la fonctionnalité du ciment. De nombreuses références ne mentionnent pas d'UF. Beaucoup d'autres définissent une quantité unitaire de masse comme base de comparaison et la nomment UF, alors qu'il s'agit en fait d'un FR, car les caractéristiques du ciment ne sont ni équivalentes ni décrites.

Lorsque qu'une UF est spécifiée que la classe de résistance est la caractéristique du ciment la plus couramment choisie pour définir un UF par les auteurs qui s'intéressent aux performances du ciment. C'est la performance la plus fréquemment citée (Hossain et al., 2017 ; Nguyen et al., 2018 ;

Gutiérrez et al., 2017). D'après les articles examinés jusqu'à présent, l'Équation (3) est la seule relation qui a été fournie pour calculer les FR (c'est-à-dire les quantités comparables de ciments) selon différentes classes de résistance du ciment. Cependant, il y a un manque d'informations concernant l'Équation (3) en termes de justification scientifique. La norme chinoise à laquelle les auteurs font référence (GB 16780, 2021) montre que ce ratio ne concerne que la consommation énergétique de l'opération de broyage de finition exprimée en fonction de la finesse du ciment, et avec une expression légèrement différente : cette norme n'utilise pas une racine carrée mais une racine 4<sup>ème</sup>. Nous considérons que cette loi ne peut pas être appliquée au lien entre UF (définie en tant que classe de résistance) et FR pour plusieurs raisons. Tout d'abord, le ratio ne s'applique qu'au flux d'entrée d'énergie intermédiaire de l'opération de broyage concernée (c'est-à-dire l'énergie 2 dans la **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** et n'a donc aucune raison d'être proportionnel à tous les flux et impacts de l'ensemble de la cimenterie. En effet, ce flux énergétique n'est responsable que des émissions de GES résultant de l'opération de broyage et non des émissions totales de la cimenterie. De plus, la norme ne justifie pas non plus scientifiquement cette expression.

Dans la norme (EN 197-1, 2011), la classe de résistance du ciment se caractérise par la mesure de sa résistance en MPa à 28 jours qui doit être au moins égale à la valeur de la classe visée (32,5 ou 42,5 ou 52,5 MPa en France couramment). Elle se caractérise également par sa vitesse d'hydratation (faible, normale ou rapide). Ces deux facteurs influenceront en partie le durcissement et la résistance finale du béton, et éventuellement sa durabilité. Ainsi, à partir d'une valeur de résistance de béton souhaitée, différentes quantités de ciments seront nécessaires si ceux-ci ont des classes de résistance différentes, ce qui correspond à la valeur du FR en supposant que l'UF du ciment est sa résistance à 28 jours. En pratique, les différentes classes de ciment servent à différents usages, la classe 52,5 est utilisée pour le béton à haute performance tandis que les autres classes servent en maçonnerie. Cependant, la valeur de la résistance du ciment n'étant pas égale à celle de sa classe de résistance, on pourrait utiliser des quantités différentes de ciments au sein d'une même classe de résistance. Ainsi la résistance du ciment, et non pas sa classe pourrait être une UF pertinente.

Cependant, la résistance du ciment n'est pas sa seule propriété physique. D'autres propriétés telles que sa chaleur d'hydratation, sa solidité, sa consistance, sa perte au feu, sa densité apparente et sa gravité spécifique sont des caractéristiques importantes dans certains usages (Mukarjee, 2012 ; Snelson et al., 2011).

Bien spécifier l'UF du ciment est donc un enjeu important de l'ACV du ciment, car cela est susceptible de changer ses constituants et ses procédés de fabrication :

- la nature et la quantité de ses constituants, tels que l'aluminate tricalcique, le silicate tricalcique, le silicate dicalcique, la ferrite, la magnésie, le trioxyde de soufre, l'oxyde de fer, les alcalis, la chaux libre, la fumée de silice et l'alumine, influencent les propriétés chimiques (Ogunyemi et al., 2019).
- Dans la cimenterie, avec la quantité de gypse, le type et la durée du procédé de broyage (et donc sa consommation d'énergie) influencent la classe de résistance du ciment, qui dépend fortement de la qualité du mélange « argile/calcaire » (**Erreur ! Source du renvoi introuvable.**).

Dans la suite, nous allons comparer les PRG de différents ciments sur la base de FR = 1 kg, car nous manquons d'informations pour préciser les caractéristiques de ces ciments, et parce que nous ne sommes pas en mesure de calculer les FR à partir des UF même si les auteurs précisent un degré de résistance.

*B. Facteurs d'influence de la production du ciment Portland sur l'indicateur de changement climatique*

Les quantités de flux intermédiaires d'énergie de fonctionnement (nommées énergie 1, 2 et 3 sur la Erreur ! Source du renvoi introuvable. ainsi que les PRG et le CO<sub>2</sub> (nommés GES A, GES B et CO<sub>2</sub> ch sur la Erreur ! Source du renvoi introuvable. issus de la fabrication du ciment sans ajouts ont été collectés et /ou calculés à partir de nos données pour différents pays comme expliqué dans la section méthode.

La quantité d'électricité pour la préparation de la matière première (énergie 1 dans Erreur ! Source du renvoi introuvable.) varie de 0,19 à 0,95 MJ/kg de ciment Portland (nous considérons la valeur 0,00016 comme une valeur aberrante) et la quantité d'électricité pour le broyage de finition Portland (énergie 2 dans la Erreur ! Source du renvoi introuvable. varie de 0,11 à 0,57 MJ/kg de ciment Portland. On peut remarquer qu'il y a une dispersion importante des valeurs requises pour le concassage primaire et le broyage final. L'énergie nécessaire à la préparation de la matière première semble être la plus importante dans la plupart des cas d'étude (Hossain et al., 2017 ; Grant, 2015) ; cependant, elle est plus faible dans d'autres études. Cela peut dépendre des processus utilisés dans l'étape de préparation des matières premières. Par exemple, (Nguyen et al., 2018) ont utilisé l'élutriation qui est basée sur la séparation des particules en fonction de leur taille, forme, densité, etc. , ce qui peut entraîner une énergie de broyage primaire plus faible.

L'énergie électrique pour le broyage du ciment (énergie 2 sur la Erreur ! Source du renvoi introuvable.) ne peut pas être facilement liée à la finesse du ciment, en raison du manque de données. (Li et al., 2015 ; Hossain et al., 2017) ont spécifié la finesse du ciment et réalisé leurs études de cas en Chine, et ils fournissent une valeur accrue de la quantité d'électricité nécessaire au broyage final avec l'augmentation de la classe de résistance sans toutefois cette relation soit validée. (Nguyen et al., 2018) ont réalisé une étude aux États-Unis dans laquelle ils ont considéré une valeur de finesse proche de celle définie dans les travaux de (Hossain et al., 2017). La classe de résistance de 52,5 MPa définie par (Hossain et al., 2017) nécessitait une énergie proche mais légèrement inférieure pour le broyage final par rapport à l'énergie spécifiée par (Nguyen et al., 2018). Dans la base de données (Ecoinvent, 2020) , il n'y a pas de modèle précisant si la finesse du ciment est prise en compte ou non. Cependant, l'énergie de broyage est différente pour chacune des références étudiées, ce qui pourrait être lié aux différentes classes de résistance du ciment pouvant être produites ainsi qu'à la nature de l'installation (données collectées sur différents sites). La version de la base de données plus ancienne (Ecoinvent, 2007) distingue l'énergie nécessaire au broyage du clinker pour les deux classes de résistance 42,5 et 52,5 MPa avec une légère augmentation de la consommation d'énergie. Finalement, nous ne disposons pas d'assez de données pour fiabiliser une valeur d'énergie de broyage ni une relation fiable entre finesse et énergie. Même s'il est intuitif qu'une plus grande finesse nécessite un temps de broyage plus élevé et donc une plus grande consommation d'énergie, d'autres facteurs tels que la nature du broyeur, le type de matériau (nature morphologique), le facteur d'efficacité de l'installation de broyage peuvent également être influents.

**TABLEAU 1** : Flux intermédiaires d'énergie opérationnelle et GES A, GES B et CO<sub>2</sub> ch pour les processus de production du ciment pour 1 kg de ciment Portland

	Pays	Ciments classe de résistance	Électricité pour la préparation des matières premières	Électricité pour la finition affûtage	Chauffage énergie pour la calcination	PRG de l' électricité	CO <sub>2</sub> estimé de la réaction de décarbonatation	PRG estimé à partir de la combustion de	PRG total
Unité		[MPa]	[MJ/kg de ciment Portland]			[kg CO <sub>2</sub> eq/kg de ciment Portland]			
Flux dans la Erreur ! Source du renvoi introuvable. Référence			Énergie 1	Énergie 2	Énergie 3	GES A	CO <sub>2</sub> _ch	GES B	GES
(Ecoivent,2020)	CA	NS	0,36	0,20	3,58	NS	0,37	0,41	0,84
(Ecoivent,2020)	RER	NS	0,32	0,14	2,10	0,047	0,56	0,20	0,86
(Ecoivent,2020)	CH	NS	0,45	0,16	1,34	NS	0,56	0,15	0,75
(Ecoivent,2020)	PE	NS	0,28	0,13	3,38	NS	0,44	0,38	0,88
(Ecoivent,2020)	BR	NS	0,25	0,18	1,99	NS	0,44	0,30	0,84
(Ecoivent,2020)	USA	NS	0,29	0,20	2,10	0,068	0,57	0,19	0,88
(Ecoivent,2020)	ZA	NS	0,46	0,134	3,85	0,18	0,35	0,41	1,00
(Ecoivent,2020)	IN	NS	0,19	0,11	3,09	0,11	0,36	0,36	0,89
(Grant,2015)	AU	NS	0,22	0,14	4,40	NS	0,52	0,30	0,97
(Feiz et al., 2015)	DE	4,5	NS	NS	3,52	NS	0,49	0,18	0,779
(Li et al., 2015)	CN	42,5	0,14 <sup>1</sup>		5,31 <sup>2</sup>	NS	0,51	0,24	0,80
(García-Gusano et al., 2015)	ESP	NS	0,33	0,14	3,53	NS	0,52	0,39	0,80
(Hossain et al., 2017)	CN	52,5	0,95	0,57	NS	0,081	0,51	0,31	0,98
(Teh et al., 2017)	AU	NS	NS	NS	NS	0,10 <sup>3</sup>	NS	NS	1,3
(Nguyen et al., 2018)	USA	50	0,00016	0,56	4,7	NS	NS	NS	0,99
(Meshram et Kumar, 2022)	IN	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS	NS
(Ecoivent,2007)	CH	42,5	0,19	0,11	2,0	NS	NS	0,19	NS
(Ecoivent,2007)	CH	52,5	0,19	0,17	2,0	NS	NS	0,19	NS

1 L'énergie fournie est égale à l'énergie de l'incinération du charbon et à l'énergie thermique

2 La valeur est estimée à partir du bargraphe fourni dans le référentiel

3 La valeur est estimée à partir du graphique à barres fourni dans la référence.

L'énergie de chauffage est également trouvée assez variable parmi les données recueillies dans le TABLEAU 1: de 1,34 à 5,31 MJ/kg de ciment Portland. Cette énergie dépend fortement du type de technologie (calcination humide ou sèche) : la quantité d'eau à l'intérieur du cru (mélange de calcaire et d'argile) influence la quantité d'énergie nécessaire pour le sécher et le calciner.

Comme l'indique le TABLEAU 1, la fourchette estimée des émissions est importante, avec des valeurs allant de 0,35 à 0,57 kg de CO<sub>2</sub>/kg de ciment Portland. Selon les données présentées dans le TABLEAU 1, (Ecoinvent, 2020 CA, ZA, PE, BR & IN) ne fournit pas la quantité exacte de CaO. En se basant sur l'équation (2), on peut déterminer une gamme de CaO entre 45% et 56%. En règle générale, cette fourchette est inférieure à la fourchette standard de 60-67 %, ce qui peut être attribué à la transformation incomplète de CaCO<sub>3</sub> en CaO. De même, nous pouvons obtenir la gamme de CaO dans Ecoinvent, 2020 RER, CH, & USA) en se basant sur l'équation (2). La quantité de CaO se situe entre 71 et 73 %, ce qui est généralement plus élevé que la fourchette typique, ce qui pourrait être dû à la variation de la composition de la farine brute. Les études menées par (Feiz et al., 2015), (García-Gusano et al., 2015) et (Hossain et al., 2017) obtiennent respectivement 0,54 kg de CO<sub>2</sub> ch/kg de clinker, 0,53 kg de CO<sub>2</sub> ch/kg de clinker et 0,55 kg de CO<sub>2</sub> ch/kg de clinker. Ces valeurs ont ensuite été multipliées par la quantité de clinker utilisée dans le ciment et reportées dans le TABLEAU 1, qui est cohérent avec l'intervalle estimé dans la partie méthodologique.

## II. CONCLUSION

Cette revue de la littérature a montré que la question des fonctionnalités des ciments n'est pas suffisamment abordée. La classe de résistance semble la propriété la plus utilisée dans la littérature pour exprimer la fonctionnalité du ciment mais aucune relation scientifiquement validée n'est fournie dans les références examinées, pour calculer le flux de référence selon différentes classes de résistance.

Nos résultats montrent que la quantité d'énergie électrique requise pour le broyage est généralement inférieure à celle requise pour la calcination par la combustion de combustibles fossiles dans le processus de clinkérisation. On peut suspecter une relation directe entre l'augmentation de la finesse du ciment et l'énergie électrique pour le broyage, mais les données disponibles ne permettent pas de dégager une valeur fiable ni une relation claire. Les valeurs des quantités d'énergie pour le broyage sont dispersées et peuvent être affectées par d'autres facteurs tels que le type de broyeur, la nature de la matière première et l'efficacité de l'installation de broyage. Cependant, les ordres de grandeurs des consommations d'énergie peuvent laisser penser que la production d'un ciment avec une finesse plus élevée, n'entraînerait pas d'impacts significativement plus élevés sur l'environnement, alors qu'elle pourrait conduire à des quantités de ciment moindres pour des performances mécaniques de béton identiques. Cet aspect mérite d'être approfondi en explorant les modèles de consommation d'énergie de broyage pour pouvoir exprimer une énergie consommée en fonction de la finesse (et donc de la classe de résistance) du ciment produit. Enfin, les émissions liées à la calcination pourraient être facilement estimées à partir de la teneur en calcaire de la matière première. Globalement, une modélisation simplifiée de la cimenterie sur ces bases, permettrait de simuler et d'intégrer dans les ACV du ciment, différentes mesures prises par l'industrie cimentière pour réduire son empreinte carbone.

Cette analyse bibliographique s'est uniquement concentrée sur le ciment Portland, et il convient de pouvoir l'étendre aux ciments avec additions minérales. Pour bien prendre en compte les apports des futures stratégies de réduction des GES de l'industrie cimentière dans les ACV des



ciments, il est nécessaire de pouvoir exprimer un flux de référence en fonction de la classe de résistance du ciment, pour le ciment Portland Ordinaire mais également pour les ciments avec additions.

## REMERCIEMENTS

Cette recherche a été entièrement financée par l'Agence Nationale de la Recherche (ANR) dans le cadre du projet ANR-20-CE22-0008-01 DEMCOM

## RÉFÉRENCES

- Ali, N., Anwer, M., Alwi, S.K.K., Anjum, M.N., 2015. The Greenhouse Gas Emissions Produced by Cement Production and Its Impact on Environment: A Review of Global Cement Processing 2, 13.
- Belarusian cement company, 2022a. EPD for Portland cement CEM I 42,5 N and CEM I 42,5 R.
- Belarusian cement company, 2022b. EPD for Portland cement CEM I 42.5 N; CEM I 42.5 R and CEM II/A-S 42.5 N.
- Cao, Z., 2021. Decarbonizing Concrete 103.
- CEMBUREAU (The European Cement Association ), 2021. 2021 Activity report.
- Cooper, J.S., 2003. Specifying functional units and reference flows for comparable alternatives. *Int. J. Life Cycle Assess.* 8, 337. <https://doi.org/10.1007/BF02978507>
- Danucem Slovensko a.s., 2022a. EPD for White Portland Cement CEM I 52.5 N, CEM I 52.5 R.
- Danucem Slovensko a.s., 2022b. EPD for White Portland Cement CEM II/A-LL 52.5 N, CEM II/A-LL 42.5 R.
- Danucem Slovensko a.s., 2022c. EPD for White Portland Cement CEM II/A-S 52.5 N CEM II/A-S 42.5 R CEM II/A-S 42.5 N.
- Ecoinvent, 2020. Ecoinvent database version 3, 2020 [WWW Document].
- Ecoinvent, Hans-Jörg Althaus, Tina Künniger, Daniel Kellenberger, 2007. Life Cycle Inventories of Building Products Data v2.0 914.
- EN 197-1, 2011. Cement Part 1: Composition, specifications and conformity criteria for common cements.
- Feiz, R., Ammenberg, J., Baas, L., Eklund, M., Helgstrand, A., Marshall, R., 2015. Improving the CO2 performance of cement, part I: utilizing life-cycle assessment and key performance indicators to assess development within the cement industry. *J. Clean. Prod., Special Volume: Support your future today! Turn environmental challenges into opportunities.* 98, 272–281. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2014.01.083>
- García-Gusano, D., Herrera, I., Garraín, D., Lechón, Y., Cabal, H., 2015. Life cycle assessment of the Spanish cement industry: implementation of environmental-friendly solutions. *Clean Technol. Environ. Policy* 17, 59–73. <https://doi.org/10.1007/s10098-014-0757-0>
- GB 16780, 2021. The norm of energy consumption per unit product of cement.
- Hilton, B., Bawden, K., Winnebeck, K., Chandrasiri, C., Ariyachandra, E., Peethamparan, S., 2019. The functional and environmental performance of mixed cathode ray tubes and recycled glass as partial replacement for cement in concrete. *Resour. Conserv. Recycl.* 151, 104451. <https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2019.104451>
- Holcim (Costa Rica) S.A., 2022. EPD for Cemento Industrial - Holcim Costa Rica.
- Holcim (Romania) S.A., 2020. EPD for Holcim Grey Cements.
- Hossain, Md.U., Poon, C.S., Lo, I.M.C., Cheng, J.C.P., 2017. Comparative LCA on using waste materials in the cement industry: A Hong Kong case study. *Resour. Conserv. Recycl.* 120, 199–208. <https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2016.12.012>
- IPCC, 2006. Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC). 2006 IPCC Guidelines for National Greenhouse Gas Inventories.
- IS 455, 1989. IS 455 : Portland Slag Cement - Specification.
- IS 1489-1, 1991. IS 1489-1: Specification for Portland pozzolana cement, Part 1: Flyash based 19.
- IS 12269, 1987. IS 12269 : 53 grade ordinary Portland cement.
- ISO 14040, 2006. Environmental management - Life cycle assessment - Principles and framework.

- Li, C., Cui, S., Nie, Z., Gong, X., Wang, Z., Itsubo, N., 2015. The LCA of portland cement production in China. *Int. J. Life Cycle Assess.* 20, 117–127. <https://doi.org/10.1007/s11367-014-0804-4>
- Li, Y., Liu, Y., Gong, X., Nie, Z., Cui, S., Wang, Z., Chen, W., 2016. Environmental impact analysis of blast furnace slag applied to ordinary Portland cement production. *J. Clean. Prod.* 120, 221–230. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2015.12.071>
- Meshram, R.B., Kumar, S., 2022. Comparative life cycle assessment (LCA) of geopolymers cement manufacturing with Portland cement in Indian context. *Int. J. Environ. Sci. Technol.* 19, 4791–4802. <https://doi.org/10.1007/s13762-021-03336-9>
- Mich. I. Stagakis S.A., 2022a. EPD for Portland Grey Cement Products - CEM I 52.5N.
- Mich. I. Stagakis S.A., 2022. EPD for Portland Grey Cement Products - CEM II/A-LL 42.5N.
- Mich. I. Stagakis S.A., 2022b. EPD for Portland Grey Cement Products - CEM II/B-LL 32.5N.
- Mukarjee, S., 2012. Study on the physical and mechanical property of ordinary portland cement and fly ash paste. *Int. J. Civ. Struct. Eng.* 2. <https://doi.org/10.6088/ijcser.00202030003>
- NBR 11578, 1991. Cimento Portland composto.
- Nguyen, L., Moseson, A.J., Farnam, Y., Spatari, S., 2018. Effects of composition and transportation logistics on environmental, energy and cost metrics for the production of alternative cementitious binders. *J. Clean. Prod.* 185, 628–645. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2018.02.247>
- Ogunyemi, A.T., Ogungbemi, O.S., Ojo, C.B., 2019. Assessment of Physio-Chemical Properties of Cement Slurry for Offshore Well Completion 2, 10.
- Saade, M.R.M., Silva, M.G. da, Gomes, V., 2015a. Appropriateness of environmental impact distribution methods to model blast furnace slag recycling in cement making. *Resour. Conserv. Recycl.* 99, 40–47. <https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2015.03.011>
- Saade, M.R.M., Silva, M.G. da, Gomes, V., 2015b. Appropriateness of environmental impact distribution methods to model blast furnace slag recycling in cement making. *Resour. Conserv. Recycl.* 99, 40–47. <https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2015.03.011>
- Sabbie A. Miller, Rupert J. Myers, 2020. Environmental Impacts of Alternative Cement Binders | *Environmental Science & Technology* 54, 2, 677–686.
- Sagastume Gutiérrez, A., Cabello Eras, J.J., Gaviria, C.A., Van Caneghem, J., Vandecasteele, C., 2017a. Improved selection of the functional unit in environmental impact assessment of cement. *J. Clean. Prod.* 168, 463–473. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2017.09.007>
- Sagastume Gutiérrez, A., Cabello Eras, J.J., Gaviria, C.A., Van Caneghem, J., Vandecasteele, C., 2017b. Improved selection of the functional unit in environmental impact assessment of cement. *J. Clean. Prod.* 168, 463–473. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2017.09.007>
- Sagastume Gutiérrez, A., Cabello Eras, J.J., Gaviria, C.A., Van Caneghem, J., Vandecasteele, C., 2017c. Improved selection of the functional unit in environmental impact assessment of cement. *J. Clean. Prod.* 168, 463–473. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2017.09.007>
- Snelson, D., Wild, S., O'Farrell, M., 2011. SETTING TIMES OF PORTLAND CEMENT–METAKAOLIN–FLY ASH BLENDS / PORTLANDCEMENČIO, METAKAOLINO IR LAKIŲJŲ PELENŲ MIŠINIŲ RIŠIMOSI TERMINAI. *J. Civ. Eng. Manag.* 17, 55–62. <https://doi.org/10.3846/13923730.2011.554171>
- Teh, S.H., Wiedmann, T., Castel, A., de Burgh, J., 2017. Hybrid life cycle assessment of greenhouse gas emissions from cement, concrete and geopolymers concrete in Australia. *J. Clean. Prod.* 152, 312–320. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2017.03.122>
- Tim Grant, Bharat Sharma, 2015. Life Cycle Inventory of Cement & Concrete produced in Australia.
- Tosti, L., van Zomeren, A., Pels, J.R., Damgaard, A., Comans, R.N.J., 2020. Life cycle assessment of the reuse of fly ash from biomass combustion as secondary cementitious material in cement products. *J. Clean. Prod.* 245, 118937. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2019.118937>
- Votorantim Cimentos, 2017. Cement\_CP II E 40 (in bulk)\_CP III 40 RS (in bulk)\_CP V ARI(in bulk).
- Weidema, B., Wenzel, H., Petersen, C., Hansen, K., 2004. The Product, Functional Unit and Reference Flows in LCA. *Dan. Minist. Environ.* 47.
- Worrell, E., Price, L., Martin, N., Hendriks, C., Meida, L.O., 2001. CARBON DIOXIDE EMISSIONS FROM THE GLOBAL CEMENT INDUSTRY. *Annu. Rev. Energy Environ.* 26, 303–329. <https://doi.org/10.1146/annurev.energy.26.1.303>

Zhang, J., Liu, G., Chen, B., Song, D., Qi, J., Liu, X., 2014. Analysis of CO<sub>2</sub> Emission for the Cement Manufacturing with Alternative Raw Materials: A LCA-based Framework. *Energy Procedia* 61, 2541–2545. <https://doi.org/10.1016/j.egypro.2014.12.041>

# Etude de filtration des eaux de ruissellement par la fibre de lin et du sable à l'échelle du laboratoire

Abbar Bouamama<sup>1\*</sup>, Alem Abdellah<sup>2</sup>, Pantet Anne<sup>2</sup>, Ahfir Nasre-Dine<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Université d'Orléans, CNRS, BRGM, ISTO UMR 7327, 1A rue de la Ferrollerie, 45071 Orléans, France

<sup>2</sup>Normandie Univ, UNIHAVRE, UMR 6294 CNRS, LOMC, Le Havre, France

\*bouamama.abbar@cnrs-orleans.fr

**RESUME :** L'objectif de cette étude est d'évaluer la capacité épuratoire d'un dispositif de filtration des eaux de ruissellement composé de fibres de lin et de sable. Le choix de la fibre de lin est motivé par l'importante production du lin en Normandie (France). Deux types d'expériences ont été menées au laboratoire : (i) essais batch pour quantifier le potentiel d'adsorption des métaux lourds par des étoupes de fibres de lin, (ii) des essais en colonne de laboratoire pour caractériser l'influence des géotextiles de lin sur le transfert et la rétention des polluants solubles et particulaires dans un filtre de sable saturé, avec et sans géotextiles de lin. Les résultats obtenus montrent que les étoupes de lin sont des adsorbants efficaces pour l'élimination des ions métalliques dans l'eau. L'étude des isothermes d'adsorption a montré que l'adsorption des métaux lourds est favorable avec des capacités d'adsorption de 9,9 ; 10,7 et 8,4 mg g<sup>-1</sup> respectivement pour le cuivre, le plomb et le zinc. Les expériences de filtration sur colonne ont montré que l'efficacité de rétention des polluants solubles et particulaires du filtre est améliorée par la présence de géotextile de fibre de lin. Cependant, les essais de filtration sur colonne ont montré que les particules en suspension présentes dans les solutions injectées facilitent le transfert de polluants dans le milieu poreux et doivent être traitées comme des déchets à éliminer. Ces résultats peuvent être utilisés comme un bon indicateur pour l'utilisation de matériaux à base d'étoupes de fibre de lin pour la conception de systèmes de traitement des eaux de ruissellement pour l'élimination de polluants métalliques solubles ou liés aux particules en suspension.

**Mots-clefs** eaux de ruissellement, filtration, métaux lourds, particules en suspension, fibre de lin.

## I. INTRODUCTION

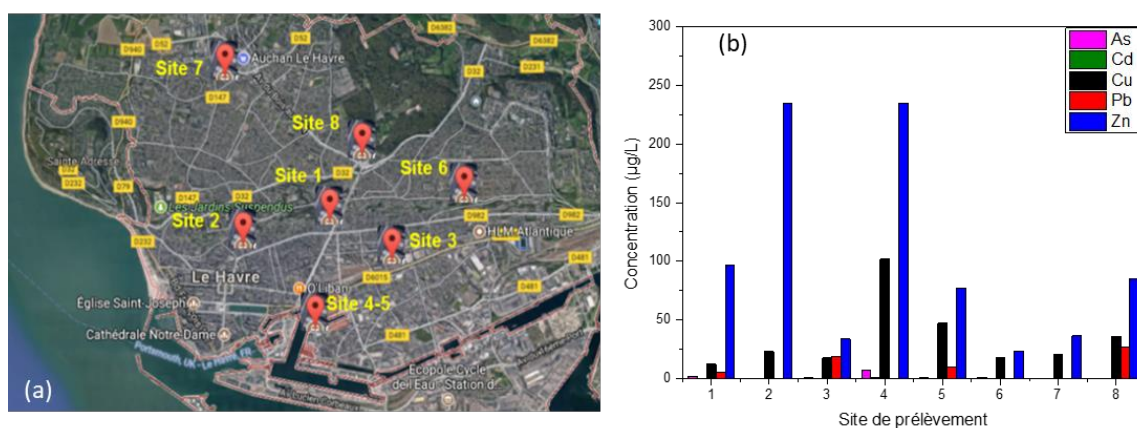
Depuis de nombreuses années, en raison du changement climatique, l'intensité des pluies torrentielles a des effets destructeurs tels que glissements de terrain, inondations et érosion des sols. L'aménagement urbain qui crée de nombreuses surfaces imperméables (toits, voirie, parking, etc.) est associé à une augmentation du volume des eaux pluviales à gérer. Traditionnellement pour les villes, il existe deux types de systèmes de collecte des eaux de surface (i) les égouts unitaires qui évacuent à la fois les eaux pluviales et les eaux usées et (ii) des égouts séparés qui prennent en charge les eaux usées et les eaux pluviales dans des tuyaux séparés. Ensuite, les flux collectés sont transportés (par gravité ou relayés par des pompes) vers les stations d'épuration. Pour une meilleure gestion des eaux pluviales et pour éviter les inondations en milieu urbain, depuis de nombreuses années des techniques alternatives (chaussées perméables, noues, bassin de rétention...) ont été développées pour compléter les deux réseaux d'assainissement conventionnels. Ces techniques permettent la filtration des eaux de surface à la source et les eaux

épurées peuvent être stockées dans des bassins de rétention ou directement infiltrées dans le sous-sol. Les techniques alternatives ont également pour objectifs de réguler les débits et réduire les vitesses d'écoulement et les infiltrations d'eau dans le sol. Des études antérieures ont montré que ces techniques pourraient constituer des structures de décontamination en fonction de leurs fonctions et de leurs caractéristiques (Azzout et al., 1994, Legret et al., 1996 ; Colandini et al., 1995 ; Fuerhacker et al., 2011 ; Wei et al., 2015 ; Doig et al., 2007). Cependant, cette capacité de filtration peut entraîner dans le temps des conséquences indésirables pouvant affecter la durabilité de l'ouvrage. Plusieurs travaux ont observé que l'accumulation de polluants qui sont principalement adsorbés sur les particules solides dans le corps de la structure provoquent le phénomène de colmatage (Colandini et al., 1995 ; Winston et al., 2016). Les particules solides dans le ruissellement urbain sont de composition hétérogène car ils proviennent de nombreuses sources, telles que l'usure des pneus et des freins des véhicules, les lubrifiants et les traces d'huile, la dégradation des matériaux de surface et des toitures, les déjections animales, l'érosion des déchets et des sols, ainsi que les dépôts atmosphériques. La teneur en polluants tels que les métaux lourds dépend fortement de la circulation urbaine et de l'atmosphère industrielle. De nombreuses études ont rassemblé des données sur différents sites et mis en évidence la variabilité de la teneur en polluants dans les eaux de ruissellement. Les particules solides dans le ruissellement urbain sont en majorité très fines (<100 µm) (Chocat, 1997). Leurs propriétés sont liées à leur surface spécifique et leur surface est souvent chargée négativement, captant les cations des métaux lourds. Les métaux lourds sont présents dans les eaux de surfaces sous des formes solubles et attachés aux particules solides. Une grande partie des métaux lourds est associée aux particules fines. En effet, comme il a été démontré dans plusieurs études (Chocat, 1997 ; Pitt et al., 2005 ; Wong et al., 2008), de nombreux polluants associés au ruissellement, tels que les métaux lourds (Pb, Cu, Zn, etc.), les hydrocarbures totaux se lient avec des particules de sédiments. Pour éviter tout transfert ou relargage de pollution, les particules transportées doivent être traitées comme des déchets potentiellement toxiques. Une bonne pratique de la gestion des eaux pluviales est de traiter et de capturer la fraction de particules avant le stockage dans le système souterrain qui est plus difficile à restaurer. Dans ce contexte un prototype de dispositif de filtration des eaux de surfaces est prévu au nord du Havre en collaboration avec Le Havre Seine Métropole. Le dispositif consiste en une tranchée de faible dimension remplie de sable et de géotextile de lin. Le dispositif confectionné sous forme de kits est facile à extraire et à remplacer. Il permettra de récupérer, par rétention, l'essentiel des particules transportées par les eaux de ruissellement et de qualifier les capacités épuratrices de cette fibre naturelle. Les matériaux pourront être traités et le géotextile pollué détruit. Le choix du lin est lié à sa grande production dans la région de la Normandie et la recherche de nouveaux débouchés à ce produit. Hormis l'industrie du textile, l'utilisation du lin est de plus en plus développée dans de nombreuses applications industrielles et notamment dans le secteur du BTP. La région havraise est non seulement un des premiers sites SEVESO en France, à cause de sa forte industrialisation mais elle est aussi impactée par son agriculture intensive sur le plateau de Caux. Les eaux de ruissellement contribuent largement à augmenter ce transport sédimentaire. En cas de pollution, ces eaux doivent être traitées au plus vite. Avant de tester le dispositif à grande échelle, une étude a été réalisée sur un modèle réduit au laboratoire et dans des conditions contrôlées. Deux types d'expériences ont été menées : (i) des expériences d'adsorption pour étudier le potentiel épuratoire de la fibre de lin pour la rétention de métaux lourds, (ii) des expériences de transfert de particules solides et métaux lourds en colonnes de laboratoire remplies de sable-géotextiles de lin. Dans ce papier nous présentons la mise en place du dispositif de filtration, nous discutons par la suite de l'efficacité du dispositif pour la rétention des particules solides et des métaux lourds à l'échelle du laboratoire.

## II. CONTEXTE ET MISE EN PLACE D'UN PROTOTYPE DE DISPOSITIF DE FILTRATION DES EAUX DE RUISSELLEMENT AU HAVRE

### II.1. Qualité des eaux de ruissellement au Havre

Pour caractériser les eaux de surface de la ville du Havre, une campagne d'échantillonnage a été effectuée dans le cadre d'une étude préliminaire sur huit sites différents de la ville en temps de pluie en avril 2016 (Fig.1a). Les échantillons d'eau ont été conservés à une température de 4°C avant d'être analysés au laboratoire. Nous avons bien conscience de la faible représentativité de ces résultats d'autant plus que les surfaces ont été largement lavées pendant la période hivernale. Les principaux paramètres mesurés sont : le pH, la conductivité, la teneur en matières en suspension (MES), et la teneur en métaux lourds (As, Cu, Pb, Zn, et Cd). Les valeurs de pH ne montrent pas de variations notables avec un minimum de 6,40 et un maximum de 7,70. Les analyses des différents échantillons ont montré des valeurs de conductivité comprises entre 83  $\mu\text{s}/\text{cm}$  et 270  $\mu\text{s}/\text{cm}$ . Les faibles valeurs de la conductivité pourraient être attribuées aux précipitations qui ont entraîné un phénomène de dilution des eaux. Les teneurs en matière en suspension mesurées varient entre 87 et 1200  $\text{mg L}^{-1}$ . Ces valeurs sont largement supérieures au seuil limite (35  $\text{mg L}^{-1}$  (Pons et al., 2008)), elles doivent être éliminées avant que l'eau soit rejetée dans le milieu naturel. Les analyses chimiques des prélèvements par ICP ont montré que les eaux de surface du Havre contiennent des éléments traces métalliques (Cd, As, Pb, Cu, et Zn) à des teneurs variables (Fig. 1.b), avec des teneurs importantes pour le Zn, Cu, et Pb, et faibles pour Cd et As. La présence de ces polluants dans les eaux de ruissellement est liée au fort trafic en milieu urbain et aussi aux retombées atmosphériques due à l'intense activité industrielle au Havre. Cependant, toutes les concentrations enregistrées restent inférieures aux seuils limites pour un rejet direct dans le milieu naturel (Kara, 2011), toutefois l'effet cumulatif pourra à terme être nocif.



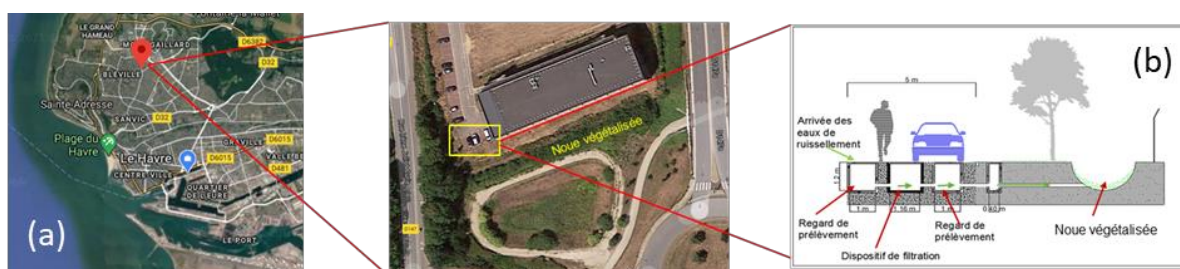
**FIGURE 1.** (a) positions des huit sites de prélèvements sur la carte de la ville du Havre, (b) teneurs en métaux lourds mesurées dans les eaux de ruissellement.

### II.2. Mise en place d'un dispositif de filtration en amont d'une chaussée de parking au nord du Havre

A partir des connaissances sur les processus se développant dans les milieux humides naturels mais aussi des connaissances sur les milieux poreux filtrants utilisés dans le traitement des eaux, un dispositif simple, constitué de sable de la seine et de sous-produits (étoupe) à base de fibres de lin, a été pensé et dont la fonction est d'épurer les eaux de ruissellements en milieu urbain et péri-urbain avant leur rejet dans le milieu naturel. Le dispositif de filtration peut être intégré suivant

les besoins de traitement de ces eaux comme élément complémentaire aux solutions existantes (à l'amont des noues, des chaussées réservoirs, ou des bassins de rétention). Ainsi augmenter le nombre d'installations simples et renouvelables, fonctionnant sans énergie, permet de traiter les eaux quasiment à la source, réduisant les coûts de traitement dans les stations d'épuration « STEP ». Les eaux épurées pourront être plus facilement infiltrées et éviter ainsi leur passage par la STEP. Les coûts d'entretien des fossés et des noues ont également un impact économique, qui s'en verra réduit. L'usage de ce dispositif, permet aussi de réduire la vulnérabilité des ouvrages végétalisés (noue et bassin d'infiltration), nombreux dans la zone particulièrement industrialisée de l'agglomération havraise. Les matériaux pollués seront récupérés pour être traités.

Dans le cadre d'une collaboration entre le laboratoire LOMC, Le Havre Seine Métropole et l'entreprise Depestele, un prototype à une échelle en vraie grandeur sera mis en place dans la ville Haute du Havre. Le dispositif sera installé en amont d'une chaussée de parking dans une nouvelle cité nommée « les bâtiments biosourcés » au nord de la ville du Havre (ZAC du Pressoir) (Fig.2). Le prototype sera introduit dans le système d'assainissement conçu sur la ville haute du Havre pour gérer le flux où le réseau d'assainissement est séparatif, où les eaux pluviales peuvent être traitées localement et infiltrées directement dans le sous-sol. Le dispositif est conçu pour filtrer les eaux ruisselées sur une surface bien maîtrisée de la chaussée du parking. Le dispositif ne nécessite aucune consommation d'énergie car l'écoulement est gravitaire. Il est composé d'une chambre de filtration (116 x 38 x 120 cm) équipée de deux regards de prélèvements, un en amont pour prélever les eaux brutes et l'autre en aval pour prélever les eaux épurées. Les eaux traitées par le dispositif seront canalisées vers une noue végétalisée située en aval (Fig.2).



**FIGURE 2.** (a) Site expérimental installé dans la ville Haute du Havre dans un parking, (b) schéma de principe de fonctionnement du dispositif de filtration des eaux.

Le site expérimental est actuellement non équipé et non fonctionnel, et la présente étude a été limitée à des expériences de laboratoire. Deux types d'expériences ont été menées sur un modèle réduit du dispositif : (i) des essais de sorption réalisés en mode statique (essais batch) pour l'étude de la capacité de rétention chimique des métaux par les fibres de lin et (b) des expérimentations en mode dynamique, avec un régime d'écoulement permanent, dans des colonnes pour tenir compte des paramètres hydrodynamiques et se rapprocher des conditions réelles d'utilisation des géotextiles dans un processus de filtration.

### III. ETUDE DE LA CAPACITE DE FILTRATION DES EAUX DE SURFACE PAR LE DISPOSITIF DE LABORATOIRE

#### III.1. Etude de la capacité d'adsorption de métaux lourds par les fibres de lin

L'étude de l'efficacité de l'absorption des métaux par la biomasse au laboratoire est essentielle pour l'application industrielle de la biosorption car elle donne des informations sur le processus d'absorption nécessaire pour la conception des équipements de grande échelle. L'absorption de métaux est habituellement mesurée par le paramètre «  $q_e$  » qui indique les milligrammes de métal

adsorbé par gramme de matériau biosorbant. Pour étudier la réactivité des fibres de lin vis-à-vis des métaux lourds (cuivre, plomb et du zinc) et déterminer leur capacité maximale d'adsorption, des essais batch ont été effectués. Les trois métaux lourds (cuivre, plomb et zinc) ont été choisis pour leur forte présence dans les eaux de ruissellement.

Le biosorbant utilisé était constitué d'étoupes de fibres de lin cultivé en Normandie (Fig.3). Ces étoupes ont été récupérées pendant le processus de peignage. La figure 3 montre que les étoupes contiennent principalement des fibres et presque pas de pailles. Les étoupes ont été lavés avec de l'eau distillée, séchées dans une étuve pendant 48 heures à 65 °C puis découpées en petits morceaux (2-5 mm). Les matériaux ont été conservés dans des bouteilles en verre fermées.



**FIGURE 3.** Photo des étoupes de fibres de lin,

Les essais batch ont été réalisés en suivant le mode opératoire explicité comme suit. Une quantité connue des étoupes a été mélangée avec 250 mL d'une solution de métaux lourds à une concentration définie et à un pH défini (le pH de la solution a été ajusté à la valeur souhaitée ajout soit d'une solution d'acide nitrique ou une solution d'hydroxyde de sodium). Le mélange a été agité à une vitesse de 150 cycles par minute en utilisant un agitateur horizontal. Ces étapes ont été effectuées à une température ambiante autour de 24 °C. Après un temps de contact défini, la solution de métaux lourds a été récupérée et filtrée en utilisant un filtre de nylon de 0,45 µm. Après acidification de la solution résultante avec de l'acide nitrique (6 mL) et de l'acide chlorhydrique (2 mL), les concentrations de Cu, Zn et Pb ont été déterminées par spectroscopie d'émission optique à plasma à couplage inductif (ICP-OES). Le taux d'adsorption de métal lourd éliminé de la solution par adsorption a été calculé par l'équation suivante :

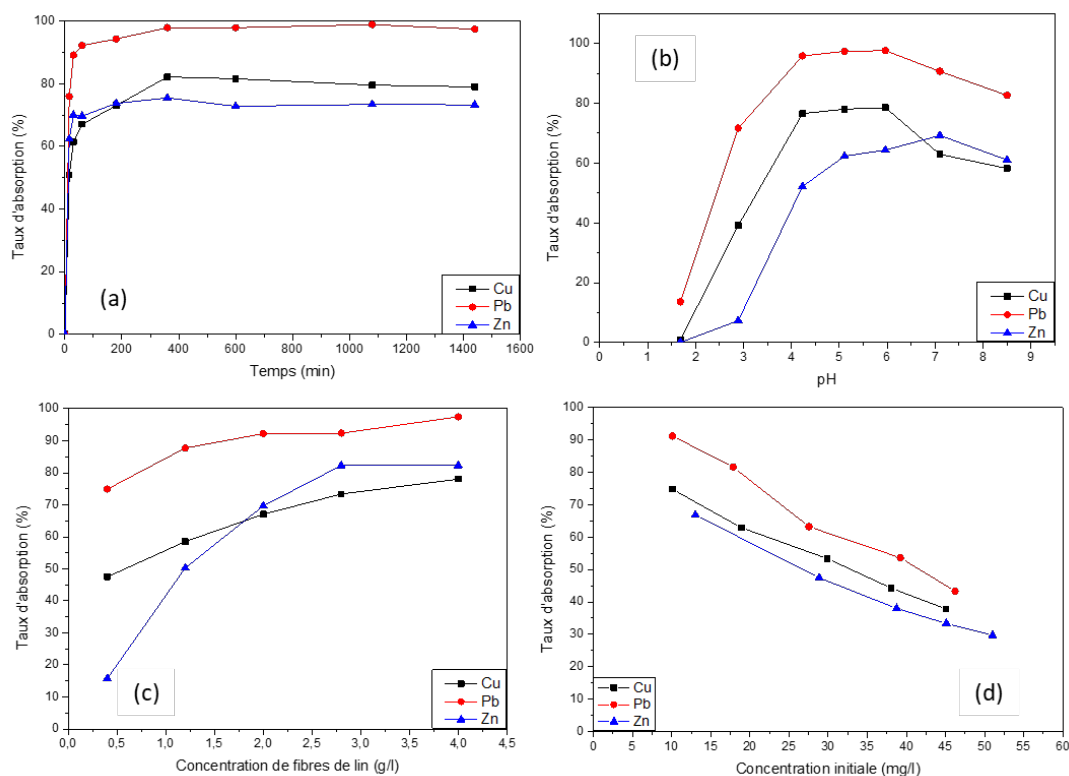
$$\% \text{ métal éliminé} = \frac{(C_i - C_e) \times 100}{C_i} \dots \dots \dots (1)$$

avec  $C_i$  la concentration initiale en métal lourd et  $C_e$  la concentration finale en métal lourd dans la solution liquide après équilibre.

Les modèles d'isothermes de Langmuir et Freundlich (Cf. fig. 5) ont été appliqués aux données expérimentales pour l'étude d'isothermes d'adsorption. L'étude a montré que le matériau "fibres de lin" est un adsorbant efficace pour l'élimination des ions plomb, cuivre et zinc des solutions aqueuses. Le processus d'adsorption est fonction du temps de contact (Fig. 4a), du pH (Fig. 4.b), de la concentration de l'adsorbant (Fig. 4.c) et de l'adsorbat (Fig. 4.d). L'équilibre a été atteint en 60 min (Fig. 4a). Au début du processus d'adsorption tous les sites d'adsorption sur la surface de l'adsorbant sont disponibles, le pourcentage d'adsorption augmente très rapidement. Avec l'augmentation du temps de contact, de plus en plus de sites sont occupés par les ions adsorbés réduisant ainsi le nombre de sites libres. Cela entraîne un ralentissement de l'accroissement du pourcentage de métal éliminé par adsorption. Cet accroissement finit par devenir quasi-insignifiant après un temps de contact de 60 min. Le pH optimal pour l'adsorption du plomb et du cuivre varie de 4 à 6 et il est autour de 7 pour le zinc (Fig.4b). Selon Low et al., (1993), une



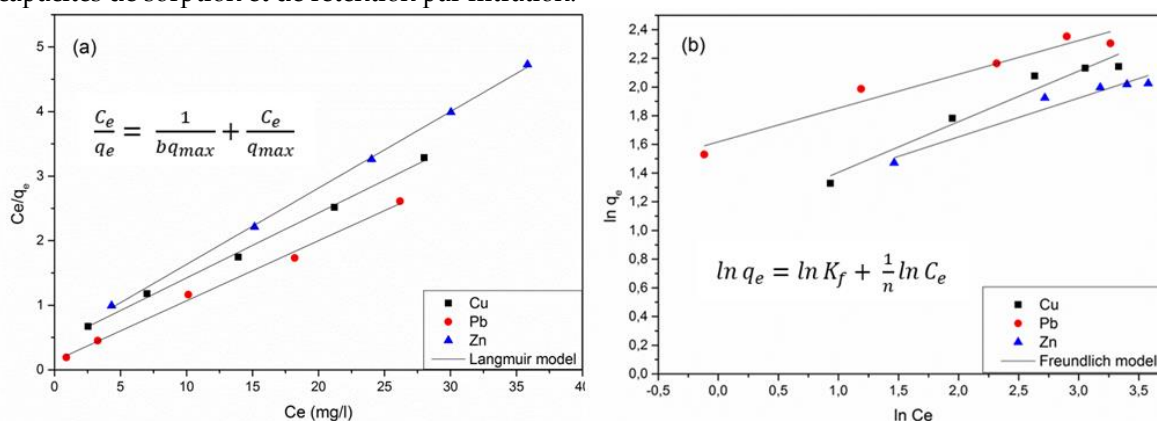
faible sorption à un pH très faible pourrait être attribuée aux ions hydrogène qui entrent en compétition avec les ions métalliques pour des cations échangeables à la surface du biosorbant. En revanche, dans la gamme de pH de 2 à 4 une déprotonation de groupes carboxyliques sur la surface du sorbant se produit, ce qui permet une meilleure adsorption des métaux lorsque le pH augmente (Chang et al., 1997). Dans la gamme de pH de 4 à 6, on observe une légère augmentation, voire une stabilisation du taux d'élimination pour le cuivre et le plomb, qui pourrait s'expliquer par le fait que les sites d'adsorption ne sont plus affectés par le changement de pH. La figure 4c représente la variation du pourcentage d'élimination des trois ions métalliques dans la solution en fonction de la concentration de fibres de lin. Ces courbes montrent que l'adsorption de ions métallique augmente avec la masse de l'adsorbant. La figure 4d présente les résultats expérimentaux des études des isothermes ( $q_e = f(C_i)$ ) pour les trois métaux étudiés sont présentés. Les résultats obtenus montrent que l'augmentation des concentrations d'ions  $Cu^{2+}$ ,  $Pb^{2+}$  et  $Zn^{2+}$  de 10 à 50  $mg L^{-1}$ , diminue le taux d'adsorption. A des concentrations plus faibles, le rapport sites d'adsorption disponibles sur concentration initiale d'ions métallique dans la solution est élevé et les ions métalliques présents dans le milieu d'adsorption sont adsorbés par des sites spécifiques. Cependant, lorsque la concentration initiale de métaux lourds augmente, le taux d'adsorption diminue et les sites spécifiques disponibles sont rapidement saturés (Fig. 4d).



**FIGURE 4.** (a) Cinétique d'adsorption, (b) effet de pH, (c) effet de la masse de fibre et (d) effet la concentration initiale sur l'adsorption des métaux par les fibres de lin.

La distribution des ions métalliques entre la phase liquide et la phase solide a été décrite par les deux modèles isothermes de Langmuir et Freundlich (Fig.5). Les formes linéarisées des deux modèles, les paramètres estimés avec les coefficients de corrélation ( $R^2$ ) pour les deux modèles sont donnés dans le tableau 1. Il est clair d'après les valeurs calculées ( $R^2$ ) que les isothermes

d'adsorption pour les trois métaux étudiés sont mieux adaptées au modèle de Langmuir avec une capacité d'adsorption maximale de 9,9 ; 10,7 et 8,4 mg g<sup>-1</sup> respectivement pour le cuivre, le plomb et le zinc. Ces résultats montrent que les fibres de lin ont une bonne capacité d'adsorption. Cette capacité d'élimination des métaux de la solution aqueuse, peut être attribuée à l'échange de cations liés (Na<sup>+</sup>, Ca<sup>+2</sup> et Mg<sup>+2</sup> ...etc.) avec des ions métalliques. Plusieurs études ont révélé que l'échange d'ions est le mécanisme dominant dans les procédés de biosorption des métaux lourds par des matériaux naturels (lignocellulosiques) (Villaescusa et al. 2004 ; Fiol et al., 2006 ; Ngah et al., 2008 ; Chen et al., 2010). Le tableau 2 présente une comparaison de la capacité maximale d'adsorption des fibres de lin avec celles d'autres adsorbants étudiés par d'autres chercheurs. On remarque que la capacité maximale d'adsorption des fibres de lin pour l'élimination des ions de cuivre, de plomb et de zinc est plus élevée que celles des autres adsorbants. Ces résultats peuvent être utilisés comme un bon indicateur pour l'utilisation de matériaux à base d'étoupes de fibres de lin pour la conception de systèmes de traitement des eaux de ruissellement pour l'élimination du plomb, du cuivre et du zinc solubles où liés aux particules en suspension. En effet, ces fibres peuvent être facilement utilisées pour fabriquer des matériaux filtrants ayant à la fois des capacités de sorption et de rétention par filtration.



**FIGURE 5.** Isothermes de (a) Langmuir et (b) Freundlich pour l'adsorption des métaux lourds par les fibres de lin (avec  $q_e$  la quantité de l'adsorbant adsorbée sur 1g d'adsorbant à l'équilibre (mg g<sup>-1</sup>),  $q_{max}$  la quantité nécessaire pour couvrir la surface entière avec une monocouche de substance adsorbée (mg g<sup>-1</sup>),  $C_e$  la concentration de l'adsorbant en solution à l'équilibre (mg L<sup>-1</sup>), b, Kf et n des constantes des modèles)

**TABLEAU 1.** Modèles isothermes et leurs constantes pour l'adsorption du cuivre, plomb et du zinc par les fibres de lin

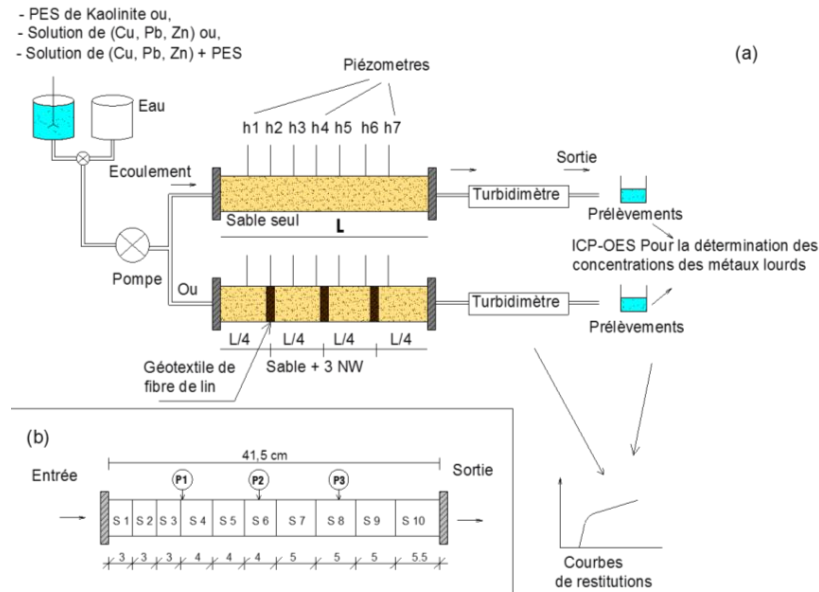
	Modèle de Langmuir			Modèle de Freundlich			
	R <sup>2</sup>	$q_{max}$ (mg g <sup>-1</sup> )	b (L mg <sup>-1</sup> )	R <sup>2</sup>	Kf (mg <sup>1-1/n</sup> L <sup>1/n</sup> g <sup>-1</sup> )	1/n	n
<b>Cu</b>	0,997	9,921	0,243	0,957	2,864	0,353	2,833
<b>Pb</b>	0,995	10,741	0,679	0,952	5,042	0,235	4,248
<b>Zn</b>	0,999	8,453	0,264	0,951	3,034	0,271	3,69

**TABLEAU 2.** Capacité maximale d'adsorption ( $q_{max}$ ) du cuivre, du plomb et du zinc par différents adsorbants à faible coût.

Adsorbent	Cu (mg g <sup>-1</sup> )	Pb (mg g <sup>-1</sup> )	Zn (mg g <sup>-1</sup> )	Références
Coquille de palmier à huile	1,75	3,39	..	Chong et al., (2013)
Riz	2,95	..	..	Aydin et al., (2008)
Poudre de cône de pin	6,80–9,22	..	..	Ofomaja et al., (2009)
Kaolinite	11,04	..	..	Yavuz et al., (2003)
Paille d'orge	4,64	..	..	Pehlivan et al., (2009a)
Coquille d'amande	..	8,08	..	Pehlivan et al., (2009a, b, c)
Lentille	9,59	..	..	Aydin et al., (2008)
Fibres de coco	..	..	1,53	Shukla et al., (2006)
Fibres de jute	4,23	..	3,55	Shukla et Pai, (2005)
Fibres de lin	9,92	10,74	8,45	<b>Abbar et al., 2017b</b>

### III.2. Etude de capacité de rétention des particules solide et de métaux lourds par le composite sable-géotextile de lin

L'objectif de cette étude était d'évaluer expérimentalement l'influence de lits de géotextile de fibres de lin placés dans une colonne de sable sur le transfert des particules en suspension et des métaux lourds. L'étude a été réalisée sur des colonnes de laboratoire en conditions saturées et sous un écoulement permanent. Au cours des expériences, des prélèvements à la sortie de la colonne (dans les effluents) sont réalisés à des temps réguliers. Cet échantillonnage a été effectué pour déterminer la concentration en particules solides et en métaux lourds de l'effluent dans le temps. Une solution tri-métalliques de nitrate de cuivre ( $Cu(NO_3)_2$ ), de nitrate de plomb ( $Pb(NO_3)_2$ ) et de nitrate de zinc ( $Zn(NO_3)_2 \cdot 6H_2O$ ) avec des concentrations respectives de 2,1 mg/L, 2,36 mg/L et 3,23 mg/L a été utilisée. Des particules de kaolinite ont été également utilisées avec une concentration de 1g/L pour simuler les particules présentes dans les eaux de ruissellement. Le géotextile utilisé était un géotextile non tissé (NW) de fibres de lin développé en Normandie (France). Il se caractérise par une conductivité hydraulique ( $3,75 \times 10^{-3}$  m/s) et une porosité importante (86,17%) (Abbar et al., 2017a). La concentration des métaux lourds dans l'effluent a été déterminée par les analyses ICP-OES, et la concentration des particules de kaolinite a été déterminée à partir de la mesure de la turbidité de l'effluent par un turbidimètre placé à la sortie de la colonne. Un étalonnage préalable turbidité mesurée-concentration en particules de kaolinite a été effectué. Les distributions spatiales de la rétention des particules et/ou des métaux lourds dans le milieu poreux sont obtenues en découpant, après chaque essai, l'échantillon cylindrique en dix tranches réparties comme indiqué sur la figure 6. L'efficacité du complexe sable-géotextiles est évaluée en mesurant la rétention des particules fines et des métaux lourds dissous et adsorbés aux particules en suspension par le filtre.



**FIGURE 6. (a) Schéma de principe du dispositif expérimental de filtration, (b) principe de découpage de la colonne après l'essai pour la détermination des profils de rétention.**

*III.2.1 Efficacité de rétention de particules solides par le dispositif*

Pour étudier l'influence du géotextile de fibres de lin sur le transport des particules en suspension dans le milieu filtrant, quatre configurations de filtre ont été étudiées : sable seul, sable avec une nappe de géotextile (sable + 1NW), sable avec deux nappes de géotextile (sable + 2NW), sable avec trois nappes de géotextile (sable + 3NW) (Fig. 6). Un volume de 30 L équivalent à 120 volumes de pores de solution de particules en suspension a été injecté à chaque essai (un volume de pore correspond au volume total des vides dans la colonne). A la fin de chaque expérience, le matériau contaminé (sable, particules déposées et géotextiles) remplissant la colonne a été extrait soigneusement de la colonne et divisé en dix sections. Chaque section (de sable + kaolinite) a été séchée à 105°C pendant au moins 24h et pesée puis lavée soigneusement en récupérant l'eau de lavage. Le sable propre a été ensuite séché et pesé. La différence de masses sèches du sable avant lavage (sable avec particules déposées) et sable propre après lavage donne la masse de particules déposées dans la section. Une valeur de la rétention pour chaque section a été ensuite calculée. Elle est définie comme le rapport entre le volume de particules retenues dans la section et le volume de cette section. La figure 7 présente les profils de dépôt des particules, en fin d'injection, pour les quatre configurations de filtre testées. Les géotextiles ont une influence sur la distribution du dépôt dans le milieu filtrant. Une augmentation significative de la masse de particules retenues dans les couches de sable situées en amont du géotextile, surtout dans la section du sol avoisinante, a été observée. A l'opposée une diminution de la rétention dans les couches de sable situées en aval a été observée. Il en résulte une discontinuité spatiale du profil de rétention comme il est montré dans la figure 7. À l'entrée de la colonne (section 1 : 0-3cm), la rétention est de 0,048 cm<sup>3</sup>/cm<sup>3</sup> (correspondant à un abattement de 13,95%) pour la configuration (sable + 3NW) et environ 0,040 cm<sup>3</sup>/cm<sup>3</sup> (correspondant à des abattements de 10,90 et 11,99%) pour les configurations (sable + 1NW) et (sable + 2NW) contre 0,034 cm<sup>3</sup>/cm<sup>3</sup> (abattement de 8,6%) pour la configuration (sable seul) (Fig.7). L'abattement est défini comme le rapport entre la masse de particules déposée dans la section de filtre et la masse totale de particules injectée. À la sortie de la colonne (section 10 : 36-41,5 cm), la rétention est de 0,007 cm<sup>3</sup>/cm<sup>3</sup> (correspondant à des abattements de 3,12 ; 2,59 et 2,66%) pour les trois configurations avec géotextiles (sable + 1NW),

(sable + 2NW) et (sable + 3NW) respectivement, contre 0,012 cm<sup>3</sup>/cm<sup>3</sup> (abattement de 4,65%) pour la configuration (sable seul) (Fig.7). La présence des géotextiles améliore la rétention globale dans le milieu surtout dans les couches de sable situées en amont et protège les couches de sable en aval. Ce résultat a aussi été mis en évidence par Winiarski et al. (1999) et Lassabatère et al. (2004) dans des études sur les modifications du transfert de polluants par l'introduction de géotextiles dans un sol.

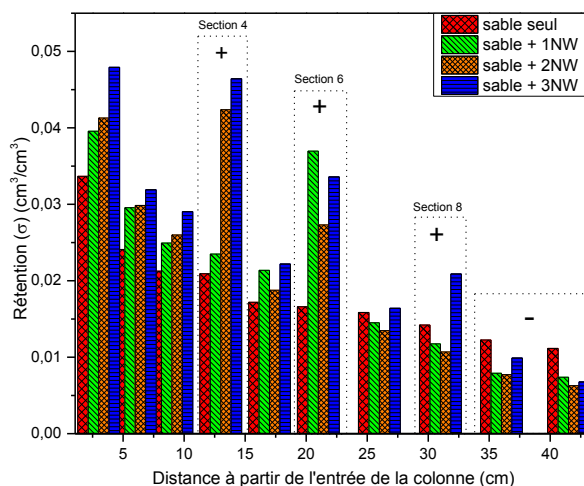


FIGURE 7. Profils de dépôt des particules de kaolinite pour les quatre configurations de filtre testées

III.2.2 Efficacité de rétention de métaux lourds solubles par le dispositif

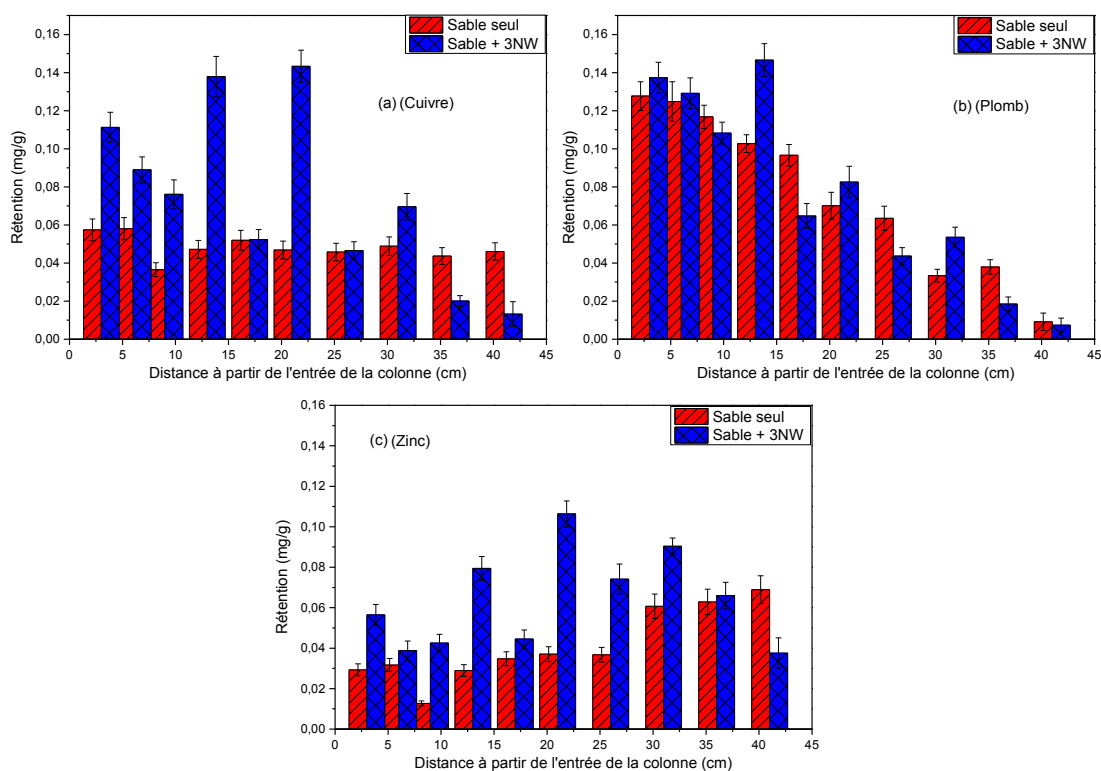
Pour étudier l'influence du géotextile de fibre de lin sur le transport et la rétention des métaux lourds à travers le dispositif, deux configurations de filtre ont été étudiées : sable seul, et sable avec trois nappes de géotextile (sable + 3NW). Le tableau 3 présente les pourcentages de métaux lourds retenus dans chacun des trois géotextiles de la configuration (sable + 3 NW). Une rétention non négligeable de métaux a été observée dans les géotextiles (16% (Cu) ; 6% (Pb) et 8% (Zn)). Le géotextile placé en amont contribue pour une part importante dans la rétention des métaux (6,78% (Cu) ; 3,57% (Pb) et 4,05% (Zn)). Les contributions à la rétention des deux autres géotextiles sont plus faibles et pratiquement équivalentes. Cette rétention est attribuée à la réactivité de fibres de lin vis-à-vis de ces métaux.

TABLEAU 3. Abattement en (%) des métaux lourds (Cu, Pb et Zn) dans les géotextiles

	Cu	Pb	Zn
Géotextile placé en amont	6,7	3,5	4
Géotextile central	4,7	1,3	2,3
Géotextile placé en aval	4,6	1,2	1,7
Abattement total	16	6	8

La figure 8 montre les profils de rétention des métaux lourds (Cu, Pb et Zn) le long du milieu poreux, pour les deux configurations étudiées (sable seul) et (sable + 3NW). Les trois métaux présentent des comportements différents. La rétention du cuivre dans le milieu (sable seul), semble homogène et uniforme sur toute la profondeur de la colonne avec une valeur moyenne autour de 0,055 mg/g. La rétention du zinc est non uniforme et semble augmenter avec

la profondeur. La rétention est beaucoup plus importante en sortie de colonne (0,075 mg/g) qu'en entrée (0,03 mg/g). Il est possible que ce comportement du cuivre et du zinc soit dû à l'effet de compétition sur les sites de surfaces entre les trois métaux. L'affinité du plomb vis-à-vis de notre sable étant la plus forte, celui-ci se fixe prioritairement dès l'entrée de la colonne sur les sites de rétention disponibles obligeant les deux autres métaux (Cu et Zn) à migrer plus en profondeur dans le milieu avant d'être retenus. La forte mobilité du zinc, déjà montré par des études antérieures, justifie encore le profil de rétention de ce métal. Dans notre sable concassé, le plomb se fixe prioritairement sur les particules siliceuses par rapport au cuivre et au zinc. Si on peut s'interroger sur l'origine de la rétention des trois métaux par le sable, elle peut être due à la porosité des éléments du cortex des silex et à la présence de carbonates, avec un pourcentage massique de l'ordre de 5 %, qui peuvent interagir et incorporer des cations métalliques dans leur maille cristalline. Toutefois ce point mérite d'être approfondi. Une grande quantité de plomb est retenue en entrée de colonne.

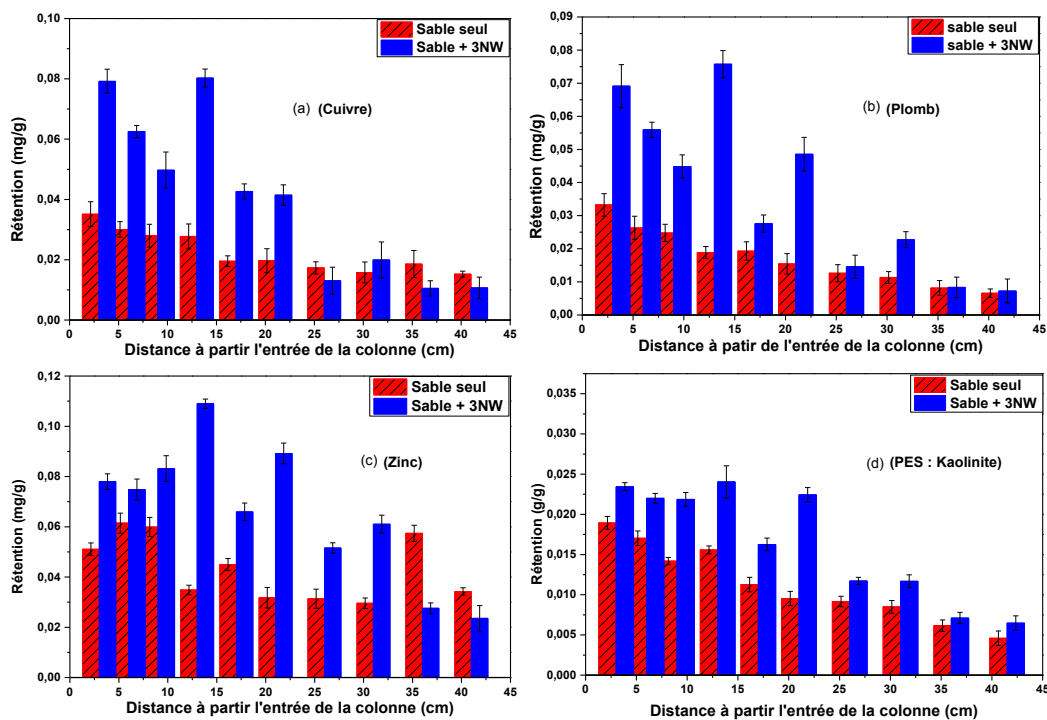


**FIGURE 8. Profils de rétention des métaux lourds (Cu, Pb et Zn) dans le sable seul et le sable + 3NW.**

### III.2.3. Efficacité de rétention de métaux lourds solubles et attachés au PES par le dispositif

Pour étudier l'influence de géotextile de lin sur le transport et la rétention des particules de kaolinite et des métaux lourds, deux configurations de filtre ont été étudiées (sable seul, sable avec trois nappes de géotextile (sable + 3NW)). Pendant la préparation de la solution d'injection, le taux d'adsorption des métaux par les particules de kaolinite a été déterminé à partir d'essais batch. Des prélèvements à différents temps de contact (0,33 ; 0,5 ; 1,5 ; 2,50 ; 7 ; 18 et 24 heures) ont été effectués afin de déterminer le temps d'équilibre. Les concentrations finales de la fraction soluble du cuivre, plomb et zinc ont été déterminées pour chaque temps de contact. Ceci nous a

permis de suivre la cinétique d'adsorption pour chaque métal et de déterminer le temps d'équilibre d'adsorption. Pour les trois ions métalliques, on peut considérer, que l'équilibre est atteint après un temps de contact autour de 90 minutes. Les taux d'adsorption à l'équilibre sont de l'ordre de 53%, 65%, et 25% pour le cuivre, le plomb et le zinc respectivement. Ces taux sont très élevés surtout pour le cuivre et le plomb. Le temps très rapide pour atteindre l'équilibre et les taux d'adsorption élevés est attribué aux grandes surfaces spécifiques des particules de kaolinite et à leurs grandes capacités d'échange cationique. Ces caractéristiques spécifiques des particules argileuses leurs permettent de retenir une importante quantité d'ions métalliques comme il a été montré dans plusieurs études antérieures (Lassabatere 2004). L'ordre d'affinité  $Pb > Cu > Zn$  pour les particules argileuses à lui aussi été observé par d'autres chercheurs (Farrah et Pickering, 1977). La figure 9 présente les profils de rétention des métaux lourds (Cu, Pb et Zn) et des particules retenues le long du milieu poreux, pour les deux configurations du filtre (sable seul et (sable + 3NW), après l'injection de la solution métallique avec les particules en suspension. L'injection des particules en suspension avec les métaux lourds dans le milieu granulaire avec trois nappes de géotextiles de lin, se traduit par une chute importante de l'efficacité de rétention des métaux lourds par le milieu. La rétention du zinc peut être justifiée par sa faible réactivité vis-à-vis des particules en suspension dans la solution (taux d'adsorption de 25%), contrairement aux deux autres métaux (taux d'adsorption de 53% (Cu) et 65% (Pb)) (Fig. 9). Une grande quantité de plomb et de cuivre a été transportée sous la forme attachée aux particules en suspension jusqu'à la sortie du milieu poreux. Les profils de rétention du cuivre et du plomb le long des deux filtres présentent une bonne similitude avec les profils de dépôts des particules en suspension. Ce résultat est évident dans la mesure où ces deux métaux sont présents en grande partie sous forme particulaire. Pour le zinc, qui est moins adsorbé sur les particules en suspension, cette similarité n'existe pas.



**FIGURE 9.** Profils de rétention des métaux lourds (a) cuivre, (b) plomb, (c) zinc et (d) particules en suspension dans les milieux (sable seul) et (sable + 3 NW)

## CONCLUSION

La présente étude montre que le lin est un adsorbant efficace pour l'élimination des ions plomb, cuivre et zinc des solutions aqueuses. Les isothermes d'adsorption ont montré que l'adsorption des ions métalliques étudiés par les fibres de lin est favorable avec une capacité d'adsorption maximale de 9,9 ; 10,7 et 8,4 mg g<sup>-1</sup> respectivement pour le cuivre, le plomb et le zinc. L'influence du géotextile en fibre de lin sur le transfert de métaux lourds solubles ou liés aux particules a été également étudiée dans des expériences en laboratoire. Le géotextile contribue à la rétention des métaux lourds solubles ou liés aux particules en suspension. L'efficacité de rétention du sable concassé est améliorée par la présence de géotextile. L'utilisation de plusieurs disques de géotextile en fibre de lin améliore non seulement la rétention globale du dispositif, mais augmente également sa durée de vie. Le géotextile en fibre de lin a une grande influence sur le transfert et la rétention des métaux lourds solubles ou liés aux particules en suspension et peut être utilisé comme un outil efficace pour améliorer les performances des dispositifs de filtration des eaux de ruissellement. Ces résultats peuvent être utilisés comme un bon indicateur pour l'utilisation de matériaux à de fibre de lin pour la conception de systèmes de traitement des eaux de ruissellement pour l'élimination du plomb, du cuivre et du zinc solubles ou liés aux particules en suspension. En effet, ces fibres peuvent être facilement façonnées pour fabriquer également des matériaux filtrants ayant à la fois des capacités de sorption et de rétention par filtration.

## REFERENCES

- Azzout Y, Barraud S, Cres FN, et al. *Technique alternative en assainissement pluvial*. Paris: Lavoisier Tec et doc; 1994. French.
- Legret M, Colandini V, Le Marc C. Effects of a porous pavement with reservoir structure on the quality of runoff water and soil. *Sci Total Environ*. 1996 ;189 :335–340.
- Colandini M, Legret M, Brosseaud Y, et al. Metallic pollution in clogging materials of urban porous pavements. *Water Sci Technol*. 1995 ; 32(1) : 57–62.
- Fuerhacker M, Haile TM, Monai B, et al. Performance of a filtration system equipped with filter media for parking lot runoff treatment. *Desalination*. 2011;275(1):118–125.
- Wei J, Aimin S, Jingjing X, et al. Experimental study on filtration effect and mechanism of pavement runoff in permeable asphalt pavement. *Constr Build Mater*. 2015 ;100 :102–110.
- Doig P, Van Poppelen P, Baldwin SA. Treatment of log yard runoff using a recirculating sand filtration process. *Environ Technol*. 2007;28(7):807–817. doi:10.1080/09593332808618842
- Winston RJ, Al-Rubaei AM, Blecken GT, et al. Maintenance measures for preservation and recovery of permeable pavement surface infiltration rate – the effects of street sweeping, vacuum cleaning, high pressure washing, and milling. *J Environ Manage*. 2016 ; 169:132–144.
- Chocat B. *Encyclopédie d'hydrologie urbaine [encyclopedia of urban hydrology]*. Paris: Lavoisier;1997. French.
- Pitt R, Williamson D, Voorhees J. Review of historical street dust and dirt accumulation and washoff data. In *Effective modeling of urban systems, monograph 13, from the international stormwater and water quality management modeling conference; 2005; Ontario, Canada*.
- Wong THF. *Australia runoff quality: a guide to water sensitive urban design*. Melbourne: Engineers Australia; 2006.



- Pons MN, Belhani M, Bourgois J, et al. Analyse du cycle de vie- epuration des eaux usées urbaines, techniques De l'ingénieur [life cycle analysis treatment of urban wastewater] France: Techniques for engineer; 2008. French.
- Abbar, b., Alem, A., Pantet, A., Marcotte, S., Ahfir, N.D., Duriatti, D., 2017a. Experimental investigation on removal of suspended particles from water using flax fibre geotextiles. *Environmental Technology*. DOI: 10.1080/09593330.2017.1284270.
- Abbar, B., Alem, A., Marcotte, S., Pantet, A., Ahfir, N. D., Bizet, L., & Duriatti, D. (2017b). Experimental investigation on removal of heavy metals (Cu<sup>2+</sup>, Pb<sup>2+</sup>, and Zn<sup>2+</sup>) from aqueous solution by flax fibres. *Process Safety and Environmental Protection*, 109, 639-647.
- Akin D.E., Foulk J., Dodd R.B., McAlister D.D. (2001) Enzyme-retting of flax and characterization of processed fibers *Journal of Biotechnology*, 89, 193-203
- Aydin, H., Buluta, Y., Yerlikayab, C., 2008. Removal of copper (II) from aqueous solution by adsorption onto low-cost adsorbents. *J Environ Manage.* 87, 37–45.
- Baley, C, et al, Influence of chemical treatments on surface praperties and adhesion of flax fibre-polyester resin. *Composites Part A: Applied Science and Manufacturing*, 2006. 37(10): p. 1626-1637.
- Chong, H.L.H., Chia, P.S., Ahmad, M.N., 2013. The adsorption of heavy metal by Bornean oil palm shell and its potential application as constructed wetland media. *BioresourTechnol.* 130, 181–186.
- Kara Khaled, M. (2011). Etude d'un dispositif de dépollution des eaux pluviales en amont des réseaux d'assainissement : expérimentations et modélisation (Doctoral dissertation, Lille 1).
- Lassabatere, Laurent. Modification du transfert de trois métaux lourds (Zn, Pb et Cd) dans un sol issu d'un dépôt fluvio-glaciaire carbonaté par l'introduction de géotextiles. 2002. Thèse de doctorat. Villeurbanne, INSA.
- Lassabatere L, Winiarski T, Galvez Cloutier R. Retention of three heavy metals (Zn, Pb, and Cd) in a calcareous soil controlled by the modification of flow with geotextiles. *J Environ SciTechnol.* 2004; 38: 4215-4221.
- Lassabatere L, Spadini L, Delolme C, et al. 2007. Concomitant Zn-Cd and Pb retention in a carbonated fluvio-glacial deposit under both static and dynamic conditions. *JChemosphere.*
- Mohanty, A.K., M. Misra, and G. Hinrichsen, Biofibres, biodegradable polymers and biocomposites: An overview. *Macromolecular Materials and Engineering*, 2000. 276- 277: p. 1-24.
- Ofomaja, A.E., Naidoo, E.B., Modise, S.J., 2009. Removal of copper (II) from aqueous solution by pine and base modified pine cone powder as biosorbent, *J. Hazard. Mater.* 168, 909–917.
- Padillai.Y., JIM YEH T.-C., CONKLIN M.H. The effect of water content on solute transport in unsaturated porous media. *Water Resources Research*, 1999, vol. 35, n°11, pp. 3303-3313.
- Pehlivan E, Altun T, Cetin S, Bhangar MI. Lead sorption by waste biomass of hazelnut and almond shell. *J Hazard Mater.* 2009a; 167:1203–2128.
- Pehlivan, E., Altun, T., Parlayici, S., 2009b. Utilization of barley straws as biosorbents for Cu<sup>2+</sup> and Pb<sup>2+</sup> ions. *J Hazard Mater.* 164, 982–986.
- Shukla, S.R., Pai, R.S., 2005. Adsorption of Cu(II), Ni(II) and Zn(II) on modified jute fibres. *BioresourTechnol.* 96, 1430–1438.
- Shukla, S.R., Pai, R.S., Shendarkar, A.D., 2006. Adsorption of Ni (II), Zn (II) and Fe(II) on modified coir fibres. *Sep PurifTechnol.* 47,141–147.
- Yavuz, O., Altunkaynak, Y., Güzel, F., 2003. Removal of copper, nickel, cobalt and manganese from aqueous solution by kaolinite, *Water Res.* 37, 948–952.

# Caractérisation minéralogique de la biodégradation de mortier en présence d'H<sub>2</sub>S dans les réseaux d'assainissement

Janette Ayoub <sup>1</sup>, Tony Pons <sup>1</sup>, Marielle Guéguen Minerbe <sup>1</sup>, Marcos Oliveira<sup>2</sup>, Sam Azimi<sup>2</sup>, Mario Marchetti<sup>3</sup>

*1 Univ Gustave Eiffel, MAST-CPDM, F77454 Marne-la-Vallée, France*

*2 SIAAP- Direction Innovation, 82 avenue Kléber, 92700 Colombes, France*

*3 Univ Gustave Eiffel, CEREMA, MAST-MCD, F77454 Marne-la-Vallée, France*

**RESUME** La biodégradation des matériaux cimentaires dans les réseaux d'assainissement est principalement due à l'oxydation biotique de l'hydrogène sulfuré (H<sub>2</sub>S) en acide sulfurique. Elle entraîne une dissolution locale et progressive de la matrice cimentaire ainsi que la précipitation de produits expansifs tels que le gypse et l'ettringite. Dans ce contexte, cette étude vise à caractériser les couches d'altération présentes sur différents types de liants cimentaires (ciment Portland ordinaire : CEM I, ciment de haut fourneau : CEM III, ciment au laitier et aux cendres : CEM V, ciment d'aluminate de calcium : CAC). Les échantillons étudiés sont des mortiers exposés depuis plusieurs années dans un réseau d'assainissement en France à différentes concentrations d'H<sub>2</sub>S. Des sections transversales de ces mortiers sont d'abord caractérisées par la spectroscopie à dispersion d'énergie EDS pour obtenir des cartographies élémentaires. De plus, pour mieux appréhender la dégradation en surface et l'apparition des phases minérales révélatrices du processus, des cartographies  $\mu$ -Raman ont été réalisées sur les zones altérées à différentes échéances de temps. Du gypse a été observé sur tous les échantillons. L'analyse a permis de confirmer la plus grande résistance des matériaux CAC dans un tel environnement que celle des matériaux à base de ciment portland.

**Mots-clés** biodégradation, matériaux cimentaires, réseaux d'assainissement, EDS,  $\mu$ -Raman

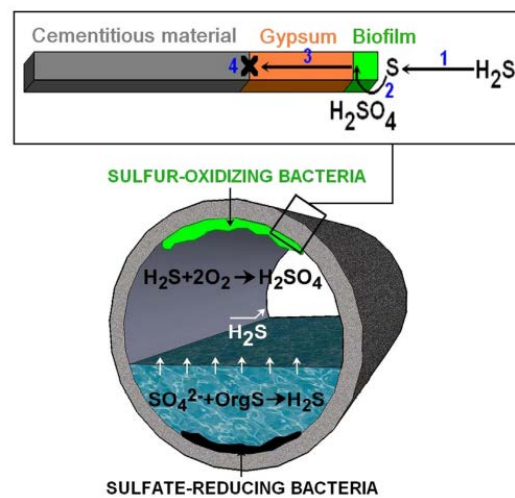
## I. Contexte de l'étude

Dans le cadre de la construction d'un monde plus durable, les Organisation des Nations Unies ont défini leur sixième objectif de développement durable, afin de garantir l'accès à l'eau et à l'assainissement pour tous d'ici 2030 et d'assurer une gestion durable des ressources en eau (Bodiguel, n.d.). A ce titre, une action essentielle conduit les professionnels du secteur de l'assainissement à s'interroger sur la construction de réseaux durables et sur les modes de gestion optimaux à mettre en œuvre pour ces ouvrages.

Parmi les matériaux de canalisation utilisés, les matériaux cimentaires sont les plus largement utilisés et représentent environ la moitié de la quantité de tuyaux d'assainissement de grand diamètre. Cependant, au cours de leur durée de vie, ces tuyaux sont exposés à divers types de détériorations. Celles-ci peuvent être liées à un défaut lors de l'assemblage, à une agression

environnementale ou à la détérioration par les effluents et les micro-organismes qui circulent à l'intérieur. Environ 40 % de ces détériorations peuvent être attribués à une attaque biogène via la production d'acide sulfurique (Kaempfer and Berndt, 1999). Les différentes étapes du phénomène rencontré lors de cette biodégradation sont résumées dans la Figure 1. En premier lieu, ce processus débute par la création de zones anaérobies au fond des canalisations par les sédiments des eaux usées. Dans ces zones spécifiques, la faible concentration d'oxygène conduit des bactéries sulfato-réductrices (BSR) à réduire des composés soufrés comme les sulfates en hydrogène sulfuré ( $\text{H}_2\text{S}$ ) peu soluble et très volatil. Ensuite, en fonction de la température, du pH, et de la concentration de composés soufrés oxydés dans les eaux usées, l' $\text{H}_2\text{S}$  se volatilise dans l'atmosphère de la conduite au-dessus du flux d'eaux. L' $\text{H}_2\text{S}$  gazeux va se condenser à la surface de la canalisation et va affecter la matrice cimentaire de deux manières différentes: soit directement en diminuant le pH de surface des matériaux cimentaires, soit indirectement par l'oxydation des bactéries sulfo-oxydante (BSO) en acide sulfurique. (Aboulela, 2022; Grandclerc, 2017; Herisson, 2012; Okabe et al., 2007).

La biodétérioration des matériaux cimentaires en présence d' $\text{H}_2\text{S}$ , peut être décomposée en quatre étapes (Figure 1) : oxydation abiotique d' $\text{H}_2\text{S}$  en soufre élémentaire à la surface du matériau cimentaire ; oxydation des molécules contenant du soufre en acide sulfurique par les bactéries ; diffusion de l'acide sulfurique dans la couche dégradée ; et attaque acide sur les matériaux cimentaires sains (Herisson et al., 2013).



**Figure 1: Représentation schématique du processus de biodétérioration des matériaux cimentaires (Herisson et al., 2013).**

L'acide sulfurique dissout la matrice cimentaire et conduit à la formation de produits minéraux sulfatés non cohésifs et/ou expansifs tels que le gypse et l'ettringite (Herisson et al., 2017).

La durabilité des matériaux cimentaires exposés à de telles conditions dépend fortement de la nature du liant. La littérature présente différentes études *in-situ* qui étudient et comparent la résistance de plusieurs matériaux cimentaires à la biodétérioration. Ces études montrent notamment la meilleure résistance à la biodétérioration du ciment d'aluminate de calcium (CAC) par rapport au ciment Portland (Herisson, 2012). Grandclerc et al. (2018) ont également rapporté

que, parmi les différents ciments Portland, le CEM V a une meilleure résistance que le CEM III et le CEM I (Grandclerc et al., 2018).

L'objectif de ce travail consiste à étudier le comportement de différentes formulations de mortiers et à caractériser les couches d'altération présentes sur ces différents types de liants cimentaires. Ainsi, les mortiers ont été donc exposés pendant quatre ans *in-situ* avec un suivi macroscopique périodique. De plus, comme la spectroscopie Raman est une méthode à haute résolution spatiale et non-destructive (Kong et al., 2011), elle a été utilisée pour caractériser certaines phases et mieux appréhender le processus de biodétérioration.

## II. Démarche expérimentale

### A. Échantillons de mortiers

Des échantillons de mortier cylindriques de 6 cm de diamètre et de 14 cm de hauteur ont été préparés avec quatre types de ciment (ciment Portland ordinaire : CEM I, ciment de haut fourneau : CEM III, ciment composé au laitier et aux cendres : CEM V, ciment d'aluminate de calcium : CAC). Le rapport eau/ciment et le rapport sable/ciment sont respectivement de 0,5 et 0,3 pour tous les échantillons. Un tube PVC a été inséré au centre de chaque échantillon afin de pouvoir les fixer chacun dans une caisse de 60x40x30 cm<sup>3</sup> qui a ultérieurement été immergée dans le réseau d'assainissement et ouvert à la circulation des gaz. Après préparation, les échantillons ont été exposés à une humidité relative de 100 % pendant 24h. Une fois démoulés, les échantillons ont été conservés dans des sacs en plastique scellés pour 28 jours.

### B. Caractéristiques du site d'exposition

Le site d'exposition se situe dans l'émissaire général dans la partie nord de la région parisienne où les échantillons ont été exposés pendant quatre ans et soumis à différentes concentrations d'H<sub>2</sub>S. Pendant toute la période d'exposition, la concentration d'H<sub>2</sub>S a été mesurée sur le site grâce à un capteur de sécurité. La Figure 2 suivante montre la variation de la concentration d'H<sub>2</sub>S pour une période de 9 mois de la durée d'exposition. D'après le Tableau 1, la concentration d'H<sub>2</sub>S dans les phases gazeuses a varié d'un minimum de 0 ppm à un maximum de 598 ppm avec une concentration moyenne de 14 ppm. Cette concentration a atteint différents niveaux et subit plusieurs variations sur deux ordres de grandeur.

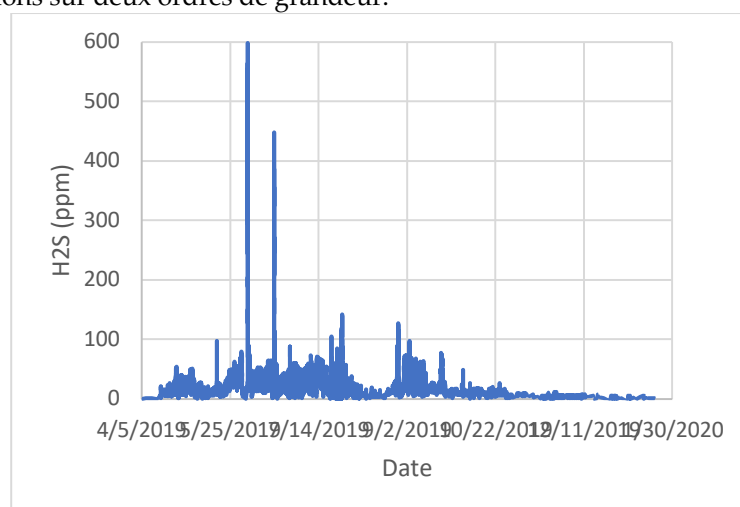


Figure 2: Variation de la concentration d'H<sub>2</sub>S en fonction du temps pour une durée de 9 mois.

**Tableau 1: La concentration en H<sub>2</sub>S en ppm en phase gazeuse du site d'exposition.**

<b>Moyenne (ppm)</b>	14,00	<b>1er quartile (ppm)</b>	4	<b>Min (ppm)</b>	0
<b>Ecart-type (ppm)</b>	18,86	<b>3ème quartile (ppm)</b>	19	<b>Max (ppm)</b>	598

### C. Analyses

Pour chaque échéance de prélèvement, des observations visuelles ont d'abord été réalisées sur site afin de déterminer la dégradation macroscopique des échantillons de mortier. Le pH de surface (papier pH avec une précision de 0,2), la masse (balance avec une précision de 0,1g) et le diamètre (pied à coulisse) ont également été mesurés sur place. En outre, des observations ont été réalisées sur une section transversale de chaque mortier au microscope numérique KEYENCE qui ont permis de déterminer l'épaisseur des zones détériorées par analyse d'image en utilisant le logiciel ImageJ.

Afin de réaliser un suivi des caractérisations minéralogiques des échantillons, des mesures ont été effectuées à l'aide d'un spectromètre Raman iRaman de chez BWTek, avec un laser à 532 nm (50 mW), de résolution spectrale 4 cm<sup>-1</sup>. Il a été couplé à un microscope avec un objectif x50.

## III. RESULTATS





















### A. Observations visuelles

Une dégradation macroscopique des échantillons a été observée tout au long de l'exposition *in-situ* d'une manière qualitative (visuelle) comme il apparaît dans la Figure 3. Pour tous les échantillons, cette dégradation est présente dès la première observation (1,8 an) et elle s'aggrave avec le temps. Cette dégradation est accompagnée par des précipitations à la surface des mortiers et des pertes de matière. De plus, un changement de couleurs et une précipitation du gypse (confirmée par DRX) sont visibles sur tous les échantillons.

Le CAC montre une meilleure résistance à la biodétérioration par rapport au ciment Portland, en cohérence avec la littérature (Herisson, 2012). Cette observation est basée sur le fait que l'échantillon CAC a conservé ses caractéristiques géométriques, alors que l'échantillon CEM I a montré des signes de changement de géométrie.

Le CEM I semble être la formulation la plus dégradée. En plus, une altération des angles est observée pour CEM I, CEM III et CEM V au bout de 2,2 années.

Cependant, conformément à la littérature (Grandclerc et al., 2018), le CEM III aurait dû se comporter différemment de ce qui a été visuellement observé dans cette étude et aurait dû présenter une dégradation plus importante.

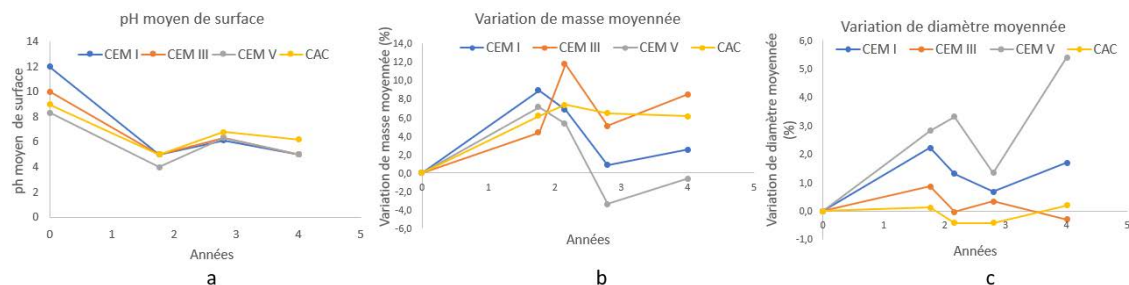
Ciment	Témoin	1,8 ans	2,2 ans	2,8 ans	4 ans
CEM I					
CEM III					
CEM V					
CAC					

**Figure 3: Observations visuelles des mortiers pendant les 4 ans d'exposition**

*B. Evolutions du pH de surface, des masses et du diamètre des échantillons de mortier*

En plus de la dégradation visuelle, le pH à la surface, les masses et les diamètres des échantillons ont été mesurés durant la période d'exposition *in-situ*. La Figure 4-a montre qu'au bout d'1,8 an, le

pH de surface a diminué fortement par rapport à sa valeur initiale et s'est ensuite stabilisé entre 4 et 6 avec les années. Parallèlement à l'évolution du pH, une prise de masse, liée à une accumulation d'eau dans les pores des mortiers, a été remarquée pour tous les échantillons au cours des premières années comme le montre la Figure 4-b. Ensuite, une perte de masse est observée pour les échantillons de CEM I, CEM III et CEM V entre la 2ème et la 4ème année tandis que CAC semble conserver sa masse. Enfin, la Figure 4-c représente l'évolution du diamètre des échantillons. Celle-ci a montré le même comportement que la masse, avec une variation après 2,8 années au cours desquels une forte précipitation de gypse a été observée sur les échantillons, entraînant une augmentation du diamètre. Une différence significative d'augmentation de l'épaisseur entre CEM I et CEM V et les autres formulations à partir de 2,8 ans d'exposition a été remarquée. En revanche, aucune évolution significative du diamètre n'a été mesurée pour les mortiers de CAC. Ces mesures sont en accord avec les observations visuelles présentées dans la section III.A.



**Figure 4: Mesures moyennes de 0 à 4 ans : (a) du pH de la surface, (b) des masses et (c) du diamètre des échantillons.**

### C. Détermination des épaisseurs dégradées.

La **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** montre une section transversale des mortiers après quatre ans d'exposition dans un réseau d'assainissement, observé au microscope numérique KEYENCE, permettant de confirmer les résultats présentés dans la section précédente. Ces Figures 5-a et 5-b montrent bien la progression annulaire de la dégradation pour les mortiers de CEM I et CEM V, et moins marquée pour le CAC (Figure 5-c). La Figure 5-c confirme la meilleure résistance du CAC car l'épaisseur de sa couche de dégradation est plus faible que celles des ciments courants.

En outre, cette section transversale a permis de distinguer la zone dégradée des mortiers de celle non dégradée. À l'interface de ces deux zones, une couche orange/marron est visible, liée à la présence de fer (Grenng et al., 2017). Toutes ces observations ont permis de déterminer quantitativement les épaisseurs des zones dégradées, altérées chimiquement et saines (Figure 6) des mortiers à l'aide du logiciel ImageJ (Tableau 2). Ces valeurs appuient les résultats des figures 4-b et 4-c, en montrant que le rayon du CEM I et CEM V a augmenté après quatre ans (Tableau 2).

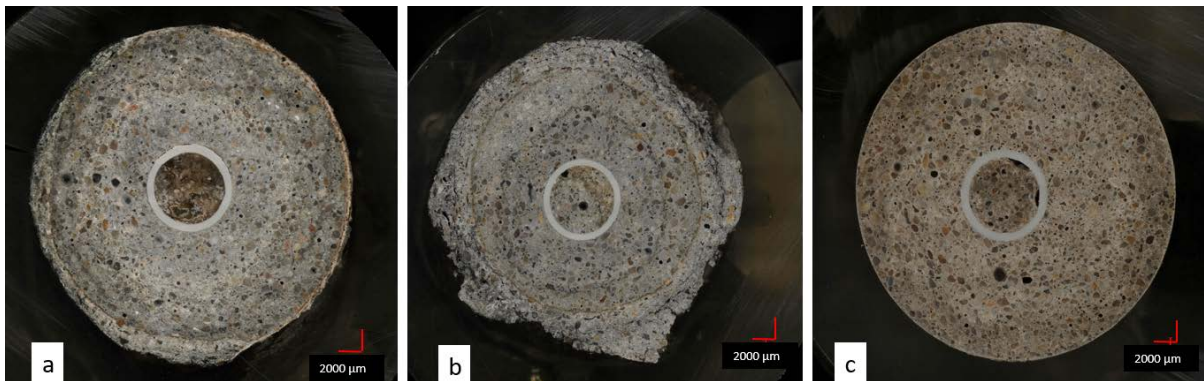


Figure 5: Coupe transversale des mortiers observée au KEYENCE (a) CEM I, (b) CEM V, (c) CAC après quatre ans d'exposition dans un réseau d'assainissement.

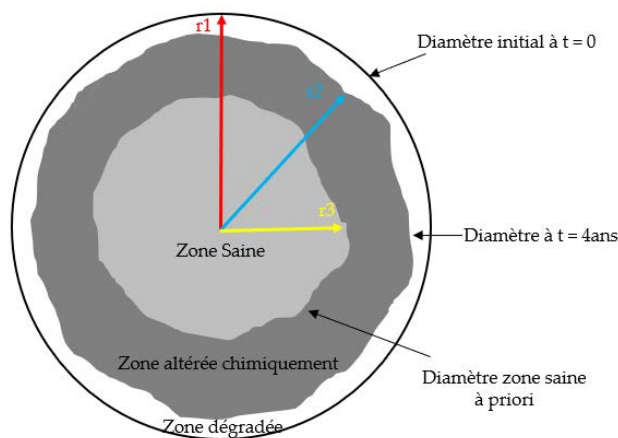


Figure 6: Schéma de la zone dégradée, altérée chimiquement et saine d'un échantillon.

Tableau 2 : Détermination quantitative des épaisseurs des zones dégradées, altérées et saines.

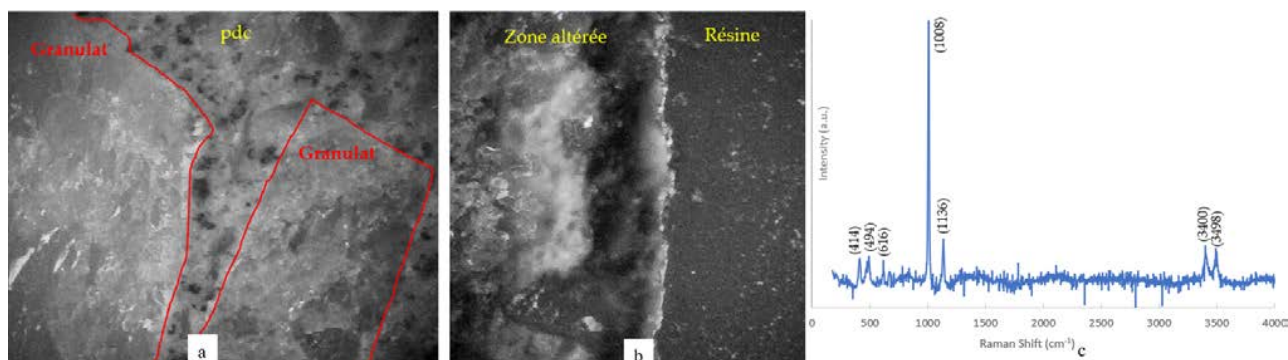
Ciment	Rayon initial (r1 : cm)	Rayon à t=4 ans (r2 : cm)	Rayon zone saine (r3 : cm)	épaisseur moyenne dégradée pendant 4 ans (cm)
CEM I	3,00	3,03	1,93	1,07
CEM V	3,00	3,11	2,39	0,61
CAC	3,00	2,97	2,95	0,05

**D. Caractérisations minéralogiques par μRaman**

Les photographies des zones saines et altérées (Figures 7-a et 7-b respectivement) de sections polies d'une éprouvette de CEM I (avec la pâte de ciment (pdc) et les granulats) montrent des différences morphologiques significatives. De plus, l'analyse spectrale (Raman à 532 nm, temps d'intégration de 40 s, moyenne sur 20 spectres, objectif x50) de la zone altérée met en évidence un spectre typique du gypse à 1008 cm<sup>-1</sup>, obtenu dans l'échantillon CEM I (cf. Figure 7-c). Il est essentiel de noter que les modes vibrationnels observés sont en accord avec les données de la littérature (Chang et al., 1999; Pons et al., 2018; Tang et al., 2021), avec notamment le pic intense à 1008 cm<sup>-1</sup> caractéristique du gypse, se formant après une attaque sulfatique. Par contre, l'analyse spectrale de la zone saine montre la signature spectrale d'un ciment tel qu'on en trouve dans la



littérature avec la présence de structures amorphes (Marchetti et al., 2023), et ne fait ressortir aucun pic significatif ou caractéristique de sulfate de calcium anhydre ou hydraté. Ces éléments confirment la pertinence de l'approche spectroscopique pour caractériser la bio-altération de la matrice cimentaire.



**Figure 7 : Photographies d'une zone saine(a) et d'une autre altérée (b) et spectre Raman en périphérie de sections polies d'une éprouvette en CEM I après quatre ans d'exposition dans un réseau d'assainissement.**

#### IV. CONCLUSION

Durant ce travail, le comportement macroscopique de différentes formulations de mortiers vis à vis d'une bio-altération dans un milieu enrichi en  $H_2S$  a été étudié. Les couches d'altération présentes sur ces différents types de liants cimentaires ont été caractérisées par différentes techniques analytiques. L'évolution des paramètres macroscopiques tel que l'aspect visuel, le pH de surface, la masse et le diamètre des mortiers, a été suivi pendant quatre ans d'exposition. Les résultats de cette étude ont permis de classer les matériaux du plus au moins résistant comme suit : CAC, CEM V, CEM I. Tous ces résultats sont en cohérence avec la littérature (Grandclerc, 2017; Herisson, 2012). Par ailleurs, la meilleure résistance des mortiers CAC parmi toutes les formulations est attribuée à la stabilité chimique de la phase  $AH_3$  qui lors de sa dissolution libère des ions hydroxydes qui neutralise l'acide et donc augmente le pH en destabilisant le milieu acid "optimal" pour la production de l'acide sulfurique biogénique (Aboulela, 2022; Buvignier, 2018). Cependant, l'étude des variations chimiques et minéralogiques, à l'aide de la microscopie électronique à balayage complétée par la spectroscopie  $\mu$ -Raman, est toujours en cours d'acquisition.

#### REMERCIEMENTS

Ce projet a reçu un financement du programme de recherche et d'innovation Horizon 2020 de l'Union européenne dans le cadre de la convention de subvention Marie Skłodowska-Curie COFUND n° 101034248

## REFERENCES

- Aboulela, A., 2022. Study of the resistance to biodeterioration of innovative low-carbon cementitious materials for application in sewer networks.
- Bodiguel, J., n.d. Développement Durable : Garantir l'accès de tous à l'eau. Développement durable. URL <https://www.un.org/sustainabledevelopment/fr/water-and-sanitation/> (accessed 1.10.23).
- Buvignier, A., 2018. Caractérisation du rôle de l'aluminium dans les interactions entre les microorganismes et les matériaux cimentaires dans le cadre des réseaux d'assainissement.
- Chang, H., Huang, P.J., Hou, S.C., 1999. Application of thermo-Raman spectroscopy to study dehydration of  $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$  and  $\text{CaSO}_4 \cdot 0.5\text{H}_2\text{O}$ . *Materials Chemistry and Physics*.
- Grandclerc, A., 2017. Compréhension des mécanismes de biodétérioration des matériaux cimentaires dans les réseaux d'assainissement: étude expérimentale et modélisation.
- Grandclerc, A., Guéguen-Minerbe, M., Chaussadent, T., 2018. Accelerated biodeterioration test of cementitious materials in sewer networks.
- Grengg, C., Mittermayr, F., Koraimann, G., Konrad, F., Szabó, M., Demeny, A., Dietzel, M., 2017. The decisive role of acidophilic bacteria in concrete sewer networks: A new model for fast progressing microbial concrete corrosion. *Cement and Concrete Research* 101, 93–101. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2017.08.020>
- Herisson, J., 2012. Biodétérioration des matériaux cimentaires dans les ouvrages d'assainissement: étude comparative du ciment d'aluminate de calcium et du ciment Portland.
- Herisson, J., Guéguen-Minerbe, M., van Hullebusch, E.D., Chaussadent, T., 2017. Influence of the binder on the behaviour of mortars exposed to  $\text{H}_2\text{S}$  in sewer networks: a long-term durability study. *Mater Struct* 50, 8. <https://doi.org/10.1617/s11527-016-0919-0>
- Herisson, J., van Hullebusch, E.D., Moletta-Denat, M., Taquet, P., Chaussadent, T., 2013. Toward an accelerated biodeterioration test to understand the behavior of Portland and calcium aluminate cementitious materials in sewer networks. *International Biodeterioration & Biodegradation* 84, 236–243. <https://doi.org/10.1016/j.ibiod.2012.03.007>
- Kaempfer, W., Berndt, M., 1999. Estimation of service life of concrete pipes in sewer networks. *Durability of Building Materials and Components* 8.
- Kong, C.-R., Barman, I., Dingari, N.C., Kang, J.W., Galindo, L., Dasari, R.R., Feld, M.S., 2011. A novel non-imaging optics based Raman spectroscopy device for transdermal blood analyte measurement. *AIP Advances* 1, 032175. <https://doi.org/10.1063/1.3646524>
- Marchetti, M., Mechling, J.-M., Janvier-Badosa, S., Offroy, M., 2023. Benefits of Chemometric and Raman Spectroscopy Applied to the Kinetics of Setting and Early Age Hydration of Cement Paste. *Appl Spectrosc* 77, 37–52. <https://doi.org/10.1177/00037028221135065>
- Okabe, S., Odagiri, M., Ito, T., Satoh, H., 2007. Succession of Sulfur-Oxidizing Bacteria in the Microbial Community on Corroding Concrete in Sewer Systems. *Appl Environ Microbiol* 73, 971–980. <https://doi.org/10.1128/AEM.02054-06>
- Pons, T., Fourdrin, C., Grandclerc, A., Gueguen-Minerbe, M., Tarrida, M., Lavigne, P., van Hullebusch, E., Chaussadent, T., Pechaud, Y., 2018. Mineralogical characterization of the alteration layer of chemically and biologically altered cementitious materials.
- Tang, C., Ling, T.-C., Mo, K.H., 2021. Raman spectroscopy as a tool to understand the mechanism of concrete durability—A review. *Construction and Building Materials* 268, 121079. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121079>

# Influence de la variabilité des bioressources sur l'hydratation de liants minéraux

Ana Laura BERGER COKELY<sup>1</sup>, Sandrine MARCEAU<sup>1</sup>, Grégory MOUILLE<sup>2</sup>, Sofiane AMZIANE<sup>3</sup>, Fabienne FARCAS<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Université Gustave Eiffel, MAST/CPDM, 77454 Marne-la-Vallée Cedex 2, France

<sup>2</sup> Institut Jean-Pierre Bourgin, INRAE, AgroParisTech, Université Paris-Saclay, Versailles 78000, France

<sup>3</sup> Univ. Clermont Auvergne, UMR 6602 CNRS, Institut Pascal, 63178 Aubière, France

## RESUME

Les bétons végétaux sont de plus en plus utilisés comme matériaux de construction grâce à leurs propriétés hygrothermiques et leur impact environnemental réduit. Cependant, les études existantes montrent qu'il est encore impossible de prédire leurs performances mécaniques à partir de leur formulation initiale. Cet article présente les premiers résultats d'un projet qui vise à contrôler les performances mécaniques des bétons végétaux et à définir des indicateurs de compatibilité entre les liants minéraux et les particules végétales. Un des axes de ce projet consiste à évaluer l'influence des propriétés bio-physico-chimiques de végétaux sur les mécanismes d'hydratation de liants minéraux. Dans cet article, l'impact de six espèces végétales sur la cinétique d'hydratation du ciment Portland est évalué par calorimétrie isotherme. L'ajout des végétaux entraîne des décalages des courbes de flux de chaleur très variables en fonction de leur nature. Ces résultats sont généralement attribués à certains composants des végétaux, comme les sucres et polyphénols qui ont un effet retardateur de prise des ciments.

**Mots-clefs** biosourcé, isolant, végétal, liant minéral, variabilité

## I. CONTEXTE ET PROBLEMATIQUE

L'utilisation des bétons végétaux augmente dans le secteur du bâtiment grâce à leurs propriétés d'isolation hygrothermique et acoustique, essentiellement due à la porosité intrinsèque du matériau, ce qui impacte l'efficacité énergétique des bâtiments et donc l'impact environnemental de ce secteur (Amziane and Collet, 2017; Chupin et al., 2017; Ratsimbazafy et al., 2021). Ils contiennent des ressources végétales locales, ce qui réduit leur impact environnemental.

Cependant, l'utilisation des bétons biosourcés est encore limitée par le manque de connaissances et la forte variabilité de leurs performances qui rend impossible la prédiction de leurs performances mécaniques à partir de leur formulation (Bourdot et al., 2019; Niyigena et al., 2018). Par exemple, la Figure 1 montre la dispersion des performances de bétons végétaux de même formulation mais contenant des particules de chanvre d'origine différente. En particulier, les performances mécaniques varient jusqu'à quatre-vingt-dix pour cent.

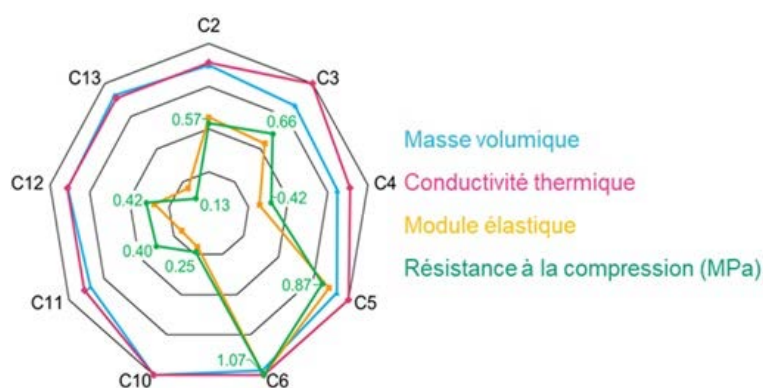


FIGURE 1. Variabilité des performances (adapté de Niyigena et al., 2018)

Le rôle de la variabilité des propriétés des ressources végétales (selon l'espèce, le génotype, la localisation ou les conditions de culture) n'est pas encore bien compris, et il n'existe pas de critère de sélection de végétaux compatibles avec les liants (Arufe et al., 2021; Chupin et al., 2017; Delannoy et al., 2020; Wang et al., 2021).

Ainsi, pour pallier au manque de connaissances sur ce type de matériau, le projet BIO-UP, financé par l'Agence Nationale de la Recherche (ANR), a pour objectif de définir des règles pour la formulation de bétons végétaux et d'obtenir des propriétés contrôlées en tenant compte leur impact environnemental. A cette fin, les propriétés des matériaux seront caractérisées à toutes les échelles d'analyse : depuis la caractérisation chimique des composants et ses interactions, des interfaces autour des particules végétales, jusqu'à leurs propriétés fonctionnelles (thermique et mécanique).

Un des axes de ce projet concerne les interactions chimiques entre les composants végétaux et minéraux des matériaux. En premier temps, l'influence de plusieurs végétaux sur les mécanismes d'hydratation de liants minéraux de différentes compositions chimiques est analysée. Les premiers résultats concernant le ciment CEM I sont présentés dans cet article. Dans un deuxième temps, la variabilité des propriétés biochimiques des végétaux sera évaluée et le lien entre cette variabilité et les mécanismes d'hydratation des liants sera étudié. Enfin, des critères de sélection de couples liant-végétal et/ou traitements pour limiter ces interactions seront proposés.

Dans la suite de cet article, un état de l'art sur l'hydratation du ciment et l'impact de la présence des végétaux sera présenté. Ensuite, les premiers résultats concernant l'influence de la présence de six types de végétaux sur l'hydratation du CEM I seront détaillés, avant de présenter les perspectives de ce travail.

## II. INFLUENCE DE LA PRESENCE DE VEGETAUX SUR LA PRISE DU CIMENT

### A. Hydratation du ciment Portland

Le ciment CEM I est un liant hydraulique produit à partir de la cuisson de calcaire et d'argiles à très haute température (1450°C) pour obtenir son composant principal : le clinker Portland, qui se compose principalement de silicates et aluminates de calcium non hydratés. Le ciment CEM I est

composé d'un minimum de 95 % de clinker et de constituants secondaires, notamment du gypse comme source de sulfate pour réguler la prise (Taylor, 1997).

Pendant l'hydratation du ciment Portland, les silicates de calcium C3S et C2S conduisent à la formation de silicate de calcium hydraté (C-S-H) et portlandite (CH), responsables respectivement de la résistance mécanique du matériau à long terme et du pH alcalin de la pâte. Les produits secondaires de l'hydratation sont les phases sulfoalumineuses AF (AFt et AFm), formées spécifiquement à partir de l'hydratation des aluminates de calcium C3A et C4AF (Taylor, 1997).

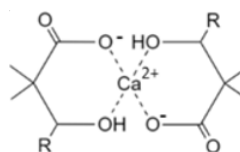
La cinétique d'hydratation du ciment portland est bien connue. Le C3A réagissant très rapidement avec l'eau, du gypse est ajouté dans les ciments commerciaux pour retarder la prise et maintenir l'ouvrabilité de la pâte (Taylor, 1997).

#### *B. Influence des végétaux sur l'hydratation des ciments*

De nombreuses études existent sur les interactions végétal-minéral et utilisent des approches très différentes. Un retard de prise des liants est communément constaté quand des végétaux sont ajoutés, mais aussi une grande variabilité des propriétés mécaniques, tel que mentionné précédemment. Ces phénomènes sont généralement liés aux composés extraits des végétaux, notamment les métabolites solubles comme les sucres et polyphénols (Boix et al., 2020; Bourdot et al., 2019; Chupin et al., 2017; Delannoy et al., 2020; Diquélou et al., 2015; Jury et al., 2022).

Une étude par le suivi de l'hydratation par calorimétrie isotherme avec adjuvants inorganiques et organiques a montré que toutes les molécules organiques étudiées ont un effet retardateur dans la prise des ciments, en particulier, les acides carboxyliques et les composés phénoliques. Les composés phénoliques, qui contiennent des groupes hydroxyle adjacents, sont des retardateurs puissants (Wilding et al., 1984). L'une des explications possibles est la capacité de complexation des ions calcium du ciment par ces molécules grâce aux fonctions hydroxyles qui sont sous forme ionisée en milieu basique.

Ainsi, les acides carboxyliques sont capables d'emprisonner les ions qui sont nécessaires pour la formation des hydrates du ciment, comme le calcium (Figure 2) et la silice. Ce phénomène peut ralentir, voire inhiber la prise et le durcissement du ciment.

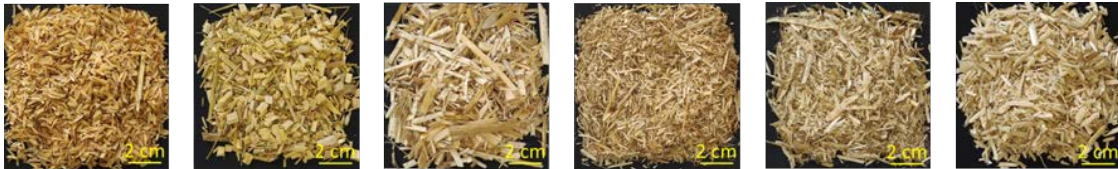


**FIGURE 2.** Complexe bidenté avec les ions Ca<sup>2+</sup> (adapté de Thomas and Birchall, 1983)

Malgré les avancées apportées par ces études, il n'est toujours pas possible de prédire les performances des bétons végétaux et de tenir compte de la variabilité des propriétés des végétaux.

### III. MATERIAUX ET METHODES

Afin d'évaluer l'influence de la variabilité des propriétés bio-physico-chimiques des végétaux, six espèces différentes cultivées en France métropolitaine ont été sélectionnées pour cette étude.



**FIGURE 3.** Photographies des granulats végétaux :  
balle de riz, bambou, miscanthus, roseau, colza, chènevotte

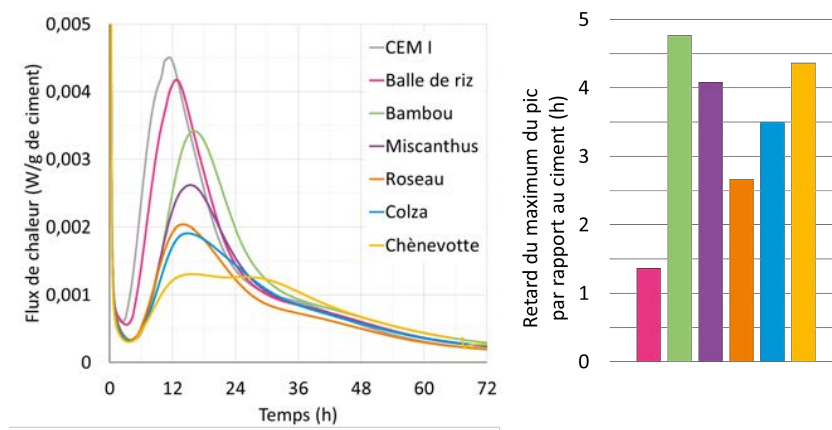
Dans cet article, l'impact de la présence de ces six végétaux est étudié sur la cinétique de prise du ciment CEM I.

L'effet de l'ajout de végétaux sur l'hydratation du ciment Portland est évalué dans cette étude par des mesures de calorimétrie isotherme à 25°C. Ainsi, le flux thermique libéré par la réaction exothermique de l'hydratation et la quantité cumulée de chaleur sont mesurés au cours du temps afin d'observer l'effet de la présence des végétaux.

Les mesures sont réalisées sur des pâtes de ciment contenant des poudres issues du broyage des végétaux avec un rapport de végétal sur ciment de 2 % et un rapport eau/ciment de 0,5.

### IV. RESULTATS ET DISCUSSION

Les courbes de flux de chaleur obtenues par calorimétrie isotherme sont présentées sur la Figure 4, la courbe grise correspondant à la pâte de CEM I non modifiée.



**FIGURE 4.** Flux de chaleur de pâtes de CEM I avec les végétaux

D'après les graphiques de la Figure 4 et selon Garcia Boivin (1999), Gmira (2003) et Scrivener *et al.* (2019), un fort dégagement de chaleur est visible lors de l'introduction des échantillons dans le calorimètre, qui masque le début de la réaction, c'est-à-dire la dissolution rapide et la libération d'ions calcium, silicates, aluminates, sulfates et alcalins dans le mélange. Ensuite, le flux est minimal, ce qui correspond à la période d'induction. Dans un troisième temps, le flux de chaleur augmente en raison de la précipitation de la portlandite et des C-S-H, formés par l'hydratation des silicates, notamment le C3S.

Le maximum du pic principal d'hydratation est atteint environ 9 h après le gâchage pour la pâte de CEM I. Ensuite, le flux de chaleur diminue, en raison de la décélération des réactions à cause de la couche d'hydrates qui s'épaissit avec le temps à la surface des grains de ciment anhydres et limite la diffusion de l'eau.

On note une grande différence entre la courbe correspondant au CEM I et les courbes obtenues pour les pâtes de ciment contenant des poudres végétales, ce qui illustre le changement de la cinétique d'hydratation. On observe le décalage de pics selon les deux axes : l'ajout des végétaux dans le CEM I provoque un décalage du maximum des pics de flux de chaleur vers des temps plus longs ainsi que la diminution de la valeur maximale et l'élargissement du pic exothermique. Dans le cas de la chènevotte, deux pics superposés sont visibles, ce qui semble correspondre aux chaleurs de réaction de deux types d'hydrates, alors qu'un épaulement est visible pour les autres végétaux.

Les valeurs des retards de prise par rapport au CEM I, déterminées en considérant le temps correspondant au maximum des flux de chaleurs (Figure 4), varient d'une peu plus d'une heure pour la balle de riz à presque cinq heures pour le bambou et le chanvre.

L'intégration des courbes de flux de chaleur par rapport au temps permet de quantifier les chaleurs cumulées lors de l'hydratation des pâtes de ciment. Les résultats obtenus sont présentés sur la Figure 5. La courbe présentant les valeurs les plus élevées est celle du CEM I. La présence des poudres végétales réduit le taux d'hydratation pendant les 5 premiers jours. On peut donc en déduire qu'elles réduisent également la quantité d'hydrates formés.

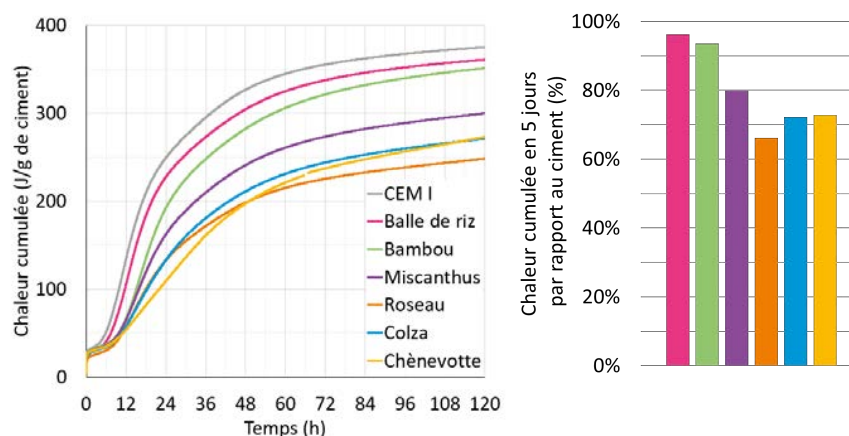


FIGURE 5. Chaleur cumulée de pâtes de CEM I avec les végétaux

Au bout de cinq jours, la chaleur d'hydratation cumulée atteint au moins 90% de celle du ciment seul pour la balle de riz et le bambou, alors qu'elle est plus faible pour les autres végétaux.

Une explication simple à l'impact réduit de la balle de riz avec le CEM I pourrait être sa teneur élevée en composés minéraux. En effet, les particules contiennent entre de 12% à 20% de silice selon le fournisseur. Cette spécificité pourrait entraîner une meilleure compatibilité chimique de la balle de riz avec les liants minéraux.

Dans le cas du bambou, le retard de prise est le plus élevé. Cependant, au bout de cinq jours, la chaleur d'hydratation cumulée correspond à plus de 90% de celle du ciment. Ce résultat montre qu'il ne faut pas prendre en compte uniquement le retard de prise mais également s'intéresser aux mécanismes d'hydratation du liant.

## V. CONCLUSION ET PERSPECTIVES

Les résultats présentés dans cet article ont permis d'illustrer l'influence de l'ajout de végétaux d'espèces différentes dans la pâte de ciment Portland. La balle de riz est le végétal qui modifie le moins la cinétique d'hydratation, alors que d'autres végétaux, comme le chanvre ou le roseau, ont un effet plus marqué.

La caractérisation des propriétés bio-physico-chimique des granulats végétaux permettra de mieux comprendre ces résultats. Dans la suite de ce travail, différents liants minéraux de composition physico-chimique différente seront également utilisés, ainsi que des végétaux d'origine géographique, d'année de production et de géotypes différents.

Grâce à l'évaluation des mécanismes et des cinétiques d'hydratation des liants en fonction de la composition des granulats végétaux, il sera possible de définir un indicateur de compatibilité minéral-végétal qui permettra de garantir les performances des bétons végétaux produits et d'élargir la formulation de ces matériaux à tous types de végétaux et de liants minéraux afin de pouvoir également optimiser leur impact environnemental.

## VI. REMERCIMENTS

Ces travaux ont été réalisés dans le cadre du projet ANR BIO-UP soutenu par l'Agence Nationale de Recherche (ANR-21-CE22-0009).

## REFERENCES

Amziane, S., Collet, F. (Eds.), 2017. Bio-aggregates Based Building Materials: State-of-the-Art Report of the RILEM Technical Committee 236-BBM, *RILEM State-of-the-Art Reports*. Springer Netherlands, Dordrecht. <https://doi.org/10.1007/978-94-024-1031-0>

Arufe, S., Hellouin de Menibus, A., Leblanc, N., Lenormand, H., 2021. Effect of retting on hemp shiv physicochemical properties. *Industrial Crops and Products* 171, 113911. <https://doi.org/10.1016/j.indcrop.2021.113911>

Boix, E., Gineau, E., Narciso, J.O., Höfte, H., Mouille, G., Navard, P., 2020. Influence of chemical treatments of miscanthus stem fragments on polysaccharide release in the presence of cement and



on the mechanical properties of bio-based concrete materials. *Cement and Concrete Composites* 105, 103429. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2019.103429>

Bourdot, A., Magniont, C., Lagouin, M., Niyigena, C., Evon, P., Amziane, S., 2019. Impact of Bio-Aggregates Properties on the Chemical Interactions with Mineral Binder, Application to Vegetal Concrete. *ACT* 17, 542–558. <https://doi.org/10.3151/jact.17.542>

Chupin, L., Ridder, D. de, Clément-Vidal, A., Soutiras, A., Gineau, E., Mouille, G., Arnoult, S., Brancourt-Hulmel, M., Lapierre, C., Pot, D., Vincent, L., Mija, A., Navard, P., 2017. Influence of the radial stem composition on the thermal behaviour of miscanthus and sorghum genotypes. *Carbohydrate Polymers* 167, 12–19. <https://doi.org/10.1016/j.carbpol.2017.03.002>

Delannoy, G., Marceau, S., Glé, P., Gourlay, E., Guéguen-Minerbe, M., Diafi, D., Amziane, S., Farcas, F., 2020. Impact of hemp shiv extractives on hydration of Portland cement. *Construction and Building Materials* 244, 118300. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.118300>

Diquélou, Y., Gourlay, E., Arnaud, L., Kurek, B., 2015. Impact of hemp shiv on cement setting and hardening: Influence of the extracted components from the aggregates and study of the interfaces with the inorganic matrix. *Cement and Concrete Composites* 55, 112–121. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2014.09.004>

Garcia Boivin, S., 1999. Retrait au jeune âge du béton - Développement d'une méthode expérimentale et contribution à l'analyse physique du retrait endogène. École Nationale des Ponts et Chaussées.

Gmira, A., 2003. Etude texturale et thermodynamique d'hydrates modèles du ciment. Université d'Orléans.

Jury, C., Girones, J., Vo, L.T.T., Di Giuseppe, E., Mouille, G., Gineau, E., Arnoult, S., Brancourt-Hulmel, M., Lapierre, C., Cézard, L., Navard, P., 2022. One-step preparation procedure, mechanical properties and environmental performances of miscanthus-based concrete blocks. *Materials Today Communications* 31, 103575. <https://doi.org/10.1016/j.mtcomm.2022.103575>

Niyigena, C., Amziane, S., Chateauneuf, A., 2018. Multicriteria analysis demonstrating the impact of shiv on the properties of hemp concrete. *Construction and Building Materials* 160, 211–222. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.11.026>

Ratsimbazafy, H.H., Laborel-Préneron, A., Magniont, C., Evon, P., 2021. A Review of the Multi-Physical Characteristics of Plant Aggregates and Their Effects on the Properties of Plant-Based Concrete. *RPM* 03, 1–1. <https://doi.org/10.21926/rpm.2102026>

Scrivener, K., Ouzia, A., Juilland, P., Kunhi Mohamed, A., 2019. Advances in understanding cement hydration mechanisms. *Cement and Concrete Research* 124, 105823. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2019.105823>

Taylor, H.F.W., 1997. Cement chemistry, 2nd ed. ed. T. Telford, London.

Thomas, N.L., Birchall, J.D., 1983. The retarding action of sugars on cement hydration. *Cement and Concrete Research* 13, 830–842. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(83\)90084-4](https://doi.org/10.1016/0008-8846(83)90084-4)

Wang, L., Lenormand, H., Zmamou, H., Leblanc, N., 2021. Effect of variability of hemp shiv on the setting of lime hemp concrete. *Industrial Crops and Products* 171, 113915. <https://doi.org/10.1016/j.indcrop.2021.113915>

Wilding, C.R., Walter, A., Double, D.D., 1984. A classification of inorganic and organic admixtures by conduction calorimetry. *Cement and Concrete Research* 14, 185–194. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(84\)90103-0](https://doi.org/10.1016/0008-8846(84)90103-0)

# Fastening in bio-based materials

## Assessment of pullout strength in hemp concrete

Rebecca ROCA<sup>1</sup>, Fabien DELHOMME<sup>1</sup>, Yannick SALAÜN<sup>2</sup>, Elodie PRUD'HOMME<sup>3</sup>, Jostar LAFORET<sup>1</sup>

<sup>1</sup> *University of Lyon, INSA-Lyon, GEOMAS, Villeurbanne, France*

<sup>2</sup> *University of Lyon, INSA-Lyon, MATEIS, Villeurbanne, France*

<sup>3</sup> *HILTI France, Boulogne-Billancourt, France*

**ABSTRACT** Hempcrete masonry blocks are made of a bio-based material in order to reduce the carbon footprint and to have good thermal and acoustic properties. The objective of this research project is to assess the efficiency of post-installed anchors used for usual concrete blocks. Pullout tests were led to obtain the mechanical resistances and failure modes. The characteristic resistances were obtained by *in situ* and standard methods, respectively, given by CISMA and ETAG. The screwed plastic fixation appears to be the most efficient and cheap solution but it is currently non-homologated. To validate these first results and develop a specific process, a large-scale experimental campaign must be conducted. The moisture sensitivity of hempcrete also has to be addressed in mechanical performances and durability aspects to guarantee the safe use of post-installed anchors in bio-based materials.

**Key words** Bio-based material, Hempcrete, Anchorage, Pullout test

### I. INTRODUCTION

According to the new standards defined for modern construction, the need to reduce the industry's environmental impact is placed at the very core. Indeed, the residential sector is one of the biggest energy consumers in France. Hence, the need and interest to reduce energy intake related to the building sector arose. This aspiration to accomplish thermal performance combined with low carbon impact has stimulated the building industry's interest in bio-based materials, such as hemp concrete [1]. Bio-based materials contribute to the preservation of natural resources and circular local economies. They represent an important part of an eco-responsible building approach to sustainability. To allow their adequate use in construction applications, these materials and the associated building techniques must be mastered. One of these aspects is the fastening in a bio-based material, which are often porous or brittle. To address this issue, this research aims to study the efficiency of usual post-installed anchors designed for concrete in hempcrete masonry blocks. Various types of anchorages will be tested, taking interest in their behavior and implementation as well as their mechanical performance, by conducting a series of pullout tests.

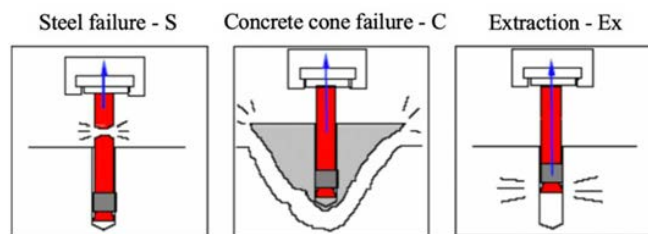
**II. LITERATURE REVIEW**

Hempcrete is a construction material made using an organic aggregate, hemp shives, a mineral hydraulic binder, lime or cement, and water. Depending on the dosage of each component and the size of the shives, the material’s behavior and performance may vary [2].

Hempcrete has a number of interesting qualities. It has good thermal, acoustic and hygrometric regulation properties, linked to its intrinsic porous network and low density (with an average bulk density of approximately 300 kg.m<sup>-3</sup>). However, one of the more negative aspects of this material is its overall mechanical performance; due to a compressive resistance ranging between 0.1 and 3 MPa, it is incapable of having a structural role in a building [3].

Some post-installed anchorages, also known as wall plugs, are metallic or plastic inserts used in masonry constructions to attach various fixations. These fixtures are often used when the support material is too porous or brittle to support the weight of a desired fixation, just like hempcrete. They offer different levels of strength and are designed to work more efficiently according to the support material of choice. There are many different types of fastening techniques, such as shape lock, split ribbed and expansion anchors. This diversity of fastening methods allows one to find a fitting fastening solution for the material in which one wishes to install a fixture [4,5].

Different tests are designed to evaluate the performance of an anchor in a given support material, such as a pullout test, which consists in pulling an anchorage perpendicularly to its anchored surface until its ultimate failure, in order to test its tension resistance. An important aspect to consider in an anchorage installation is its failure mode. As shown in table 1 and figure 1, the 3 main tension failure modes are steel failure, concrete cone failure and anchorage extraction, under tension loading exclusively without edge effect [6,7].



**FIGURE 1.** Pullout failure modes [6]

**TABLE 1.** Pullout failure modes - Characteristics

Failure Mode	Weakest link	Resistance relationship	Particularities
Steel failure - S	Anchor	$R_{Steel} < R_{Fixation} \leq R_{Material}$	Ideal failure mode
Concrete cone failure - C	Support material	$R_{Material} < R_{Fixation} \leq R_{Steel}$	Breakout cone
Extraction - Ex	Fastening	$R_{Fixation} < R_{Material} \leq R_{Steel}$	Generally undesirable

Particularly in the concrete cone failure mode, it is important to maintain a certain distance between the limit of the support material and in between anchors. Overlap or edge effect

truncate the breakout cone and diminish an anchor's mechanical performance. If the surrounding material is fully available for the anchor, optimal breakout resistance is attained, as shown in figure 2 [7].

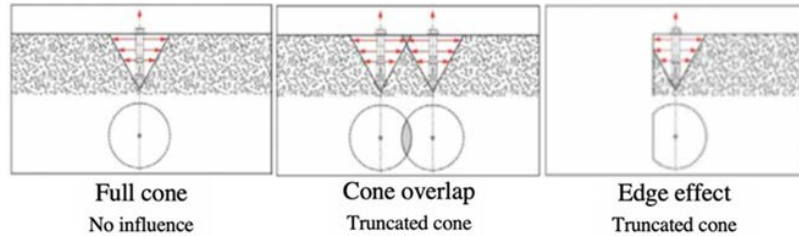


FIGURE 2. Breakout cone [8]

While steel, concrete cone and extraction are pure failure modes, it is also possible to encounter hybrid failure modes. Generally, hybrid failure modes are a mix between two adjacent pure failure modes, for example anchor and material failure, or material failure and extraction [8].

Data obtained from *in situ* tests is useful to evaluate an anchorage's performance. To obtain the characteristic tension resistance value from experimental tests, the two standard methods are currently used in France: a flat rate data method for *in situ* tests prescribed by the CISMA guide and a statistical method for laboratory tests given in ETAG guidelines for metal injection anchors in masonry [6, 9].

III. MATERIALS TESTED AND EXPERIMENTAL PROTOCOL

The support material used in this research project is Vicat's Biosys hemprecrete block, which uses not only a particular type of hemprecrete but also involves a whole adapted constructive system. It is a construction technique for façade walls built with dry assembled self-supporting hemprecrete blocks associated with an internal beam-column supporting structure. The Biosys technique uses 4 types of blocks to build a wall: the standard block, the beam block, the column and double column blocks. However, the ones here used were simple blocks of which the dimensions are given in table 2.



FIGURE 3. Anchorage tested [7]

Two rounds of tests were performed to assess the efficiency of the anchors: a preliminary one, named *Behavior test*, to select the 2 best performing anchors following their global behavior and a second round, named *Performance test*, to obtain the characteristic pullout strength on the 2 anchors previously selected. The methodology and the particular experimental conditions considered are described in tables 2 and 3 [10].

**TABLE 2. Experimental protocol and framework**

<b>First stage</b> <i>Behavior test</i>	<b>Second stage</b> <i>Performance test</i>	<b>Experimental framework and assumptions</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Learning and perfection of installation methods</li> <li>- Pullout test of each anchorage, account of failure modes and measure of tension loads</li> <li>- Result comparison</li> <li>- Selection of the best performing anchorages</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Selection and adaptation of the tests</li> <li>- Pull out test of each anchorage, account of failure modes and measure of tension loads</li> <li>- Result processing and calculus</li> <li>- Comparison and analysis</li> <li>- Conclusion on the most adapted solution and user recommendations</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Unitary anchorage applications</li> <li>- Pure tension loads exclusively</li> <li>- Most probable failure modes considered</li> <li>- Use of Biosys hempcrete blocks (60x30x20 cm)</li> <li>- Adaptation of installation methods</li> <li>- One or two anchorages on a single block, with a 15 cm border space</li> <li>- No confinement constraints</li> </ul>

**TABLE 3. Performance test - Experimental specificities**

<b>Experimental parameters</b> <i>Performance test</i>
<ul style="list-style-type: none"> <li>- 10 tests per anchorage / installation, 2 anchorages per test block</li> <li>- Failure mode, failure load and embedment depth noted</li> <li>- Drying of the hempcrete test blocks under a plastic tarp over 4 days at 48.5 °C with a relative humidity of 10%</li> <li>- Adhesive anchor HIT-HY 270 installation – 10 and 12 mm diameter drill holes, 110 mm in embedment depth</li> <li>- Plastic fixation anchor FID 90, with an insert screw of 6 mm in diameter, 6 mm preparatory drilled hole, 75 mm in embedment depth</li> </ul>

## IV. RESULTS AND DISCUSSION

TABLE 4. Behavior test - Results

Anchor	$C_1$	$C_2$	$C_3$	$C_4$	$C_5$	Observations
HUS3	80 0	70 70	Ex Ex	3 3	0.1 0.2	Consistent performance
S-MDW71Z	-	85	Ex	3	0.2	Consistent performance
HRD	80 100	-	Ex Ex	2 2	0.1 0	Satisfying installation impossible
HIT-HY 270	100 120	110 110	C-Ex C-Ex	4 2	0.5 1.1	Best performance
HST3	80	80	-	0	0	Satisfying installation impossible
HPD	80 0	50 50	Ex Ex	2 3	0 0.1	Installation inconsistencies
HUS3	80 0	70 70	Ex Ex	3 3	0.1 0.2	Consistent performance

$C_1$  is the hole diameter, in mm.

$C_2$  is the embedment depth, in mm.

$C_3$  is the failure mode.

$C_4$  is the number of tests performed.

$C_5$  is the maximum failure load obtained, in kN.

The results of the behavior test are presented in table 4. From the seven anchorages considered for this study, five were discarded at the end of the behavior test because their fixation methods were considered to be either inefficient, inconvenient or hard to consistently replicate at a larger scale. The anchorages selected to pass to the next experimental phase are those which showed installation ease and performance consistency throughout the study. The adhesive anchor HIT-HY 270 showed the best results in the behavior test and thus was submitted to the performance test and compared with Fischer's plastic fixation anchor FID 90, recommended for use in an ATEEx Biosys review [10]. As shown clearly by the results, an expansion fixation method is not adapted for anchorages in hemprete masonry blocks.

Contrary to the behavior test, the aim of the performance test is to obtain a relevant value of the pullout resistance of the selected anchorages. Figure 4 shows the failure modes found for each tested anchorage and tables 5 and 6 show the main and characteristic resistance obtained. For the plastic fixation anchorages FID 90, only extraction failure (Ex) was observed. For the adhesive anchors HIT-HY 270, mostly hybrid concrete cone and extraction (C/Ex) failure modes were found.

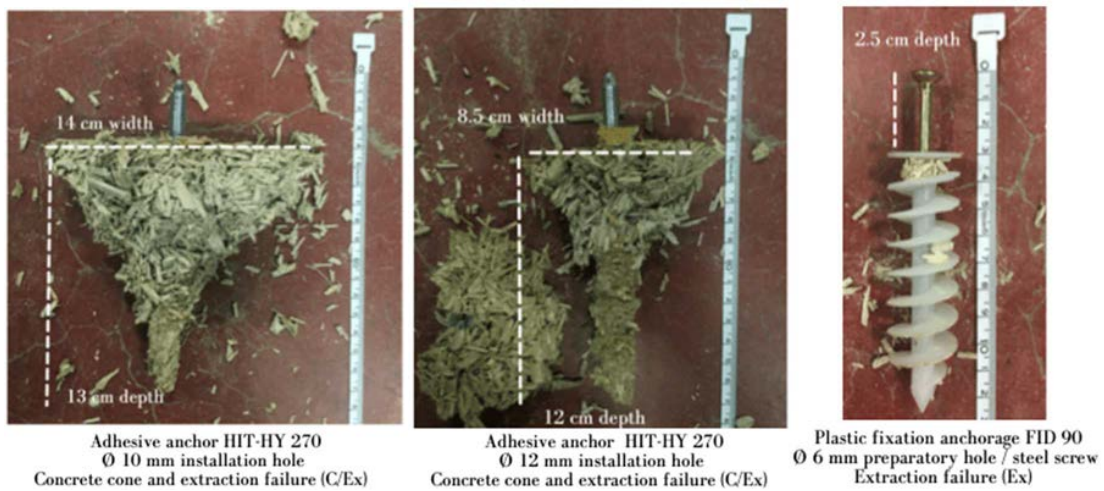


FIGURE 4. Pullout resistance failure modes

Using the CISMA method, characteristic value  $N_k$  is obtained as shown by equation 1, where the average value  $\bar{N}$  is calculated using the 5 lowest test values, with a standard fitting coefficient  $\alpha$  equal to 0.5. Using ETAG method,  $N_k$  is obtained by performing a statistical calculus done with a 90% confidence interval and a 5% probability of non-exceedance, as shown by equations 2 and 3. Here,  $\bar{N}$  is calculated using the full set of 10 test values and the Student's coefficient K is equal to 2.57. [3,4]

$$N_k = \alpha \cdot \bar{N} \tag{1}$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_1^n (N_i - \bar{N})^2}{n-1}} \tag{2}$$

$$N_k = \bar{N} - K \cdot \sigma \tag{3}$$

TABLE 5. Pullout resistance – CISMA Method

Anchorage tested	Average $N_k$ (kN)	Characteristic value $\bar{N}$ (kN)
HIT-HY 270 – Ø 10	0.84	0.42
HIT-HY 270 – Ø 12	0.76	0.38
FID 90	0.64	0.32

TABLE 6. Pullout resistance – ETAG Method

Anchorage tested	Average $N_k$ (kN)	Standard deviation $\sigma$ (kN)	Characteristic value $\bar{N}$ (kN)
HIT-HY 270 – Ø 10	1.06	0.28	0.33
HIT-HY 270 – Ø 12	0.87	0.25	0.23
FID 90	0.78	0.34	-0.09

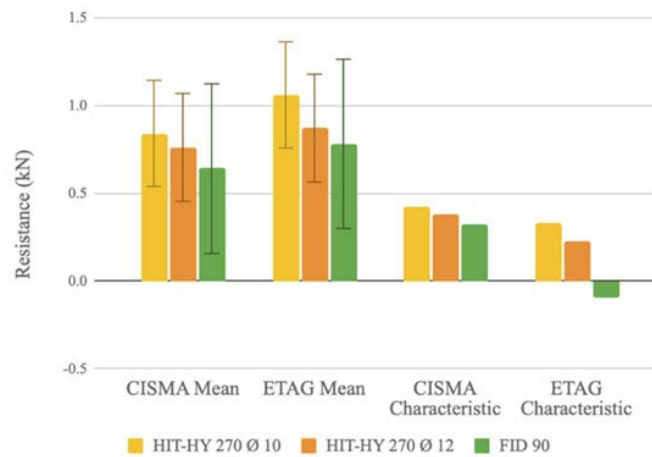


FIGURE 5. Pullout resistance – CISMA and ETAG methods

Figure 5 compares the mean and characteristic values obtained using CISMA and ETAG methods. The scattering of the results is mainly due to the brittleness of the support material. However, the adhesive anchor HIT-HY 270 using a 10 mm diameter seems to be most efficient. Even if the average resistance value is greater with the ETAG method, this trend is reversed for the characteristic resistance value, which is greater using the CISMA method. Indeed, the mean resistance in the ETAG method is calculated using the whole set of 10 tests, while the CISMA method only considers the 5 weakest values. However, the lower the number of tests performed, the greater the value of the Student’s coefficient K (Eq. 3). This results in a sharp decrease of the characteristic resistance, even reaching a negative value for the plastic fixation anchorage FID 90, as shown on Figure 5. To offer a fair comparison of both methods, a larger set of tests must be considered.

V. CONCLUSION AND DEVELOPMENT

In summary, the homologated adhesive anchor HIT-HY 270 is the most efficient option within the 7 technical solutions considered. However, it is an expensive solution to only support light loads (less than 0.5 kN). Moreover, the use of a polymer resin in a bio-based material is not satisfactory or reasonable from an environmental point of view. The plastic fixation anchorage FID 90 offers a cheap and efficient solution, but it is not currently homologated for masonry blocks, which limits its use on a larger scale.

VI. ACKNOWLEDGEMENT

The final outcome of this research project required the support, guidance and assistance from many people and entities. It was a pleasure and a privilege to work alongside such bright and helpful team of people. Their contributions and insight have significantly increased the quality and value of the final result of this project.



## REFERENCES

- [1] A, A. : RE2020 : la nouvelle réglementation environnementale des bâtiments neufs entre en vigueur, *Environnement Magazine*, 03/01/2022. Available at <<https://www.environnement-magazine.fr/territoires/article/2022/01/03/137554/re2020-nouvelle-reglementation-environnementale-des-batiments-neufs-entre-vigueur>>. Accessed 16/01/2022 (in French).
- [2] Houix, P. " Hemp-lime concrete for energy retrofit Assessment and design requirement ", PIRD INSA Lyon, *GEOMAS Laboratory*, January 2020.
- [3] Construire en Chanvre; Q. Pichon, & J.-M. Naumovic. (2018). Guide des bonnes pratiques, Béton et mortier de chanvre (Tome 3) : Préconisations techniques, optimisations et performances, France, (in French).
- [4] Regnier, F. (2020); La selection des chevilles, Fixation par chevillage dans la construction en béton. *Techniques de l'Ingénieur*, 10.11.2020, Réf C962v1, France, (in French).
- [5] Hofmann, J., Welz, G. (2017), Load-bearing behaviour and characteristic load-bearing capacity of injection anchors in masonry. Germany.
- [6] Guide CISMA (2013), Informations techniques : Recommandations pour la réalisation d'essais de chevilles sur site (ou sur chantier) France, (in French).
- [7] HILTI, Technical datasheets, 2020 (in French).
- [8] Salaün, Y. (2020), Formation: Technologie du Chevillage. *HILTI France*, (in French).
- [9] ETAG 029 (2013), Guideline for European Technical Approval of Metal Injection Anchors for use in Masonry EOTA. Brussels.
- [10] CSTB (2018), Dossier technique lié à Appreciation technique d' experimentation (ATEX) concernant les blocs en béton de chanvre BIOSYS établi par la société VICAT (ATEX) type a and its annex documents, n° 2482, France, March 8th 2018 (in French).

# Etude du comportement d'un mélange de marne et des débris de briques pour une valorisation en construction routière

Omar BOUDLAL<sup>1</sup>, Yacine AOUDJ<sup>2</sup>, Idir AMARA<sup>3</sup>, Fadhila GHANEM<sup>4</sup>

<sup>1,3,4</sup>Laboratoire de recherche en Géomatériaux, Environnement et Aménagement (L.G.E.A), Département de Génie Civil, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO), Algérie.

<sup>2</sup>Département de Génie Civil, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO), Algérie.

**RESUME** Cette étude qui fait partie d'un projet de recherche entamé sur l'exploitation de nouveaux matériaux dans le domaine du BTP est orientée sur deux principaux volets : Le premier consiste en la recherche de nouveaux matériaux naturels autres que les sources naturelles habituelles (sables et graviers) dont l'extraction abusive menace sérieusement l'environnement, particulièrement la nappe phréatique. Le deuxième consiste en le recyclage et la valorisation des déchets industriels (débris de construction, débris de verre, déchets plastiques, laitier des aux fourneaux,...). Elle permet ainsi, de toucher de façon rationnelle les deux aspects économique et écologique.

Le travail réalisé au laboratoire a porté sur l'étude du comportement mécanique de plusieurs mélanges (différentes proportions) de marne et des débris de briques (déchets de briqueteries et de bâtiments : construction et de démolition) sous différentes sollicitations routières. Les résultats obtenus, notamment pour les mélanges à fortes proportions de débris de brique (> 30%) sont très intéressants et prometteurs. Ils peuvent constituer une alternative propre, durable et rentable et inciter les entreprises à élargir davantage la gamme des nouveaux matériaux à intégrer dans le domaine du génie civil en général et des travaux publics en particulier.

**Mots-clefs** Matériaux (marne-débris de briques), comportement, chaussées, valorisation, environnement

## I. INTRODUCTION

Le développement du secteur des travaux publics de ces dernières années en Algérie demande des quantités très importantes de granulats au point où les carrières existantes n'arrivent plus à satisfaire les besoins nationaux (Daho, 2012). Par conséquent, des extractions anarchiques et abusives de granulats se sont apparues à travers le pays. Ces pratiques menacent sérieusement l'environnement, notamment la nappe phréatique par la surexploitation des granulats des Oueds. Afin d'assurer à la fois la continuité d'approvisionnement des projets et la préservation de l'environnement, nous avons fait recours à d'autres sources de matériaux locaux naturels et industriels (considérés comme déchets). A la suite des travaux déjà réalisés dans ce domaine (Boudlal et Hamoudi, 2020 ; Boudlal et al., 2019 ; Boudlal et Melbouci, 2009), nous avons choisi

dans cette étude de formuler un matériau à base d'une marne (peu évolutive) et des débris de briques. Ces matériaux présentent l'avantage d'abondance et de facilité d'acquisition dans la région. Des échantillons reconstitués par la combinaison de ces matériaux à différentes proportions sont soumis à plusieurs séries d'essais mécaniques et routiers. Les résultats obtenus sont présentés dans ce qui suit.

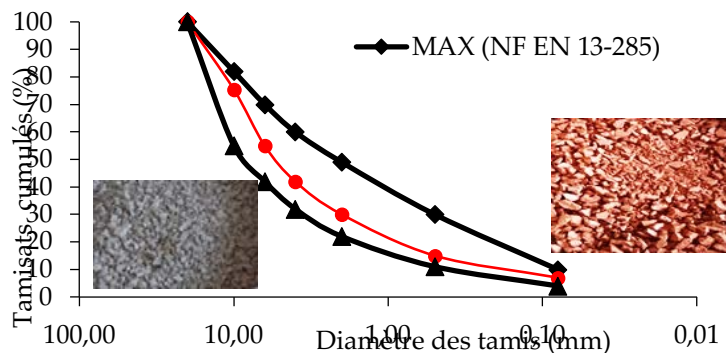
**II. PRELEVEMENT ET PREPARATION DES ECHANTILLONS**

La marne d'une manière générale est un matériau très abondant dans notre région (Benhassaine, 1980 ; Raymon, 1976). En général, les marnes présentent de faibles résistances à l'état humide (Serratrice, 2017 ; Gaudin 1972). La marne étudiée est choisie pour ses propriétés peu évolutives (en contact avec l'eau). Elle est prélevée sur un gisement situé aux alentours du chef-lieu de la wilaya de Tizi-Ouzou, Algérie (voir Fig. 1).



**FIGURE 1.** Site d'extraction de la marne (Tizi-Ouzou, Algérie)

Les débris de briques sont issus des chantiers de bâtiments et des usines de fabrication de briques. Les deux matériaux (marne et débris de briques) sont concassés séparément de telle sorte à former une même classe granulométrique 0/20 mm (voir Fig. 2), délimitée par le fuseau relatif aux matériaux de chaussées (naturels et artificiels) prescrit par la norme NF EN 13-285 (2010). Ils se présentent sous forme dimensionnelle d'une grave propre bien graduée, de granulométrie étalée.



**FIGURE 2.** Granulométrie des matériaux étudiés

Les matériaux sont d'abord soumis aux essais d'identification, ensuite sont reconstitués en échantillons sous forme de mélanges de marne avec différentes proportions de débris de briques (10, 30 et 50%). Ils sont ensuite soumis aux différents essais mécaniques et routiers, reproduisant les types de sollicitations mécaniques et hydriques auxquels ils feront face ultérieurement à court et à long terme lors de leur mise en service sur chantier.

### III. ESSAIS D'IDENTIFICATION

Les essais d'identification permettent d'avoir une idée sur les caractéristiques, physiques, chimiques et minéralogiques des matériaux. Ces caractéristiques permettent de les classer et de pouvoir donner par la suite une meilleure interprétation sur leur comportement mécanique.

**TABLEAU 1.** Caractéristiques physiques, chimiques et minéralogiques de la marne

Caractéristiques Physiques	w (%)	wl (%)	wp (%)	Ip (%)	qs (g/cm <sup>3</sup> )	qh (g/cm <sup>3</sup> )	Sr (%)	e (%)	n (%)
Valeurs	02,05	Non mesurables			2,46	2,06	22,92	22	18.03
Caractéristiques Chimiques et minéralogiques	Quartz		Illite		Illite-potassique		Muscovite	Chlorite	
Valeurs	+		+++++		+		-	-	

Les résultats présentés dans le tableau 1 permettent de conclure, que la marne étudiée est non plastique (présence de fines sableuses), non gonflante de moyenne densité. Ce type de matériau est classé par la norme NF P 11-300 (1992) dans la classe R<sub>3</sub> regroupant les roches sédimentaires argileuses.

**TABLEAU 2.** Caractéristiques générales de la brique (source des débris)

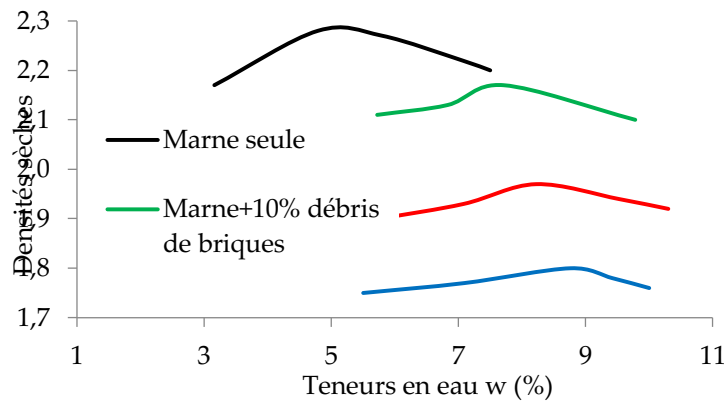
Caractéristiques	Planéité (mm)	Absorption d'eau (%)	Masse volumique apparente (g/cm <sup>3</sup> )	Masse volumique absolue (g/cm <sup>3</sup> )
Valeurs	0,41 – 2,71	9,5	1.22	2.25

### IV. ETUDE DU COMPORTEMENT MECANIQUE

L'étude du comportement mécanique des matériaux présentés a nécessité la réalisation de plusieurs séries d'essais, à savoir : les essais de compactage au Proctor modifié, les essais de portance CBR après immersion, les essais de fragmentabilité, de dégradabilité et les essais Los Angeles et micro-Deval.

#### A. Essais de compactage au Proctor modifié

Les essais Proctor modifié sont réalisés selon le mode opératoire prescrit par la norme NF P 94-093 (2014). Les résultats obtenus au compactage des différents échantillons (mélanges) sont présentés sur la Fig. 3.

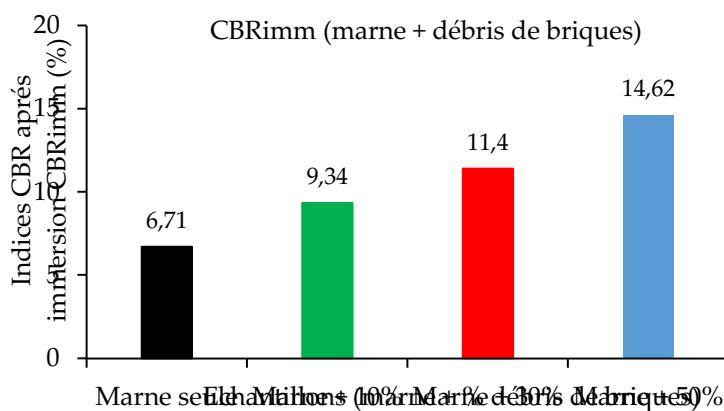


**FIGURE 3.** Résultats des essais de compactage au Proctor modifié

La Fig. 3 montre que les courbes Proctor deviennent de plus en plus aplaties avec l’ajout des débris de briques. Ceci, permet de conclure que les échantillons deviennent moins sensibles à l’eau avec l’ajout des débris. En ce qui concerne les caractéristiques des mélanges à l’optimum, nous pouvons conclure que les densités sèches des mélanges, diminuent de plus en plus avec l’ajout des débris ; toutefois, elles restent satisfaisantes et vérifient les exigences des normes en vigueur ( $Q_{dmax} > 1,80$ ). Les teneurs en eau optimales ( $w_{opt} \approx 9\%$ ) sont par contre relativement supérieures à celles appliquées au compactage des matériaux modèles (sables et graviers). Comparativement aux matériaux routiers habituellement utilisés (Braja, 2008 ; Robitaille et Tremblay, 1997) ; les mélanges présentés peuvent être recommandés du point de vue compactage pour une utilisation en couches inférieures de chaussées de faible à moyen trafic (SETRA-LCPC, 2000).

*B. Essais de portance CBR après immersion*

Les essais CBR réalisés après immersion (NF P 94-078, 1997), montrent que la portance des mélanges augmente considérablement avec l’ajout des débris de briques (voir Fig. 4). En effet, elle passe de 6,71 pour la marne seule à 14,62 avec l’ajout de 50% de débris. L’évolution de l’indice CBR des échantillons étudiés est directement liée aux proportions de débris et de marne qui les composent.



**FIGURE 4.** Résultats des essais CBR après immersion.

Ainsi, les mélanges à fortes teneurs en débris de briques considérés moins sensibles à l'eau relativement à ceux à forte proportion en marne, présentent une structure renforcée qui développe de meilleures résistances au poinçonnement.

Selon les seuils de portance des sols et des matériaux cités dans la littérature (ALBTP ; 2018 DRCRM 1995), les matériaux étudiés présentent des portances faibles à moyennes ; leur utilisation est fortement envisageable en couches inférieures de chaussées, notamment à faible trafic.

### C. Autres essais routiers

Les résultats des essais de résistance aux chocs (Los Angeles, LA) et à l'usure (Micro-deval, MDE), ainsi qu'à la fragmentabilité (FR), et à la dégradabilité (DG), réalisés selon les modes opératoires prescrits par les normes françaises (NF EN 1097-2, 2010 ; NF EN 1097-1, 2011 ; NF P 94-066, 1992 ; NF P 94-067, 1992) respectivement, sont récapitulés dans le tableau 3.

L'ajout des débris de briques notamment à des proportions dépassant les 30% a amélioré sensiblement le comportement des mélanges (résistance) sous les différents essais routiers réalisés.

**TABLEAU 3. Résultats des essais routiers**

	LA	MDE	LA + MDE	FR	DG
Marne seule	45,58	100	145,58	2,13	2,1
Marne + 10% de débris	42,54	92,4	134,94	1,94	1,9
Marne + 30% de débris	38,16	81,0	119,16	1,77	1,8
Marne + 50% de débris	35,12	60,4	95,52	1,54	1,5

Les échantillons d'une manière générale se présentent comme des matériaux très peu fragmentables sous pilonnage ( $FR \ll 7$ ) et très peu dégradables sous l'effet des cycles alternés humidification-séchage ( $DG \ll 5$ ), toutefois la résistance s'est relativement améliorée d'avantage avec l'ajout des débris.

En ce qui concerne la résistance aux chocs et à l'usure, l'ajout des débris de briques, notamment à des proportions supérieures à 30% influe considérablement sur le comportement des mélanges. En effet, LA et MDE passent de 45,58 et 100 pour la marne seule à 35,12 et 60,4 respectivement pour les mélanges à 50% de débris. Malgré cette amélioration, les matériaux présentés restent classés dans la catégorie F ( $LA+MDE > 80$ ).

Ce type de matériau peut être utilisé en couches inférieures de chaussées, avec un traitement éventuel en fonction de l'intensité du trafic (NF P 18-545, 2011 ; NF EN 13-285, 2010).

## V. CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Cette étude est réalisée dans l'objectif de valoriser de nouveaux matériaux locaux naturels et industriels (déchets) dans le domaine routier. Elle permet de palier à deux problèmes majeurs auxquels est confrontée notre région, à savoir : le manque de granulats et la préservation de l'environnement.

A l'issue des résultats obtenus, nous pouvons conclure que les matériaux reconstitués en mélanges de marne et des débris de briques ont présenté des comportements très intéressants

relativement aux normes en vigueur sous les sollicitations appliquées. Ils peuvent être par conséquent proposés comme granulats routiers en couches inférieures de chaussées (couches de forme et couches de fondations), notamment dans le cas des chaussées de faible à moyen trafic. Leur utilisation en régions sèches (arides) au sud Algérien, peut être plus intéressante afin d'éviter tout risque d'évolution de la marne en contacts avec l'eau (pour de longues périodes). Vu leur disponibilité et facilité d'extraction et de collecte, ces matériaux, peuvent ainsi constituer une alternative très intéressante (économique, propre et durable) comme matière première dans la construction routière.

Il convient alors de concerter les efforts des acteurs économiques et scientifiques afin de déployer d'avantage les moyens nécessaires pour effectuer des études plus approfondies (réaliser des essais à l'échelle réelle sur des tronçons de routes) permettant de développer la valorisation et l'exploitation des matériaux présentés et d'autres matériaux similaires dans les filières du BTP.

## REFERENCES

ALBTP. (2018). Association Africaine des Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics. Règles techniques pour la construction routière dans les pays africains de la zone intertropicale. <http://biblioconstruction.blogspot.com/2019/05/livre-regles-techniques-pour-la.html>

Benhassaine, M. (1980). Recherche sur les modèles de relief et les formations superficielles dans la vallée de l'oued Sèbaou. Thèse 3<sup>ème</sup> cycle, Université Paris VI, France, p 282.

Boudlal, O., & Hamoudi, A. (2020). Valorisation de la marne et du laitier cristallisé dans les corps de chaussées. *Academic Journal of Civil Engineering (AJCE)*, 38(1), 245-248. DOI: <https://doi.org/10.26168/ajce.38.1.60>

Boudlal, O., & Melbouci, B. (2009). Study of the demolition aggregates behavior by the Proctor and CBR tests. *Geotechnical special publication N° 193 (ASCE) : American Society of Civil Engineers (USA), Material, Design, Construction, Maintenance, and Testing of pavement.* DOI: 10.1061/issno(352)12.

Boudlal, O., Kechemir A., & Khattaoui, M. (2019). Valorisation d'un mélange de schiste et de déchets plastiques dans la construction routière. *Academic Journal of Civil Engineering (AJCE)*, 36(1), 637-640. DOI: <https://doi.org/10.26168/ajce.36.1.138>

Braja Das, M. (2008). *Advanced soil mechanics*. Third edition. Tylor and Francis. <https://www.engbookspdf.com/Civil-Books/Advanced-Soil-Mechanics-3rd-Edition>

Daho, E. (2012). Etude du potentiel local en granulats, pour une utilisation optimale. Mémoire de magister à l'université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen, Algérie, p 161.

DRCRM, (1995). Direction des routes et de la circulation routière du Maroc, Catalogue des structures types des chaussées neuves. Ministère de l'équipement, Maroc.

Gaudin, B. (1972). Pression de terrain sur une galerie creusée dans des marnes du Stampien. *Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées (LCPC)* 59:133-155.

NF EN 1097-1, (2011). Norme française, Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats—Partie 1 : détermination de la résistance à l'usure (micro-Deval).

NF EN 1097-2, (2010). Norme française, Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats—Partie 2 : méthodes pour la détermination de la résistance à la fragmentation (Los Angeles).

NF EN 13-285, (2010). Norme française, Graves non traitées, Spécifications.

NF P 11-300, (1992). Norme française, Exécution des terrassements, Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières.

NF P 18-545, (2011). Norme française, Granulats, Eléments de définition, conformité et codification.

NF P 94-066, (1992). Norme française, Sols, reconnaissance et essais. Coefficient de fragmentabilité des matériaux rocheux.

NF P 94-067, (1992). Norme française, Sols, reconnaissance et essais. Coefficient de dégradabilité des matériaux rocheux.

NF P 94-078, (1997). Norme française, Sols, reconnaissance et essais. Indice CBR après immersion—Indice CBR immédiat—Indice portant immédiat. Mesure sur échantillon compacté dans le moule CBR.

NF P 94-093, (2014). Norme française, Sols, reconnaissance et essais. Détermination des références de compactage d'un matériau. Essai Proctor normal—Essai Proctor modifié.

Raymond, D. (1976). Evolution sédimentaire et tectonique du Nord-Ouest de la Grande Kabylie (Algérie), au cours du cycle alpin. Thèse de doctorat d'Etat, Département des sciences naturelles, Université Pierre et Marie Curie, France.

Robitaille V. & Tremblay, D. (1997). Mécanique des sols, théorie et pratique. Modulo éditeur, Québec.

Serratrice, J.F. (2017). Divers aspects du comportement mécanique des marnes en laboratoire. Rev. Fr. Geotech. 151, +3. <https://www.geotechnique-journal.org/articles/geotech/pdf/2017/02/geotech160016.pdf>

SETRA-LCPC, (2000). Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes-LCPC. Guide technique, Réalisation des remblais et des couches de forme. Fascicule I, Principes généraux. 2<sup>ème</sup> édition. [https://www.academia.edu/22823860/Réalisation\\_des\\_remblais\\_et\\_des\\_couches\\_de\\_forme\\_Fascicule\\_I\\_Principes\\_généraux\\_Guide\\_technique](https://www.academia.edu/22823860/Réalisation_des_remblais_et_des_couches_de_forme_Fascicule_I_Principes_généraux_Guide_technique).



# Effet du poids moléculaire et de la densité carboxylique de superplastifiant à base d'éther polycarboxylates (EPC) sur ses performances dans les pâtes cimentaires

Alya HARICHANE <sup>1</sup>, Abderraouf ACHOUR <sup>1</sup>, Abdelbaki BENMOUNAH <sup>2</sup>, Johann PLANK<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Centre Universitaire Morsli Abdellah, Tipaza 42000, Algérie

<sup>2</sup> Unité de Recherche Matériaux, Procédés et Environnement, Université M'hamed Bougara boumerdes 35000, Algérie

<sup>3</sup> Université technique de Munich, chaire de chimie de la construction, 85747 Garching, Lichtenbergstraße 4, Allemagne

## RESUME

Ce travail porte sur l'étude de la performance de trois superplastifiants de type Ether Polycarboxylates (EPC) avec différents poids moléculaires et différentes teneurs en groupes carboxyles dans les pâtes de ciment (CEM I 52.5R), à l'état frais et durci. L'impact des EPC sur le ciment frais a été étudié par des mesures rhéologiques à l'aide d'un viscosimètre VT 550, et potentiel Zêta. A l'état durci, les propriétés mécaniques ont été évaluées par la mesure de la résistance mécanique à la compression et à la flexion des mortiers adjuvantés avec ces trois EPCs.

Les résultats montrent que le superplastifiant du rapport carboxylique le plus élevé est le plus performant.

**Mots-clefs** Superplastifiant à base d'éther polycarboxyliques (EPC), rapport carboxylique, poids moléculaire, rhéologie

## I. INTRODUCTION

La formulation des nouveaux bétons vise une plus grande ouvrabilité, un coulage facile et une très bonne résistance mécanique, ce qui nécessite l'utilisation de superplastifiants.

Les superplastifiants de type éther polycarboxyliques EPC sont parmi les plus performants [1], ils sont généralement des copolymères à charges négatives, lorsqu'ils sont mélangés au béton, ils vont s'adsorber à la surface des particules de ciment et les rendre chargées négativement.

Les particules de ciment se répulsent, l'eau emprisonnée est donc libérée [2], le résultat béton fluide et ouvrable à l'état frais et résistant à l'état durci.

Il est bien connu que les propriétés des pâtes de ciment sont affectées par la structure moléculaire du EPC [3], y compris son poids moléculaire et à son rapport carboxylique.

Plusieurs chercheurs ont étudié l'effet du poids moléculaire sur les performances des EPC [4 - 9]. Peng et al [9] ont montré que le SP EPC de poids moléculaire moyen a les meilleures performances de dispersion, tandis que le SP EPC de poids moléculaire élevé est le moins performant en matière de dispersion, mais il retarde fortement l'hydratation de ciment [10]. La capacité d'un EPC à s'adsorber sur les particules de ciment et à les disperser est influencée par sa teneur en groupement carboxylique, les EPC à haute densité de charge présentent une forte adsorption, bonne capacité de dispersion initiale, ce qui signifie que la fluidité de la pâte de ciment augmentera avec l'augmentation de nombre de COO<sup>-</sup> sur la chaîne principale de SP EPC [11].

## II. ETUDE EXPERIMENTALE

### A. Matériaux

#### A.1 Ciment

Le ciment utilisé dans ce travail, est un ciment Portland CEMI/52.5 R produit par Lafarge de Msila ; il est certifié, conforme à la norme Algérienne NA442, Européenne EN 197-1. Les caractéristiques chimiques, minéralogiques et physiques de ciment sont mentionnées dans le tableau 1.

**TABLEAU 1. Composition et propriétés des ciments**

Caractéristiques Chimiques				
PAF (%)	SiO <sub>2</sub> (%)	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	CaO (%)
2.49	22.18	3.72	0.17	66.55
MgO (%)	SO <sub>3</sub> (%)	K <sub>2</sub> O (%)	Na <sub>2</sub> O (%)	
1.75	2.53	0.52	0.07	
Caractéristiques Minéralogiques				
C <sub>3</sub> S (%)	C <sub>2</sub> S (%)	C <sub>3</sub> A (%)	C <sub>4</sub> AF (%)	
77.21	12.84	9.74	0.21	

Caractéristiques Physiques			
Début de prise	Fin de Prise	Expansion (mm)	Finesse de Blaine (cm <sup>2</sup> /g)
2h 31 mn	3h 45mn	1	4650

### A.2 Superplastifiants

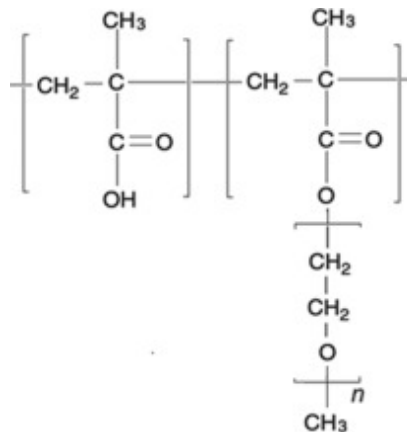
Trois types de superplastifiants commercialisés en Algérie sont fournis par les sociétés Solu-Est Annaba) et Granitex (Alger), le premier, commercialisé sous le nom Polyflow SR 5400 est désigné par EPC<sub>1</sub> le second, Medaflow 30 est désigné par EPC<sub>2</sub>, le troisième Asa Super HG 25 est désigné par EPC<sub>3</sub>. Ce sont des polymères non chlorés de nouvelle génération, à base d'éther polycarboxyliques modifié de structure chimique en peigne (fig 1). Les caractéristiques de ces trois produits sont portées sur le tableau 2.

**TABLEAU 2.** Caractéristiques des superplastifiants

Samples	EPC <sub>3</sub>	EPC <sub>2</sub>	EPC <sub>1</sub>
Extrait sec	30% ± 1 %	30% ± 1 %	30% ± 1 %
pH	6.1	3.35	4.46
Densité (g/cm <sup>3</sup> )	1.06 ± 0.02	1.07 ± 0.02	1.07 ± 0.02
Mn (Da)	4 067	4 771	13 621
Mw (Da)	4 629	5 157	15 959
D = Mw/Mn	1.138	1.081	1.172
Teneur en carboxyle (mmol/g)	1.65	1.95	1.87

D: la dispersité

D: Dalton



**FIGURE 1.** Structure chimique de superplastifiant**B. Matériels****B.1 Chromatographie d'Exclusion Stérique Multi-Détection (CES)**

Les grandeurs molaires et la dispersité des superplastifiants ont été mesurées par CES en France (Laboratoire de Chimie et Procédés de Polymérisation - C2P2). Les conditions analytiques sont présentées dans le tableau 3.

**TABLEAU 3.** Les conditions analytiques de la technique de chromatographie d'exclusion stérique

Système	Colonne	Col Temp (C)	Solvant	Débit (ml/min)	Inj Vol ( $\mu$ l)
CES THF	SDV	35.00	THF	1.0000	100.0

**B.2 Rhéologie**

Les essais rhéologiques des coulis cimentaires ont été réalisés à l'unité de recherche Matériaux Procédés et Environnement, Boumerdes à l'aide d'un viscosimètre rotatif de type Haake VT 550. Ce viscosimètre permet d'obtenir des données expérimentales de contraintes de cisaillement ( $\tau$ ) et les viscosités ( $\mu$ ) en fonction des taux de cisaillement ( $\gamma$ ). Les données expérimentales obtenues peuvent être utilisées pour tracer la variation des contraintes de cisaillement et des viscosités par rapport au taux de cisaillement.

**B.3 Potentiel Zêta**

Le potentiels zêta des pâtes de ciment préparés avec le ciment C<sub>2</sub> dont le rapport E/C = 0,5 contenant des EPCs à des dosages de saturation ont été déterminés sur un Malvern ZETASIZER 2000 (fig 2). Un centimètre cube de la suspension cimentaire a été dilué dans 30 cm<sup>3</sup> d'eau distillée, après 5 ml de cette suspension a été injectée dans l'analyseur.



**FIGURE 2.** Zétamètre de type Malvern.

#### **B.4 Résistance mécanique**

Les résistances à la compression et à la flexion ont été mesurées selon le protocole EN 196-1. Un lot de trois éprouvettes de mortier (4\*4\*16 cm) a été préparé avec du ciment Portland CEMI/52.5R, de l'eau, du sable normalisé (C:E:S = 1 : 0,5 : 3) et des superplastifiants (EPC/C % = 1,25). Le but de cet essai est d'étudier l'influence de superplastifiant EPC sur les résistances mécaniques des mortiers adjuvantés.

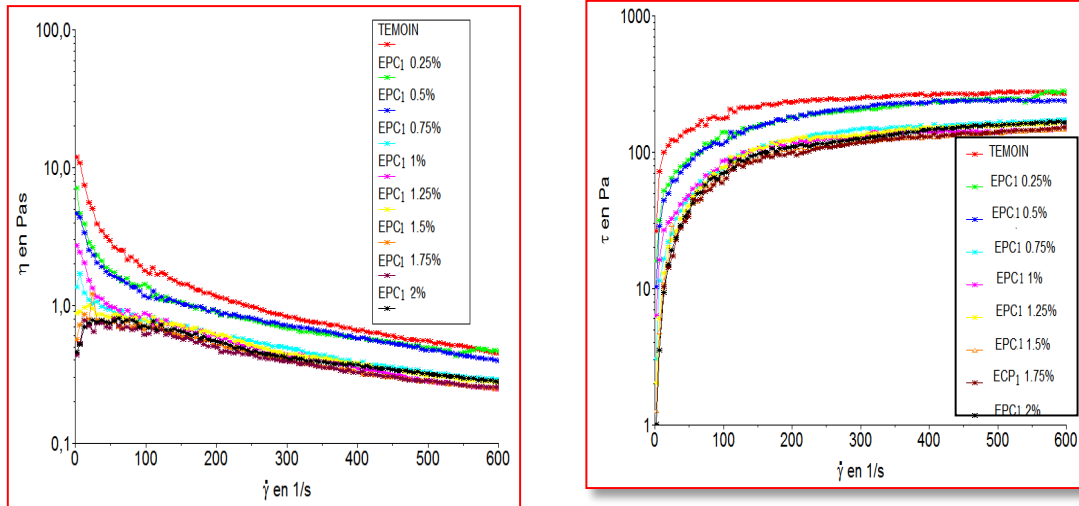
### **III. RESULTATS ET INTERPRETATIONS**

#### **A. Influence du Poids Moléculaire et la Densité Anionique sur la Rhéologie**

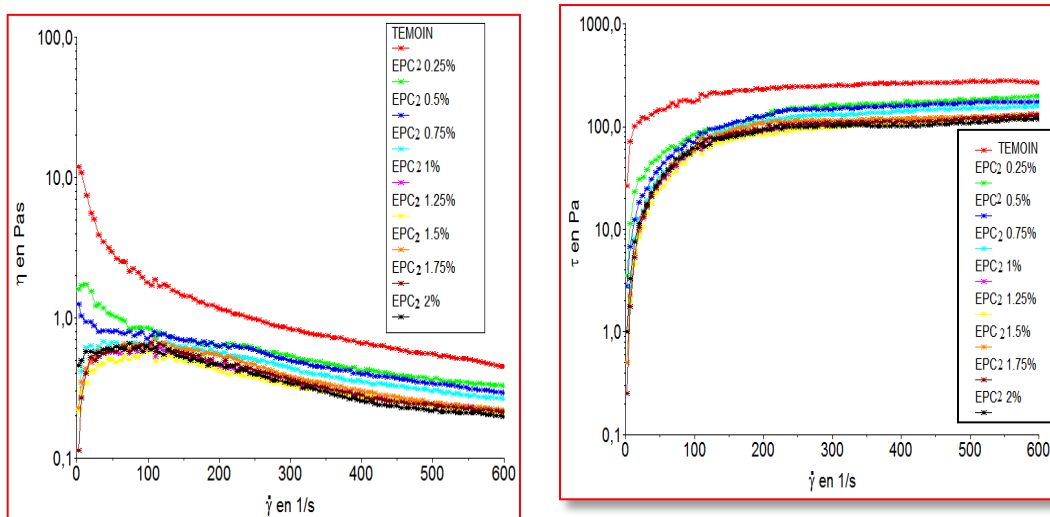
Les figures 3-5 représentent l'évolution de la contrainte de cisaillement et la viscosité en fonction du taux de cisaillement, pour les trois superplastifiants.

D'après ces courbes d'écoulement, on peut remarquer que la contrainte de cisaillement et la viscosité diminue avec l'augmentation de dosage en superplastifiant, les coulis de ciment deviennent plus fluides et l'écoulement se rapproche de l'écoulement newtonien c'est à dire, une viscosité plastique constante en fonction du gradient de vitesse, donc les trois polycarboxylates améliorent évidemment la rhéologie des pâtes cimentaires et ceci est dû à leurs structure en peigne [12], leur chaîne principale porte un groupement carboxylique chargé négativement ce qui facilite l'adsorption de la molécule sur la surface des particules de ciment par interaction électrostatique, les chaînes latérales contiennent des structures de polyéthylène glycol (PEG) qui favorisent la dispersion des particules de ciment en raison de l'encombrement stérique qu'ils produisent [13-16]

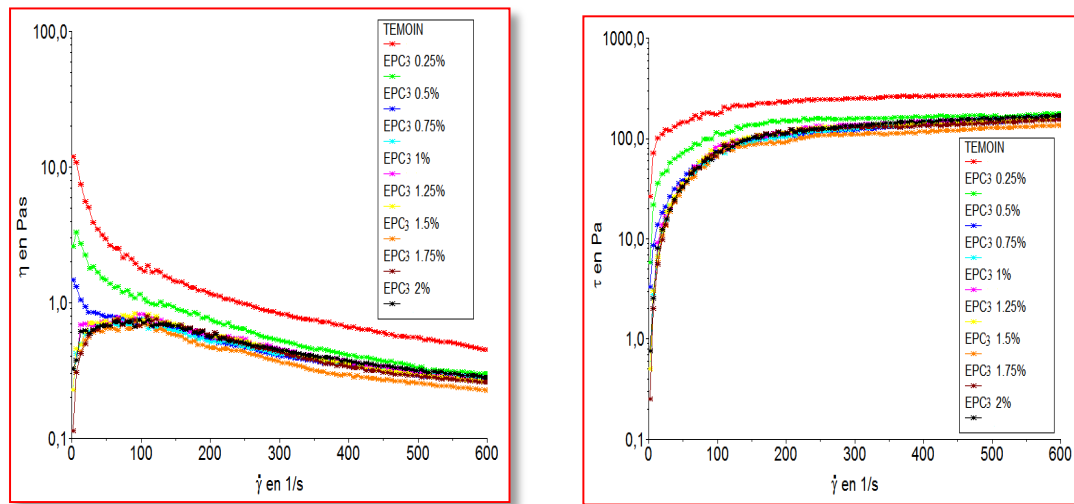
Le point de saturation est le dosage au-delà duquel le superplastifiant n'a plus d'effet sur les propriétés rhéologiques de la pâte de ciment. Les points de saturation des SP EPC dont le rapport E/C est de 0,35 sont de 1,5 ; 1,25 et 1,5 respectivement pour EPC<sub>1</sub>, EPC<sub>2</sub> et EPC<sub>3</sub>.



**FIGURE 3.** Viscosité plastique et contrainte de cisaillement en fonction de la vitesse de cisaillement des coulis adjuvantés par EPC<sub>1</sub>.



**FIGURE 4.** Viscosité plastique et contrainte de cisaillement en fonction de la vitesse de cisaillement des coulis adjuvantés par EPC<sub>2</sub>



**FIGURE 5. Viscosité plastique et contrainte de cisaillement en fonction de la vitesse de cisaillement des coulis adjuvés par EPC<sub>3</sub>.**

Les résultats montrent que la pâte incorporant du SP EPC de poids moléculaire modéré et de groupe carboxylique élevé présente la viscosité plastique la plus faible et la contrainte de cisaillement la plus faible. La densité carboxylique et le poids moléculaire du SP EPC ont de grands effets sur les performances de dispersion des superplastifiants. Lorsque la densité carboxylique est augmentée, la capacité de dispersion du SP EPC s'améliore [14, 15]. EPC<sub>2</sub> a la densité carboxylique la plus élevée dans le squelette et un poids moléculaire modéré possède un comportement d'adsorption plus fort sur les particules du ciment, donc la plus faible viscosité et contrainte de cisaillement. EPC<sub>3</sub> a une teneur en carboxyle la plus faible et son poids moléculaire inférieur signifie que ses chaînes latérales sont longues; il présente un bon comportement rhéologique par rapport EPC<sub>1</sub>.

### B. Influence du Poids Moléculaire et la Densité Anionique sur le Potentiel Zêta

Les potentiels zêtas des pâtes de ciment adjuvés par les trois SP EPC ayant des densités carboxyliques et des poids moléculaires différents sont illustrés à la figure 6, l'ordre des potentiels zêta est : Référence < EPC<sub>3</sub> < EPC<sub>1</sub> < EPC<sub>2</sub> respectivement, cela implique une bonne corrélation entre le potentiel zêta et la densité carboxylique. Les résultats montrent que le potentiel zêta de la pâte de ciment présente initialement une valeur positive (3,035 mV) mais passe ensuite à une valeur négative lors de l'ajout du SP EPC en raison de l'adsorption des groupes anioniques (COO<sup>-</sup>) dans le squelette du SP EPC sur la surface de produits d'hydratation du ciment par adsorption électrostatique par complexation avec Ca<sup>2+</sup>.

Le SP EPC<sub>2</sub> a une teneur élevée en carboxyle (1,95 mmol/g) et un poids moléculaire modéré et un indice de polydispersité le plus proche à 1 (5 157Da, 1,081) présente une valeur absolue élevée

du potentiel zêta dans la pâte de ciment (9,7735 mV), ceci est corrélé avec la meilleure capacité d'adsorption sur les particules de ciment.

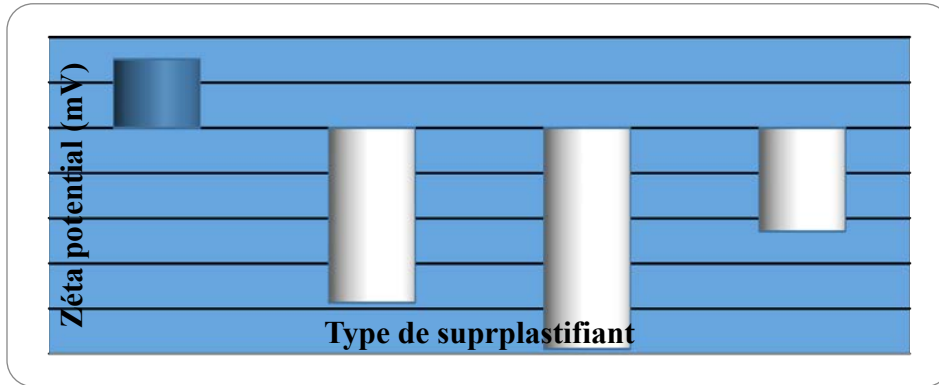


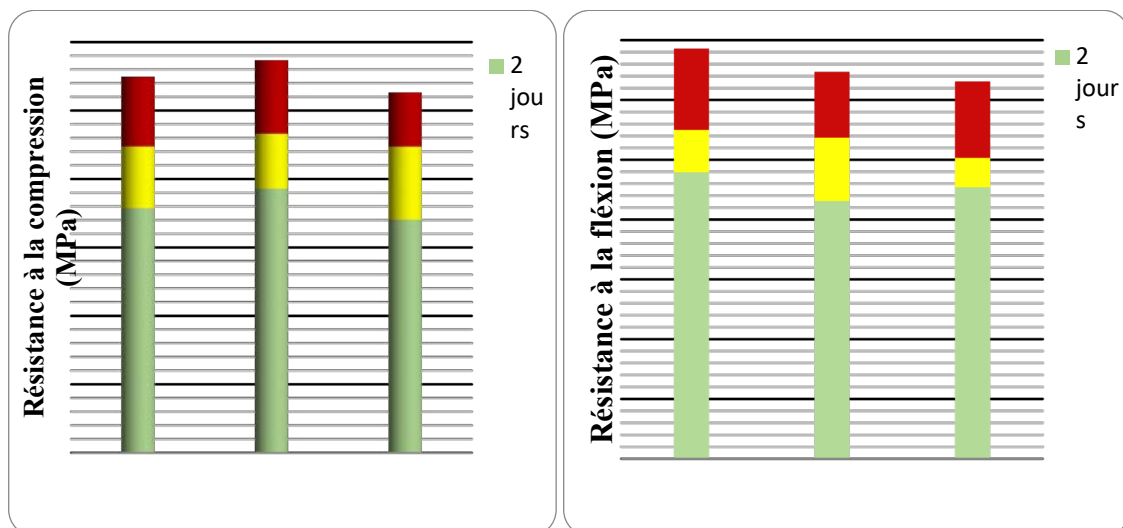
FIGURE 6. Potentiel zêta de la pâte de ciment en fonction du type de SP EPC.

C. Influence du Poids Moléculaire et la Densité Anionique sur les Résistances

Mécaniques

Les résistances à la compression et à la flexion des mortiers superplastifiés sont illustrées respectivement aux figures 7.

Les résistances à la compression des mortiers de ciment en présence de SP EPC<sub>2</sub> mesurées à 2, 7 et 28 jours sont : 38,6, 46,64 et 57,35 MPa respectivement sont les valeurs de résistance les plus élevées pour différentes durées. Le SP EPC à haut potentiel zêta présentait une meilleure valeur de résistance à la compression qui est corrélée à une meilleure adsorption [16].





**FIGURE 7. Résistances à la compression et à la flexion des mortier de ciment contenant différents superplastifiants après hydratation pendant différentes durées.**

Les résistances à la flexion des mortiers de ciment en présence de SP EPC<sub>1</sub> mesurées à 2, 7 et 28 jours sont : 4,79, 5,5 et 6,86 MPa respectivement sont les valeurs de résistance les plus élevées. Le SP EPC<sub>1</sub> avec le poids moléculaire le plus élevé présente la résistance à la flexion la plus élevée pour différentes durées.

#### IV. CONCLUSION

Le poids moléculaire et la densité de charge anionique du polycarboxylates ont un impact important sur les propriétés rhéologiques de la pâte de ciment. Le SP EPC avec un poids moléculaire modéré et le groupe carboxylique le plus élevé avait la meilleure dispersion (valeur élevée du potentiel zêta) et la viscosité la plus faible. Le potentiel zêta et les propriétés rhéologiques de la pâte de ciment dépendent fortement de la densité de charge anionique et du poids moléculaire des SP EPC.

Les SP EPC avec des architectures différentes présentent des impacts différents sur la résistance mécanique du mortier de ciment. Le SP EPC avec un poids moléculaire modéré et des groupes carboxyliques plus élevés conduisent à une résistance à la compression plus élevée du mortier de ciment. Le SP EPC de poids moléculaire plus élevé présente la plus grande résistance à la flexion.

Il a été constaté que le potentiel zêta, la densité carboxylique et la résistance à la compression sont bien corrélés.

#### REMERCIEMENT

Les auteurs tiennent à remercier l'Association Universitaire de Génie Civil **AUGC** pour le soutien à la mobilité en date du 23 au 25 mai 2023 pour la conférence CFGC 2023.

#### REFERENCES

- [1] A.Harichane, A. Benmounah (2021), "Influence of Polycarboxylic Ether-based Superplasticizers (PCE) on the Rheological Properties of Cement Pastes", *Journal of Materials and Engineering Structures*, 325 – 339.
- [2] J. Liu, K. Wang, Q. Zhang, F. Han, J. Sha (2017), "Influence of superplasticizer dosage on the viscosity of cement paste with low water-binder ratio", *Construction and Building Materials*, 359 – 366.

- [3] S. Sha , Y. Ma , Y. Xiao, Z. Xiao, W. Hui , X. Li, C. hi (2021)“Comparative study of PCE superplasticizers with different anchoring groups in low water-to-binder ratio cementitious material” *Construction and Building Materials* (312) 125344.
- [4] R. Magarotto, I. Torresan, N. Zeminian (2003) , “Influence of the molecular weight of polycarboxylate ether superplasticizers on the rheological properties of fresh cement pastes, mortar and concrete”, *Proc., 11th Int. Congress on the Chemistry of Cement (ICCC), South Africa Cement and Concrete Institute, Durban*, 514–526,.
- [5] Q. Liu, J. Yang, Y. Shu, X. Zhang, J. Mao (2015), “Effect of molecular weight of polycarboxylate superplasticizer on its dispersion, adsorption, and hydration of a cementitious system”, *J. Mater. Civ. Eng.* 28(5), 04015184.
- [6] X. Peng, C Yi, X. Qiu, Y. Deng (2012), “Effect of molecular weight of polycarboxylate-type superplasticizer on the rheological properties of cement pastes”, *Polym. Polym Compos*, 20(8), 725–736.
- [7] F. Winnefeld, S. Becker, J. Pakusch, T.Götz (2007), “Effects of the molecular architecture of comb-shaped superplasticizers on their performance in cementitious systems”, *Cem. Concr. Compos*, 29(4), 251–262.
- [8] J. Liu, Y. Yang, Q. Zhang, et al (2018)., “Effect of molecular weight of slow-release polycarboxylate superplasticizer on the properties of cementitious system”, *Adv. Cem. Res.* 30 (7) 285–292.
- [9] X. Peng, X. Li, Z. Li (2013), “Evaluation of the dispersing properties of polycarboxylate type superplasticizers with different molecular weight in cement systems”, *J. Dispersion Sci. Technol*, 34 (9) 1265–1272.
- [10] X. Fang, Y. Shi, C. Yang, J. Hui (2021), “Polycarboxylate ether superplasticizer with gradient structure: excellent dispersion capability and sulfate resistance”, *Colloid Polym Sci*,
- [11] M. Gökhan Altun, A Mardani, K. Ramyar (2020) , Effect of main and side chain length change of polycarboxylate-ether-based water-reducing admixtures on the fresh state and mechanical properties of cementitious systems, *Structural Concrete*, 22(4).
- [129] W. Sun, Z. Guo, L. Pan, J. Li (2021), “Enhancing the application of mechanochemistry in the synthesis of high-concentration polycarboxylate superplasticizer: is aqueous copolymerization needed?”, *Journal of Dispersion Science and Technology*.
- [12] A. Papo, L. Piani (2004), “Effect of various superplasticizers on the rheological properties of Portland cement pastes, *Cem. Concr. Res.*, 34 , pp. 2097-2101.
- [13] M. Adjoudj, K. Ezziane, E.H. Kadri, T.T. Ngo, A. Kaci (2014), “Evaluation of rheological parameters of mortar containing various amounts of mineral addition with polycarboxylate superplasticizer”, *Constr. Build. Mater.*, 70 , pp. 549-559.
- [14] M. Alonso, M. Palacios, F. Puertas (2013), “Compatibility between polycarboxylate-based admixtures and blended-cement pastes.” *Cem. Concr. Compos.*, Vol. 35, No. 1, pp. 151-162.
- [15] Yan He, Xiong Zhang, Tao Ji, and Liangliang Shui (2019), “Effect of Carboxylic Density on Sulfate Sensitivity of Polycarboxylate Superplasticizers”, *KSCE Journal of Civil Engineering* 23(12):5163-5172.
- [16] J. Plank, B. Sachsenhauser (2006), “Impact of molecular structure on zeta potential and adsorbed conformation of  $\alpha$ -allyl- $\omega$ -methoxypolyethylene glycol-maleic anhydride superplasticizers”, *Journal of Advanced Concrete Technology*, 2: 233–239.

# Caractérisation des granulats recyclés traités par encapsulation

Allal M<sup>1</sup>, Zeghichi L<sup>2</sup>, Siline M<sup>3</sup>

<sup>1</sup>Laboratoire de recherche en génie civil LRGC, Université de Biskra, Algérie.

<sup>2</sup>Laboratoire de matériaux et mécanique des structures LMMS, Université de Biskra, Algérie.

<sup>3</sup>Laboratoire de matériaux et mécanique des structures LMMS, Université de M'sila, Algérie.

**RÉSUMÉ** La valorisation du déchet de béton en tant que granulat, dite granulat de béton recyclé (GBR) est très répondeue, cependant des inconvénients comme la forte porosité et la faible dureté de ce granulat ont poussé les spécialistes à chercher des traitements permettant l'amélioration de ses performances. Parmi ces traitements, on trouve l'encapsulation qui consiste en l'enrobage du GBR par une couche de pâte de ciment. Dans ce travail, une étude comparative a été menée entre un granulat naturel GN, un GBR (élaboré à partir d'un béton ayant une résistance caractéristique de 35 à 40 MPa) et un GBR traité par encapsulation (GBRT). Les caractéristiques physico-mécaniques des trois granulats ont été évaluées. Il a été trouvé que l'encapsulation a causé des augmentations de 15,26% et 772,73% en termes de porosité et absorption d'eau, respectivement, par rapport au GN. Ces valeurs ont été également plus grandes que celles obtenues pour le GBR, ce qui a permis de déduire l'effet négatif de l'encapsulation en termes de porosité et d'absorption d'eau. Cependant, une amélioration dans la dureté du GBR a été constatée après son traitement par encapsulation. La matrice cimentaire et ses composants, en particuliers les hydrates et le Quartz, ont été bien présents dans le GBR et le GBRT, ce qui a été confirmé par la DRX, l'ATG et les images de MEB.

**Mots-clefs** Granulat de béton recyclé (GBR), traitement par encapsulation, absorption, dureté.

## I. INTRODUCTION

L'industrie des matériaux de construction est un grand consommateur de ressources naturelles, en particulier lorsqu'il s'agit de la production de granulats. Ces matériaux sont nécessaires pour beaucoup de domaines en génie civil, notamment pour la fabrication des bétons de ciment, des bétons bitumineux, des chaussées, etc. La production mondiale de granulats a été de l'ordre de 40 milliards de tonnes en 2014 (Tam et al., 2018). Selon certaines estimations, ce chiffre pourrait atteindre 60 milliards de tonnes d'ici 2030, incitant de nombreux gouvernements à trouver des solutions efficaces en vue de la préservation des ressources naturelles. L'une des solutions proposées consiste en l'utilisation d'un autre type de granulats, il s'agit des granulats recyclés (GR). Les GR proviennent des déchets de construction et des travaux de démolition, l'association de recyclage des déchets de construction et de démolition (CDRA) estime que 583 millions tonnes de ces déchets ont été générés en 2015 à travers la planète (Shaban et al., 2019). Ces déchets sont généralement

composés des matériaux de différentes natures: béton, acier, terre cuite, bois, céramique, etc. Le déchet de béton est un matériau sélectionné qui ne contient que du béton, son concassage permet l'obtention de granulats dites: granulats de béton recyclé (GBR). L'incorporation des GBR dans le béton, en remplacement des granulats naturels (GN), a fait l'objet de beaucoup de recherches durant ces dernières décennies (Pistilli et al., 1975; Corinaldesi V., 2010; Brahim et al., 2020).

Contrairement à un GN, un GBR n'est pas un matériau homogène, il se compose d'un GN entouré par une couche de mortier. Il est bien connu que la présence de ce mortier attaché est à l'origine des propriétés indésirables d'un GBR, telles que: une basse densité, une forte absorption et une faible dureté (DeJuan et al.; 2009). Pour améliorer la performance des GBR, on procède souvent à des traitements visant soit l'élimination de la couche du mortier attaché soit son amélioration. L'élimination de l'ancien mortier dans un GBR se fait généralement soit thermiquement, en exposant ce granulat aux hautes températures, soit mécaniquement, en procédant à son concassage et sa fragmentation. Cependant, le revêtement du GBR par des solutions organiques ou cimentaires et l'accélération du processus de carbonatation sont des techniques utilisées principalement dans le but d'améliorer les performances de ce mortier attaché et renforcer son adhérence avec le GN (Kazmi et al., 2019; Shaban et al., 2019).

La présente étude vise à améliorer la performance des GBR, appartenant à la classe granulaire 16/25, à travers leur encapsulation par un coulis de ciment. Les propriétés physiques, mécaniques et micro structurelles des GBR traités par encapsulation (GBRT) ont été comparées à celles des GN et GBR non traités.

## II. MATERIAUX ET METHODES EXPERIMENTALES

### II.1. Matériaux

Trois types de granulat appartenant à la fraction granulaire 16/25 ont été utilisés dans ce travail :

- GN: granulats naturels provenant d'une station de concassage locale.
- GBR: granulats recyclés obtenu après concassage des éprouvettes de béton durci ayant une résistance à la compression qui varie entre 35 et 40 MPa.
- GBRT: granulats recyclés traités par encapsulation. Il s'agit de l'enrobage des GBR par une couche de coulis de ciment, préparé à partir d'un ciment CEM I 42,5, dont la composition chimique et les propriétés physiques sont présentées sur le Tableau 1, un rapport E/C égal à 0,5. La procédure de l'encapsulation est schématisée par la Figure 1.

**TABLEAU 1.** Composition chimique (en % massique) et propriétés physiques du ciment utilisé.

CaO	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	MgO	SO <sub>3</sub>	K <sub>2</sub> O	Na <sub>2</sub> O	PAF	SSB (cm <sup>2</sup> /g)	ρ (g/cm <sup>3</sup> )
63,63	21,54	4,31	4,50	1,47	1,54	0,35	0,07	0,07	3981	3,28

### II.2. Méthodes expérimentales

Plusieurs techniques ont été utilisées pour la caractérisation des trois types de granulats. Tout d'abord, des tests d'évaluation de masse volumique, absorption d'eau, porosité et compacité ont été

réalisés suivant la norme NF EN 1097-6. La dureté des granulats a été testée à l'aide de la détermination du coefficient de Los Angeles selon NF EN 1097-2, tandis que leur basicité a été déterminée en mesurant leur pH.

De plus, les trois types de granulats ont subi des analyses microstructurales par DRX, ATG et MEB. La DRX a été effectuée sur des échantillons représentatifs, bien broyés, en utilisant un diffractomètre de type Panalytical X' pret Pro. Les échantillons broyés des trois types de granulats ont également subi une analyse thermogravimétrique (ATG) entre 20 et 900 °C avec une vitesse de montée en température de 10 °C/min. En fin, la morphologie et la microstructure des granulats GBR et GBRT ont été examinées par microscopie électronique à balayage couplé à une sonde de spectroscopie à rayon X à dispersion d'énergie (MEB-EDX). La préparation des échantillons avant leur passage au MEB a suivi les étapes présentées sur la Figure 2.

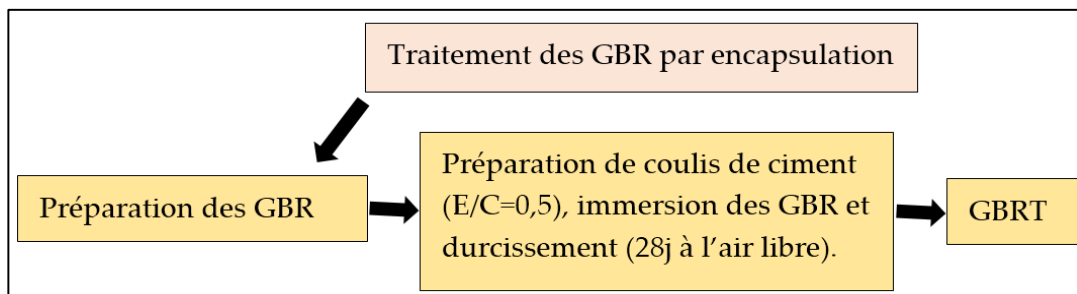


FIGURE 1. Schéma représentatif du processus d'élaboration et d'encapsulation des GBR.

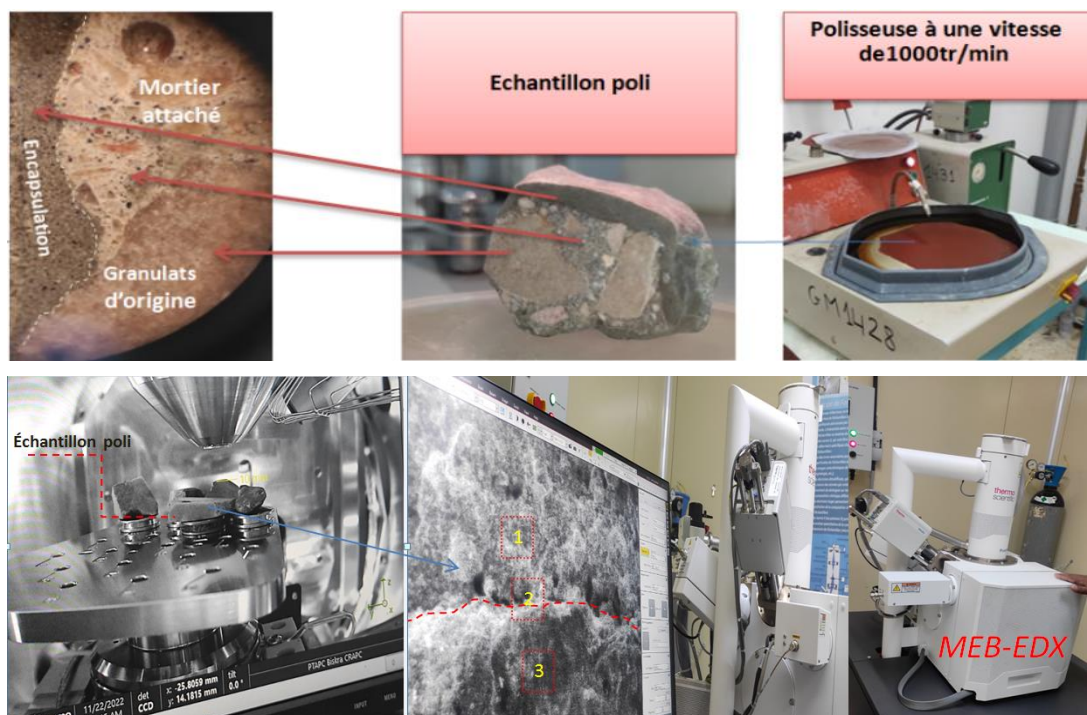


FIGURE 2. Préparation d'un GBRT pour son analyse par MEB.

### III. RESULTATS ET DISCUSSION

#### III.1. Caractéristiques préliminaires

Les caractéristiques préliminaires des trois types de granulats sont regroupées dans le Tableau 2. Les résultats indiquent que la masse volumique du GBR est légèrement inférieure à celle du GN, ce qui est dû à l'hétérogénéité du GBR et sa teneur en mortier attaché, poreux et moins dense par rapport au granulat. Cette lacune est plus évidente dans le GBRT du fait qu'il comporte une deuxième couche cimentaire suite à son enrobage par le coulis de ciment. Le caractère poreux du mortier attaché dans le GBR se confirme à partir de ses valeurs de porosité et d'absorption d'eau qui ont été 0,11 et 4,08 fois plus grandes que celles du GN, respectivement. Cependant, les plus grandes valeurs de porosité et d'absorption d'eau ont été enregistrées pour le GBRT. Pour ce granulat, il s'avère que l'encapsulation a causé une augmentation de 15,26% en termes de porosité, et 772,73% en terme d'absorption d'eau par rapport au GN. Ces résultats sont en accord avec ce qui a été rapporté par d'autres chercheurs (Nedeljković et al., 2020; Çakır & Dilbas., 2021).

D'un point de vue mécanique, le coefficient de Los Angeles des GBR s'est augmenté de 38,36% par rapport au GN, indiquant une baisse de la dureté. Cependant, une amélioration significative de dureté a été constaté pour le GBRT par rapport au GBR, où un coefficient de Los Angeles identique à celui du GN a été obtenu, ce qui indique l'effet positif de ce traitement sur la dureté du granulat. En ce qui concerne les résultats de pH, il a été trouvé que le GBRT et le GBR sont plus basiques que le GN, ce qui est attribué aux enveloppes cimentaires qu'ils comportent.

**TABLEAU2.** Caractéristiques physico-chimiqueset mécaniques des granulats (GN, GBR et GBRT).

Caractéristiques	GN	GBR	GBRT
Masse volumique apparente (g/cm <sup>3</sup> )	1,37	1,21	1,17
Masse volumique absolue (g/cm <sup>3</sup> )	2,59	2,54	2,56
Absorption d'eau (%)	1,1	5,59	9,6
Porosité (%)	47,10	52,36	54,29
Compacité (%)	52,89	47,64	45,70
Indice des vides (%)	0,89	1,09	1,18
Dureté (résistance à la fragmentations selon l'essai Los Angles)	22	30,44	21,5
Valeur de pH	10	11	13

#### III.2. DRX

La Figure 3 présente les spectres de DRX des trois granulats GN, GBR et GBRT. Il est clair que GBR et GBRT contiennent plusieurs pics relatifs aux calcaire et Quartz, cependant le GN ne semble riche qu'en calcaire. Ces spectres affirment donc la présence de la matrice cimentaire dans les granulats recyclés GBR et GBRT du fait de leur teneur en Quartz et Portlandite. Des traces de Quartz ont été détectées sur l'échantillon de GN ce qui est probablement dû aux impuretés que contiennent le matériau au gisement. Cependant aucun pic relatif à la Portlandite a été trouvé sur le spectre du GN.

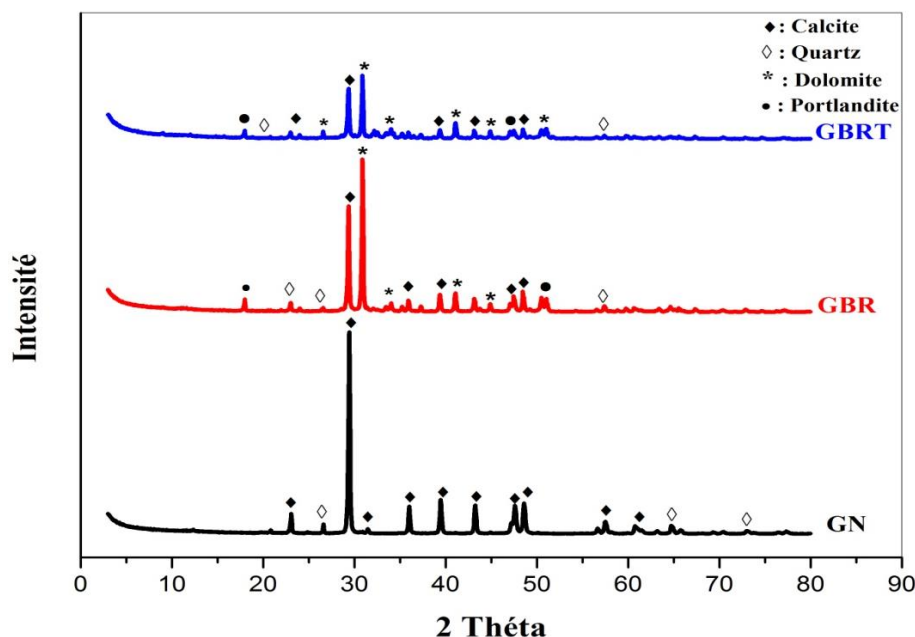


FIGURE 3. Résultats de la DRX des granulats étudiés.

### III.2. ATG

La Figure 4 présente les résultats de l'ATG des différents granulats GN, GBR et GBRT. Selon ces thermogrammes, on peut distinguer quatre zones de pertes de masse :

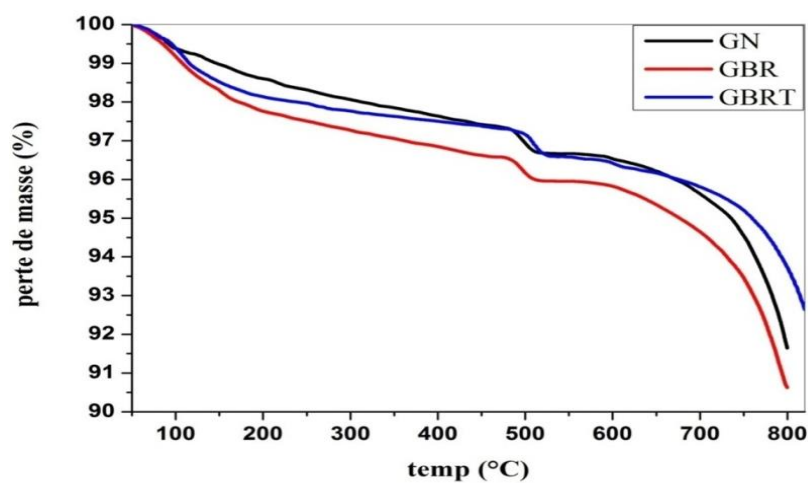
- Entre 40 et 105 °C : cette perte est relative à l'évaporation de l'eau absorbée.
- Entre 105 et 450 °C : cette perte correspond à la déshydratation des hydrates présents dans les matrices cimentaires que contiennent GBR et GBRT. Elle désigne principalement le départ d'eau par évaporation à partir des C-S-H et étringite.
- Entre 450 et 600 °C : cette plage de température correspond à la déshydroxylation de la Portlandite ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ).
- Entre 600 et 800 °C : décarbonatation (dégagement de  $\text{CO}_2$ ) (Nedeljković et al.; 2020).

Les pertes de masse relatives à ces plages de températures sont résumées sur le Tableau 3. Indépendamment des pertes de masse relatives à l'évaporation de l'eau absorbée dans chaque granulat, qui est principalement liée à leur état hydrique avant l'essai, il est à constater que le GBR et le GBRT ont eu plus d'eau absorbée du fait de leur forte absorption, en comparaison avec le GN. Par ailleurs, des différences significatives ont été constatées entre les pertes de masse de différents granulats dans les autres plages de température. En l'absence d'une matrice cimentaire, les pertes de masse entre 100 et 600 °C enregistrées pour le GN, sont probablement liées aux impuretés et matières argileuses que peut contenir ce granulat. Cependant, celles enregistrées pour les deux autres granulats, qui ont été légèrement en faveur de GBR, sont relatives aux produits d'hydratation du ciment, bien présents dans GBR et GBRT. Pour la quatrième plage de température, liée au phénomène de décarbonatation, les résultats obtenus ne sont qu'à titre indicatif du fait que ce phénomène se poursuit jusqu'au 900 voire 1000 °C. Une différence importante est obtenue entre le GBRT et le GN ce qui est dû à la présence de la matrice cimentaire dans le premier à la place de la roche calcaire.

Cependant l'importante perte de masse qu'a présenté le GBR est probablement due à des impuretés qu'il peut contenir.

**TABLEAU3.** Perte de masse relative à chaque phénomène selon les résultats de l'ATG.

Plage de température	$\Delta$ (40-105 °C)	$\Delta$ (105-450 °C)	$\Delta$ (450-600 °C)	$\Delta$ (600-800 °C)
GN	0,66	1,92	0,89	4,89
GBR	0,94	2,44	0,80	5,21
GBRT	0,73	1,89	0,96	2,72



**FIGURE 4.** Résultats de l'analyse thermogravimétrique (ATG) des granulats étudiés.

III.3. Images MEB-EDX

La Figure 5 présente les images prises par le MEB sur un GBR et un GBRT. On peut constater que le GBR est composé de deux zones : le granulat naturel et le mortier attaché; les deux zones sont séparées par une zone de transition inter-faciale (ITZ). Cependant, le GBRT se compose de trois zones : granulat naturel, l'ancien mortier attaché et la nouvelle zone d'encapsulation; les trois zones sont séparées par deux ITZ. Pour le GBRT, les particules de la zone d'encapsulation (pâte de ciment) apparaissent sous différentes formes: sphériques, cubiques, régulières et irrégulières. De plus, cette zone ne semble pas lisse, mais plutôt rugueuse, elle contient des vides et des micro pores ce qui explique les fortes absorption et porosité du GBRT et sa faible densité (Tableau 2). Le GBR présente moins de pores et micro fissures, en particuliers au niveau de son ITZ.

La Figure 6 présente les trois points choisis pour l'EDX sur un GBRT, il s'agit d'un point sur chaque zone. Le spectre EDX présenté sur la figure (A) présente la zone d'encapsulation, où une forte teneur en calcium (49,96%) et une faible quantité de silice (4,80%) ont été détectées. Le point 2 (figure B) concerne la ITZ entre l'enveloppe d'encapsulation et l'ancien mortier attaché, les taux de calcium et



de silice ont diminué (41,60% et 2,37%, respectivement). La zone 3 (figure C) présente le granulats naturel, où fort pourcentage de calcium estimé a été obtenu (75,24%).

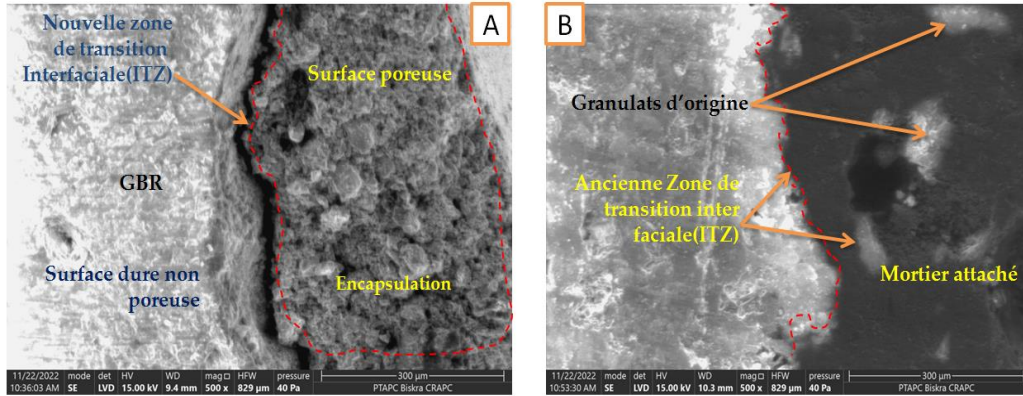


FIGURE 5. Images de MEB. (A) : GBRT, (B)GBR.

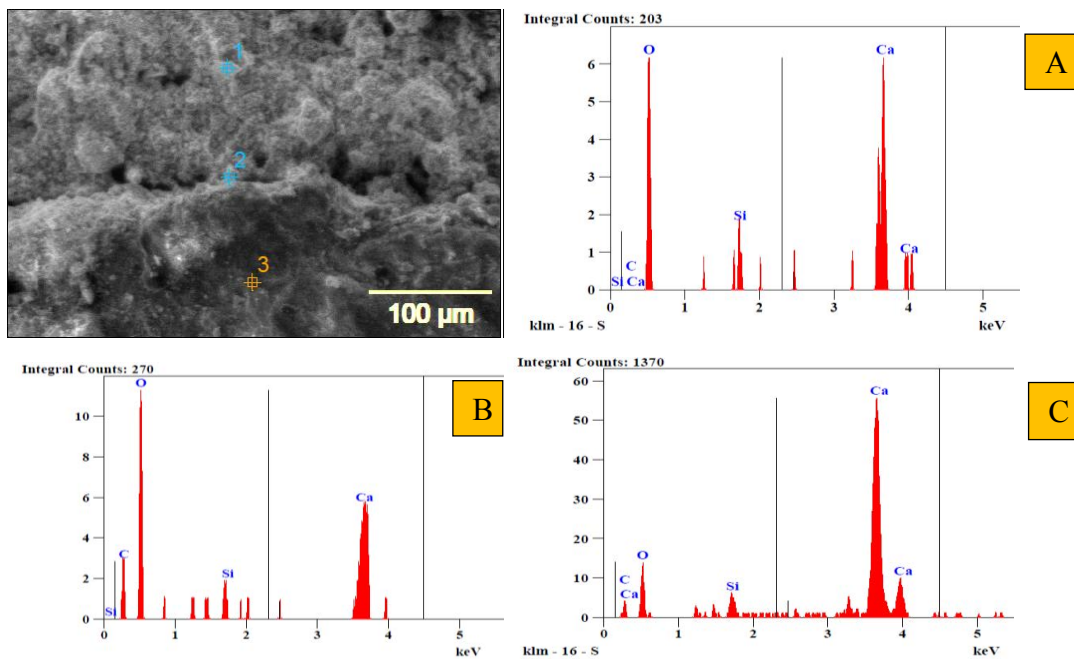


FIGURE 6. Résultats EDX d'un GBRT. (A) : zone 1, (B) : zone 2. (C) : zone 3.

**CONCLUSION**

Ce travail expérimentale concerne la comparaison entre les caractéristiques physico-mécaniques des granulats naturels (GN), recyclés (GBR) et recyclés traités par encapsulation (GBRT). Au vu des résultats obtenus, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- L'encapsulation a causé des augmentations de 15,26% et 772,73% en termes de porosité et absorption d'eau, respectivement, par rapport au GN. Ceci est dû à la présence du mortier attaché et la pâte de traitement (encapsulation) dans ce granulats. Ces valeurs ont été

également plus grandes que celles obtenues pour le GBR, ce qui permet de déduire l'effet négatif de l'encapsulation en termes de porosité et d'absorption d'eau.

- Cependant, une amélioration dans la dureté du GBR a été constatée après son traitement par encapsulation.
- La matrice cimentaire et ses composants, en particuliers les hydrates et le Quartz, ont été bien présents dans le GBR et le GBRT, ce qui a été confirmé par la DRX et l'ATG .
- Les images du MEB ont mis en évidence une ITZ pour le GBR et deux ITZ pour le GBRT.
- La présente étude nous a permis de mettre en évidence l'effet bénéfique de l'encapsulation, par une matrice cimentaire, d'un GBR, en terme de dureté. Cependant, les inconvénients qu'a causé ce traitement, notamment l'augmentation de porosité et d'absorption, peuvent être corrigées en utilisant des additions pouzzolanique ou un adjuvant hydrofuge.

## RÉFÉRENCES

Bahrami, N., Zohrabi, M., Mahmoudy, SA., Akbari, M. (2020). Optimum recycled concrete aggregate and micro-silica content in self-compacting concrete: Rheological, mechanical and microstructural properties. *Journal of Building Engineering*, 31, 101361. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2020.101361>

Çakır, O., Dilbas, H. (2021). Durability properties of treated recycled aggregate concrete: Effect of optimized ball mill method. *Construction and Building Materials*, 268, 121776. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121776>

Corinaldesi, V. (2010). Mechanical and elastic behaviour of concretes made of recycled-concrete coarse aggregates. *Construction and Building Materials*, 24, 1616-1620. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.02.031>

De Juan, MS., Gutiérrez, PA. (2009). Study on the influence of attached mortar content on the properties of recycled concrete aggregate. *Construction and Building Materials*, 23, 872-877. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2008.04.012>

Kazmi, SMS., Munir, MJ., Wu, YF., Patnaikuni, I., Zhou, Y., Xing, F. (2019). Influence of different treatment methods on the mechanical behavior of recycled aggregate concrete: A comparative study. *Cement and Concrete Composites*, 104, 103398. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2019.103398>

Nedeljković, M., S Visser, j., Nijland, TG., Valcke, S., Schlangen, E. (2020). Physical, chemical and mineralogical characterization of Dutch fine recycled concrete aggregates: A comparative study. *Construction and Building Materials*, 270, 121475. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121475>

Pistilli, MF., Peterson, CF., Shah, SP. (1975). Properties and possible recycling of solid waste from ready-mix concrete. *Cement and Concrete Research*, 5(3) 249-259. [https://doi.org/10.1016/0008-846\(75\)90007-1](https://doi.org/10.1016/0008-846(75)90007-1)

Shaban, WM., Yang, J., Su, H., Mo, KH., Li, L., Xie, J. (2019). Quality improvement techniques for recycled concrete aggregate: a review. *Journal of Advanced Concrete Technology*, 17, 151-167. <https://doi.org/10.3151/jact.17.4.151>. <https://doi.org/10.3151/jact.17.151>

Tam, VWY., Soomro, M., Evangelista, ACJ. (2018). A review of recycled aggregate in concrete applications (2000-2017). *Construction and Building Materials*, 172, 272-292. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.03.240>

# Optimized vegetal wools for indoor comfort: coupling fire treatment with acoustic and hygrothermal performances

Thomas SCHATZMAYR WELP SA<sup>1,2</sup>, Sandrine MARCEAU<sup>1</sup>, Clément PIEGAY<sup>2</sup>, Fouad LAOUTID<sup>3</sup>, Philippe GLE<sup>2</sup>, Cesar SEGOVIA<sup>4</sup>, Etienne GOURLAY<sup>5</sup>, Emmanuel GOURDON<sup>6</sup>

<sup>1</sup> *Univ Eiffel, MAST-CPDM, F-77454 Marne-la-Vallée, France*

<sup>2</sup> *Cerema, Univ Eiffel, UMRAE – Agence de Strasbourg, 11 rue Jean Mentelin 67035 Strasbourg, France*

<sup>3</sup> *Laboratory of Polymeric & Composite Materials, Materia Nova Research Center, University of Mons (UMONS), Mons, Belgium*

<sup>4</sup> *Cetelor, 27 Rue Philippe Seguin, Epinal, France*

<sup>5</sup> *Cerema, Equipe-projet BPE, 11 rue Jean Mentelin 67035 Strasbourg, France*

<sup>6</sup> *LTDS UMR CNRS 5513 (site de l'ENTPE), Labex CeLyA, 3 Rue Maurice Audin, 69120 Vaulx-en-Velin, France*

## RESUME

Vegetal wools are used as an alternative to traditional wall insulator materials, as they present great hygrothermal and acoustical properties, therefore providing interior building comfort. However, one major concern regarding the material's flammability arises, as generally, bio-based materials are poorly classified in terms of flame resistance. Therefore, fireproof treatments are needed and the knowledge regarding their influence on the wool's microstructure, and consequently, on its acoustic and hygrothermal performance, is lacking. This article presents the state of the art and the methodology that will be used to choose and optimize the fireproof treatment on the vegetal wools, and comprehend how it affects the material's microstructure and its acoustic and hygrothermal performances. In order to optimize the performance of the vegetal wools, the final objective of this project will be to develop models to describe the correlation between their micro and macro properties.

**Mots-clefs:** sustainable building materials, vegetal wools, fireproof treatment, acoustics, hygrothermics

## I. INTRODUCTION

The Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC) reported that the global warming effects are happening faster each year, and in order to change this scenario, urgent actions must be taken (IPCC, 2021). For the building sector, the development of efficient and resilient buildings aiming to decarbonize the industry is a key solution as this sector is responsible for more than one third of the total carbon dioxide emitted and energy consumed in the world, per year, considering pre-pandemic data from 2019 (UN Environmental Programme, 2020). More recent data shows that, in 2021, the building sector regained strength and new peaks of CO<sub>2</sub> emissions and energy

consumptions have been reached, which is concerning (UN Environmental Programme, 2022). In addition to the issues of climate change and energy consumption, the noise pollution should also be addressed, as they are the second highest cause of health problems for citizens, after air pollution (WHO, 2018). Therefore, efficient wall insulation can contribute to the peoples' health and comfort.

So, to contribute to the common goal aiming to decarbonize the construction sector, a relevant solution is to develop efficient and resilient buildings. To do that, the development of new sustainable materials, as an alternative to traditional and environmentally unfriendly materials, is one of the possibilities to achieve the decarbonization objectives. In this scenario, bio-based materials emerged as candidates for alternative materials. Bio-based materials from plant-based biomass incorporate carbon into their composition as they grow, and remove it from the atmosphere, being able to temporarily store carbon (Levasseur et al., 2012; Guest et al., 2013; Pittau et al., 2021). Pittau et al. (Pittau et al., 2018) concluded, through dynamic life cycle assessment, that fast-growing bio-based materials, such as straw and hemp, provide a promising opportunity to radically decrease the carbon footprint of buildings. Furthermore, bio-based materials are usually great acoustic and thermal insulators (Volf et al., 2015; Arenas and Asdrubali, 2018; Piegay, 2019), and, therefore, can also promote the reduction in energy consumption, by reducing the heating and cooling energy expended. In a renovation of an existing building, for example, Galimshina et al. (Galimshina et al., 2022) stated that the use of bio-based insulation materials, instead of traditional materials, are the second most climate-friendly solution, behind only the replacement of the existing fossil fuel heating systems.

Among several possibilities of bio-based material insulation, this work focuses on vegetal wool. This material presents interesting characteristics for a wall insulation application, such as its physical, hygrothermal and acoustic properties, which will be further discussed in the next chapter. However, one major concern arises regarding the material's fire resistance, especially for this application, as bio-based materials usually present low resistance against fire (Dorez et al., 2014). Therefore, a fireproof treatment for this material should be considered. On the other hand, the application of a fireproof treatment on the vegetal wools will be modifying its microstructure, which will, consequently, affect the material's hygrothermal and acoustical performances. Thus, this should be evaluated, in order to ensure that the treated vegetal wools would still be considered a good alternative for the development of green buildings.

This paper presents the methodology used to study the impact of fireproofing treatments on the thermal and acoustic performances of vegetal wools. The three main objectives are:

1. Evaluate the alternatives and the application methods of the fireproof treatment in the vegetal wools;
2. Comprehend the influence and optimize the fireproof treatment on the fibers and microstructure of the vegetal wools;
3. Develop modeling methods to simulate the impact of the fireproof treatment on acoustic and hygrothermal properties of the vegetal wools.

In this article, the current state of the art on vegetal wools and their properties is presented, as well as the main mechanisms of flame retardancy of fireproof treatments and the main methods

used to increase flame retardancy of vegetal fibers. The proposed methodology for this study is then detailed.

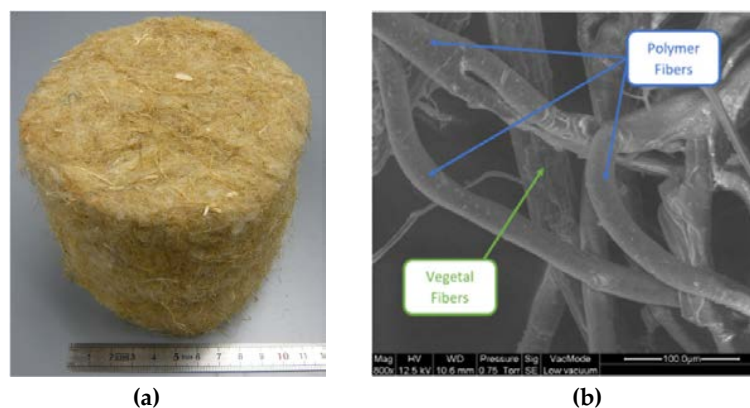
## II. STATE OF THE ART

### II.1. *Vegetal wools*

Vegetal wools are manufactured products which are mainly made of vegetal fibers. These fibers are extracted from a plant's stem through some processing that could include: harvesting, deseeding, retting, scutching, hackling, and/or other processes, depending on the plant species itself (Pandey et al., 2014; Yan et al., 2014). Some common species for this application are flax and hemp fibers, which are common species in France (Piégay, 2019; Beauvais et al., 2022).

After extracted, the vegetal fibers undergo a manufacturing process that could be done by three different methods: mechanical bonding (needle-punching), chemical bonding and thermal bonding (Roy et al., 2011). Among the options, thermal bonding is the most popular for nonwovens manufacture, as it provides high production rates, while demanding less energy than chemical bonding, for example (Roy et al., 2011). Therefore, the focus of this paper will be specifically on thermal bonding process.

It consists in the mix of a thermoplastic and a non-thermoplastic fiber, which are heated until the melting or softening temperature of the thermoplastic fiber, followed by subsequent cooling to solidify the bonding area (Roy et al., 2011). The thermoplastic fiber act as a binder and the non-thermoplastic fiber is the base fiber. In the case of vegetal wools, the base fiber is the vegetal fiber. The vegetal wools mass is, generally, composed by 80% to 90% of vegetal fiber, and 10% to 20% of polymeric fiber (Piégay, 2019). For example, in Freivalde et al. (Freivalde et al. 2014) hemp wools were made of 92% of hemp fibers and 8% of polyethylene-polypropylene. Figure 1 shows the visual aspects of a vegetal wool and a SEM observation showing polymer and vegetal fibers.



**FIGURE 1.** (a) Hemp wool sample; (b) SEM observation of polymer and hemp fibers (Piégay et al. 2018).

For the manufacturing process of flexible insulation panels traditionally used in the building field, the material generally presents:

1. Low density, with apparent density of  $35 \pm 10 \text{ kg.m}^{-3}$  (Collet et al., 2011; Freivalde et al., 2014; Piégay et al., 2020, 2021).

2. High porosity, of about  $96\pm 2\%$  (Collet et al., 2011; Piégay et al., 2020, 2021), due to high volume of void between the fibers and the pores from the fibers themselves.
3. Low thermal conductivity, usually around 40 and 55  $\text{mW}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{K}^{-1}$  (Korjenic et al., 2011, 2016; El-Sawalhi et al., 2016; Piégay et al., 2020).
4. Good sound absorption properties, due to the specific morphology and size of the vegetal fibers. (Berardi and Iannace, 2015; Piégay et al., 2021).

To sum up, vegetal wools have a great potential to be used as a sustainable insulator material for green building applications, being, therefore, an alternative to traditional building materials (Gumanová et al., 2022).

## II.2 Fireproof treatments

Despite their performances adapted to the building sector, there is still a concern regarding the flammability of vegetal wools. Indeed, bio-based materials are usually poorly classified regarding their fire resistance (Amziane and Collet, 2017; Kumar et al., 2020). This occurs due to their chemical structure, mainly composed by carbon and hydrogen, and, therefore, being highly combustible and an important source of fuel during a fire (Laoutid et al., 2009; Dorez et al., 2014). Therefore, the application of a fireproof treatment could improve the vegetal wool's resistance to fire, and allow it to be applied in buildings, without introducing any hazard.

Flame retardants (FR) can act in different ways to inhibit or stop a combustion process. Here are some of the possibilities (Laoutid et al., 2009; Taib et al., 2022):

1. By "heat sink" – The endothermic decomposition of some FR additives induces a temperature decrease by heat consumption.
2. By gas dilution – When the FR decompose and form inert gases ( $\text{H}_2\text{O}$ ,  $\text{CO}_2$ ,  $\text{NH}_3$ , etc.), the combustible gas mixture is diluted, which limits the concentration of reagents and the possibility of ignition.
3. Free radical mechanism – FR additives that releases specific radicals (e.g.,  $\text{Cl}^\cdot$  and  $\text{Br}^\cdot$ ) in the gas phase can react with highly reactive species (such as  $\text{H}^\cdot$  and  $\text{OH}^\cdot$ ) to form less reactive or even inert molecules.
4. Char formation – FR can cause a formation of a carbonized or vitreous layer at the surface of the material, which acts as a physical insulating layer between the gas phase and the condensed phase.

To the knowledge of the authors, the fire properties and the flame retardancy of vegetal wools have not been studied yet. There are, however, some studies concerning the flame retardancy of vegetal fibers, which will be discussed in the following.

Lignocellulosic fibers flame retardancy can be improved by modification, with or without chemical coupling. Different techniques such as UV irradiation, plasma treatment, sol-gel treatment, plasma, silane treatment, gamma or e-beam radiation, have been investigated, aiming to couple the flame retardant to the vegetal fibers (Hajj et al., 2018, 2020; Taibi et al., 2022).

Commonly used FRs are mineral, halogenated, phosphorous-based, silicon-based and nitrogen-based products (Laoutid et al., 2009; Costes et al., 2017; Hajj et al., 2018). For vegetal fibers, great results have been achieved through grafting of phosphorous into the fibers composition (Hajj et

al., 2020, 2018; Taibi et al., 2022; Antoun et al., 2022). Phosphorous-based FR promotes the formation of char, which acts as a physical barrier, reducing both the thermal and oxygen diffusion, as well as the volatilization of combustible products (Laoutid et al., 2009; Costes et al., 2017; Taib et al., 2022). Furthermore, they are not toxic (Taibi et al., 2022).

As a side-effect, the incorporation of phosphorous-based FRs can, potentially, increase the fungus development in the vegetal wools, because phosphorous is one of the possible elements that stimulates the microbial growth (Vasiliauskiene et al., 2022; Alexopoulos et al., 2023). Therefore, this is another important aspect to be considered for the flame retardant overall effectiveness.

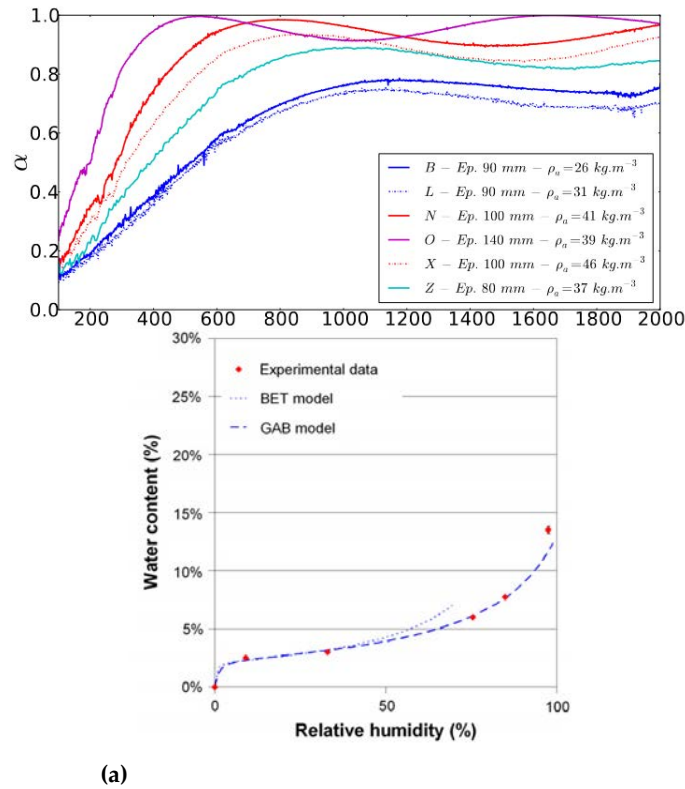
### *II.3 Acoustical and hygrothermal properties*

As a wall insulator material, the acoustical and hygrothermal performances play an important role to differentiate efficient and inefficient insulators. These properties have been measured and evaluated by a few studies, showing promising results, but further studies are needed to consolidate the knowledge around it.

For the acoustical properties researchers have studied not only vegetal fibers and shives (Oldham et al., 2011; Hajj et al., 2011; Berardi and Iannace, 2015; Chabriac et al., 2016; Bousshine et al., 2022), but also vegetal wools (Piégay et al., 2018, 2021). Figure 4a shows some results of sound absorption from hemp wool with different thicknesses. It is evident that this material has high absorption coefficient in a wide range of frequencies, sustaining the argument that it is a good acoustic insulator.

Regarding the hygrothermal properties, some studies explored these properties in vegetal wools (Collet et al., 2011; Korjenic et al., 2011, 2016; El-Sawalhi et al., 2016; Piégay et al., 2020). On the hygric point of view, Collet et al. (Collet et al., 2011) showed that hemp wools can absorb about ten times more water than mineral wools (comparing to the literature), and that both materials show similar water vapor permeability. Figure 4b shows the sorption curve of a hemp wool sample. For their thermal properties, hemp and flax wools shows values of thermal conductivity ranging usually between 40 and 55 mW.m<sup>-1</sup>.K<sup>-1</sup> (Korjenic et al., 2011, 2016; El-Sawalhi et al., 2016; Piégay et al., 2020), depending on the wools' density and porosity.

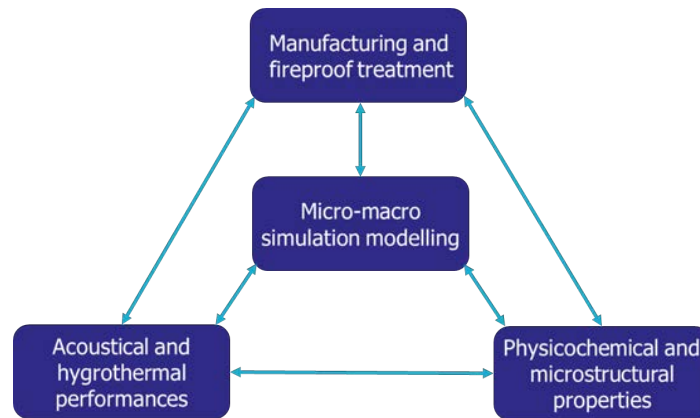




**FIGURE 4.** (a) Hemp wool sound absorption (Piégay, 2019); (b) Hemp wool sorption curve (Collet et al. 2011).

### III. METHODOLOGY

A scheme of the proposed methodology for this work is presented on Figure 3. For this study, two types of vegetal fiber will be considered: flax and hemp fiber. Both fibers are largely available in France, and have been used for flax and hemp wools production. The first step of this study will consist on understanding the manufacturing process of turning the vegetal fibers into vegetal wools as described in section II. Then, a study about fireproof treatment of the vegetal wools will be carried out, with the objective to define the flame retardant and its application method that provides the best performance. This study will be done through the cone calorimeter test and thermogravimetric analysis. Moreover, as the main substances considered for the fireproof treatment are phosphorous-based, components that may be nutrients for fungus development, a specific study will be conducted to assess their impact on fungal growth.



**FIGURE 3. Methodology**

In the following, it will be necessary to comprehend the physicochemical and the microstructural properties of the vegetal wools, due to the fact that the application of a fireproof treatment on the fibers could change some of its properties on both micro and meso scales. For example, fireproof treatment could impact important parameters such as porosity, airflow resistivity, density and fiber radii. Consequently, macro-scale properties such as acoustical and hygrothermal, could also be affected. This step will be fundamental to the fully comprehension and control of the vegetal wools' acoustic and hygrothermal performances. It will be done by image analysis on the optical and electronic microscopy, pycnometry and airflow resistivity meter.

Next, the acoustical and hygrothermal parameters of treated and non-treated vegetal wools will be evaluated and compared. This comparison will allow the enrichment of the existing database for untreated vegetal wools, and to provide new knowledge on the treated material. The acoustical properties can be obtained with Kundt tube characterizations and the hygrothermal properties can be obtained through the dynamic vapor sorption (DVS) test, the moisture buffer value (MBV), water vapor permeability (WVP) measurement and hot disk test (Collet et al., 2011; Amziane and Collet, 2017).

This work also includes the development of models to describe the hygrothermal and acoustical behavior of fireproof treated vegetal wools. The use of these models will permit numerous simulations to be carried out by varying the input parameters and will also be useful for identifying possible improvements that could be done to optimize the treated vegetal wool performance. To do so, there are many different possible approaches, and for this study, the micro-macro approach was chosen, using the self-consistent method (SCM). This method consists on an homogenization between microscopic scale parameters and macroscopic scale properties (Piégay et al., 2020). Through this method, it is possible to create direct analytical relationships between micro and macro scales and to carry out rapid inverse analysis (Piégay et al., 2021).

Piégay et al. (2020) applied this method to develop a model for the thermal conductivity of untreated vegetal wools and achieve a mean relative deviation from experimental results of less than 2%. For the acoustics, Piégay et al. (2021) used the SCM method to obtain the sound absorption of untreated vegetal wools. This study would incorporate the changes in the

microstructure with the use of flame retardants into the model, and validate it by comparing with the previous experimental tests.

## ACKNOWLEDGEMENTS

This project has received funding from the European Union's Horizon 2020 research and innovation program under the Marie Skłodowska-Curie COFUND grant agreement No 101034248.

## REFERENCES

- Alexopoulos, C. J., Ahmadjian, V., Moore, D., 2023. Fungus. Encyclopedia Britannica. <https://www.britannica.com/science/fungus>. Accessed 23 March 2023.
- Amziane, S., Collet, F. (Eds.), 2017. Bio-aggregates Based Building Materials: State-of-the-Art Report of the RILEM Technical Committee 236-BBM, RILEM State-of-the-Art Reports. Springer Netherlands, Dordrecht. <https://doi.org/10.1007/978-94-024-1031-0>
- Antoun, K., Ayadi, M., El Hage, R., Nakhl, M., Sonnier, R., Gardiennet, C., Le Moigne, N., Besserer, A., Brosse, N., 2022. Renewable phosphorous-based flame retardant for lignocellulosic fibers. *Ind. Crops Prod.* 186, 115265. <https://doi.org/10.1016/j.indcrop.2022.115265>
- Arenas, J.P., Asdrubali, F., 2018. Eco-Materials with Noise Reduction Properties, in: Martínez, L.M.T., Kharissova, O.V., Kharisov, B.I. (Eds.), *Handbook of Ecomaterials*. Springer International Publishing, Cham, pp. 1–26. [https://doi.org/10.1007/978-3-319-48281-1\\_137-1](https://doi.org/10.1007/978-3-319-48281-1_137-1)
- Beauvais, F., Cantat, O., Le Gouée, P., Brunel-Muguet, S., Madeline, P., Gaillard, H., Bataille, M.-P., Sallent, A., Preux, T., Medjkane, M., 2022. Consequences of climate change on flax fiber in Normandy by 2100: prospective bioclimatic simulation based on data from the ALADIN-Climate and WRF regional models. *Theor. Appl. Climatol.* 148, 415–426. <https://doi.org/10.1007/s00704-022-03938-4>
- Berardi, U., Iannace, G., 2015. Acoustic characterization of natural fibers for sound absorption applications. *Build. Environ.* 94, 840–852. <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2015.05.029>
- Bousshine, S., Ouakarrouch, M., Bybi, A., Laaroussi, N., Garoum, M., Tilioua, A., 2022. Acoustical and thermal characterization of sustainable materials derived from vegetable, agricultural, and animal fibers. *Appl. Acoust.* 187, 108520. <https://doi.org/10.1016/j.apacoust.2021.108520>
- Chabriac, P.A., Gourdon, E., Gle, P., Fabbri, A., Lenormand, H., 2016. Agricultural by-products for building insulation: Acoustical characterization and modeling to predict micro-structural parameters. *Constr. Build. Mater.* 112, 158–167. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.02.162>
- Collet, F., Achchaq, F., Djellab, K., Marmoret, L., Beji, H., 2011. Water vapor properties of two hemp wools manufactured with different treatments. *Constr. Build. Mater.* 25, 1079–1085. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.06.069>
- Costes, L., Laoutid, F., Brohez, S., Dubois, P., 2017. Bio-based flame retardants: When nature meets fire protection. *Mater. Sci. Eng. R Rep.* 117, 1–25. <https://doi.org/10.1016/j.mser.2017.04.001>

- Dorez, G., Ferry, L., Sonnier, R., Taguet, A., Lopez-Cuesta, J.-M., 2014. Effect of cellulose, hemicellulose and lignin contents on pyrolysis and combustion of natural fibers. *J. Anal. Appl. Pyrolysis* 107, 323–331. <https://doi.org/10.1016/j.jaap.2014.03.017>
- El-Sawalhi, R., Lux, J., Salagnac, P., 2016. Estimation of the thermal conductivity of hemp based insulation material from 3D tomographic images. *Heat Mass Transf.* 52, 1559–1569. <https://doi.org/10.1007/s00231-015-1674-4>
- Freivalde, L., Kukle, S., Andžs, M., Bukšāns, E., Grāvītis, J., 2014. Flammability of raw insulation materials made of hemp. *Compos. Part B Eng.* 67, 510–514. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2014.08.007>
- Galimshina, A., Moustapha, M., Hollberg, A., Padey, P., Lasvaux, S., Sudret, B., Habert, G., 2022. Bio-based materials as a robust solution for building renovation: A case study. *Appl. Energy* 316, 119102. <https://doi.org/10.1016/j.apenergy.2022.119102>
- Guest, G., Cherubini, F., Strømman, A.H., 2013. Global Warming Potential of Carbon Dioxide Emissions from Biomass Stored in the Anthroposphere and Used for Bioenergy at End of Life. *J. Ind. Ecol.* 17, 20–30. <https://doi.org/10.1111/j.1530-9290.2012.00507.x>
- Gumanová, V., Sobotová, L., Dzuro, T., Badida, M., Moravec, M., 2022. Experimental Survey of the Sound Absorption Performance of Natural Fibres in Comparison with Conventional Insulating Materials. *Sustainability* 14, 4258. <https://doi.org/10.3390/su14074258>
- Hajj, N.E., Mboumba-Mamboundou, B., Dheilily, R.-M., Aboura, Z., Benzeggagh, M., Queneudec, M., 2011. Development of thermal insulating and sound absorbing agro-sourced materials from auto linked flax-tows. *Ind. Crops Prod.* 34, 921–928. <https://doi.org/10.1016/j.indcrop.2011.02.012>
- Hajj, R., El Hage, R., Sonnier, R., Otazaghine, B., Gallard, B., Rouif, S., Nakhl, M., Lopez-Cuesta, J.-M., 2018. Grafting of phosphorus flame retardants on flax fabrics: Comparison between two routes. *Polym. Degrad. Stab.* 147, 25–34. <https://doi.org/10.1016/j.polymdegradstab.2017.11.006>
- Hajj, R., El Hage, R., Sonnier, R., Otazaghine, B., Rouif, S., Nakhl, M., Lopez-Cuesta, J.-M., 2020. Influence of lignocellulosic substrate and phosphorus flame retardant type on grafting yield and flame retardancy. *React. Funct. Polym.* 153, 104612. <https://doi.org/10.1016/j.reactfunctpolym.2020.104612>
- IPCC, 2021. *Climate Change 2021: The Physical Science Basis. Contribution of Working Group I to the Sixth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change.*
- Korjenic, A., Petránek, V., Zach, J., Hroudová, J., 2011. Development and performance evaluation of natural thermal-insulation materials composed of renewable resources. *Energy Build.* 43, 2518–2523. <https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2011.06.012>
- Korjenic, A., Zach, J., Hroudová, J., 2016. The use of insulating materials based on natural fibers in combination with plant facades in building constructions. *Energy Build.* 116, 45–58. <https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2015.12.037>
- Kumar, D., Alam, M., Zou, P.X.W., Sanjayan, J.G., Memon, R.A., 2020. Comparative analysis of building insulation material properties and performance. *Renew. Sustain. Energy Rev.* 131, 110038. <https://doi.org/10.1016/j.rser.2020.110038>
- Laoutid, F., Bonnaud, L., Alexandre, M., Lopez-Cuesta, J.-M., Dubois, Ph., 2009. New prospects in flame retardant polymer materials: From fundamentals to nanocomposites. *Mater. Sci. Eng. R Rep.* 63, 100–125. <https://doi.org/10.1016/j.mser.2008.09.002>
- Levasseur, A., Lesage, P., Margni, M., Brandão, M., Samson, R., 2012. Assessing temporary carbon sequestration and storage projects through land use, land-use change and forestry:

- comparison of dynamic life cycle assessment with ton-year approaches. *Clim. Change* 115, 759–776. <https://doi.org/10.1007/s10584-012-0473-x>
- Oldham, D.J., Egan, C.A., Cookson, R.D., 2011. Sustainable acoustic absorbers from the biomass. *Appl. Acoust.* 72, 350–363. <https://doi.org/10.1016/j.apacoust.2010.12.009>
- Pandey, R., Dayal, R., Srivastava, R.L., 2014. *Flax Fiber Processing Technology*. University Press.
- Piégay, C., 2019. Approche conjointe acoustique et thermique pour l'optimisation des laines végétales du bâtiment. Université de Lyon.
- Piégay, C., Glé, P., Gourdon, E., Gourlay, E., 2020. A cylindrical self-consistent modelling of vegetal wools thermal conductivity. *Constr. Build. Mater.* 232, 117123. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117123>
- Piégay, C., Glé, P., Gourdon, E., Gourlay, E., Marceau, S., 2018. Acoustical model of vegetal wools including two types of fibers. *Appl. Acoust.* 129, 36–46. <https://doi.org/10.1016/j.apacoust.2017.06.021>
- Piégay, C., Glé, P., Gourlay, E., Gourdon, E., Marceau, S., 2021. A self-consistent approach for the acoustical modeling of vegetal wools. *J. Sound Vib.* 495, 115911. <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2020.115911>
- Pittau, F., Habert, G., Iannaccone, G., 2021. The renovation of the building stock in Europe: an essential opportunity to store carbon in buildings. *Riv. Tema* 05. <https://doi.org/10.30682/tema05021>
- Pittau, F., Krause, F., Lumia, G., Habert, G., 2018. Fast-growing bio-based materials as an opportunity for storing carbon in exterior walls. *Build. Environ.* 129, 117–129. <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2017.12.006>
- Roy, M.P.K., Malik, M.T., Sinha, M.T.K., 2011. *Thermal Bonded Nonwoven - An Overview*. Tech. Text.
- Taib, M.N.A.M., Antov, P., Savov, V., Fatriasari, W., Madyaratri, E.W., Wirawan, R., Osvaldová, L.M., Hua, L.S., Ghani, M.A.A., Edrus, S.S.A.O.A., Chen, L.W., Trache, D., Hussin, M.H., 2022. Current progress of biopolymer-based flame retardant. *Polym. Degrad. Stab.* 205, 110153. <https://doi.org/10.1016/j.polymdegradstab.2022.110153>
- Taibi, J., Rouif, S., Clément, J.-L., Ameduri, B., Sonnier, R., Otazaghine, B., 2022. Flame retardancy of flax fibers by pre-irradiation grafting of a phosphonate monomer. *Ind. Crops Prod.* 176, 114334. <https://doi.org/10.1016/j.indcrop.2021.114334>
- UN Environmental Programme, 2020. *2020 Global Status Report for Buildings and Construction: Towards a Zero-emission, Efficient and Resilient Buildings and Construction Sector*. Nairobi.
- UN Environmental Programme, 2022. *2022 Global Status Report for Buildings and Construction: Towards a Zero-emission, Efficient and Resilient Buildings and Construction Sector*. Nairobi.
- Vasiliauskienė, D., Boris, R., Balčiūnas, G., Kairyte, A., Urbonavičius, J., 2022. Impact of Cellulolytic Fungi on Biodegradation of Hemp Shives and Corn Starch-Based Composites with Different Flame-Retardants. *Microorganisms* 10, 1830. <https://doi.org/10.3390/microorganisms10091830>
- Volf, M., Diviš, J., Havlík, F., 2015. Thermal, Moisture and Biological Behaviour of Natural Insulating Materials. *Energy Procedia* 78, 1599–1604. <https://doi.org/10.1016/j.egypro.2015.11.219>
- WHO, 2018. *Environmental noise guidelines for the European Region*. World Health Organization, Regional Office for Europe, Copenhagen, Denmark.

Yan, L., Chouw, N., Jayaraman, K., 2014. Flax fibre and its composites – A review. *Compos. Part B Eng.* 56, 296–317. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2013.08.014>

# Analyse cycle de vie des quartiers : îlots à énergie positive

Mohamad ACHOUR<sup>1</sup>, Mohamad TOUFAILY<sup>2</sup>, Gilles BETIS<sup>1</sup>, Ludovic AVRIL<sup>1</sup>

<sup>1</sup> ESTP Campus de Dijon, 9-11 Rue SULLY, Dijon, France ; machour@estp-paris.eu

<sup>2</sup> Université libanaise, faculté d'Agronomie et d'environnement, Liban

## RESUME

Face à une augmentation des populations urbaines, face aux enjeux du réchauffement climatique dans les prochaines années, l'enjeu majeur de l'urbanisme durable est d'augmenter l'efficacité énergétique globale à l'échelle des quartiers. L'analyse du cycle de vie demeure la méthode qui permet d'évaluer les impacts environnementaux des bâtiments et des infrastructures tout au long de leur cycle de vie, de l'extraction des matières premières à leur traitement en fin de vie. Très utilisée, développée et normalisée à l'échelle des bâtiments, il est nécessaire de la développer au niveau des quartiers. Ce travail est original car il montre une étude en analyse cycle de vie d'un quartier Dijonnais à îlots d'énergie positive comportant plusieurs phases depuis la construction jusqu'à la transformation du tissu urbain. Il s'agit de définir les objectifs et le champ d'études ; réaliser l'inventaire des flux (énergies, matières, air, polluants, déchets, eaux, taille et type des bâtiments...) ; sélectionner les outils et les modèles d'analyse pertinents, évaluer les impacts potentiels de ces flux ; interpréter les résultats et, si besoin, redéfinir les objectifs. Les résultats montrent l'évaluation des avantages de différentes options quant à l'intégration d'énergies renouvelables, à la lutte contre les îlots de chaleur ou au développement de la résilience face à des aléas climatiques.

**Mots-clefs** analyse cycle de vie, quartier, environnement urbain, efficacité énergétique

## I. INTRODUCTION

Environ 70 % de la consommation d'énergie mondiale est consommée dans les zones urbaines du monde entier, et ce chiffre ne fera qu'augmenter en raison de l'augmentation prévue de la population (Harter, Weiler et Eicker 2017). **Dans le cadre des approches de résilience des villes**, le secteur de la construction, associé à une pression croissante des parties prenantes et des gouvernements, élabore constamment des projets pour des villes plus **économiques** et plus **durables**. **Ce mouvement de construction** a pris un élan considérable en raison de la conception conventionnelle des bâtiments à la conception intelligente et écologique, et par conséquent du développement de systèmes de certification verte tels que le "Leadership in Energy and Environmental Design (LEED)" et le "Building Research Establishments Environmental Assessment Method (BREEAM)". Les systèmes d'évaluation LEED offrent des conseils aux concepteurs et aux décideurs concernant les stratégies de mise en œuvre de la conception durable

et de la planification urbaine intelligente (Singh et al. 2011). Plusieurs outils et méthodes d'évaluation environnementale sont utilisés pour évaluer l'impact des processus, des produits, des services et des activités de nombreux secteurs d'activité et, plus récemment, du secteur de la construction ou du secteur urbain qui fait l'objet de cette étude. Les méthodes/outils les plus connus sont :

- L'approche de l'empreinte écologique (EF)
- L'analyse des flux de matières (MFA)
- L'analyse des flux de substances (SFA)
- Les tableaux d'entrées-sorties
- Les approches Exergie et Emergie
- L'approche de l'analyse du cycle de vie (ACV) " (Loiseau et al. 2012).

Parmi ces approches, l'approche ACV montre un potentiel important pour l'évaluation environnementale dans les secteurs de la construction et de l'urbanisme (Loiseau et al. 2012), et a été de plus en plus adoptée par les chercheurs, les ingénieurs et les décideurs au cours de la dernière décennie dans ces secteurs (Colombert et al. 2011), (Cabeza et al. 2014), (Nematchoua, Orosa, and Reiter 2019). L'utilisation de l'ACV représente certainement un outil d'aide à la décision dans notre étude d'une conception urbaine plus propre et économe en énergie qui correspond aux normes environnementales fixées par les organismes gouvernementaux pour le secteur urbain. Cependant il faut être vigilant sur le choix des hypothèses qui peuvent conduire à des résultats surprenants.

L'originalité de ce travail dans cet article consiste à réaliser une analyse cycle de vie à l'échelle d'un quartier à énergie positive du fait de la disponibilité des données pour réaliser l'étude. Le quartier appelé "Fontaine d'Ouche" est situé à Dijon, en France. Le choix de ce quartier s'explique par le fait que Dijon a été choisie comme l'une des deux villes européennes (avec la ville de Turku en Finlande) pour piloter le programme européen "RESPONSE" qui fait partie du projet européen "H2020, villes et communes intelligentes" (Al Sayah et al. 2022).

## II. Synthèse bibliographique

Les quartiers représentent un choix d'expérience intéressant pour étudier la durabilité de l'environnement urbain. La mise en œuvre des pratiques durables à l'échelle du quartier est possible pour aborder des problématiques générées à l'échelle du bâtiment pour pouvoir prendre des mesures réalistes et les examiner attentivement (Riera Pérez et Rey 2013). Cette caractéristique du quartier offre aux concepteurs urbains la flexibilité nécessaire pour mettre en œuvre des solutions innovantes afin d'aider les décideurs politiques à formuler des recommandations visant à accroître les mesures de durabilité urbaine. Il est également important de quantifier les variations climatiques résultantes de l'inévitable changement climatique, la demande énergétique et les émissions de CO<sub>2</sub> dans les quartiers actuels et futurs. Deux études ont spécifiquement porté sur l'effet des infrastructures routières sur l'environnement (D. Trigaux, Allacker, et De Troyer 2014) et ont montré que des différences substantielles d'impact environnemental entre des scénarios proposés, montrent l'importance d'optimiser l'aménagement et la densité des quartiers.



D'autre part, d'autres recherches considèrent également l'effet de la mobilité (Riera Pérez et Rey 2013). Pour une analyse complète de l'échelle urbaine, les différents types des bâtiments, l'infrastructure, l'espace urbain et les réseaux doivent être incluses, ce qui est le cas dans plusieurs études (Lotteau et al. 2015). Outre les limites du système du quartier, des paramètres temporels et comportementaux supplémentaires peuvent également affecter les résultats de l'étude et augmenter les incertitudes et doivent donc être pris en compte. Le facteur le plus important à étudier est le comportement des résidents du quartier, car tous les résidents ne consomment pas la même quantité d'énergie et de chaleur, ne recyclent pas tous dans les mêmes proportions et ne parcourent pas tous les mêmes distances dans les limites d'un quartier (Peuportier et al. 2006).

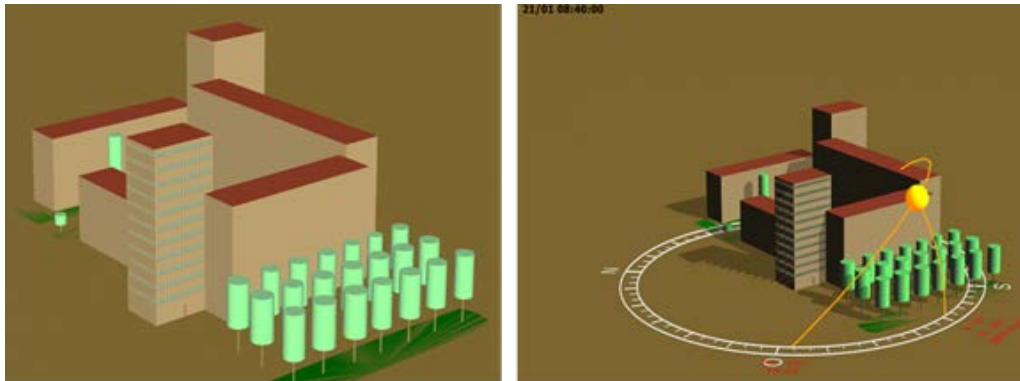
Pour simplifier la méthodologie des ACV de quartier, il ne s'agit pas seulement de l'analyse de tous les bâtiments d'un quartier, mais plutôt des interactions entre les bâtiments et avec l'environnement urbain qui contient les réseaux publics qui les relient, les espaces publics présents dans la zone étudiée et le transport. Nous ajoutons à tous ces paramètres le comportement des résidents, les variations climatiques et les différences dans les caractéristiques de la zone, telles que les différences dans les mix énergétiques et électriques. Un avantage de l'évaluation de l'ACV des quartiers est sa capacité à analyser les impacts environnementaux d'un projet urbain à cette échelle, de la démolition d'un terrain existant et de la construction de nouveaux bâtiments (Peuportier et al. 2006). Elle est capable de comparer la rénovation d'un quartier et sa démolition/reconstruction (Peuportier et al. 2006), (Colombert et al. 2011).

Le nombre de facteurs à prendre en compte lors de la réalisation d'une ACV d'un quartier rend la comparaison entre les études ACV de quartiers très difficile. Les différents plans et structures des différentes zones urbaines compliquent l'uniformité des hypothèses de travail, où une hypothèse de calcul mise en œuvre dans une région peut ne pas fonctionner dans une autre région.

Dans le cadre de l'étude détaillée dans cet article, nous allons plus loin dans la démarche scientifique pour une ACV du quartier de la Fontaine d'ouche que celles développées dans la littérature. C'est un quartier à énergie positive qui bénéficie de plusieurs avantages sur la disponibilité des données d'entrée d'un modèle d'ACV afin de réaliser une nouvelle étude d'ACV. Il existe dans ce quartier des travaux de rénovation des bâtiments et ainsi de la nouvelle construction mais aussi de l'aménagement urbain et surtout de l'ajout de la nouvelle technologie comme par exemple les panneaux photovoltaïques, les batteries rechargeables, l'éclairage public en LED, des capteurs de mesures de la qualité d'air, des thermostats pour la réduction de la consommation d'énergie. Toutes ces nouvelles technologies nous fournissent beaucoup de données utiles à la modélisation numérique du quartier ainsi à l'étude d'ACV de ce quartier.

### III. Modélisation numérique

L'utilisation du logiciel Pleiades est indispensable pour modéliser le quartier de la fontaine d'ouche en utilisant les données recueillies sur le projet de la part de la métropole Dijonnaise. Le logiciel Pleiades est utilisé dans le cadre des études qui portent sur l'analyse cycle de vie des bâtiments mais aussi utilisable pour les études qui portent sur l'analyse cycle de vie à l'échelle des quartiers. Il est configurable en terme de données d'entrée et permet d'illustrer des résultats variés. Ci-dessous un exemple de la modélisation d'une partie du quartier à énergie positive.



**Figure 1** - Modélisation d'une partie du quartier de la fontaine d'ouche sur Pleiades

Suite à cette modélisation d'un bloc du quartier, nous avons pu commencer à analyser les impacts thermiques et environnementaux de nos variantes. Ces variantes peuvent varier en fonction du champ de propriétés que nous modifions, soit en nous concentrant sur les paramètres statiques du bâtiment (comme le changement des matériaux de construction, le changement des caractéristiques thermiques des fenêtres, le changement du type d'équipement, etc.), soit en nous concentrant sur le comportement dynamique des occupants et faire une analyse de sensibilité.

La première partie des simulations consiste en une analyse des besoins thermiques des bâtiments en question et la seconde en une évaluation des impacts environnementaux du quartier par le biais d'une analyse du cycle de vie. Différents objectifs, entrées, sorties et données concernant les matériaux de construction sont utilisés pour chaque étude et doivent donc être différenciés dans chaque partie.

Nous commençons à présenter l'impact de l'utilisation du double et du triple vitrage sur les performances énergétiques des bâtiments de ce quartier. Ci-dessous les propriétés du vitrage utilisées avec  $U$  est la transmission thermique des vitrages :

**Tableau 1** – Les données thermiques du vitrage utilisé

	$U_w$ Vertical ( $W/(m^2 \cdot K)$ )	$U_w$ Horizontal ( $W/(m^2 \cdot K)$ )	Facteur solaire - $S_w$
Simple vitrage – SV	2.6	2.6	0.7
Double vitrage – DV	1.6	1.6	0.7
Triple vitrage – TV	0.8	0.8	0.7

Il est impossible de mener correctement une analyse thermique et dynamique sans affecter des scénarios aux zones thermiques des bâtiments en question. Ceci peut être fait à l'aide du logiciel Comfie qui est implémenté dans Pléiades. Chaque bâtiment, maison et appartement contient différentes zones thermiques qui diffèrent en fonction des différents usages des occupants. Par exemple, la chambre à coucher diffère du salon en termes d'heures d'occupation et de taux de ventilation, etc. Pour simplifier le travail effectué dans cette étude, nous avons considéré que chaque étage de chaque bâtiment est affecté à une zone thermique différente, mais que différentes zones thermiques peuvent avoir les mêmes scénarios. Les scénarios thermiques qui sont assignés aux bâtiments du quartier étudié sont les suivants :

**Tableau 2 – Scénarios d’optimisation du chauffage dans les bâtiments**

Heures	00-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-21	21- 22	22-23	23-00
Scénario normal	20°C	20°C	20°C	20°C	20°C	20°C	20°C	20°C	20°C	20°C	20°C	20°C
Scénario optimisé	16°C	16°C	16°C	16°C	16°C	17°C	18°C	19°C	20°C	19°C	18°C	17°C

#### IV. Résultats et discussions

Les résultats de quelques indicateurs environnementaux évalués par une ACV du quartier SV et du quartier DV à toutes les étapes du cycle de vie et leur comparaison sont représentés dans les tableaux et graphiques suivants :

**Tableau 3 – Indicateurs environnementaux évalués par une ACV du quartier SV**

Impact	Construction	Utilisation	Renovation	Deconstruction	Total
Gaz à effet de serre (t CO2 eq.)	915.8	39,936.3	14	115.7	40,981.7
Acidification (kg SO2 eq.)	5,464.7	231,385.2	454.1	214.9	237,518.9
Energie demandée (GJ)	14,153.6	2,663,832.6	3,035.7	738.4	2,680,283.6
Quantité d’eau utilisée (m <sup>3</sup> )	8,348.9	7,036,848.6	1,831.1	188.5	7,047,217
Déchets (t)	193.8	227,860.4	32.7	2,785.4	230,872.3
Odeur (Mm <sup>3</sup> air)	2,465.6	512,475.9	137.8	25.3	515,104.6
Dégradation du sol (m <sup>2</sup> )	--	--	--	--	3,920
Imperméabilité (%)	--	--	--	--	90

**Tableau 4 – Indicateurs environnementaux évalués par une ACV du quartier DV**

Impact	Construction	Utilisation	Renovation	Deconstruction	Total
Gaz à effet de serre (t CO2 eq.)	793.2	34,564.5	50.2	87.1	35,495
Acidification (kg SO2 eq.)	4,711.2	223,682.8	680.6	178.1	229,252.7
Energie demandée (GJ)	12,956.7	2,484,379.4	5,858.4	517.2	2,502,677.3
Quantité d’eau utilisée (m <sup>3</sup> )	8,053	6,994,998.1	3,526.7	152.1	7,006,729.9
Déchets (t)	170.7	227,363.6	45.1	2,37	229,906.3
Odeur (Mm <sup>3</sup> air)	2,107.4	414,680.5	177.9	20.6	416,986.4
Dégradation du sol (m <sup>2</sup> )	--	--	--	--	880
Imperméabilité (%)	--	--	--	--	90

Les deux tableaux précédents montrent qu'à l'échelle générale, le quartier DV a un impact sur l'environnement légèrement supérieur à celui du quartier SV. Bien sûr, cet impact est plus important sur certains indicateurs que sur d'autres, comme l'indicateur " Odeur " où l'impact est de 417 319,1 Mm<sup>3</sup> d'air pour le quartier SV contre 514,781,8 Mm<sup>3</sup> d'air pour le quartier DV. Il existe d'autres indicateurs pour lesquels l'impact est plus ou moins similaire quel que soit le type de quartier, comme l'indicateur "Eutrophisation" (307 334,2 kg PO4 eq. pour le quartier SV et 308 128,3 kg PO4 eq. pour le quartier DV). Il est nécessaire de normaliser les résultats de l'étude. Une

façon de le faire est de supposer qu'une variante, le quartier SV, sera choisie comme référence, et que tous ses résultats seront convertis en une valeur déterminée, 100, qui est sans unité, et les résultats de la seconde variante (quartier DV) seront calculés en multipliant chaque valeur de chaque indicateur par 100 et en la divisant ensuite par les valeurs du quartier SV de pour le même indicateur. Les résultats normalisés de l'ACV pour chaque phase du cycle de vie sont représentés sous forme de diagrammes radar. La variante "référence" est représentée au centre avec une valeur constante de 1 pour tous les indicateurs.

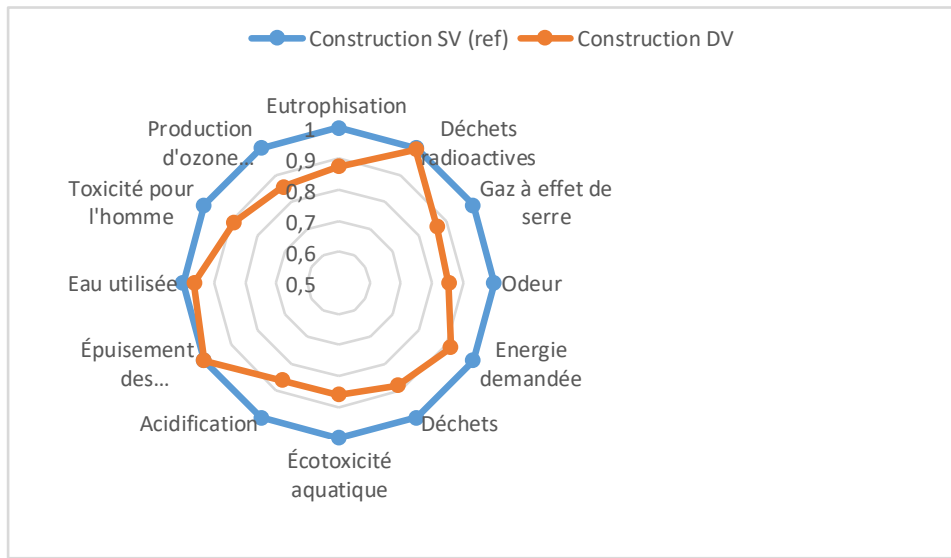


Figure 2 – Exemple d'un diagramme comparatif des impacts environnementaux entre les quartiers SV et DV pendant la phase de construction

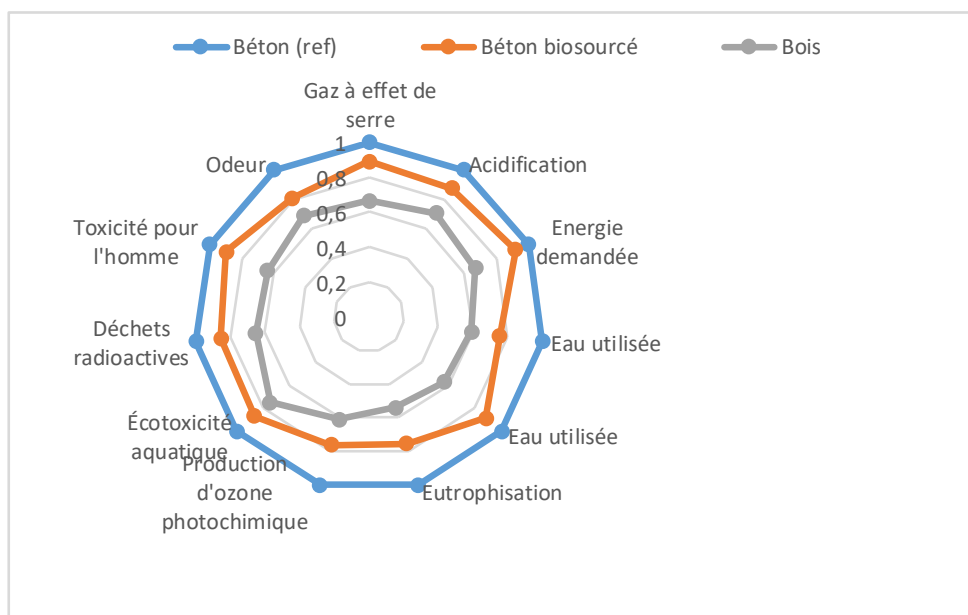


Figure 3 – Comparaison entre les impacts environnementaux des matériaux de construction

Nous observons une réduction des impacts environnementaux lors du passage du quartier SV au quartier DV, qui est due aux performances thermiques des fenêtres à double vitrage et à l'augmentation de l'apport solaire entraînant une réduction des besoins énergétiques. En plus, l'utilisation du bois est favorable lorsqu'il s'agit de réduire l'effet de serre, la production de déchets inertes et les odeurs, les indicateurs de toxicité humaine et d'eaux usées par exemple.

## V. Conclusions

Cette étude vise à évaluer le rôle de l'ACV à l'échelle du quartier, d'abord en soulignant en détail les différences entre l'ACV à l'échelle du bâtiment et du quartier. Le passage des bâtiments aux quartiers nécessite une analyse supplémentaire qui va au-delà de la nature du bâtiment (matériaux, structure, ...) et s'oriente vers une analyse dynamique des systèmes qui relient plusieurs bâtiments entre eux et avec leur environnement. Cela signifie qu'il faut analyser les impacts que les réseaux d'énergie, de déchets, d'eau et de transport ont sur l'environnement. La deuxième partie de ce travail consistait à réaliser une ACV d'un quartier français en cours de rénovation dans le cadre d'un projet européen appelé "RESPONSE". Dans les tests de simulation thermique dynamique, les résultats ont montré que le passage de fenêtres à simple, à double, puis à triple vitrage réduit les besoins de chauffage du bâtiment tout en augmentant les besoins de refroidissement. Cependant, cette transition entraîne également une augmentation du coût d'installation des fenêtres puisque l'installation de vitres supplémentaires entraîne un coût supplémentaire. Ce problème peut être atténué en évitant l'installation de fenêtres à triple vitrage et en optimisant plutôt les conditions thermiques à l'intérieur des bâtiments, telles que les conditions de ventilation, de chauffage, de refroidissement et d'éclairage, en diminuant la consommation d'énergie et les pertes de puissance dissipée. L'analyse cycle de vie a montré que l'installation de fenêtres à double vitrage donne de meilleurs résultats que les fenêtres à SV pour toutes les phases du cycle de vie, à l'exception de la phase de rénovation, car le renouvellement des fenêtres à double vitrage nécessite de doubler le nombre de vitres et, théoriquement, de doubler les impacts énergétiques et environnementaux qui accompagnent leur fabrication. La deuxième analyse ACV a évalué la différence entre une construction en béton, biosourcée et en bois. Les résultats ont favorisé la conception à base de bois pour certains indicateurs environnementaux évalués par l'ACV. Malgré les résultats prometteurs de cette étude, plusieurs problèmes se posent encore aux analyses du cycle de vie dans le secteur de la construction, notamment la fiabilité des données pour évaluer les impacts environnementaux précis des composants qui forment les quartiers.

## REFERENCES

Harter, Hannes, Verena Weiler, and Ursula Eicker. (2017). Developing a Roadmap for the Modernisation of City Quarters – Comparing the Primary Energy Demand and Greenhouse Gas Emissions. *Building and Environment*, 112: 166–76. <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2016.11.031>.

Singh, Amanjeet, George Berghorn, Satish Joshi, and Matt Syal. (2011). Review of Life-Cycle Assessment Applications in Building Construction. *Journal of Architectural Engineering* 17 (1): 15–23. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)ae.1943-5568.0000026](https://doi.org/10.1061/(asce)ae.1943-5568.0000026).

Loiseau, Eléonore, Guillaume Junqua, Philippe Roux, and Véronique Bellon-Maurel. (2012). Environmental Assessment of a Territory: An Overview of Existing Tools and Methods. *Journal of Environmental Management*. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2012.07.024>.

Cabeza, Luisa F., Lúdia Rincón, Virginia Vilariño, Gabriel Pérez, and Albert Castell. 2014. “Life Cycle Assessment (LCA) and Life Cycle Energy Analysis (LCEA) of Buildings and the Building Sector: A Review.” *Renewable and Sustainable Energy Reviews*. Elsevier Ltd.

Colombert, Morgane, Cédissia de Chastenet, Youssef Diab, Christophe Gobin, Grégory Herfray, Thibaut Jarrin, Bruno Peuportier, Charlotte Tardieu, and Maxime Trocmé. (2011). Analyse de Cycle de Vie à l'échelle Du Quartier : Un Outil d'aide à La Décision? *Environnement Urbain / Urban Environment* 5.

Lotteau, Marc, Philippe Loubet, Maxime Pousse, Emmanuel Dufrasnes, and Guido Sonnemann. (2015). Critical Review of Life Cycle Assessment (LCA) for the Built Environment at the Neighborhood Scale. *Building and Environment*. <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2015.06.029>.

Nematchoua, Modeste Kameni, José A. Orosa, and Sigrid Reiter. 2019. “Life Cycle Assessment of Two Sustainable and Old Neighbourhoods Affected by Climate Change in One City in Belgium: A Review.” *Environmental Impact Assessment Review* 78 (September). <https://doi.org/10.1016/j.eiar.2019.106282>.

Peuportier, Bruno, Emil Popovici, Mines De Paris, Centre Energie, and Bd St Michel. (2006). “Analyse de Cycle de Vie à l'Échelle Du Quartier.” *Ariadne*, 1–8.

Riera Pérez, Maria Gracia, and Emmanuel Rey. (2013). A Multi-Criteria Approach to Compare Urban Renewal Scenarios for an Existing Neighborhood. Case Study in Lausanne (Switzerland). *Building and Environment* 65: 58–70. <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2013.03.017>.

Trigaux, D., K. Allacker, and F. De Troyer. (2014). Model for the Environmental Impact Assessment of Neighbourhoods. *WIT Transactions on Ecology and the Environment* 181: 103–14. <https://doi.org/10.2495/EID140091>.

Mario J. Al Sayah , Pierre-Antoine Versini and Daniel Schertzer (2022). H2020 projects and EU research needs for nature-based adaptation solutions. *Urban climate* 48 :1-25 <https://doi.org/10.1016/j.uclim.2022.101229>

# Impression 3D à grande échelle au service de l'écologie marine

Alexandre MUSNIER

*Entreprise SEABOOST, groupe EGIS*

## RESUME

Présentation des avantages et inconvénients de la technologie d'impression 3D à grande échelle appliquée aux projets de constructions écologiques maritimes. L'innovation de la technologie d'impression 3D de matériau cimentaire à grande-échelle offre de nouvelles possibilités de conception et de construction de structures écologiques marines bio-inspirées plus performantes. Néanmoins cette technologie nécessite de s'inscrire dans une méthodologie de conception globale spécifique pour s'adapter aux contraintes du milieu marin (hydrodynamisme, méthodologie d'immersion, durabilité etc.). Cette méthodologie sera illustrée à travers plusieurs exemples du projet RECIF LAB LOT 4 qui a consisté à concevoir, fabriquer et immerger un village de récifs artificiels comprenant un récif artificiel de grandes dimensions destiné au développement de la biodiversité et à la pratique de la plongée loisir au large du Cap d'Agde (34). La structure du récif principal a été construite avec une solution mixte impression 3D/ béton armé pour répondre aux spécificités du projet. L'immersion a été réalisée en juillet 2021, après 2 ans de conception/construction

## Mots-clefs

Ecologie; écoconception; biomimétisme ; 3D large-scale; impression 3D; récif artificiel

## Les acteurs, les applications et les enjeux de l'impression 3D

Dans cet article, le terme impression 3D fera uniquement référence à l'impression à grande-échelle de matériau cimentaire.

De nombreuses entreprises en France, en Europe et dans le monde réalisent des pièces imprimées en 3D. A ce jour le modèle d'entreprise ayant investi dans l'achat d'une unité d'impression 3D et réalisant des prestations d'impression de pièces est très minoritaire voire inexistant. Les entreprises imprimant en 3D sont encore les entreprises qui ont développé la technologie d'impression et dont le business model est principalement la vente, le développement et l'entretien d'unité d'impression et non pas de pièces imprimées en 3D.

Chaque entreprise possède sa technologie propre concernant l'unité d'impression et le matériau mais, pour ce type d'impression 3D, toutes les technologies sont du type « FDM » (la matière est extrudée par couche qui en venant se superposer avec un possible léger décalage géométrique entre les couches qui va permettre la création des formes du design).

Le matériau 3D est un type de mortier cimentaire particulier avec un principe de formulation classique (eau, ciment, granulats fins type sable, éventuellement des fibres) et une adjuvantation particulière qui lui confère des propriétés de rhéologie et une cinématique de prise permettant la mise en œuvre par impression 3D. La maîtrise de la formulation, et en particulier de l'adjuvantation, sont les innovations qui différencient principalement les différents fabricants et constituent le cœur du savoir-faire. Le matériau présente généralement les mêmes caractéristiques qu'un mortier (avant mise en œuvre par impression 3D) avec une bonne résistance en compression de l'ordre de 40 à 90MPa et une faible résistance en traction. C'est un matériau fragile et peu tenace.

La robotique utilisée est composée de produits existants dans l'industrie pour des applications pour lesquels les caractéristiques (puissance, portance, précision, vitesse etc.) sont suffisantes pour une application d'impression 3D. De la même manière, les éléments de production et approvisionnement en matériau sont généralement des produits existants et commercialisés, destinés à d'autres applications mais adaptables. La plus-value d'une unité de production réside donc plutôt dans l'adaptation et la fiabilisation du système complet. A noter que les logiciels de conception, de slicing et de pilotage de l'unité d'impression sont aussi généralement propres au fabricant et développés spécifiquement par ce dernier.

Il existe principalement deux technologies de mise en œuvre du matériau :

- L'adjuvantation en tête: l'adjuvant est pompé séparément et rajouté juste avant l'extrusion du matériau au niveau de la tête de l'unité d'impression.
- L'adjuvantation au mélange: l'adjuvant est introduit lors du malaxage du matériau comme pour un béton classique.

Chaque type d'unité d'impression 3D et de matériau offre des possibilités de réalisation différentes et présente des contraintes, autant techniques qu'économiques. L'adjuvantation en tête



permet de limiter les contraintes techniques à l'impression et augmente donc la liberté de design architectural et la maîtrise du rendu de la pièce (finesse des cordons, pente admissible, régularité etc.). L'impression 3D avec adjuvantation en tête reste néanmoins significativement plus chère et moins répandue.

Le secteur de l'impression 3D est encore récent, les technologies et les acteurs évoluent rapidement nécessitant une bonne connaissance et une veille régulière de l'écosystème des entreprises d'impression 3D est un point important.

Il n'existe pas, à ce jour, de normes régissant l'utilisation de l'impression 3D tant concernant le mode constructif que le matériau de construction. Des commissions de normalisation travaillent actuellement en France, regroupant sur le sujet les acteurs du secteur de l'impression 3D et les acteurs de la régulation normative dans le domaine de la construction. Les établissements publics de recherche et d'innovation du secteur de la construction (CSTB, CERIB) accompagnent cette démarche notamment via la délivrance d'Appréciation Technique d'Expérimentation (ATEX) en cours pour des procédés liés à l'impression 3D à grande échelle appliquée au domaine de la construction.

La maîtrise de la formulation et du comportement du matériau est indispensable à la caractérisation du matériau imprimé préalable à une utilisation normée. L'enjeu se situe à deux niveaux :

- Tout d'abord la maîtrise du comportement du matériau frais (rhéologie et cinématique de prise) pour permettre la mise en œuvre par impression 3D. Ce sont ces caractéristiques qui vont guider les possibilités de design des pièces réalisées.
- Ensuite, la caractérisation du comportement du matériau durci mis en œuvre par impression 3D. Les caractéristiques mécaniques du matériau mis en œuvre par impression 3D diffèrent des caractéristiques intrinsèques du même matériau coulé dans un moule. Et ces caractéristiques sont aussi variables en fonction des paramètres et des conditions d'impression (vitesse et débit d'impression, température, hygrométrie etc.)

La connaissance et la caractérisation des propriétés mécaniques du matériau en s'appuyant sur des essais est importante, voir indispensable selon les applications visées. En effet, même sans s'inscrire dans une approche normative, il est nécessaire d'avoir les données suffisantes pour permettre de garantir même partiellement la tenue structurelle pour la construction ou l'exploitation (Par exemple dans notre domaine d'application : la résistance à la poussée du béton frais lors du bétonnage ou pour les opérations de levage lors de la construction et la résistance aux efforts hydrodynamiques engendrés par la houle en mer en exploitation).

De plus, il est apparu avec la multiplication de l'utilisation de l'impression 3D pour les applications de construction écologique marine que la maîtrise du comportement frais du matériau n'est plus suffisante. La fiabilisation du système d'impression pour minimiser les rebuts et les arrêts de production devient importante pour pouvoir produire à des niveaux économiques

et environnementaux raisonnables. En effet un arrêt ou une malfaçon lors de la fabrication d'une pièce n'est généralement pas rattrapable et peut générer une grande perte de matière et de temps d'impression, dégradant la performance et la faisabilité technico-économique pour des volumes de production significatifs.

### Intérêt de l'impression 3D

La technologie d'impression 3D est extrêmement performante et innovante pour la création de pièces avec un design biomimétique, organique et une forte complexité architecturale, en comparaison à des pièces préfabriquées en béton avec des méthodes classiques de mise en œuvre. Même avec des modes constructifs innovants (coffrages réalisés en usinage 3D par exemple) ou de matériaux innovants (béton CCV, BFUP ou autres), les contraintes liées à la matière et au décoffrage limite grandement les possibilités architecturales en comparaison de l'impression 3D.

L'impression 3D offre d'avantages de liberté de design et de conception. Ces qualités ne sont pas forcément liées à une optimisation économique et environnementale dans tous les secteurs de la construction. Mais dans les secteurs de l'écologie ou de la lutte contre l'érosion côtière marin, les structures construites ont une forte valeur ajoutée par rapport au coût de la matière nécessaire à la fabrication. De plus, la technologie d'impression 3D est aussi parfaitement adaptée aux petites et moyennes séries de production et même au production unique et sur-mesure car les coûts fixes de mise en production (conception, coffrage, matériel) pour une série sont minimales.

Les fortes contraintes architecturales, les possibilités d'intégrer des parties ne nécessitant pas de répondre aux obligations normatives et les coûts élevés de fabrication par les modes constructifs traditionnels sont les 3 raisons principales pour lesquels la 3D est utilisée dans le secteur de la construction écologique maritime de manière moins anecdotique que dans les secteurs de la construction classique.

### Les structures mixtes béton 3D/béton armé

La technologie d'impression 3D n'est pas utilisable « ad hoc » pour la réalisation de modules écologiques ou des modules de lutte contre l'érosion côtière. La technologie est utilisée pour créer des pièces et des parties imprimées en 3D qui seront intégrées au sein d'une structure mixte béton armé/matériau 3D qui formera le module final.

Les structure mixtes sont composées d'une partie en béton armé principalement coffrée par des peaux 3D d'épaisseur variable donnant le design de la structure.

De la même manière qu'il est intéressant d'utiliser plusieurs technologies d'impression 3D en fonction des caractéristiques technico-économiques recherchés pour les différentes parties de l'ouvrage, il est nécessaire de définir les parties des structures réalisées en impression 3D en fonction de ces mêmes critères.

Concernant les secteurs de l'écologie marine et de la lutte contre l'érosion côtière, l'impression 3D est préférentiellement utilisée pour :

- Les parties écologiques
- Les parties influant sur l'hydrodynamisme dans le cadre de la lutte contre l'érosion côtière
- La réalisation de « peau coffrante » à forte complexité ou pour les petites séries des parties en béton armé

L'impression 3D est utilisée pour les fonctionnalités les plus spécifiques des modules. Les modes constructifs classiques en béton armé restent plus adaptés aux fonctionnalités annexes ou supports :

- Résistance structurelle demandée dans le cas d'un ouvrage technique
- Résistance structurelle nécessaire pour la tenue dans le milieu (hydrodynamisme)
- Résistance structurelle au levage
- Lestage et liaison avec le substrat (dalle ou socle stabilisateur)

En complément, les possibilités techniques dues à l'assemblage d'éléments 3D dans une structure mixte permettent de s'affranchir de certaines contraintes de la fabrication 3D (faible pente, impossibilité de fermeture nette des volumes, nécessité de continuité des cordons etc.). Ainsi les structures mixtes créées sont biomimétiques et reproduisent au mieux les structures naturelles pour les espèces ciblées. Enfin, l'impression 3D permet un état de surface beaucoup plus rugueux et irrégulier à l'échelle centimétrique, et qui peut être travaillé (irrégularité, création de motif, modification des épaisseurs de cordon etc.). Cela permet d'avoir une surface plus favorable à la colonisation par les espèces marines.

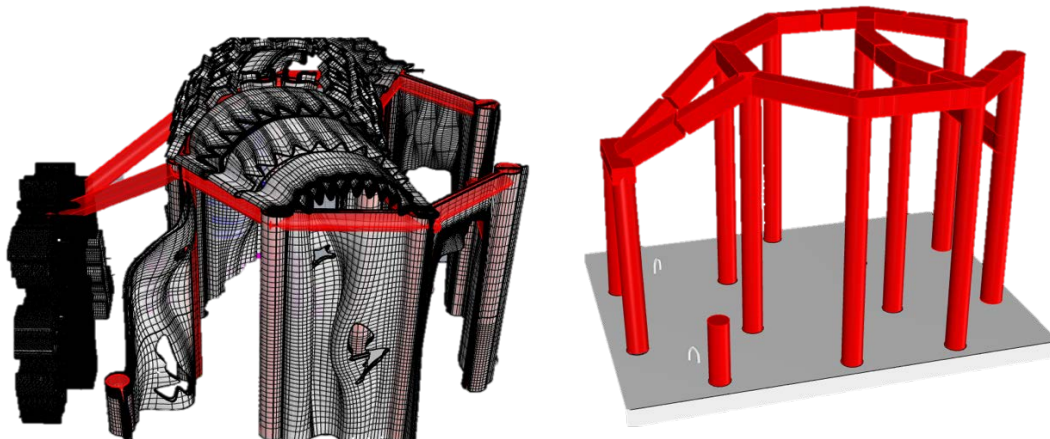


FIGURE 1. Illustrations d'une structure mixte béton armé/béton 3D avec en rouge les poteaux et poutres en béton armé coffrés par les éléments imprimés en 3D en noir (RECIF LAB–2021)



FIGURE 2. Photo de la réalisation d'une structure mixte avec en rouge les poteaux et poutres en béton armé coffrés par les éléments imprimés en 3D (RECIF LAB– 2021)

### Caractérisation des gains avec l'impression 3D

#### Performance écologique

Au fur et à mesure de l'utilisation de la 3D et du développement de solutions mixtes 3D/béton armé, une comparaison de la capacité de création de volume fonctionnel écologique par rapport au poids de matériau utilisé a été réalisée. Le volume fonctionnel écologique regroupe tout ou partie des fonctionnalités d'habitat, nurserie et garde-manger pour les espèces ciblées en fonction du design et du milieu.

La définition de volume fonctionnel écologique est basée sur l'expertise en génie écologique et sur la bibliographie existante au sujet des volumes fonctionnels écologiques des structures artificielles immergées. La valeur du ratio de volume fonctionnel écologique créé par tonne de matériau utilisé indiquée concerne uniquement les modules utilisant des matériaux type béton ou mortier principalement.

Ainsi à quantité de matière équivalente, l'impression 3D permet la création de 85% de volume fonctionnel écologique supplémentaire en moyenne par rapport à de la préfabrication classique (comprenant des modes constructifs et matériaux innovants : coffrages usinés en 3D, mortier projeté sur structure 3D, BFUP, CCV).

Les structures mixtes béton 3D/béton armé sont adaptées aux contraintes du milieu marin et minimisent la quantité de matériau nécessaire à la fabrication en utilisant le meilleur mode constructif selon la partie du module. En moyenne, une structure mixte 3D/béton armé permettra une amélioration de 50 à 70% du volume fonctionnel écologique à poids équivalent.

---

### Performance économique

---

Initialement, le cout de fabrication rapporté au volume fonctionnel écologique était bien supérieur pour la fabrication par impression 3D non intégrée dans une structure mixte (environ 2 à 3 fois plus cher).

Sur les 5 dernières années, la multiplication des conceptions/réalisations en impression 3D a permis de baisser significativement les ordres de grandeur des couts de fabrication par impression 3D au sein de solutions mixtes. Ainsi dans cette période, le cout de production rapporté au volume fonctionnel écologique créé est passé de 40% de surcoût à moins de 10% en moyenne (5% en comptant l'inflation en 2021-2022, l'inflation impactant moins l'impression 3D à la fois plus économe en matériel de coffrage, en consommables et en matières premières).

---

### Performance environnementale

---

Le gain de poids n'est pas toujours associé à une optimisation environnementale en termes de cout de déploiement. Avec le gain d'efficacité de la technologie de l'impression 3D (50 à 70% de volume d'habitat supplémentaire créé à poids égal pour une structure mixte), il a été constaté sur les projets une optimisation environnementale des opérations maritimes de 10% à 20% environ.

Pour cela, la conception intégrant une part d'impression 3D doit, encore une fois, être réalisée dans une démarche de conception globale complète, intégrant la définition des moyens maritimes de déploiement. Autant pour la faisabilité technique que pour l'optimisation environnementale.

Le gain sur les empreintes carbone de production et de déploiement indiquées sont des ordres de grandeur et ne constituent pas une démarche ACV normative. Il s'agit de calculs d'ordre de grandeur réalisés en interne par l'entreprise, basé sur des données bibliographiques et des outils internes dans le but de mieux quantifier et optimiser les impacts environnementaux des solutions retenues et de l'activité de l'entreprise.

L'impression 3D peut être couplée à l'utilisation d'un béton type CEM III pour la partie béton armé pour réduire encore l'impact environnementale (réduction de 45% concernant l'empreinte carbone pour la fabrication du ciment entre un béton type CEMIII/A et un béton type CEMI).

**FIGURE 3.** impact carbone en kg eq.CO<sub>2</sub>/T de ciment des différentes compositions en ciment des bétons (Source : ATHILH)

En complément, l'utilisation de laitier de haut-fourneau en substitution du clinker (pour les béton CEMIII) améliore la résistance du béton aux attaques chimiques du milieu marin et le béton possède un meilleur potentiel de colonisation par les organismes marins, ce type de béton possédant des caractéristiques de surfaces plus propices à la bio-réceptivité en milieu marin et donc à la colonisation.

### Avantage de l'impression 3D pour la conception itérative en génie écologique maritime

La présentation des avantages de l'impression 3D pour la conception itérative sur des projets de génie écologie maritime est présentée à travers l'exemple du projet RECIF'LAB LOT 4 réalisé entre 2019 et 2021.

Le projet RECIF'LAB est un démonstrateur de la transition écologique et énergétique lauréat du Programme d'Investissement d'Avenir (PIA) réalisé sur territoire maritime de la ville d'Agde. Le lot 4 du projet RECIF'LAB avait pour objectif général l'immersion d'un village de récifs **comprenant un module récif artificiel de grande dimension réalisé avec des modes constructifs et des matériaux innovants** comprenant des aspects biomimétiques visant à recréer les caractéristiques des zones naturelles rocheuses et coralligènes locales les plus riches de cette zone côtière.

Ce récif artificiel est destiné à la colonisation par les espèces marines et en remplissant un panel de fonctions écologiques (abris, alimentation, reproduction) le plus diversifié possible. En complément, il permet la pratique de la plongée loisir et devait donc prendre en compte les attentes et demandes des acteurs locaux de la plongée sous-marine pour être attrayant et détourner efficacement la pression anthropique exercée sur les zones naturelles de la zone.

L'ensemble des contraintes liées à ce projet ont conduit à un processus de conception itératif et multifactoriel nécessitant la prise en compte d'un bon nombre spécificités de conception. Le travail de conception a consisté à analyser et valider les points suivants tout en respectant le cahier des charges du client :

- Cadrage technique et écologique initial de service du récif artificiel
- Faisabilité technique des opérations maritimes : levage et manutention
- Stabilité hydrodynamique et géotechnique
- Résistance et durabilité des éléments 3D : transitoire et en service
- Résistance et durabilité du portique 3D : transitoire et en service
- Faisabilité technique du mode de fabrication en matériau 3D
- Faisabilité de construction de la partie béton armé
- Faisabilité économique

Dans ce cadre, une modification des caractéristiques du récif artificiel pour satisfaire un point de passage du cahier des charges entraînent la nécessité de revalider l'ensemble des points de passage préalables. Une méthodologie de conception a donc été mise en place pour permettre la conception et la validation des points du cahier des charges par itérations successives (en validant la faisabilité économique à chaque itération).

Au total, le projet a nécessité plus d'une vingtaine d'itérations sur le design, entraînant à chaque itération la revalidation de l'ensemble des points d'arrêt du cahier des charges. Ce mode de conception a nécessité une bonne vision et la prise en compte de l'ensemble des contraintes concernant le design, ainsi qu'une anticipation pour mettre en place des modélisations permettant la reprise des données d'entrées à chaque itération.

L'utilisation d'un mode constructif en impression 3D présentait d'importants avantages pour la mise en place de cette méthodologie :

- Le fichier 3D a été utilisé pour la conception et autant pour certaines phases de calcul structurel que pour la réalisation de la maquette de calcul en canal à houle de la stabilité hydrodynamique pour créer des modèles représentatifs et modifier/valider les itérations.
- La faisabilité technique d'impression 3D a pu être confirmée rapidement lors des itérations par validation conjointe du fichier 3D par les différents acteurs du projet.
- La mise en fabrication n'ayant pas nécessité de fabrication de coffrage ou d'utilisation de matériel spécifique, elle a pu débuter rapidement une fois les fichiers 3D définitifs réalisés et validés.
- Le même fichier 3D a été utilisé pour les ateliers de concertation et de conception, ainsi que pour la réalisation de maquette à échelle réduite pour les essais en canal à houle ou pour la présentation de design aux acteurs du projet.

Ainsi, il a été possible de réaliser la conception même avec un cahier des charges très contraint, tout en gardant la liberté de modification du design jusqu'au tout début de la phase de construction.

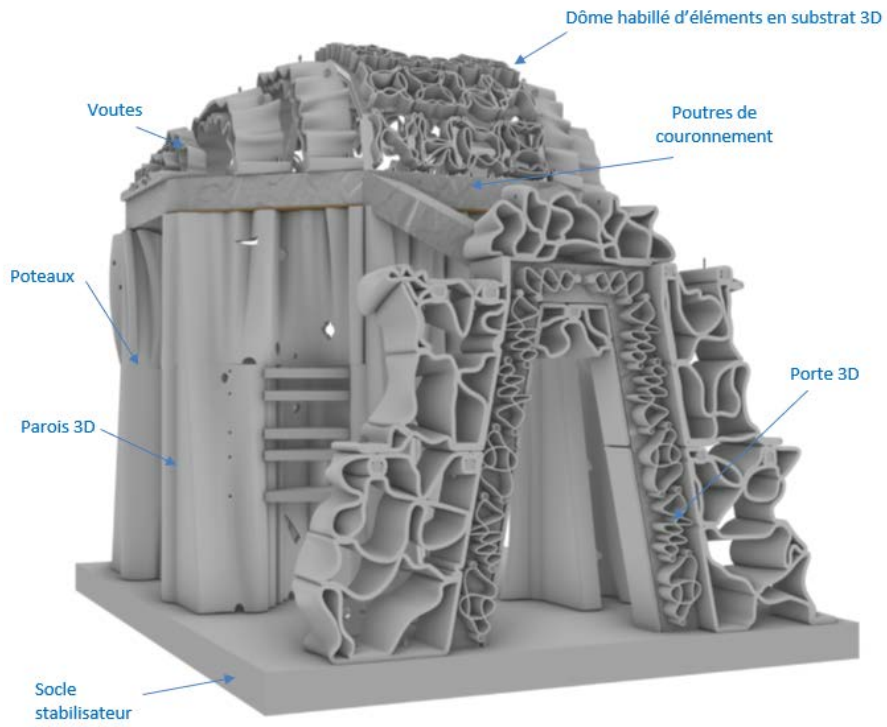


FIGURE 4. Illustration graphique du design final du récif artificiel principal (RECIF'LAB LOT 4)



FIGURE 5. Illustration graphique du village de récifs artificiels (RECIF'LAB LOT 4)



### Dimensionnement de structures mixtes béton armé/impression 3D

Les efforts hydrodynamiques s'appliquant sur les parois en impression 3D en milieu marin sont de l'ordre d'une à deux tonne(s) par m<sup>2</sup>.

Le calcul des charges pour le dimensionnement est effectué sur le modèle des formules de l'EUROCODE 1 (mais il ne s'agit pas d'une démarche normée dans le cas du matériau 3D) en considérant les éléments ci-après.

- G = charge permanente = Poids propre déjàugé
- Q ou W = Efforts hydrodynamiques

Les structures sont composées de deux cordons en impression 3D d'épaisseur et d'espacement variable et de formes diverses. L'espace entre les parois peut être laissé vide ou rempli par du béton armé. Les parois n'ont pas de rôle structurel hormis d'avoir la résistance suffisante pour reprendre les efforts de poussée du béton frais lors de la mise en œuvre et les efforts hydrodynamiques et les transmettre à la partie de la structure (portique) en béton armé.

La caractérisation du matériau 3D est effectuée sur la base des données et essais disponibles pour le matériau imprimé dans les directions parallèle et perpendiculaire aux couches d'impression (le matériau imprimé en 3D étant anisotrope). La méthodologie normative (Eurocode) est utilisée pour calculer les caractéristiques mécaniques à considérer ( $f_{ctk}$  0.05,  $f_{ctd}$ ,  $f_{ck}$  0.05,  $f_{cd}$ ,  $E_{cm}$  etc.), mais le calcul structurel des parois 3D ne s'inscrit pas dans une démarche normée. Il s'agit d'une démarche de caractérisation interne s'appuyant sur le corpus normatif Français et Européen.

Pour le dimensionnement de la structure global en béton armé, la résistance et la rigidité complémentaire amenée par la présence du matériau 3D autour de la structure en béton armé ne sont pas prises en compte. Il s'agit d'un choix de conception conservatif qui permet de rester dans une démarche normée pour le dimensionnement global de la structure en béton armé. De même, l'enrobage complémentaire amené par les peaux 3D n'est pas ou pas totalement considéré.

Le dimensionnement de la partie béton armé est fait selon une démarche normée (Eurocode 0-EN 1990; Eurocode 1-EN 1991; Eurocode 2-EN 1992) pour les phases transitoires de manutention et pour la phase de service en immersion en mer avec un retour de houle défini dans la note d'hypothèse.

Une note d'hypothèse spécifie les données d'entrées de conception comme pour n'importe quel ouvrage de génie civil. Par exemple d'un récif de principal RECIF'LAB LOT 4 :

- La durée de vie de la structure est de 30 ans.
- La classe structurelle de l'ouvrage est une classe S3.
- La classe d'exposition du béton est XS2 (Eléments structurels immergés en permanence).
- Le niveau de prévention exigé pour l'ouvrage par rapport aux risques de désordres dus à la réaction sulfatique interne et à leurs conséquences (caractérisation de l'environnement) est XH3.

- L'ouverture limite des fissures conformément à l'EN NF 1992-1-1-NA est  $W_{max} = 0,20$  mm sous combinaison quasi-permanente.
- Les armatures HA sont de nuance B500 B
- Le coefficient dynamique de levage retenu pour les opérations de manutention est 1.2

Enfin, une modélisation est effectuée pour valider la résistance des peaux 3D aux contraintes internes générées par les déplacements imposés du portique lors du levage et de l'application des efforts de houle maximum.

Pour cette partie du calcul concernant les peaux 3D, il n'existe pas de référence normative sur des valeurs minimums admissibles et tolérables pour les déplacements ou les contraintes du matériau 3D, la démarche est donc inspirée des EUROCODE mais non normée.

Le matériau 3D étant anisotrope, les contraintes ont été calculées dans les directions parallèle et perpendiculaire au sens dans le plan de la paroi. Les états de contraintes par direction sont comparés aux contraintes maximum admissibles par le matériau en conservant les coefficients de sécurité appliqués aux efforts hydrodynamiques et aux caractéristiques mécaniques du matériau 3D.

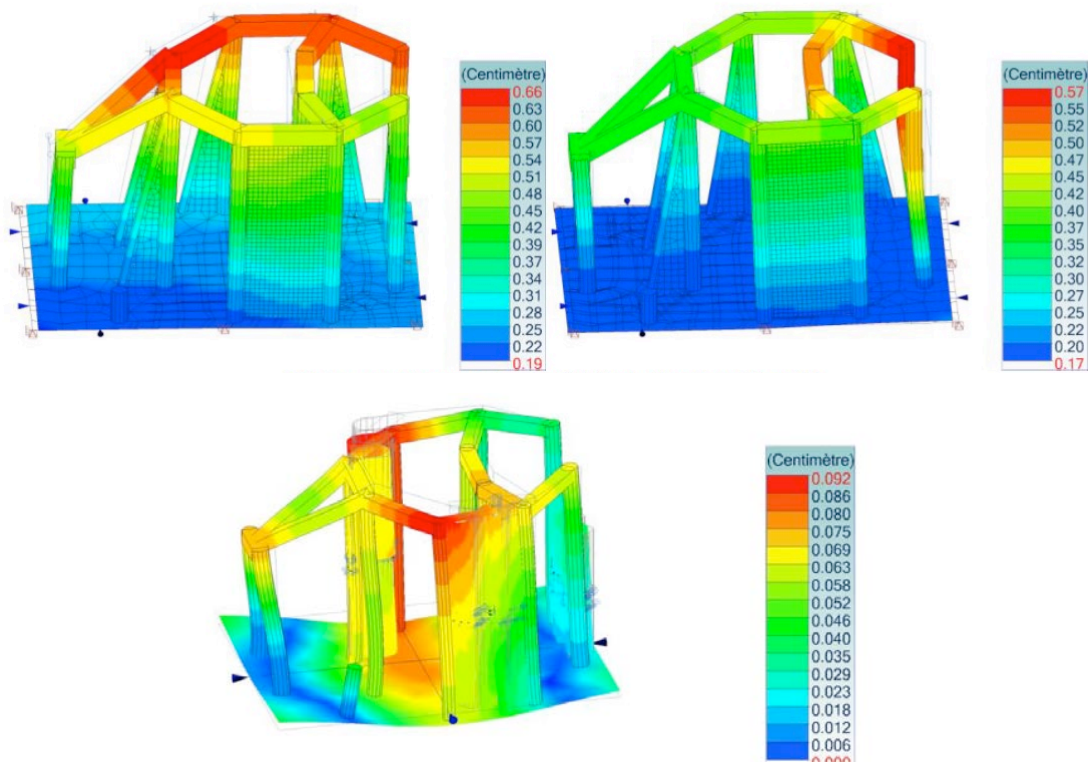


FIGURE 6. Illustration de la modélisation des déplacements sur la structure béton armé poteaux/poutres du projet RECIF'LAB lot 4 (2021)

## Conclusion

L'impression 3D et son environnement sont en plein évolution, son utilisation reste conscrée à des utilisations spécifiques pour des ouvrages ou parties d'ouvrages non structurels et dont les volumes de production sont faibles au regard des volumes de béton mis en œuvre chaque année dans le domaine du BTP. Néanmoins, l'impression 3D associée à une conception adaptée et à d'autres matériaux et modes constructifs permet de réaliser des ouvrages techniques en béton armé dont la liberté architecturale est plus grande et pour lesquels des optimisations environnementales et économiques sont améliorées. Ces ouvrages mixtes pourraient très prochainement être validés par les normes européennes de la construction (EUROCODE) et permettre à l'impression 3D de franchir une étape supplémentaire pour se démocratiser dans le monde de la construction de demain pour répondre à ses enjeux économiques, sociétaux et environnementaux.



# Effect of the level of compaction on the risk of thermal instability of compressed earth bricks

Rafik Abdallah<sup>1</sup>, H el ene Carrée<sup>1</sup>, Fionn McGregor<sup>1</sup>

<sup>1</sup> *Universit e de Pau et des Pays de l'Adour, E2S UPPA, SIAME, Anglet, France*

**RESUME :** Les mat eriaux en terre, une ancienne technique de construction, font  a nouveau la une des journaux en raison de leur capacit e  a relever les d efis environnementaux et économiques. De nombreuses études ont  t e men ees sur les propri etes thermo-hygro-m ecaniques mais leur r esistance au feu reste peu  tudi ee. Le travail pr esent e s'int eresse au comportement au feu des briques de terre crue compress ees. Diff erentes briques ont  t e fabriqu ees  a partir d'un m elange de terre et d'eau avec diff erents niveaux de compactage. Les briques sont conserv ees  a temp erature ambiante et  a 75 % H.R. jusqu' a stabilisation. Cette ambiance correspond  a une configuration d efavorable vis- a-vis du risque d'instabilit e thermique. Cela a  t e montrée par des travaux ant erieurs.

Deux essais au feu ont  t e r ealis es pour chaque configuration  a la petite échelle : deux briques test ees  a chaque essai. Ils ont montrée que le risque d'instabilit e est plus élevée pour des niveaux de compactage plus élevées. Une compacit e plus  lev ee conduit  a des  v enements d'écaillage plus nombreux et une perte de mati ere plus importante.

**Mots-clefs :** terre crue, brique de terre compress ee, niveau de compactage, haute temp erature, feu, instabilit e thermique

## I. INTRODUCTION

In order to contend with the current climate change, new construction materials had to be developed and used in the construction sector. Earthen construction materials were revealed a good solution in such circumstances. Their significance in this sense stems from their nature as materials with low environmental impact, abundance in nature, and ease of recyclability. This material has been studied in almost all of its hygro-mechanical aspects in order to meet the recommendations for its use in buildings. However, one of its behaviors, high temperature and fire behavior, has been given little attention. This latter behavior is important to consider when designing a building because it concerns the material's load bearing capacity in the event of a high temperature rise and a fire inside the building. The high temperature behavior of fired earth bricks and clays, that is, bricks exposed to temperatures greater than 1200 C for extended periods of time, has been known and mastered since ancient times. However, the high temperature heating associated with a fire that occurs at a very rapid rate on wet bricks is rarely reported. This can lead to the appearance of an instability risk that is still not well known.

There is very little existing research that discusses the fire behavior of earthen materials at the small scale level of bricks. Apte et al. (2008) observed that earthen materials can act positively as a barrier to oxygen transmission in their study of heating earthen samples with radiant panels rated at 30 and 50 kW.m<sup>-2</sup>. Pr eeron et al. (2017) carried out another experiment that displayed the

insulation criteria of earthen materials after exposing earthen blocks to a high heating temperature of 800°C in an oven. They also revealed that these materials could not ignite themselves after being heated with a radiant heat source and then subjected to ignition time and extinguishability tests. Moreover, Beckett et al. (2019) deduced that rammed earthen materials can remain intact during and after heating after conducting tests with unidirectional heat fluxes of 20, 35, and 50 kW.m<sup>-2</sup>. Furthermore, the most recent studies on earthen materials under fire were conducted by Abdallah et al. (2022). They exposed raw earth and cement stabilized bricks with varying water contents to fire at a very fast heating rate following the ISO 834-1 fire curve (International standard, 1999). They discovered that both water content and cement stabilization could have huge impact on earthen material thermal stability. A feature that could affect the functionality of those materials in dwellings if they exhibit some thermal instability caused by the peeling of their surface layers. Abdallah (2022) continued and conducted a deeper analysis of this test, in which further profound tests were performed on compacted raw earth and cement stabilized bricks to check the influence of water and cement content on the thermal gradient evolution in those bricks subjected to fire. The obtained results of thermal stability and instability of the tested bricks under fire suggested that a coupling of thermo-hydro-mechanical phenomena could be behind the obtained behavior.

Much fewer tests were carried out at the wall scale testing level. Byrne (1982) tested a compressed earth block wall exposed to an ISO fire for four hours and demonstrated that it had an insulation property with a maximum central deflection of only 24 mm at the end of the test. After being exposed to ISO fire for two hours, Buson et al. (2013) discovered that earthen walls containing kraft paper could prevent the passage of flames, smokes, and hot gases. Another ISO fire test on compressed cement stabilized earth blocks confirmed the insulation and integrity criteria of earthen material in Ferreira et al. (2019) wall 's scale study .

This paper discusses the effect of compaction levels on the thermal instability risk of raw earth bricks. Fire tests were conducted, on compacted raw earth bricks at compaction levels of 5, 15, 30 and 50 MPa applied during their fabrication process. An ISO 834-1 fire was used to test the bricks. Some bricks exhibited thermal stability, while others exhibited an instability that intensified with increasing compaction pressures. It was presumed that the increased pore pressure in compacted raw earth bricks caused by higher compaction pressures contributed in the reported occurred thermal instabilities.

## II. Material and methods

### A. Materials used

The soil for the current experiment was supplied from Nagen Brickwork Factory in Toulouse, France. The soil used is typical for the production of standard fired bricks. This soil has been earlier characterized and classified (Bruno, 2016; Bruno et al., 2019) as a silty-clay soil with medium plasticity, consisting of 16.3% clay (0.002 mm), 42.9% silt (0.002-0.063 mm), 40.4% sand (0.063-2 mm), and 0.4% gravel (>2 mm) with an optimum Proctor density of 1948 kg.m<sup>-3</sup>.

### B. Sample fabrication and equalization

Raw earth samples were produced by mixing soil and water. The soil was oven dried for 3-4 days at 80°C until there was a 0.1% mass difference between the two consecutive mass daily measurements taken. To achieve different compaction levels in the samples, each raw earth sample was mixed with its required optimum amount of water content (percentage of dry weight of soil) to achieve its targeted optimum density and compaction level (Bruno, 2016).

Water and soil were mixed for a period of 10 minutes in a planetary mixer to obtain a homogenous phase. After that, bricks were double compacted in a mold to have a dimension of 20x10x5 cm<sup>3</sup>. A dimension recommended as to be close to the ones of the standard fired clay bricks (21.5x10.25x6.5 cm<sup>3</sup>) used in the United Kingdom (BS 3921, 1985). Double compaction was followed to ensure having a uniform stress in the sample (Bruno, 2016). Compaction levels of 5, 15, 30, and 50 MPa were set as targets. As a result, the samples were given the notations **SW5**, **SW15**, **SW30** and **SW50**. Note that to attain desired compaction levels in each of the fabricated samples, soil was mixed with the optimum amount of water content (percentage of dry weight of soil) to attain the desired optimum density and thus the intended compaction level (Bruno, 2016).

The bricks were then sealed inside plastic bags for 28 days. A period determined to be necessary to ensure a uniform distribution of water content throughout the sample, allowing for stronger bonding between soil particles. Following that, samples were set for an equalization period of 15-16 days in a climatic chamber at a relative humidity of 75 %. This equalization stage was necessary to eliminate the potential influence of different hygroscopic conditions on the measured mechanical properties of the material (Bruno, 2016; Bui et al., 2014). This time period was also found sufficient to ensure a 0.1% difference in mass between the two consecutive daily measurements (Bruno, 2016). Besides that, the previous research of Abdallah (2022) and Abdallah et al. (2022) found that the RH level of 75 % corresponds to an unfavorable configuration in regard to the risk of thermal instability of compressed earth bricks, which is why it was chosen.

The table below (Table 1) lists some of the properties of the fabricated samples. Where the humid density value represents the density of the sample after 75 % RH equalization, which is taken at the time of testing. The density value is the average of two samples' densities. As for water content, it is expressed as a percentage of dry mass (dried at 80°C) on a single sample following the equalization period.

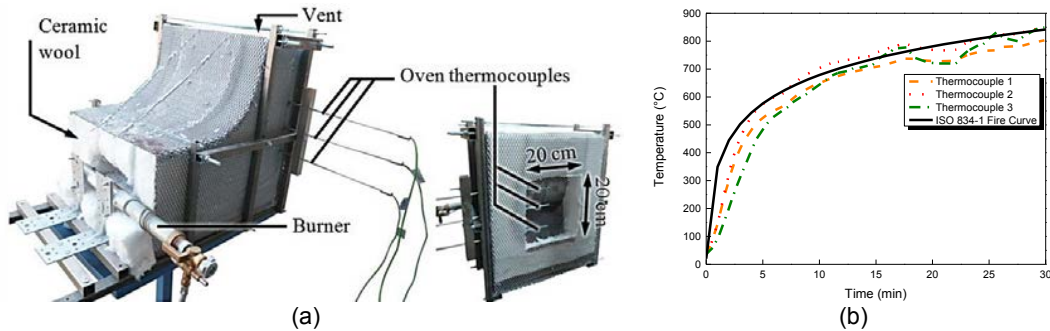
**Table 1. Properties of the fabricated samples**

Property	SW5	SW15	SW30	SW50
Humid density (kg/m <sup>3</sup> )	2090	2246	2297	2399
Water content (%)	3.65	3.53	3.48	3.46

### C. Fire test setup

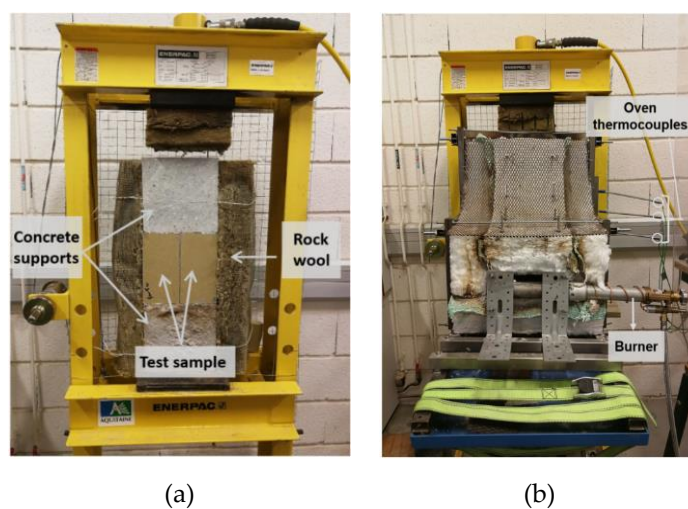
Before beginning the fire test, the bricks were laterally wrapped by an aluminum foil with a high temperature resistant glue that could withstand a maximum temperature of 800°C to prevent moisture from escaping from the edges of the bricks during the fire test. The fire test was carried out on the bricks with the help of a mobile gas furnace outfitted with a linear gas burner (Figure 1a) backed by butane gas. To record the temperature, three K-type thermocouples were placed at

4, 10, and 16 cm from the bottom of the furnace opening (20 x 20 cm<sup>2</sup>) and 1 cm from the heated face of the tested samples. During the test, the gas pressure was manually adjusted so that the temperature measured with the three thermocouples close to the heated surface follows the ISO 834-1 standard fire curve (Figure 1b).



**Figure 1.** (a) Mobile gas furnace (b) Fire curves of a tested sample (ISO 834-1 and recorded temperature of thermocouples)

For the fire test procedure, and to adjust the 20 x 20 cm<sup>2</sup> furnace opening, two bricks of the same composition were installed next to each other without any joint in between (Figure 2a). Bricks were placed between two fiber reinforced concrete blocks acting as a support. The bricks were placed vertically as a small-scale representation testing for the tests that can be applied on larger wall scale tests. An upcoming experimental program will test additional orientations and methods of brick fabrication. This is to see if the orientations of the bricks and their anisotropy (given the method of fabrication) contribute to the overall fire behavior. The entire setup was then laterally insulated by a 12 cm rockwool to ensure unidirectional heat flow (Figure 2b). The test will last 30 minutes except if the instabilities led to the collapse of the bricks. The complete test setup and procedure can be found in the study of Abdallah et al. (2022). Two fire tests were performed for each of SW5, SW15, SW30 and SW50 samples without the application of any extra load. Only two tests were performed because previous research of Abdallah et al. (2022) proven that the fire behavior of earth bricks can follow a reproducible pattern with only two tests.



**Figure 2.** (a) Setup before fire test: two bricks placed together per single test with lateral sides insulated with rock wool (b) Setup during fire test

III. Results

An analysis criterion was established, which would be followed by analyzing the behavior of the bricks during and after the fire test (Abdallah et al., 2022). As a result, the process of analyzing the fire behavior of the tested samples began the moment the test started. Some samples showed thermal instabilities corresponding to surface layer detachment in the form of broken pieces (Figure 3), falling away from the setup. Concrete samples have been observed to exhibit this type of behavior when they are exposed to fire and it is known as spalling (Miah, 2017). These instabilities are accompanied by a sound which shows us the occurrence of this thermal instability. The number and time of instabilities that occurred for both performed tests of each sample type were tracked throughout the fire test and are presented in Table 2.

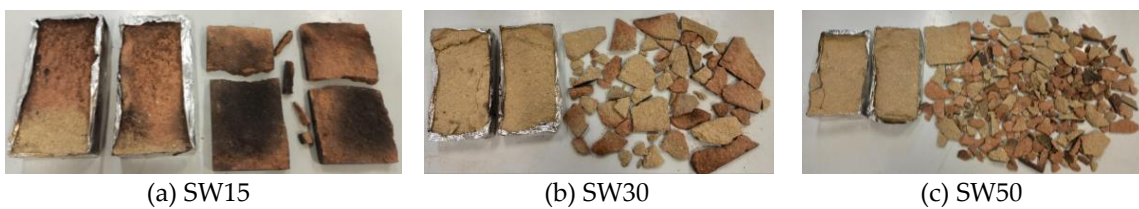


Figure 3. Thermal instable samples (a) SW15 (b) SW30 (c) SW50

Table 2. Number of occurring instability events and their respective occurrence time

Sample name	Equalizing condition (% RH)	Number of events	Time of instability event (min)	End of test (min)	
SW5	75	0	--no instability--	30	30
		0		30	
SW15		2	13/14	30	22
2		13/14	14		
SW30		4	7/ 9 / 11 / 12	13	12.5
		4	7/ 10 / 11 / 12	12	
SW50		6	7 / 8 / 10 / 11 / 13/ 15	15	15
		10	5/ 6/ 6 / 9 / 10 /11/ 13 /13/14/15	15	

Following the end of the test, both thermal stable and non-stable samples were quantified. Water mass loss was calculated for the stable ones. In the case of non-stable ones, the number of broken pieces, mass loss due to these broken pieces and water loss are calculated. The quantifications are presented in Table 3. More details about the calculations of these mass losses can be seen from Abdallah et al. (2022).



**Table 3. Quantification of thermal stability and instability of tested bricks**

Sample name	Equalizing condition	Average number of broken pieces (retained by a 10 mm sieving)	Average percentage mass (%) of broken pieces	Average total mass loss (%) (broken pieces + water loss)
SW5	75 % RH	0	0	4.73
SW15		7	33.31	38.06
SW30		53.5	27.27	32.56
SW50		264	28.51	36.81

#### IV. Discussion

During a fire test, the material is normally subjected to thermal stresses caused by the generated thermal gradients. Along with these thermal stresses, the water within the material begins to evaporate, and the temperature evolution of the material is disrupted as a result of the energy absorption. When the water evaporation process begins, some of the water vapor migrates outside of the sample from its heated face, while the remaining portion migrates to the deep inner colder regions within the sample's core material. Condensation of the water could occur at this level, forming a tight layer (called a moisture clog for concrete) and limiting the vapor from being released (Consolazio et al., 1998, 1997; Schneider and Horvath, 2002; Zeiml et al., 2006). This can later contribute in a buildup of pore pressure inside the sample, which can put a lot of stress on the capillary pores inducing a high level of unbearable stresses along with the already existing thermal stresses from thermal gradients during the increase in temperature from fire. These factors could lead to breaking and peeling of the surface layers; a condition known as thermal instabilities. As a result, a coupled thermo-hydro-chemo-mechanical phenomenon could occur in such a behavior. This is typically the case in concrete samples; however, due to their porous mineral structure, a parallel can be drawn between soil and concrete. As a result, this was presumed to happen inside the earthen materials exposed to fire (Abdallah, 2022; Abdallah et al., 2022).

The results of the fire tests, according to Table 2, Table 3 and Figure 3 display that thermal instabilities were observed in SW15, SW30, and SW50, whereas SW5 was the only sample that happened to exhibit a thermal stability during this high heating rate test. SW5 demonstrated zero instability events in both tests and an average duration of 30 minutes, which is the entire duration of the test. It also revealed a 4.73% average mass loss corresponding to only water evaporation of the sample during its fire testing (Table 3). However, higher compacted samples all showed instabilities that varied with compaction level. SW15 presented two instability events per test, with seven broken pieces and a mass loss of 38.06%. As a normal result of the instability events, the mean test duration decreased to 22 minutes. With the SW30 samples, the number of events increased to an average of 4 events per test, with 54.5 average broken pieces and a relative mass loss of 32.56%. The mean test duration decreased as the number of thermal instability events increased, eventually reaching 12.5 minutes. Lastly, the SW50 sample had the highest propensity for instability, with an average test duration of 15 minutes per test. This was demonstrated by the high number of instability events, which averaged 7.5 per test. The average mass loss of broken

pieces and total mass loss were slightly higher than SW30 but lower than SW15. However, the number of broken SW50 pieces increased significantly to an average of 264 pieces (Figure 3), indicating that the highest energy of instability was exerted in this SW50 sample.

According to the proposed theory of a thermo-hydro-chemo-mechanical coupling occurring inside earthen materials and the experimental results, it is anticipated that the pore pressure build-up has played a significant role in the overall fire behavior of the tested samples. This point supports the previously raised point in the study of Abdallah et al. (2022). More compacted material is more particularly prone to thermal instabilities owing to its more compacted microstructure. This can be seen from the density values in Table 1 which showed higher density values (accompanied by lower water contents) with higher compaction levels, and a probable lower permeability, which can lead to a higher risk of pore pressure build up on the formed moisture clog inside the earthen material. This is demonstrated by the fact that the least compacted material (SW5) revealed a thermal stability tendency. Meanwhile, as compaction stresses rise from 15 to 50 MPa (SW15, SW30, and SW50), thermal instabilities started to appear. And, among the thermally unstable samples, SW50 had more thermal instabilities than SW30, and SW30 had more than SW15. This was explained by the quantification of the tracked number of instability events and the corresponding mass loss of the spalled pieces.

#### IV. Conclusion and perspectives

The current study attempted to shed light on the effect of increasing compaction pressure on the fire behavior of compacted raw earth samples. Fire tests were carried out on four different materials, each corresponding to a different compaction pressure. A rapid heating ISO 834-1 fire was applied to test compacted raw earth samples of 5, 15, 30, and 50 MPa, with the respective nomenclature of SW5, SW15, SW30, and SW50. Thermal stability of the least compacted sample with 5 MPa (SW5) and thermal instabilities with SW15, SW30, and SW50 were revealed.

The increase in compaction pressure resulted in more thermal instabilities, more instability events, and more broken pieces, resulting in a relative increase in mass loss and a clear normal outcome decrease in test duration. Higher compaction pressure is believed to have permitted for a substantial rise in pore pressure buildup inside the material, which made it more prone to thermal instabilities by inhibiting the release of formed pore pressure from water evaporation.

Further tests can be performed to acquire a better understanding of the material's porosity and residual permeability as a function of temperature in order to develop a stronger hypothesis and even attempt to prove the interference of pore pressure build up and its influence on earthen materials exposed to fire.

#### REFERENCES

Abdallah, R., 2022. The influence of thermal gradients on the fire behavior of raw earth and cement stabilized bricks at various water contents. Presented at the RUGC 2022 – Prix René HOUVERT, AJCE. <https://doi.org/10.26168/ajce.40.1.81>

- Abdallah, R.I., Perlot, C., Carré, H., La Borderie, C., EL Ghoche, H., 2022. Fire Behavior of Raw Earth Bricks: Influence of Water Content and Cement Stabilization. *Constr. Technol. Archit. Trans Tech Publ. Ltd.*
- Apte, V., Griffin, G.J., Paroz, B.W., Bicknell, A.D., 2008. The fire behaviour of rendered straw bales. *Fire Mater.* 32, 259–279.
- Beckett, C., Kazamias, K., Law, A., 2019. Investigation into the high temperature behaviour of unstabilised rammed earth. Presented at the Fifth International Conference on Sustainable Construction Materials and Technologies, London, p. 12.
- Bruno, A.W., 2016. PhD Thesis. Hygro-mechanical characterisation of hypercompacted earth for building construction. Université de Pau et des Pays de l'Adour, France.
- Bruno, A.W., Gallipoli, D., Perlot, C., Mendes, J., 2019. Optimization of bricks production by earth hypercompaction prior to firing. *J. Clean. Prod.* 214, 475–482.
- BS 3921, 1985. Specification for clay bricks.
- Bui, Q.-B., Morel, J.-C., Hans, S., Walker, P., 2014. Effect of moisture content on the mechanical characteristics of rammed earth. *Constr. Build. Mater.* 54, 163–169.
- Buson, M., Lopes, N., Varum, H., Sposto, R.M., Real, P.V., 2013. Fire resistance of walls made of soil-cement and Kraftterra compressed earth blocks: Soil-Cement and Kraftterra CEBs. *Fire Mater.* 37, 547–562.
- Byrne, S.M., 1982. Fire resistance test on a loadbearing masonry wall of 25 cm thick adobe block work.
- Consolazio, G.R., McVay, M.C., Rish III, J.W., 1998. Measurement and prediction of pore pressure in saturated cement mortar subjected to radiant heating. *ACI Mater. J.* 95, 525–536.
- Consolazio, G.R., McVay, M.C., Rish III, J.W., 1997. Measurement and prediction of pore pressure in cement mortar subjected to elevated temperature, in: L. T. Phan, N.J. Carino, D. Duthinh, E. Garboczi (Eds.). Presented at the Proceedings of the International Workshop on Fire Performance of High-Strength Concrete, NIST, Gaithersburg, Maryland, pp. 125–148.
- Ferreira, D.M., Luso, E., Cruz, M.L., Mesquita, L.M.R., Gontijo, G., 2019. Fire behaviour of ecological soil-cement blocks with waste incorporation: Experimental and numerical analysis.
- International standard, 1999. ISO 834-1. Fire resistance tests -- Elements of building construction. International Organization for Standardization.
- Miah, M.J., 2017. PhD Thesis, The Effect of Compressive Loading and Cement Type on the Fire Spalling Behaviour of Concrete (PhD Thesis). University of Pau and Pays de l'Adour.
- Préneron, A.L., Aubert, J.-E., Magniont, C., Lacasta, A., Haurie, L., 2017. Fire behavior of bio-based earth products for sustainable buildings. Presented at the ICBBM & EcoGRAFI, RILEM Publications SARL, p. 13.
- Schneider, U., Horvath, J., 2002. Abplatzverhalten an Tunnelinnenschalenbeton [Spalling of concrete for tunnel linings] (in German).
- Zeiml, M., Leithner, D., Lackner, R., Mang, H.A., 2006. How do polypropylene fibers improve the spalling behavior of in-situ concrete? *Cem. Concr. Res.* 36, 929–942. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2005.12.018>

# Comportements Mécaniques des Bétons Formulés par des Déchets Plastiques

Taibi Houria<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Laboratoire LM2SC. Université des sciences et de la technologie Mohamed Boudiaf Oran, Algérie

**RESUME** Pour étudier le comportement mécanique des bétons formulés par des déchets plastiques, deux cent treize valeurs d'essais référencés ont été collectés et analysés. Pour toutes ces valeurs d'essais, il a été examiné, les effets de l'incorporation des déchets plastiques sur l'état des bétons frais, à savoir, les comportements des affaissements et des densités, ainsi que, les effets de l'incorporation des déchets plastiques sur l'état durci des bétons, à savoir, les comportements des résistances à la compression à 28 jours, des résistances à la traction à 28 jours et des modules d'élasticité. Dans les cas analysés, les bétons devenaient de plus en plus ferme à mesure que le ratio des déchets plastique augmentait ; et, quelle que soit la morphologie et les dimensions des granulats des déchets plastiques, la densité du béton, les résistances à la compression, les résistances à la traction et les modules d'élasticité diminuent à mesure qu'augmente la teneur en agrégat de plastique.

**Mots-clefs** Comportement, Mécanique, Bétons, Déchets, Plastiques.

## I. INTRODUCTION

Le monde est confronté à la problématique de la récupération et du recyclage des déchets plastiques. Ces déchets plastiques, quels que soit leurs origines, ne sont pas biodégradables et contribuent aujourd'hui à une pollution qui s'avère dangereuse. En parallèle, la demande sur le béton est de plus en plus importante. Cette sollicitation sur le béton induit à une surconsommation des granulats naturels. Ce qui peut entraîner, à brefs ou moyen terme, une rareté des gisements naturels locaux. La solution à cette double problématique pourrait être la substitution d'une partie des granulats naturels par des déchets plastiques dans la fabrication des bétons. Dans cette logique, s'inscrit l'objet de cette étude. Le but est donc d'analyser l'effet de l'incorporation des déchets plastiques sur les comportements mécaniques des bétons. A cet effet, deux cent treize valeurs d'essais référencés ont été collectées et analysées. Les échantillons rassemblés sont représentatifs des bétons produits par les différents chercheurs. Les caractéristiques des déchets de plastiques, correspondant aux essais référencés, sont répertoriées sur le tableau 1. Les natures des déchets y sont mentionnés, à savoir : (HDPE) pour le polyéthylène haute densité, (LDPE) pour le polyéthylène basse densité, (PET) pour le polyéthylène téréphtalate, (PVC) pour le polychlorure de vinyle, (PP) pour le polypropylène, (WFSCC) pour les fibres de déchets de sacs plastiques, (N.I) non identifié, (MPW) pour les fibres de polypropylène métallisés, et (HDPI) pour le polystyrène à haute résistance aux chocs. Les dimensions des déchets y sont citées. Le pourcentage de substitution des déchets incorporés, y sont également listés.

**TABLEAU 1.** Caractéristiques et pourcentages des déchets utilisés pour les essais référenciés recueillis

Essais	Nature des déchets plastiques	Dimensions Déchets [mm]	Pourcentage volumique de déchets plastiques incorporés (%)						
			0	5	10	15	20	25	30
Abdulrahman	LDPE	≤ 5 mm	0	5	10	15	20	25	30
Belmokaddem(a)	HDPE	≤ 8 mm	0	25	50	75	-	-	-
Belmokaddem(b)	PVC	≤ 8 mm	0	25	50	75	-	-	-
Belmokaddem(c)	PP	≤ 8 mm	0	25	50	75	-	-	-
Boucedra(a)	WFSCC	≤ 4 mm	0	25	50	75	-	-	-
Boucedra(b)	WFSCC	≤ 4 mm	0	25	50	75	-	-	-
Aldahdooh	LDPE	≤ 5 mm	0	15	30	45	-	-	-
Sheelan(a)	LDPE	≤ 4 mm	0	2.5	5	7.5	10	12.5	-
Sheelan(b)	N.I	≤ 1 mm	0	2.5	5	7.5	10	12.5	-
Bhogayata(a)	MPW	≤ 5 mm	0	0.5	1	1.5	2	-	-
Bhogayata(b)	MPW	≤ 10 mm	0	0.5	1	1.5	2	-	-
Bhogayata(c)	MPW	≤ 20 mm	0	0.5	1	1.5	2	-	-
Olofinnade(a)	HDPI	≤ 2 mm	0	10	30	50	-	-	-
Olofinnade(b)	LDPE	≤ 2 mm	0	10	30	50	-	-	-
Saikia(a)	PET	≤ 6 mm	0	5	10	15	-	-	-
Saikia(b)	PET	≤ 2 mm	0	5	10	15	-	-	-
Saikia(c)	PET	≤ 4 mm	0	5	10	15	-	-	-
Faraj(a)	pp	≤ 8 mm	0	10	20	30	40	-	-
Faraj(b)	pp	≤ 8 mm	0	10	20	30	40	-	-
Chunchu	HDPI	≤ 3 mm	0	10	20	30	40	-	-
Sadrmomtazi	PET	≤ 5 mm	0	5	10	15	-	-	-
Azdapour	PET	≤ 5 mm	0	10	20	30	-	-	-
Abbas	PET	≤ 5 mm	0	5	10	15	20	-	-

## II. PROGRAMMES D'ESSAIS

Pour chaque étude référenciée, des programmes d'essais ont été organisés pour étudier les propriétés des bétons à l'état frais et à l'état durci. Ces bétons sont formulés par des déchets plastiques. Les déchets plastiques sont introduits, pas à pas, en remplacement des granulats naturels.

Les caractéristiques, la morphologie, et les taux de substitution des déchets plastiques, diffèrent d'une étude à une autre (tableau 1).

Pour tous les essais analysés, les caractéristiques du béton de référence avec 0 % de déchets plastiques, formulés uniquement avec des granulats naturels, ont d'abord été mesurées.

Ensuite, des échantillons de béton, dans lesquels les agrégats naturels ont été remplacés par des déchets plastiques, ont été produits. Les taux de substitution sont propres à chaque étude (tableau 1). Les caractéristiques mécaniques des bétons produits ont, ainsi, été établis.

### III. EFFET DE L'INCORPORATION DES DECHETS PLASTIQUES SUR LES COMPORTEMENT DES BETONS A L'ETAT FRAIS

Trente-neuf valeurs d'essais documentées pour les affaissements ont été collectées, analysées et reportées sur la figure 1. De même, trente-cinq valeurs d'essais référencées ont été collectées et analysées pour l'étude de la densité. Les différentes valeurs ont été reproduites sur la figure 2.

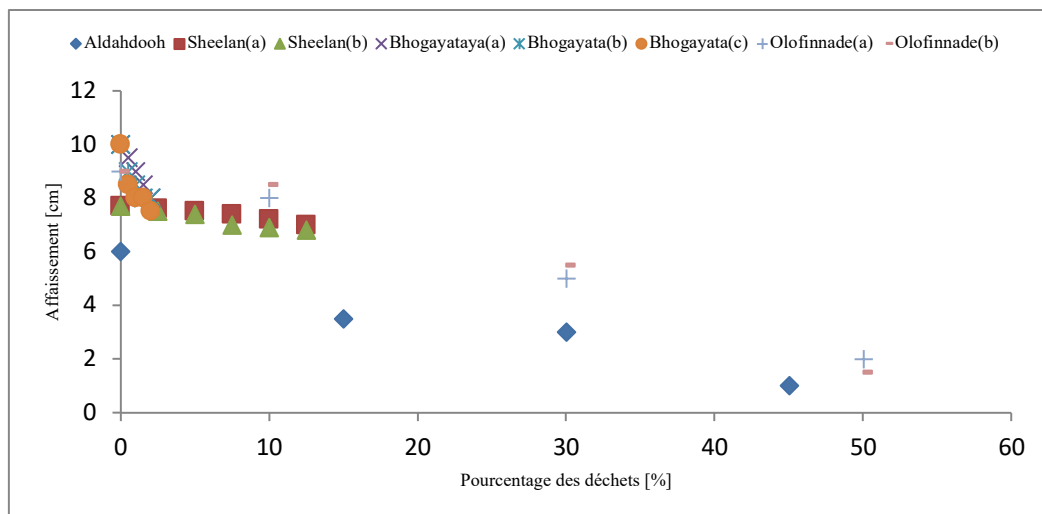


FIGURE 1. Variation des affaissements des différents essais référencés

Il a été observé que les courbes des valeurs des affaissements sont décroissantes. Dans les cas analysés, les bétons devenaient de plus en plus ferme à mesure que le ratio des déchets plastique augmentait. En effet, l'affaissement de ces bétons, décroît avec l'augmentation du ratio des déchets plastiques introduits. L'affaissement diminue au fur et à mesure de l'augmentation du pourcentage des déchets plastiques.

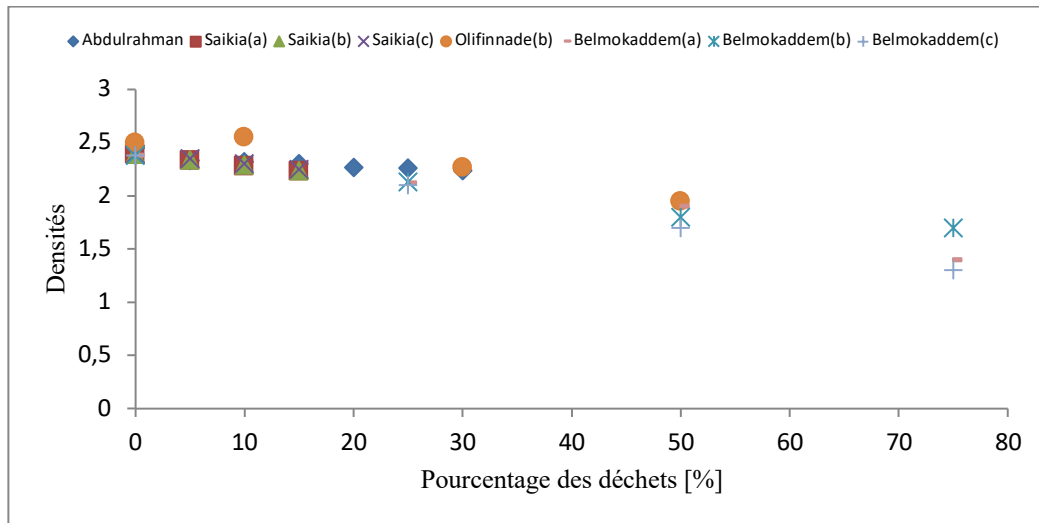


FIGURE 2. Variations des densités des différents essais référencés

Il a été observé que les courbes des valeurs des densités sont décroissantes. Les densités des bétons considérés, décroissent avec l’augmentation du ratio des déchets plastiques introduits. La densité de particules des agrégats de plastique qui est très faible par rapport à celle des agrégats naturels pourrait expliquer ce comportement.

#### IV. EFFET DE L'INCORPORATION DES DECHETS PLASTIQUES SUR LES COMPORTEMENTS DES BETONS A L'ETAT DURCI

Cinquante-sept valeurs d’essais documentées ont été collectées et analysées pour l’analyse de la résistance à la compression à 28 jours. Elles sont sur la figure 3.

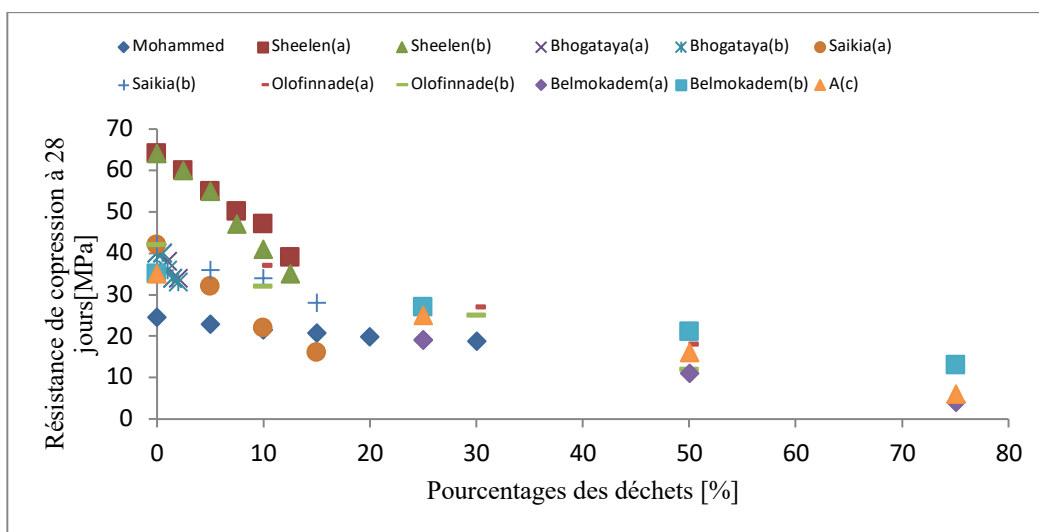


FIGURE 3. Variations des résistances à la compression des différents essais référencés

Quarante- trois valeurs d’essais documentées ont été collectées et analysées pour l’analyse de la résistance à la traction à 28 jours. Les valeurs des différents essais ont été reportées sur la figure 4.

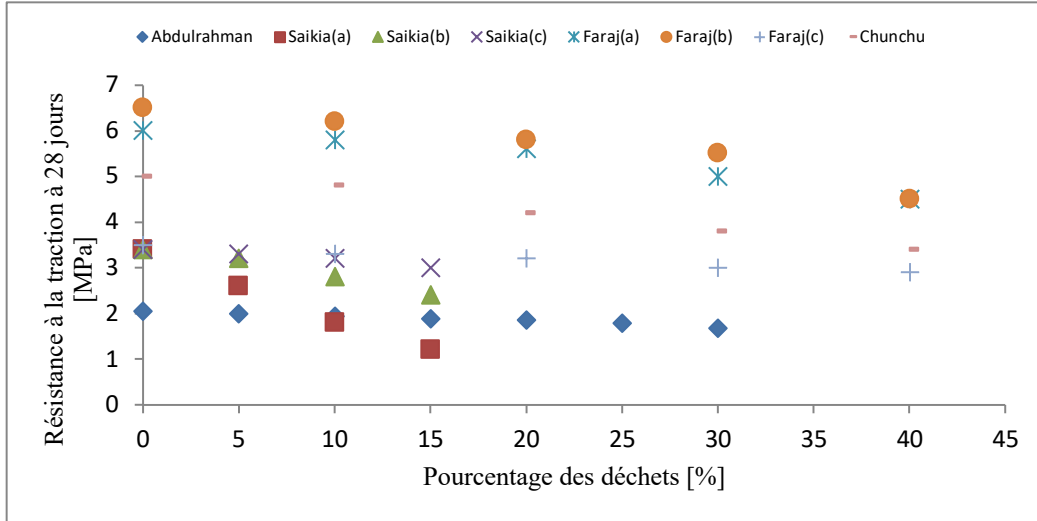


FIGURE 4. Variations des résistances à la traction à 28 jours, des différents essais référencés

Trente-neuf valeurs d’essais documentées ont été collectées et analysées pour l’analyse du module d’élasticité. Les valeurs des différents essais ont été reportées sur la figure 5.

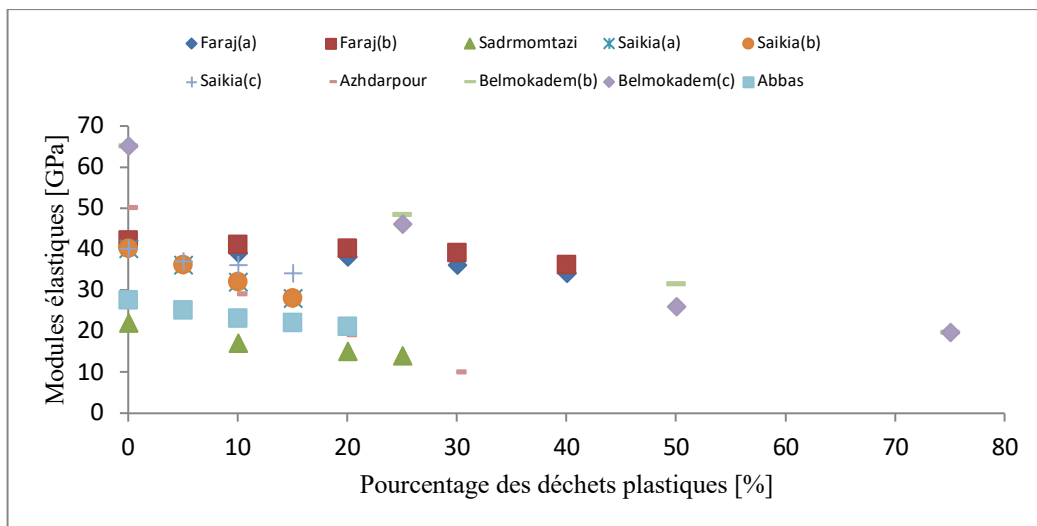


FIGURE 5. Variations des modules d’élasticité des différents essais référencés

Les courbes des valeurs des résistances à la compression à 28 jours, des valeurs des résistances à la traction à 28 jours et des valeurs des modules d’élasticité sont décroissantes. En effet, les valeurs



de ces propriétés décroissent avec l'augmentation du ratio des déchets plastiques introduits. Ces caractéristiques diminuent au fur et à mesure de l'augmentation du pourcentage des déchets plastiques. Il y a donc perte de performance avec l'augmentation du ratio de substitution.

## V. ANALYSE DES RESULTATS

Pour les différentes recherches, il a été constaté que les mélanges des bétons contenant des déchets plastiques, devenaient de plus en plus ferme à fur et à mesure que la substitution des granulats naturels par les déchets augmentait. Ces observations ont été confirmées par les valeurs d'affaissement présentées sur la figure 1. L'affaissement des bétons contenant des déchets plastiques, décroît donc, avec l'augmentation du ratio, des déchets. En effet la valeur de l'affaissement du béton de référence est toujours supérieure à celles des bétons contenant des déchets plastiques. Les courbes des valeurs des affaissements sont décroissantes (Figure 1). Cette observation a été confirmée par les auteurs des études citées, qui ont constaté une diminution de demande en eau lorsqu'il y a substitution par des granulats de déchets plastiques. Ils ont observé que la présence des déchets empêche le tassement de la pâte. Ce qui diminue la maniabilité mais augmente l'aptitude au compactage.

Il a été observé que la densité du béton frais baisse au fur et à mesure que les déchets plastiques sont substitués aux agrégats naturels. La densité des bétons frais est donc inversement proportionnelle aux taux de substitutions des déchets plastiques. Cette tendance est clairement perceptible sur la figure 2 où la courbe des densités des bétons contenant des déchets plastiques est décroissante. Autrement dit, la densité des bétons contenant des déchets est inférieure à celle du béton de référence. Ces résultats s'expliquent par le fait que la densité des déchets plastique soit plus faible que celle des agrégats naturels. Cette réduction de la densité a été constatée par tous les auteurs. Ils ont fait la corrélation entre la densité des différents agrégats et la densité des bétons résultants.

Les résultats portés sur les figures (3 à 5), montrent que les résistances à la compression, les résistances à la traction et les modules d'élasticité, diminuent à mesure que la teneur en déchets plastiques, augmente.

Cette perte de performance a été expliquée par les auteurs cités, en analysant la microstructure des bétons contenant les déchets plastiques. L'existence de micro fissures à proximité des déchets permet d'expliquer la chute des propriétés mécaniques de ces bétons. Ils ont déduit que les déchets plastiques en général reprennent difficilement la résistance par rapport aux granulats naturels et tendent à formuler des bétons poreux et légers. Belmokaddem et al, et Alqahtani et al. , ont rapporté que la réduction des résistances des bétons formulés par des déchets plastiques est due à la présence de pores et à la mauvaise adhérence entre les déchets plastique et la matrice de ciment.

## VI. CONCLUSIONS

Dans les cas analysés, les bétons devenaient de plus en plus ferme à mesure que le ratio des déchets plastique augmentait.

Quelle que soit la morphologie et les dimensions des granulats des déchets plastiques :

Les densités du béton frais diminuent à mesure qu'augmente la teneur en agrégat de plastique, car la densité de particules des agrégats de plastique est très faible par rapport à celle des agrégats naturels.

Les résistances en compression et en traction ainsi que le module d'élasticité du béton contenant de l'agrégat de plastiques sont inférieurs à ceux du béton de référence. Ces propriétés diminuent avec l'augmentation de la teneur en agrégat de plastiques.

## REFERENCES

Abdurrahman, M., Mohammed Ali, T., Radjab, N., Hilal, N. (2020). Mechanical Properties of Concrete and Mortar Containing Low Density Polyethylene Waste Particles as Fine Aggregate. *Journal of Materials and Engineering Structures*. 7(1) 57-72.

Belmokaddem, M., Mahi, A., Senhadji, Y., Pekmezci, B. (2020). Mechanical and physical properties and morphology of concrete containing plastic waste as aggregate. *Construction and Building Materials*, 257, 119559. doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119559.

Boucedra, A., Bederina, M., Ghernouti, Y. (2020). Study of the acoustical and thermo-mechanical properties of dune and river sand concretes containing recycled plastic aggregates. *Construction and Building Materials*. 256, 119447. doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119447.

Aldahdooh, M., Jamrah, A., Alnuaimi, A., Martini, M.I., Ahmed, M.S.R., Ahmed, A.S.R. (2018). Influence of various plastics-waste aggregates on properties of normal concrete. *j.jobe*. 17, 13-22. doi.org/10.1016/j.jobe.2018.01.014.

Sheelan, M., Nahla, N. (2017). Fresh properties of self-compacting concrete with plastic waste as partial replacement of sand. *International Journal of Sustainable Built Environment*. 6, 299-308. doi:10.1016/j.ijsbe.2017.01.001.

Bhogayata, A., Arora, N. (2017). Fresh and strength properties of concrete reinforced with metalized plastic waste fibers. *Construction and Building Materials*. 146, 455-463. doi:10.1016/j.conbuildmat.2017.11.135.

Olofinnade, O., Chandra, S., Chakraborty, P. (2020). Recycling of high impact polystyrene and low-density polyethylene plastic wastes in lightweight-based concrete for sustainable construction. In: *Proceedings Materials Today*. doi:10.1016/j.matpr.2020.05.176.

Saikia, N., De Brito, J. (2014). Mechanical properties and abrasion behavior of concrete containing shredded PET bottle waste as a partial substitution of natural aggregate. *Constr. Build. Mater*. 52, 236–244. doi:10.1016/j.conbuildmat.2013.11.049.

Faraj, R. H., Sherwani, F. A., Daraei, A. (2019). Mechanical, fracture and durability properties of self-compacting high strength concrete containing recycled polypropylene plastic particles. *Journal of Building Engineering*, 25, 100808. doi.org/10.1016/j.job.2019.100808.

Chunchu, B.R.K., Putta, J. (2019). Rheological and strength behavior of binary blended SCC replacing partial fine aggregate with plastic E-waste as high impact polystyrene. *Buildings* 9(2) 50. doi.org/10.3390/buildings9020050.

Sadrmomtazi, A., Dolati-Milehsara, S., Lotfi-Omran, O., Sadeghi-Nik, A. (2016). The combined effects of waste Polyethylene Terephthalate (PET) particles and pozzolanic materials on the properties of self-compacting concrete. *Clean.Prod.*, 112, 2363-2373, 10.1016/j.jclepro.2015.09.107.

Azhdarpour, A.M., Nikoudel, M.R., Taheri, M. (2016). The effect of using polyethylene terephthalate particles on physical and strength-related properties of concrete; A laboratory evaluation. *Constr. Build. Mater.* 109, 55–62. doi.org/ 10.1016/j.conbuildmat.2016.01.056.

Abbas, O., Hayder, A.K., Raad, S. F. (2020). Physical and mechanical properties of concrete containing PET wastes as a partial replacement for fine aggregates. *Case Studies in Construction Materials*, doi.org/10.1016/j.cscm.2020.e00482.

# Qualification des écomatériaux en construction par une approche holistique : vers une application aux ressources du Grand Paris Express

M.A. MAHI <sup>1,2</sup>, F. BECQUART <sup>1,2</sup>, R. ZENTAR <sup>1,2</sup>, A.SADOK <sup>3</sup>, T. GAUDRON <sup>3</sup>.

<sup>1</sup>IMT Nord Europe, Institut Mines-Télécom, Centre for Materials and Processes, F-59000, Lille, France

<sup>2</sup>Univ. Lille, Institut Mines-Télécom, ULR 4515 – LGCgE, Laboratoire de Génie Civil et géo-Environnement, F-59000, Lille, France

<sup>3</sup>Société du Grand Paris, 93200, Saint-Denis, France

## RESUME

Les écomatériaux n'ont pas de définition réglementée, impliquant la multiplicité de pseudo-définitions, avec dans la plupart des cas comme dénominateurs communs le caractère de moindre impact sur l'environnement et le caractère sain vis-à-vis de la santé. Si ces caractères sont clairement prépondérants vis-à-vis de l'acceptabilité sociétale, il n'en demeure pas moins essentiel de mieux préciser la qualification des écomatériaux pour la construction dans un contexte territorialisé et dans une démarche d'économie circulaire, nécessitant donc d'intégrer une approche holistique. Après avoir rappelé les origines et concepts pionniers de la notion d'écomatériau, cette contribution expose un schéma heuristique de qualification des écomatériaux reposant sur les critères à considérer pour tendre vers un business model d'économie circulaire agissant en levier de la transition écologique. A titre d'exemple de démarche applicative, le cas spécifique de la valorisation des ressources du Grand Paris Express est amorcé.

**Mots-clefs** Ecomatériau, Environnement, Santé, Acceptabilité sociétale, Economie circulaire, Holistique, Valorisation, Ressources, Grand Paris Express

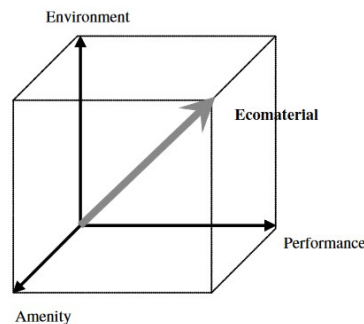
## I. INTRODUCTION

Dans le contexte de transition écologique, la diffusion progressive des matériaux dits « écomatériaux » dans la construction s'avère être un enjeu primordial pour le futur, à l'image de la tendance de la « Communication Responsable » qui vise à informer les parties prenantes sur les avantages et les impacts environnementaux des écomatériaux sur l'environnement, la société et l'économie. Il apparaît donc stratégique d'appréhender avec rigueur le concept d'écomatériau. La limitation à l'approche générique s'apparentant à des matériaux sains et contribuant à la réduction de l'impact environnemental lié aux activités anthropiques ne suffit plus. Une conception holistique de la construction, car c'est bien là tout l'enjeu, impose donc notamment de repréciser cette notion d'écomatériau avec une dimension holistique.

## II. Concept de l'écomatériau dans la littérature

Le concept d'écomatériau fait référence aux matériaux ayant un impact environnemental plus faible que les matériaux standards. Le concept a été proposé pour la première fois en 1992 par le japonais Kohmei Halada [1] avant même l'apparition des normes, des différents référentiels et systèmes de certification internationaux. Trois dimensions ont été proposées dès le début du développement du concept de l'écomatériau (Figure 1) :

- Performance, au sens repousser les frontières des activités de l'humanité, viser le développement ;
- Environnement, au sens co-existence avec l'éco-sphère par la minimisation de l'impact négatif sur l'environnement ;
- Aménité, au sens confort et symbiose avec la nature.



**FIGURE 1.** Les trois dimensions du concept d'écomatériau exprimé par K. HALADA [1]

Pour K. Halada [1], quatre classes d'écomatériaux peuvent être distinguées :

- les matériaux contenant moins de substances dangereuses (matériaux sans plomb, sans gaz halogènes, sans mercure, de matériaux semi-conducteurs moins dangereux pour l'environnement, etc.);
- les matériaux avec un meilleur profil environnemental : matériaux issus de ressources renouvelables naturelles telles les biomasses végétales, matériaux issus de ressources type déchets, sous-produits, coproduits industriels ou encore matériaux issus de procédés de fabrication ayant moins d'impacts sur l'environnement ;
- les matériaux avec un potentiel de recyclage plus important (aciers recyclables, composites recyclables, aciers avec peu d'impuretés, etc.) ;
- les matériaux présentant un rendement supérieur par rapport aux ressources utilisées.

La classe de matériaux issus de ressources renouvelables naturelles et recyclées apparaît comme celle étant la plus diffuse de nos jours, dans un contexte accru de préservation des ressources fossiles et de recyclage. Les matériaux végétaux allient par ailleurs avantageusement la dimension puits de carbone. Les écomatériaux jouent ainsi un rôle important pour réduire les impacts environnementaux et augmenter la recyclabilité [2]. Ils sont considérés comme des matériaux

écologiques, respectueux de l'environnement et devant répondre aux critères et principes du développement durable.

Dans le domaine de la construction, plusieurs définitions des matériaux à faible impact environnemental sont apparues de façon plus éparse dans la littérature ces dernières décennies. Chaque définition diffère de l'une à l'autre, avec ou non des critères de recouvrements. La Figure 2 regroupe ces définitions citées par M.A.B. Omer et al (2020) [3].

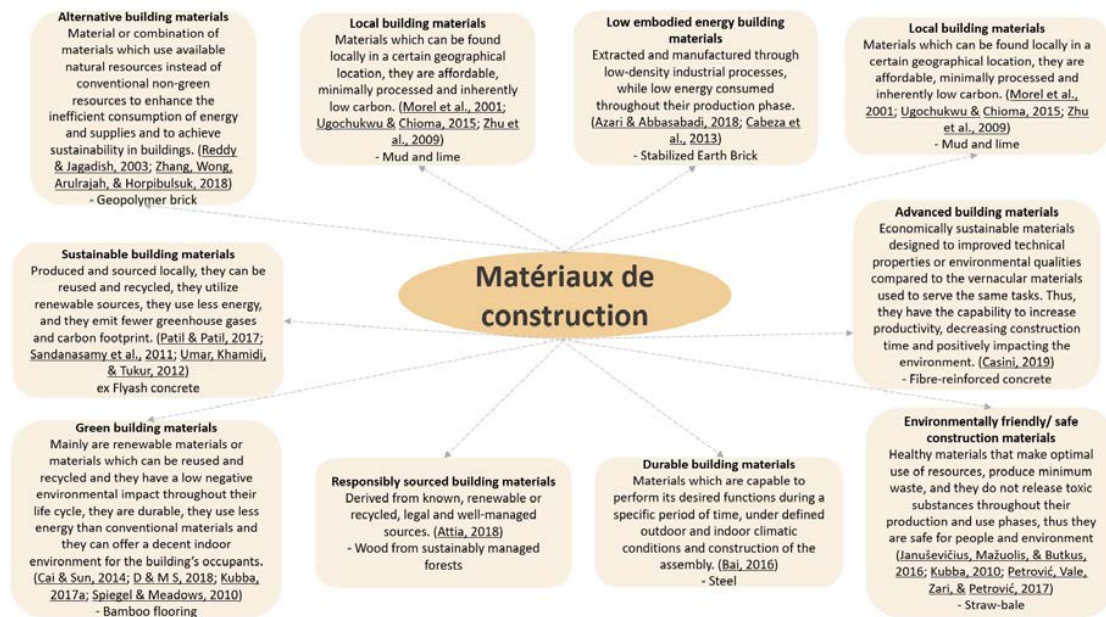


FIGURE 2. Différentes définitions des matériaux de construction liés au concept d'écomatériau dans la littérature [3]

### III. Evaluation des écomatériaux en France

L'essor des matériaux écologiques à travers la structuration de filières et la sensibilisation de l'intérêt de leur utilisation pour amorcer la transition écologique a surtout vu le jour avec les promulgations des lois dites Grenelles 1 et 2 promulguées respectivement en 2008 et 2010. En 2012, le label d'Etat "Bâtiment biosourcé" a permis de valoriser l'utilisation des matériaux biosourcés dans la construction. Ceci étant, malgré leur vent en poupe croissant, il reste important de mentionner qu'il n'existe pas encore de définition officielle de l'écomatériau. En outre, il ne suffit pas d'être naturel pour être écologique : un matériau issu d'une ressource durablement renouvelable ne peut par exemple pas être considéré comme écologique si ce renouvellement s'effectue au détriment d'autres milieux naturels. Un raisonnement similaire s'applique pour des matériaux fabriqués localement mais ayant un fort coût en transport et impact carbone plus conséquent de fait.

L'écomatériau doit donc s'inscrire dans une démarche globale de développement durable, à la fois au niveau de ses constituants, de son procédé de fabrication, de sa mise en œuvre et surtout de son recyclage (comment le recycler en fin de vie et à quel coût ?). Les impacts environnementaux

et énergétiques doivent être neutres, ou fortement minimisés. L'écomatériau doit garantir à minima le même niveau de performances qu'un matériau standard.

Selon le Cahier Durable [4] publié par la Mairie de Paris, un écomatériau doit répondre aux six critères énumérés ci-après :

- Développement local équitable : mobilisation des ressources locales et création d'emploi dans le cadre d'activités de recyclage ; accessibilité à tous (en termes de ressources financières et d'informations fournies) ;
- Environnement : matières premières issues de ressources renouvelables, peu énergivores et peu consommatrices d'eau sur l'ensemble de leur cycle de vie ;
- Mise en œuvre : qualités techniques, facilité à l'emploi et à la mise en œuvre, durabilité de ses performances dans le temps ;
- Santé et confort : non nuisible à la santé de l'occupant ou de l'artisan ; confort de l'habitant ;
- Entretien : aisé à maintenir en état, peu coûteux, durable ;
- Fin de vie : valorisation en fin de vie, recyclabilité du matériau, réutilisation, afin d'optimiser son analyse du cycle de vie.

Il est important de relever que les aspects de durabilité et de recyclage en fin de vie doivent encore être largement étudiés. Ceci apparaît d'autant plus complexe que la performance globale caractérisée par les propriétés fonctionnelles ne suffit plus dans un contexte d'aléas climatiques. Un compromis performance/robustesse est de mise, à l'image de ce qui s'opère dans la nature, afin d'assurer le caractère durable et de converger vers une meilleure gestion des risques.

#### **IV. Schéma heuristique ("Mind Mapping") du concept d'écomatériau – Positionnement des ressources du Grand Paris Express**

En analyse globale de l'ensemble de la littérature sur le concept d'écomatériau et des enjeux de transition écologique caractérisés par des objectifs forts (neutralité carbone, zéro émission nette, préservation des ressources fossiles, caractère recyclable, durabilité, robustesse, etc.), la Figure 3 présente un schéma heuristique du concept d'écomatériau, caractérisé par les piliers du développement durable et consolidé par la dimension technique, alliant performance et robustesse. Ce mapping du concept d'écomatériau peut contribuer à se focaliser sur les verrous à lever pour le développement d'un tel matériau pour un domaine d'application ciblé; cela peut permettre également d'établir une évaluation globale (par scoring) permettant de comparer plusieurs solutions entre elles.

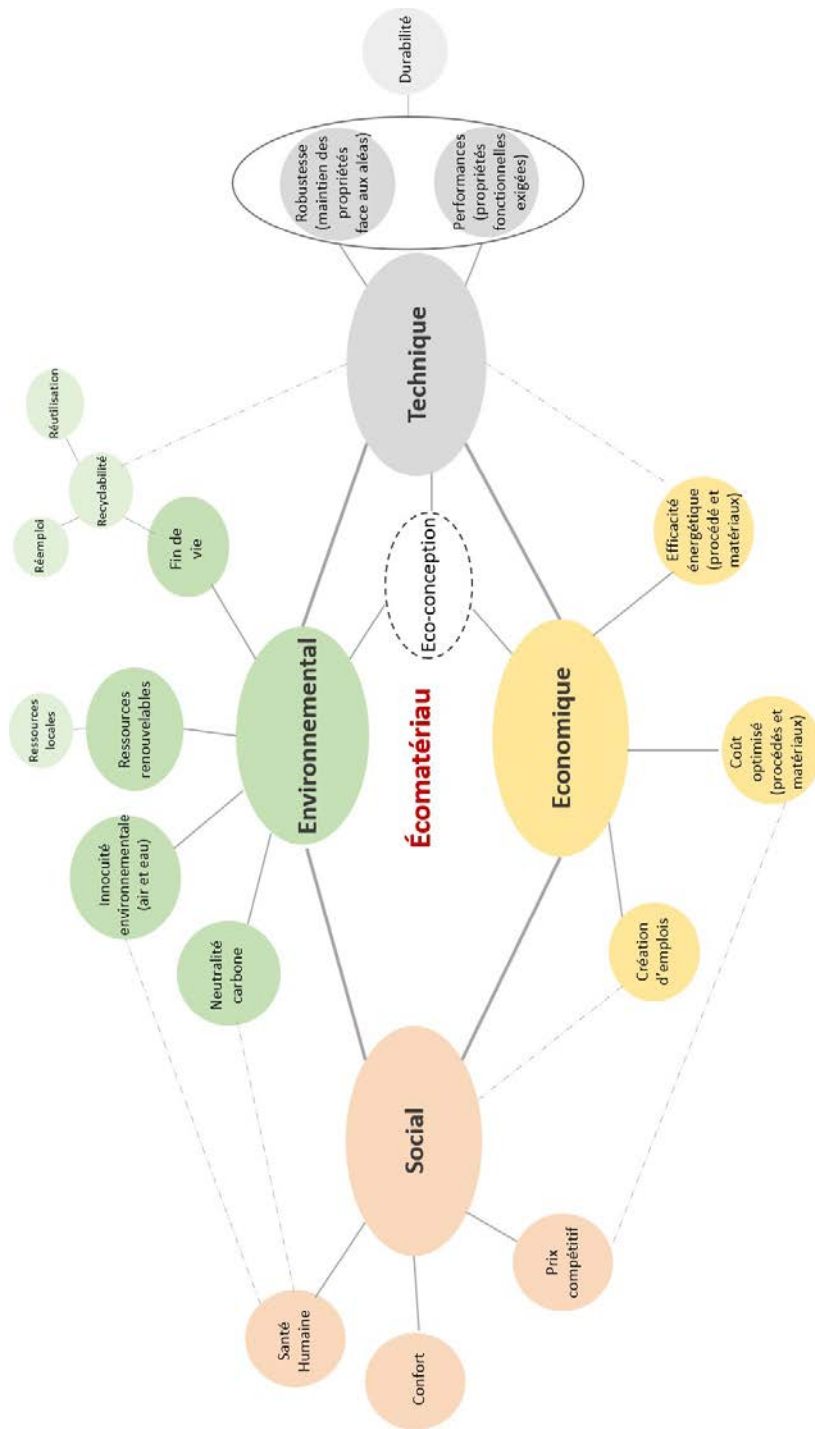


FIGURE 3. Schéma heuristique (Mind Mapping) du concept d'écomatériau par une approche holistique



Le choix des écomatériaux dans les projets de construction durables peut avoir des impacts significatifs (positifs ou négatifs) sur les aspects social, économique, environnemental et technique. Il est donc important de voir si l'écomatériau sélectionné répond à une vision holistique telle qu'illustrée dans le Mind Mapping proposé (Figure 3).

Sur le volet social, les écomatériaux doivent contribuer à améliorer le confort, induisant un impact positif sur la santé et le bien-être des occupants. Ils doivent par ailleurs soutenir soit un prix d'entrée compétitif, soit un retour sur investissement démontré à court/moyen terme. La production des écomatériaux peut aussi contribuer à créer des emplois locaux, et à soutenir les entreprises locales. Il s'agit d'autant d'aspects contributifs de l'acceptabilité sociale.

Sur le volet économique, certains (éco)matériaux sont élaborés par des processus énergivores. Il est donc essentiel de bien gérer l'aspect énergétique en optimisant les coûts énergétiques dans la phase de mise en œuvre, aussi bien qu'à plus long terme en phase d'usage.

Sur le volet environnemental, les écomatériaux doivent être neutres en termes d'émissions (air/eau) et avoir une empreinte carbone neutre, voire négative, notamment lors de leur production.

Sur le volet technique, les écomatériaux doivent garantir à minima les mêmes performances que les matériaux conventionnels. Néanmoins, pour certaines applications, certains écomatériaux présentent des propriétés plus intéressantes que les matériaux conventionnels. Des propriétés multifonctionnelles et une certaine robustesse doivent être recherchées.

Un cas illustratif, le cas des ressources du Grand Paris Express telles que les terres excavées, est un exemple concret. Selon le Kit d'économie circulaire des terres de la Société du Grand Paris [5], « un écomatériau est un lot de terres excavées ayant fait l'objet d'une préparation et/ou d'un traitement en vue d'être utilisable en substitution d'une matière première extractive. Un écomatériau est utilisable en tant que matière première secondaire. Une sortie du statut de déchet est possible ».

En première approche, l'application du schéma heuristique pour des filières de valorisation d'écomatériaux intégrant ces terres excavées peut permettre d'établir une comparaison entre plusieurs scénarios potentiels. À partir des ressources [5] et selon la nature des terres excavées, plusieurs écomatériaux de construction peuvent être élaborés à partir de ces ressources : matériaux "ancestraux" à base de terre crue (pisé, torchis, bauge, etc.), briques de terre cuite, briques de terre comprimée (BTC). D'autres matériaux sont en cours de développement pour une industrialisation plus large dans le futur comme le béton à base de terre, ce type de béton visant à élaborer un béton bas carbone en utilisant une faible proportion de ciment et en substituant partiellement ou totalement les différents composants du béton par des terres excavées (argiles, sables, graves).

Indicateurs du concept d'écomatériau présenté dans la figure 3		<b>L'écomatériaux selon le Kit d'économie circulaire des terres [5]</b> « <i>un Ecomatériau est un lot de terres excavées ayant fait l'objet d'une préparation et/ou d'un traitement en vue d'être utilisable en substitution d'une matière première extractive. Un éco-matériau est utilisable en tant que matière première secondaire. Une sortie du statut de déchet est possible</i> »	
		<b>Analyse de la contribution des ressources des terres du Grand Paris Express selon les volets du concept illustré dans la figure 3</b>	
		<p>(+) : Contribue positivement          (-) : Contribue négativement          (P.R.J) : Pas de réponse à ce jour</p> <p><b>Explication</b></p>	
Environnemental	Neutralité carbone	+	Transformation des terres excavées en ressources disponibles localement / Approche territoriale / Optimisation transport et limitation impact CO2
	Ressources renouvelables	+	Matériaux alternatifs permettant de limiter la consommation des ressources naturelles non renouvelables.
	Fin de vie	+	Terres excavées à ne pas associer avec d'autres matériaux susceptibles de déclasser en fin de vie le matériau global formulé en classe de déchet dangereux  Matériaux formulés pouvant être réemployés pour le même usage, ou recyclés, ou traités à nouveau pour une autre utilisation (sortie implicite du statut de déchet).
	Innocuité environnementale	P.R.J	Minimisation des impacts environnementaux pendant la phase d'élaboration  Calculer tous les impacts générés par l'écomatériau pendant tout son cycle de vie afin de garantir son innocuité environnementale.
Social	Santé humaine	+	Propriétés hygrothermiques des terres  Matériaux non émissifs (air/eau) (à consolider suivant la typologie des terres)
	Confort		
	Prix compétitif	P.R.J	Dépendant de la valorisation matériau retenue
Technique	Performances	P.R.J	S'assurer à minima du même niveau de performances que les matériaux conventionnels  Evaluer la robustesse des solutions formulées face à l'aléa climatique
	Robustesse		

<b>Economique</b>	<b>Création d'emplois</b>	+	Emergence d'emplois locaux et d'industries locales (valorisation des terres dans différents secteurs)
	<b>Coût optimisé</b>	<b>P.R.J</b>	Intégrer pleinement une démarche d'écoconception pour la valorisation des terres excavées
	<b>Efficacité énergétique</b>	<b>P.R.J</b>	Optimiser les propriétés multiphysiques / Véritable enjeu économique notamment pour le secteur du bâtiment

## V. CONCLUSION

La notion d'écomatériau est de plus en plus répandue, à plus forte raison dans un contexte de transition écologique majeure. Une vision holistique s'impose au concept d'écomatériau dans un contexte climatique fluctuant, incertain, avec des territoires en perpétuelle transformation. L'enjeu de la valorisation des terres excavées du Grand Paris Express en constitue un exemple majeur.

## REFERENCES

- 1 – K. Halada K, Progress of ecomaterials toward a sustainable society, Current opinion in solid state and materials science, 7, 2003, 209-216 <https://doi.org/10.1016/j.cossms.2003.09.007>
- 2 – X.H. Nguyen, T. Honda, Y. Wang, R. Yamamoto, Module H Eco-Materials, University of Tokyo, 2010, 123.
- 3 – M.A.B. Omer, T. Noguchi, A conceptual framework for understanding the contribution of building materials in the achievement of Sustainable Development Goals (SDGs). Sustain. Cities 2020. 6, <https://doi.org/10.1016/j.scs.2019.101869>.
- 4 – Mairie de Paris, ECO-MATÉRIAUX, CAHIER DURABLE, 2016.
- 5 - Matière à faire, kit économie circulaire des terres, Société du Grand Paris, 2022.

# Etude multi-échelles de la carbonatation des granulats de béton recyclés : nouvelles méthodes de caractérisation et modélisation

Farah KADDAH<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Institut de Recherche en Génie Civil et Mécanique (GeM), UMR 6183, Centrale Nantes – Université de Nantes - CNRS, 1 rue de la Noë 44321 Nantes, France.

## RESUME

En raison de la croissance démographique et de l'urbanisation, les besoins en matière de construction restent élevés et la déconstruction génère de grandes quantités de déchets de béton. Les granulats de béton recyclé (GBR) constituent une alternative pour la préservation des ressources naturelles et la réutilisation des déchets de déconstruction. Cependant, leurs propriétés limitent leur utilisation en substitution des granulats naturels (GN). La carbonatation des GBR est une technique envisagée afin d'améliorer leurs propriétés et valoriser leur utilisation dans les bétons. La caractérisation fine des GBR semble incontournable pour formuler les bétons de performances visées. Jusqu'à présent, les moyens permettant de caractériser les GBR et leur évolution suite à la carbonatation sont limités. De plus, en raison de la variabilité importante des GBR, certains essais normalisés ne sont pas compatibles avec les GBR. Le travail réalisé s'articule autour de deux axes : le premier concerne l'évaluation de l'effet de la carbonatation sur les propriétés des GBR. Une étude expérimentale multi-échelle est menée à cet effet, partant de l'échelle de la pâte, passant à l'échelle du mortier puis à l'échelle des GBR pour atteindre l'échelle du béton. En complément de la partie expérimentale, un modèle numérique visant à modéliser la carbonatation a été amélioré pour prendre en compte l'effet de la température sur les différents mécanismes de carbonatation ainsi que sa cinétique. Le deuxième axe concerne l'examen de certains protocoles normalisés destinés à caractériser les GN afin de vérifier leur fiabilité pour caractériser les GBR et la détermination du CO<sub>2</sub> fixé. Au-delà de l'examen des essais existants, une étude visant à développer de nouvelles méthodes prenant en compte l'importante hétérogénéité des GBR est également menée par des approches expérimentales et numériques.

**Mots-clefs** Carbonatation, CO<sub>2</sub> fixé, Durabilité, Microstructure, Modèle

## I. INTRODUCTION

La croissance démographique, le développement industriel et les activités de construction génèrent d'énormes quantités de déchets de démolition. En France, la part des déchets de construction correspond à plus de 200 millions de tonnes. Les déchets de béton représentent à eux seuls 17 millions de tonnes. Au niveau mondial, le secteur de la construction est un grand consommateur de ressources naturelles et la production globale a presque doublé, passant de 21 milliards de tonnes en 2007 à 40 milliards en 2014 (Tam et al., 2018). Cependant, dans certaines zones urbaines, un déficit critique en granulats naturels (GN) est observé. Dans cette optique, le recyclage des déchets de béton est plus que jamais nécessaire.

Par rapport aux GN, les GBR ont a priori une qualité moindre impactant ainsi les performances du béton. Sur cette base, leur réutilisation dans les bétons est définie dans la norme NF EN 206/CN et la proportion maximale est limitée dans le cas des bétons structurels. L'amélioration de la qualité des GBR est souhaitable pour faciliter leur réutilisation dans les bétons de structure. Ces dernières années, l'adoption de la carbonatation accélérée pour améliorer la qualité des GBR a été proposée. Dans les conditions atmosphériques, la carbonatation du béton se produit mais elle est lente et non contrôlée. Cependant, la production du ciment s'accompagne d'importantes émissions de CO<sub>2</sub> et les fumées de cimenteries sont des gaz chauds et humides qui pourraient accélérer la carbonatation des GBR (projet national FastCarb).

Dans le but d'optimiser la substitution des GN par les GBR carbonatés dans les bétons, une caractérisation fine des GBR est indispensable pour formuler des bétons ayant les performances visées. Sur cette base, l'objectif de ce travail est d'assurer une meilleure caractérisation des GBR. Afin de présenter les travaux réalisés pour atteindre cet objectif, l'article suivant présentera en premier lieu l'intérêt de la carbonatation accélérée et les méthodes développées et améliorées pour caractériser les GBR. Par la suite, une étude visant à mieux comprendre l'évolution de la microstructure du mortier de GBR durant la carbonatation sera évoquée et enfin le travail de modélisation consistant à traduire la carbonatation accélérée à 20°C et 80°C sera présenté.

## II. VERS UNE MEILLEURE CARACTÉRISATION DES GBR

### A. Intérêt de la carbonatation accélérée des GBR

Pour caractériser les GBR et étudier l'effet de la carbonatation sur leurs propriétés, il est crucial de déterminer leur composition initiale et de suivre leur évolution au cours de la carbonatation. L'ATG fournit des données quantitatives sur la composition des matériaux cimentaires. Dans le cas des GBR, en raison de leur variabilité intrinsèque ainsi que de leur hétérogénéité, des questions se posent sur la représentativité et la fiabilité des résultats d'ATG. L'utilisation du four pourrait être une solution puisqu'il permet de caractériser un échantillon plus représentatif. Cependant, même dans le cas du four, des limites apparaissent. La fiabilité de l'utilisation du four pour évaluer la composition des matériaux cimentaires et la cohérence avec l'ATG ont été vérifiées sur des matériaux homogènes. Les résultats ont montré une dépendance à la vitesse de chauffe, à la procédure et à l'état initial de l'échantillon utilisé comme référence pour le calcul.

Après avoir validé la fiabilité du four sur des matériaux homogènes, une nouvelle méthode de complémentarité entre l'ATG et le four a été développée. L'objectif de cette méthode est de caractériser les GBR, un matériau dont la composition est a priori inconnue. Elle est validée sur des mortiers et bétons de composition connue, puis utilisée pour caractériser les GBR. Cette méthode consiste à analyser le matériau intact au four et broyé et tamisé à l'ATG. Pour l'analyse au four, l'échantillon peut être représentatif du matériau testé en fonction du creuset utilisé, alors que ce n'est pas le cas pour l'ATG. Pour une meilleure caractérisation lors de l'ATG, la moyenne de plusieurs analyses sera utilisée. En utilisant les résultats de la méthode de complémentarité, il devient possible d'estimer la quantité globale de CO<sub>2</sub> piégée par le GBR ou les matériaux modèles ainsi que la distribution de cette quantité entre la pâte et les GN comme le montrent la Figure 1 et la Figure 2. Le stockage du CO<sub>2</sub> dans les GN des GBR et des matériaux modèles demeure constant lors de la carbonatation. Quant au CO<sub>2</sub> stocké dans la pâte, une augmentation est observée lors de

la carbonatation. Cette augmentation est très significative pour les matériaux modèles (mortier) alors qu'elle est plus faible pour les GBR. Cette différence est due, d'une part, au pourcentage considérablement plus élevé de la pâte dans les matériaux modèles (37%) en comparaison avec les GBR (17%), et d'autre part à l'importante carbonatation naturelle initiale des GBR. Cette dernière diminue la capacité de fixation du CO<sub>2</sub> puisqu'une partie des hydrates carbonatables sera déjà carbonatée et entraîne le colmatage de la couche externe et ainsi gêne la diffusion du CO<sub>2</sub>.

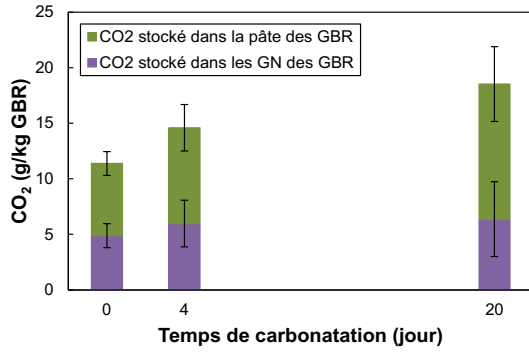


Figure 1 : Évolution de CO<sub>2</sub> stocké dans les GBR pendant la carbonatation

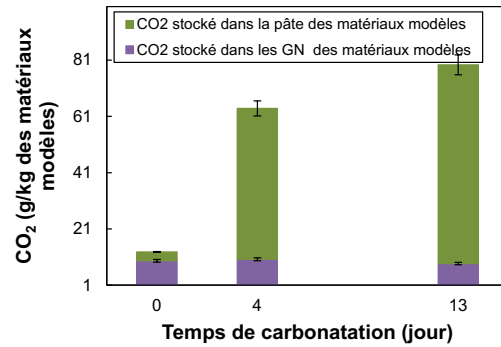


Figure 2 : Évolution de CO<sub>2</sub> stocké dans les matériaux modèles pendant la carbonatation

L'absorption d'eau définit l'une des propriétés intrinsèques des GBR. Elle a un effet significatif sur les propriétés du béton à fabriquer, surtout au jeune âge. En comparant l'évolution du temps nécessaire pour atteindre 80% de l'absorption finale entre les matériaux modèles et les GBR (Figure 3), nous observons un comportement différent au fur et à mesure que la carbonatation progresse. Ces évolutions sont bien observées dans les matériaux modèles alors que, pour les GBR, de petites variations sont enregistrées même sur une période de carbonatation plus longue.

Outre les méthodes permettant de mesurer les propriétés directement sur les granulats, comme l'absorption d'eau, celles permettant d'évaluer les propriétés mécaniques et de transfert sont relativement rares, d'où la nécessité d'utiliser des procédures de caractérisation indirecte pour les déterminer. Une nouvelle méthodologie est développée dans cette étude afin d'inverser des modèles d'homogénéisation et de les adapter pour déterminer les propriétés des granulats à partir des propriétés du béton. Deux modèles sont examinés : le modèle trisphère développé par De Larrard et Le Roy (de Larrard and Roy, 1992), axé sur les propriétés mécaniques et différées du béton et le modèle multi-échelle développé par Achour et al (Achour et al., 2020) et axé sur les propriétés mécaniques et les propriétés de transfert. A titre d'exemple d'équation adaptée, l'équation ( 1 ) du modèle trisphère permettant de déterminer le module d'élasticité du béton à partir de sa composition est inversée pour obtenir l'équation ( 2 ) permettant ainsi la détermination des propriétés des granulats. La Figure 4 montre l'évolution des propriétés mécaniques des GBR, estimées à partir des deux modèles inversés. Une légère amélioration est observée après la carbonatation. Il est à noter que les modèles inversés sont validés sur des GN dont les propriétés sont connues à partir des carottes de roches correspondantes.

$$E_B^{sans ITZ} = \left[ 1 + \frac{E_g - E_m^{sans ITZ}}{E_m^{sans ITZ} + (1 + f_g)\alpha_m(E_g - E_m^{sans ITZ})} f_g \right] E_m^{sans ITZ} \tag{1}$$

$$E_{gr} = \left[ 1 + \frac{E_B^{sans ITZ} - E_m^{sans ITZ}}{E_m^{sans ITZ} f_{gr} - (1 - f_{gr})\alpha_m(E_B^{sans ITZ} - E_m^{sans ITZ})} f_{gr} \right] E_m^{sans ITZ} \tag{2}$$

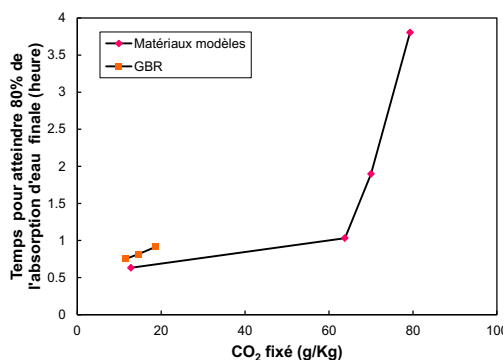


Figure 3 : Évolution du temps nécessaire pour atteindre 80% de l'absorption finale.

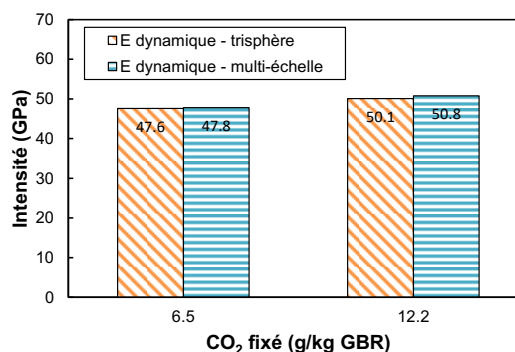


Figure 4 : Évolution des propriétés mécaniques des GBR après carbonatation, estimées par les modèles inversés

### B. Influence de la carbonatation accélérée sur la microstructure

Pour cette étude, des échantillons cylindriques de pâte ( $\varnothing=20$  mm ;  $h=50$  mm) et de mortier ( $\varnothing=20$  mm ;  $h=160$  mm) sont utilisés. Ils sont élaborés à partir d'un ciment portland CEM I 52,5. Pour la préparation de la pâte, un rapport E/C de 0,4 est choisi afin d'éviter la ségrégation. Le mortier est élaboré avec des rapports ciment : sable : eau de 1 : 2,6 : 0,6. Tous les échantillons sont démoulés après 24 h et mis en cure humide de 180 jours à  $23 \pm 1$  °C. L'objectif de cette cure prolongée est d'atteindre un degré d'hydratation élevé du mortier afin qu'il soit le plus représentatif possible du mortier des GBR. A l'issue de la cure humide, les éprouvettes subissent un préconditionnement afin de faciliter la diffusion du CO<sub>2</sub>. Sur la base des recommandations du Projet PERFDUB, les échantillons sont séchés à 40°C pendant 10 jours puis stockés pendant 17 jours supplémentaires dans une salle climatisée ( $T = 20$  °C, HR = 55%). Les cylindres sont ensuite protégés au niveau de leurs bases afin que la carbonatation soit exclusivement radiale. Ensuite ils sont placés dans une enceinte climatique, régulée à la fois en température ( $T = 20$  °C), en humidité relative (65% HR) et en concentration en CO<sub>2</sub> (15 %). Étant donné que la carbonatation des échantillons est bidimensionnelle (selon  $r$  et  $\Theta$ ), nous avons choisi de représenter la progression de la carbonatation par le paramètre PSC (Proportion de la section carbonatée) défini par le rapport entre la section carbonatée et la section totale.

$$PSC = \frac{\pi * (\varnothing^2 - (\varnothing - 2 * d)^2)}{\pi * \varnothing^2} * 100 \quad (3)$$

#### ➤ Évolution des propriétés mécaniques microscopiques

L'essai de micro indentation est réalisé sur des échantillons de pâte pour s'affranchir de la présence de sable. Les échantillons sont caractérisés à différents temps de carbonatation. L'indenteur est initialement au centre de l'échantillon ( $X = 0$  mm), puis se déplace vers le bord ( $X = 10$  mm). Entre le centre et le bord, 102 indentations sont réalisées. La Figure 5 montre l'évolution de la dureté en fonction de la distance au centre à différents temps de carbonatation. Afin de comprendre cette évolution, des tests DRX (Figure 6) sont réalisés. Avant la carbonatation, la valeur de la dureté est presque constante sur tout le rayon. Après 3 jours de carbonatation, une augmentation graduelle est observée du centre vers le bord. Cette augmentation s'est produite parallèlement à la précipitation du CaCO<sub>3</sub> sous forme de calcite. La courbe obtenue après 6 jours

de carbonatation révèle une forte augmentation de la dureté sur le bord. Cette augmentation s'est produite parallèlement à la précipitation de  $\text{CaCO}_3$  non seulement sous forme de calcite, mais aussi sous forme de vaterite et d'aragonite détectées par DRX. Les effets négatifs de l'augmentation de la dureté doivent également être soulignés : la coexistence de deux zones de modules élastiques différents pourrait favoriser l'apparition de microfissures dues au possible développement de contraintes de traction notamment dans la zone carbonatée plus fragile, lors du retrait de carbonatation qui sera évoqué par la suite.

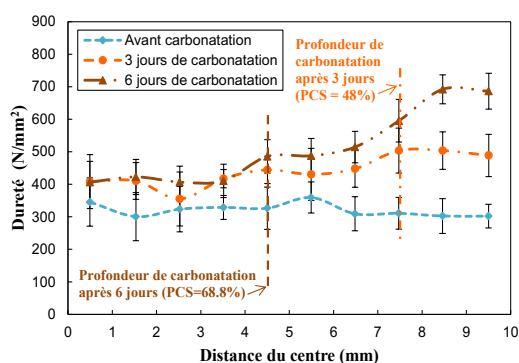


Figure 5 : Évolution de la microdureté de la pâte de ciment pendant la carbonatation.

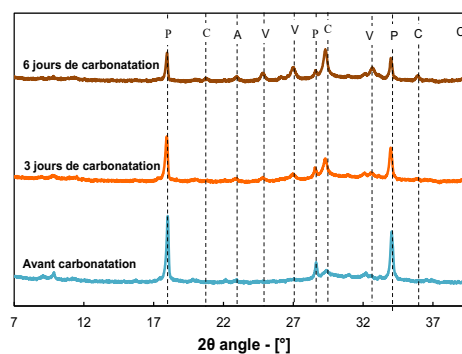


Figure 6 : Courbes de DRX de la pâte pendant la carbonatation.

➤ Évolution de la composition minéralogique

A partir des résultats d'ATG réalisées sur des échantillons de mortier à différents temps de carbonatation, la quantité restante de portlandite et la quantité de  $\text{CaCO}_3$  précipitée sont calculées et présentées dans la Figure 7. Pendant la carbonatation, la quantité de portlandite diminue rapidement et disparaît complètement après 8 jours, en parallèle la quantité de calcite augmente significativement. Des particules de calcite sont détectées par MEB après 1 jour de carbonatation (Figure 7). Après les 8 premiers jours, la quantité de calcite reste presque constante tandis que la quantité de deux autres polymorphes du  $\text{CaCO}_3$  (vaterite et aragonite) augmente.

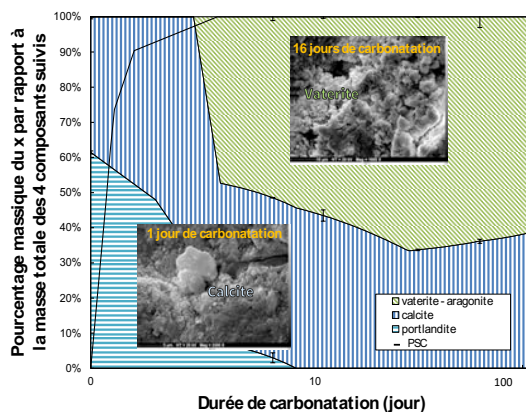


Figure 7 : Évolution de la répartition des masses des quatre composants (calcite, portlandite, vaterite et aragonite) au fur et à mesure de la carbonatation.

Le type de polymorphe de  $\text{CaCO}_3$  formé dépend du type d'hydrate carbonaté et du pH de la solution interstitielle. La carbonatation de la portlandite prédomine initialement. Elle permet de maintenir un pH basique de la solution interstitielle autour de 12,5. À ce stade, la précipitation de calcite prédomine. Au fur et à mesure de la carbonatation, la portlandite s'épuise et la



carbonatation des autres hydrates, notamment le C-S-H prédomine (Wang et al., 2019). Une diminution du pH de la solution interstitielle à moins de 9 aura lieu à ce stade et la formation d'autres polymorphes (vatérite, aragonite) devient majoritaire (Kaddah et al., 2022a).

➤ Évolution du retrait de carbonatation

La Figure 8 présente le retrait de dessiccation et de carbonatation qui se produisent pendant le préconditionnement et la carbonatation. Après le préconditionnement, la courbe inférieure correspond au retrait du cylindre placé dans la salle climatisée (carbonatation naturelle), tandis que la courbe du haut correspond au retrait du cylindre subissant une carbonatation accélérée dans l'enceinte de carbonatation. À l'issue du préconditionnement, une stabilisation du retrait est observée dans la salle climatisée, tandis que dans l'enceinte de carbonatation, le retrait augmente significativement au début avant de se stabiliser par la suite. La différence entre les deux courbes après 27 jours peut donc être attribuée au retrait de carbonatation. Ce retrait est important et pourrait générer des fissures (Kaddah et al., 2022b). La Figure 9 montre l'évolution du retrait de carbonatation en fonction de la PSC. Ce dernier augmente légèrement lors du premier jour de la carbonatation au cours duquel la PSC augmente de 0 à 20%. Une augmentation plus significative est observée les jours suivants lorsque la PSC passe de 20 à 90% avant de commencer à se stabiliser. Notons que cet intervalle correspond également à la formation de vatérite et d'aragonite (Figure 7), issues de la carbonatation des C-S-H. Ces résultats confirment les hypothèses de la littérature qui suggèrent que le retrait de carbonatation résulte de la décalcification des C-S-H et sa polymérisation en gel de silice amorphe (Kangni-Foli et al., 2021).

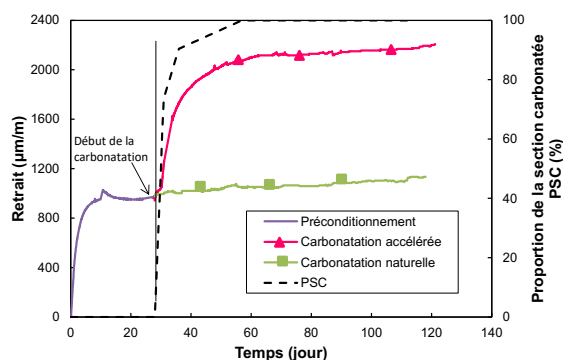


Figure 8 : Retrait du mortier pendant le préconditionnement et la carbonatation.

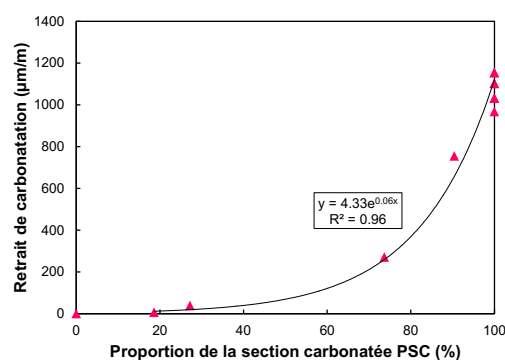


Figure 9 : Retrait de la carbonatation en fonction de PSC

C. Optimisation de processus de carbonatation

Le modèle initial d'Achour (Achour, 2018) traduit, dans des conditions isothermes à 20 °C, le transfert couplé d'ions chlorure et de CO<sub>2</sub> dans un béton non saturé. Le travail réalisé a permis d'extraire la partie carbonatation et de l'améliorer en intégrant les effets de la température dans les différentes phénoménologies. À commencer par le transfert de chaleur ajouté au modèle puisque le modèle initial considère des conditions isothermes. Cette intégration a permis de modéliser l'évolution de la température aux différents points de maillage en fonction du temps. À partir de l'évolution obtenue, l'effet de la température est pris en compte dans le transfert hydrique et la diffusion du CO<sub>2</sub>. Pour finir, les temps caractéristiques de la réaction de dissolution de la portlandite ( $\tau_{CH}$ ) et de la carbonatation du C-S-H ( $\tau_{CSH}$ ) sont calibrés à partir des résultats expérimentaux aux deux températures étudiées. Outre les équations du modèle, l'effet de la

température est également pris en compte sur les paramètres d'entrée, tels que les isothermes de sorption-désorption, la viscosité de l'eau, la perméabilité, etc. Les modifications apportées aux équations du modèle sont détaillées dans le chapitre 3 de la thèse (Kaddah, 2022). Le modèle a été validé en comparant ces résultats avec des résultats expérimentaux à 20 °C et 80 °C (Figure 10). Pour vérifier si ce modèle est sensible à l'effet de la température sur le transfert d'eau et par conséquent sur la carbonatation, des simulations sont réalisées. Ces simulations consistent à déterminer la quantité de CO<sub>2</sub> fixée en modifiant le taux de saturation initial du mortier à 20 °C et 80 °C. La Figure 11 montre l'évolution de la quantité de CO<sub>2</sub> stockée dans le mortier après 24 heures de carbonatation en fonction du taux de saturation initial.

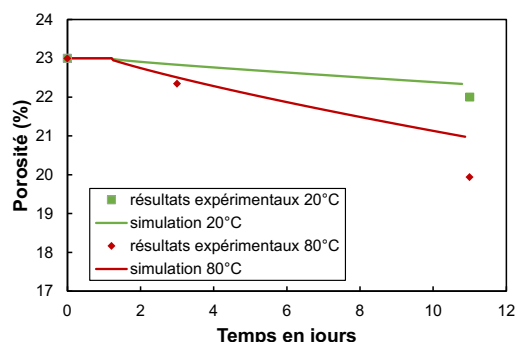


Figure 10 : Évolution de la porosité pendant la carbonatation à 20 °C et 80 °C.

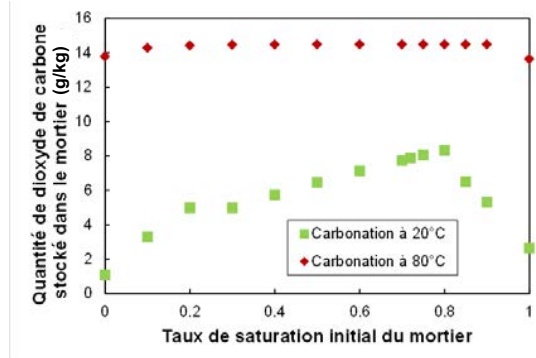


Figure 11 : Évolution de la quantité de CO<sub>2</sub> fixée pendant 24 heures de carbonatation à 20 °C et 80 °C.

Une première observation est que quel que soit le taux de saturation initial, la courbe de carbonatation à 20 °C est inférieure à celle à 80 °C. Il est nécessaire de rappeler que l'humidité relative extérieure est fixée à 65%. Dans ces conditions hydriques, une augmentation de la température de 20 °C à 80 °C accélère la cinétique de carbonatation quel que soit le taux de saturation initial du mortier. L'allure de la courbe à 20 °C est différente de celle à 80 °C : un pic est clairement visible à 20 °C pour un taux de saturation initial autour de 0,8 alors qu'à 80 °C, le taux de saturation initial ne semble pas avoir d'effet sur le stockage de CO<sub>2</sub>. La Figure 12 montre l'évolution du taux de saturation dans le mortier **initialement saturé** pendant 24 heures de carbonatation à 20 °C et 80 °C respectivement. Il semble que pour l'échantillon carbonaté à 20°C, il est encore largement saturé en eau après 24 heures de carbonatation alors qu'à 80 °C, moins de 8 heures suffisent pour atteindre un état hydrique largement désaturé. Ainsi, il ne semble pas essentiel d'imposer un état initial de saturation du mortier avant la carbonatation à 80 °C.

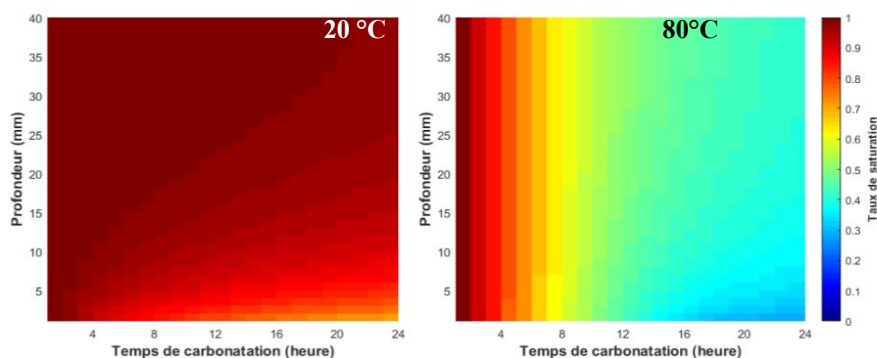


Figure 12 : Évolution spatio-temporelle du taux de saturation pendant 24 heures de carbonatation.

## CONCLUSION

Cet article étudie le traitement des GBR par carbonatation accélérée pour améliorer leurs propriétés et stocker le CO<sub>2</sub>. Son objectif principal est d'assurer une meilleure caractérisation des GBR carbonatés afin de valoriser et de maîtriser leur utilisation dans le béton. Cet objectif s'appuie d'une part sur une meilleure compréhension du phénomène de carbonatation accélérée et d'autre part, sur le développement de nouvelles méthodes de caractérisation qui tiennent compte de l'hétérogénéité des GBR et leur particularité liée au mortier fixé. Les résultats montrent qu'à l'échelle de la microstructure, deux étapes principales peuvent être distinguées lors de la carbonatation : la carbonatation de la portlandite prédomine dans un premier temps, puis celle du C-S-H entraînant un retrait de carbonatation important. La carbonatation entraîne également une diminution de la porosité et de l'absorption d'eau des GBR, une amélioration des propriétés mécaniques et une augmentation de la résistance à la diffusion d'agents extérieurs. Afin de suivre l'évolution des GBR lors de la carbonatation, l'analyse au four est combinée à l'ATG pour développer une nouvelle méthode de caractérisation et caractériser une quantité représentative de GBR. Enfin, une nouvelle méthodologie consistant à inverser et adapter des modèles d'homogénéisation est développée pour mieux caractériser les GBR et suivre leur évolution après carbonatation, notamment au niveau de propriétés difficiles à mesurer directement sur les GBR telles que le retrait, le module d'élasticité et les propriétés de transfert.

**Acknowledgements:** This work is supported par the National project ANR CO2NCRETE

## REFERENCES

- Achour, M., 2018. Modélisation du couplage carbonatation – chlorures et étude multiéchelle de l'influence des granulats sur la diffusivité dans les bétons. thèse de l'École centrale de Nantes.
- Achour, M., Bignonnet, F., Barthélémy, J.-F., Rozière, E., Amiri, O., 2020. Multi-scale modeling of the chloride diffusivity and the elasticity of Portland cement paste. *Constr. Build. Mater.* 234, 117124. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117124>
- de Larrard, F., Roy, L., 1992. Relation entre formulation et quelques propriétés mécaniques des bétons/ hautes performances. *Mater. Struct.* 12.
- Kaddah, F., 2022. Etude multi-échelle de la carbonatation des granulats de béton recyclé : nouvelles méthodes de caractérisation et modélisation. thèse de l'École centrale de Nantes.
- Kaddah, F., Ranaivomanana, H., Amiri, O., Rozière, E., 2022a. Accelerated carbonation of recycled concrete aggregates: Investigation on the microstructure and transport properties at cement paste and mortar scales. *J. CO2 Util.* 57, 101885. <https://doi.org/10.1016/j.jcou.2022.101885>
- Kaddah, F., Ranaivomanana, H., Amiri, O., Rozière, E., 2022b. Evolution of the microstructure and shrinkage of recycled aggregates during accelerated carbonation 40.
- Kangni-Foli, E., Poyet, S., Le Bescop, P., Charpentier, T., Bernachy-Barbé, F., Dautères, A., L'Hôpital, E., d'Espinoise de Lacaille, J.-B., 2021. Carbonation of model cement pastes: The mineralogical origin of microstructural changes and shrinkage. *Cem. Concr. Res.* 144, 106446. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2021.106446>
- Tam, V.W.Y., Soomro, M., Evangelista, A.C.J., 2018. A review of recycled aggregate in concrete applications (2000–2017). *Constr. Build. Mater.* 172, 272–292. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.03.240>
- Wang, D., Noguchi, T., Nozaki, T., 2019. Increasing efficiency of carbon dioxide sequestration through high temperature carbonation of cement-based materials. *J. Clean. Prod.* 238, 117980. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2019.117980>

# Transition environnementale des bétons autoplaçants pour la préfabrication

Mathieu Pellerano<sup>1</sup>

<sup>1</sup>LMDC, Université de Toulouse, INSA, UPS, Génie Civil, France

## RESUME

La transition environnementale des usines de préfabrication vers des bétons bas-carbone nécessite un ajustement des formulations afin de satisfaire plusieurs critères : rhéologique (béton autoplaçant), mécaniques au jeune âge (25 MPa nécessaires à 24 heures pour le déplacement des pièces au décoffrage) et mécaniques à long terme notamment en application structurelle. Les bétons étudiés, CEM III et LC3 seul ou combiné avec du laitier de haut fourneau, présentent des réductions d'au moins 40% de CO<sub>2</sub> par rapport un béton de référence à base de CEM I (295 kg.eqCO<sub>2</sub>/m<sup>3</sup>). Différents paramètres d'activation (finesse du laitier - Blaine = 4400 et 6800 cm<sup>2</sup>/g, température de cure entre 20 et 50°C et ajout d'activateur chimique), pris seuls ou combinés, ont été étudiés pour améliorer les résistances mécaniques en compression à 24 heures. Les activations thermique et physique (finesse) des matrices bas-carbone permettent d'atteindre la résistance visée. Une étude combinant caractérisation microstructurale (analyse thermogravimétrique, diffraction de rayons X, porosimétrie), analyse par calorimétrie isotherme et résistance mécanique en compression à l'échelle du liant a été réalisée et montre que, selon le type d'activation, des différences significatives d'assemblage d'hydrates sont observées, notamment sur les phases de type AFt et AFm.

**Mots-clefs** Bétons bas-carbone ; Préfabrication ; Activation ; CEM III ; LC3

## I. INTRODUCTION

La production de ciment Portland (OPC) représente 5 à 8 pourcents des émissions de carbone mondiales (Zhu et al., 2022). L'industrie de la construction cherche donc à réduire son utilisation au profit de solutions à plus faible impact environnemental. Parmi ces solutions, les ciments CEM III ou les matrices de type LC3 peuvent être envisagées (Zhu et al., 2022). Néanmoins, ces liants bas-carbone ne sont pas aussi performants que les bétons CEM I ou CEM II/A du point de vue des résistances mécaniques à la compression au jeune âge (Castellano et al., 2016; Han et al., 2021; Mishra et al., 2019) ce qui pourrait freiner leur mise en place, notamment dans le domaine de la préfabrication. La littérature présente cependant plusieurs solutions, appelées ici *leviers*, permettant d'augmenter les résistances mécaniques au jeune âge et pouvant s'appliquer aux matrices bas-carbone. On retrouve parmi celles-ci la mise en place d'activation chimique (Mishra et al., 2019) ou thermique (Castellano et al., 2016; Cyr and Patapy, 2016; Mishra et al., 2019) et l'utilisation de matières premières de plus grande finesse (Cyr and Patapy, 2016). L'objectif de ce travail est d'étudier plusieurs liants bas-carbone pouvant s'adapter à un cahier des charges de préfabrication consistant en l'obtention de bétons autoplaçants bas-carbone de classe C45/55, avec une résistance à 24 heures d'au moins 25 MPa. En parallèle, l'étude étudie l'impact de ces leviers sur les réactions d'hydratation et leur influence sur les résistances mécaniques.

## II. MATERIAUX ET METHODES

Six liants bas-carbone ont été testés. Trois sont de type binaires (SXX) combinant CEM I (*Lafarge*, CEM I 52,5 R CE CP2 NF) et laitier de haut fourneau (*Ecozem*, noté LHF) avec des taux massiques de LHF de 50 % (S50), 70 % (S70) et 85 % (S85). Ces trois premiers liants correspondent respectivement à des CEM III/A, B et C recomposés. Un liant LC3, composé de 50 % de clinker, de 30 % d'argile calcinée (Métakaolin Flash, *Argeco Developement*), de 15 % de filler calcaire (Betocarb, *Omya*) et de 5 % de gypse (Sulfacal, *Saint-Gobain*), a également été testé (noté LC3\_C50). Enfin, deux liants combinant LC3\_C50 et LHF ont été produits : le premier, noté LC3\_S40, composé de 60 % de LC3\_C50 (soit 30 % de clinker) et 40 % de LHF alors que les proportions sont inversées pour le liant noté LC3\_S60 (soit 20 % de clinker).

Pour chaque liant xxx, trois bétons ont été coulés en faisant varier la finesse du LHF (Blaine = 4400 (Std) ou 6800 cm<sup>2</sup>/g (Fin)) et l'utilisation ou non d'un activateur chimique (*Sika®Rapid8Slag*) :

- LHF Standard + Pas d'activation chimique → xxx\_Std\_NoAcc
- LHF Standard + Activation chimique → xxx\_Std\_Acc
- LHF Fin + Pas d'activation chimique → xxx\_Fin\_NoAcc

Pour chaque béton, quatre températures de cure sont testées (20°C/30°C/40°C/50°C) pendant les 24 premières heures avant une conservation de type endogène à 20°C jusqu'à 28 jours. Ainsi, l'impact des leviers sur les résistances mécaniques à 24 heures ( $f_{c,24h}$ ) et 28 jours ( $f_{c,28d}$ ) est évalué sur des cubes 10x10x10cm<sup>3</sup>. Pour chaque essai, 3 cubes sont testés. Tous les bétons ont été coulés avec un rapport E/L de 0.40 et contiennent un superplastifiant (*Sika® ViscoCrete® Krono-947*, noté SP) afin d'obtenir un béton autoplaçant (contrôlé au cône d'Abrams).

Afin de comprendre l'influence des leviers sur les  $f_{c,24h}$ , une étude sur pâte a été menée avec un double objectif : quantifier et comprendre les avancements de réaction dus aux leviers et évaluer les limites éventuelles sur le développement de résistance mécanique à long terme de certains leviers. Ici, seules des pâtes S70 et LC3\_S60, dont le rapport E/L vaut 0.40, sont étudiées en se basant sur des résistances mécaniques à la compression (6 cubes 2x2x2 cm<sup>3</sup> pour chaque caractérisation), des essais de calorimétrie isotherme, des analyses thermogravimétriques (ATG) et des essais de diffraction à rayons X (DRX). Pour ces deux liants, trois pâtes ont été coulées en faisant varier la finesse du LHF et en ajoutant ou non un accélérateur de LHF. Seules deux températures de cure sont testées à l'échelle de la pâte : 20°C et 50°C.

## III. RESULTATS

### A. Validation du cahier des charges

#### a. Poids carbone des bétons et impact des leviers

A partir des poids carbone des matériaux présentés dans le Tableau 1, la Figure 1 illustre le poids carbone du béton de CEM I et ceux des bétons bas-carbone produits sans action des leviers : c'est-à-dire sans activation chimique ou thermique et avec l'utilisation de laitier de finesse standard (xxx\_Std\_NoAcc\_T20). La Figure 1 présente également, pour chaque béton bas-carbone, la réduction du poids carbone par rapport au béton CEM I, béton de référence de l'étude.

**TABLEAU 1. Poids carbone des matériaux (kg.eqCO<sub>2</sub>/t) (Diogen, 2023).**

	CEM I	LHF	Argile calcinée	Filler	Eau	Granulats	SP
Poids carbone	765	99	139	62	0.3	2.3	1880

En comparaison avec le béton CEM I (i.e. 294 kg.eqCO<sub>2</sub>/m<sup>3</sup>), les bétons bas-carbone permettent de réduire le poids carbone de - 39 % à - 70 % par rapport à la référence. Pour les matrices binaires SXX, plus le taux de CEM I est bas, plus le poids carbone de la matrice est faible. Le même commentaire peut être fait pour les matrices LC3. Ainsi, les bétons S85 et LC3\_S60 conduisent aux émissions les plus faibles, avec des poids carbone respectifs de 87 et 105 kg.eqCO<sub>2</sub>/m<sup>3</sup>.

Sous l'action des leviers, les poids carbone des bétons sont majorés. Une activation thermique à 50°C augmente le poids carbone d'un m<sup>3</sup> de béton de + 2.6 kg.eqCO<sub>2</sub> pour une production d'électricité selon le mix énergétique français (Ademe ; Turner and Collins, 2013). Une activation chimique avec 3 % d'accélérateur, dosage recommandé par le fournisseur, majore le poids carbone du béton de + 25 kg.eqCO<sub>2</sub>/m<sup>3</sup> selon les données fournies par ce dernier. Enfin, en cas d'utilisation de LHF Fin (Blaine = 6800 cm<sup>2</sup>/g), le poids carbone d'une tonne de LHF est rehaussé de + 10 kg.eqCO<sub>2</sub>/t (Sebaibi and Boutouil, 2020) ce qui génère des augmentations entre + 4 et + 8 kg.eqCO<sub>2</sub> pour un m<sup>3</sup> de béton.

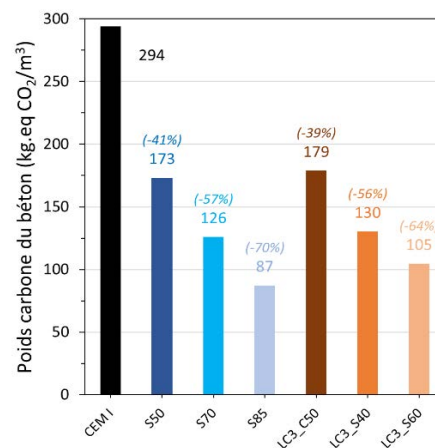


FIGURE 1. Poids carbone du béton CEM I et des six bétons bas-carbone sans action des leviers.

#### b. Résistance mécanique à la compression

La Figure 2 représente les résistances mécaniques à la compression à 24 heures ( $f_{C,24h}$ ) en fonction du poids carbone des bétons et des leviers actionnés. Un second axe horizontal est ajouté pour illustrer le pourcentage de réduction du poids carbone par rapport au béton CEM I, béton de référence de l'étude. Enfin, une ligne horizontale, placée à 25 MPa, permet de visualiser la résistance cible à atteindre à 24 heures.

Sur la Figure 2, chaque liant est représenté par une couleur et les températures d'activation sont représentées par différents marqueurs. Le fond des marqueurs (vide, plein ou rayé) représente la finesse du LHF et l'utilisation ou non d'accélérateur.

Pour chaque type de liant, il est possible d'atteindre 25 MPa, à condition d'utiliser un ou plusieurs leviers. En effet, les  $f_{C,24h}$  des bétons non-activés utilisant un LHF standard (xxx\_Std\_NoAcc\_T20) vont de 4 à 18 MPa, la baisse de la résistance étant corrélée ici à une baisse du poids carbone. Dans le même ordre d'idée, plus le poids carbone d'un béton est bas, plus il sera nécessaire d'actionner les leviers pour atteindre 25 MPa. Pour illustrer ce point, la Figure 3a illustre de manière plus précise l'impact des leviers (activation thermique, activation chimique ou utilisation de LHF Fin) sur les  $f_{C,24h}$  des bétons S70 et LC3\_S60.

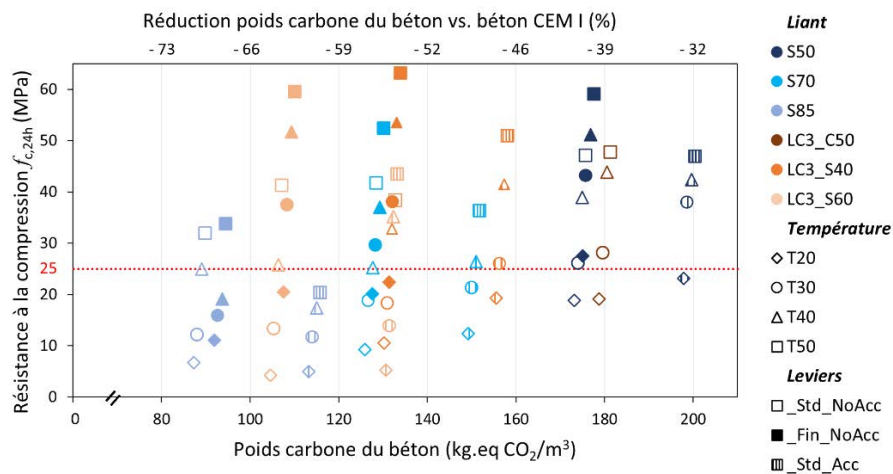


FIGURE 2. Résistance mécanique à la compression à 24h en fonction du poids carbone d'un m<sup>3</sup> de béton.

La Figure 3a montre l'impact positif de la température d'activation sur les  $f_{c,24h}$ . En effet, indépendamment d'une activation chimique ou de la finesse du LHF, les bétons conservés à température ambiante (T20) présentent les  $f_{c,24h}$  les plus faibles. A l'inverse, ceux conservés à 50°C (T50) possèdent les  $f_{c,24h}$  les plus hautes.

La Figure 3a montre également qu'une activation thermique à 40°C ou plus est nécessaire pour atteindre 25 MPa pour les bétons utilisant LHF standard sans activateur chimique (xxx\_Std\_NoAcc, avec xxx = S70 ou LC3\_S60). A température ambiante, une utilisation d'activateur de LHF (xxx\_Std\_Acc\_T20) permet également d'améliorer les  $f_{c,24h}$  des bétons de respectivement + 3 et + 6 MPa par rapport aux bétons non-activés (xxx\_Std\_NoAcc\_T20). Néanmoins, même en cas d'utilisation d'accélérateur de LHF, une activation thermique à 40°C ou plus est nécessaire pour atteindre 25 MPa. L'utilisation de LHF Fin est plus efficace pour améliorer les  $f_{c,24h}$  à température ambiante (xxx\_Fin\_NoAcc\_T20, respectivement + 11 et + 17 MPa) et permet également d'abaisser la température d'activation à 30°C pour atteindre 25 MPa pour les deux liants étudiés.

La Figure 3b présente les résistances mécaniques à 28 jours ( $f_{c,28d}$ ) des bétons S70 et LC3\_S60 en fonction des leviers. Une ligne horizontale est placée à 63 MPa, soit la  $f_{c,28d}$  à atteindre pour obtenir un béton de classe C45/55. L'ensemble des bétons S70 permettent d'atteindre la valeur imposée par le cahier des charges, indépendamment des leviers. A l'inverse, seuls deux bétons LC3\_S60 atteignent cette valeur.

La Figure 3b permet également d'observer l'impact des leviers sur les  $f_{c,28d}$ . Une activation thermique au jeune âge fait chuter les  $f_{c,28d}$  par rapport aux bétons conservés à température ambiante (T20) après coulage. Cette baisse des  $f_{c,28d}$  est plus problématique pour les bétons LC3\_S60 aucun béton activés à 40°C ou plus n'atteint 63 MPa. En revanche, une utilisation d'activateur chimique (xxx\_Std\_Acc) ou de LHF plus fin (xxx\_Fin\_NoAcc) permettent d'améliorer les  $f_{c,28d}$ .

L'étude a ainsi montré qu'il était possible de réduire sensiblement le poids carbone d'un m<sup>3</sup> de béton tout en maintenant les  $f_{c,24h}$  et les  $f_{c,28d}$ . Pour cela, une utilisation des leviers est nécessaire. Dans la partie suivante, l'impact des leviers est étudié à l'échelle de pâtes, afin notamment d'évaluer les avancements de réaction et d'éventuels phénomènes de ralentissement de l'hydratation avec l'utilisation de leviers par rapport au mélange sans activation.

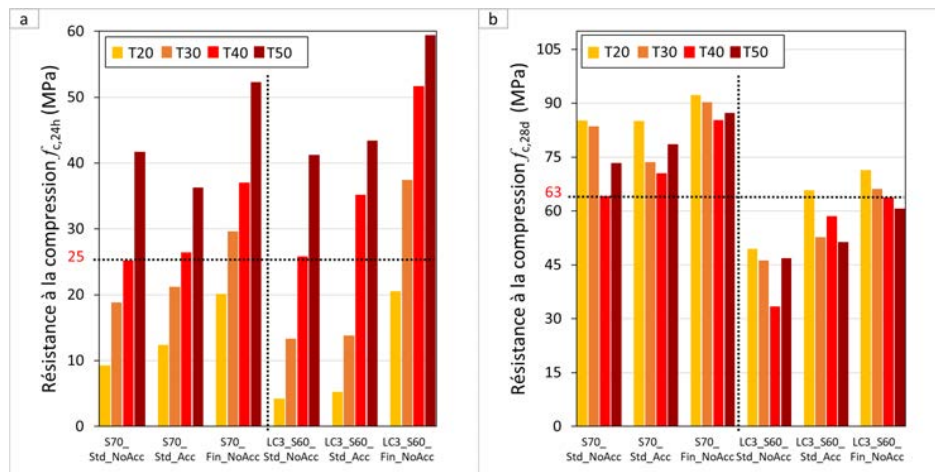


FIGURE 3. Résistance mécanique à la compression à (a) 24 heures et (b) 28 jours de bétons S70 et LC3\_S60.

B. Impact des leviers sur l'hydratation de pâtes S70 et LC3\_S60

a. Mesure de l'avancement des réactions à 24 heures

Après avoir confirmé la corrélation entre les  $f_c$  à l'échelle de la pâte de ciment et du béton (non présentée ici), la Figure 4 présente respectivement les  $f_{c,24h}$  obtenues sur pâte en fonction de la chaleur cumulée à 24 heures obtenue par essais calorimétriques isothermes ( $Q_{24h}$ , Figure 4a) et en fonction de la quantité d'eau liée obtenue par analyse thermogravimétrique (ATG) à 24 heures ( $BW_{24h}$ , Figure 4b).

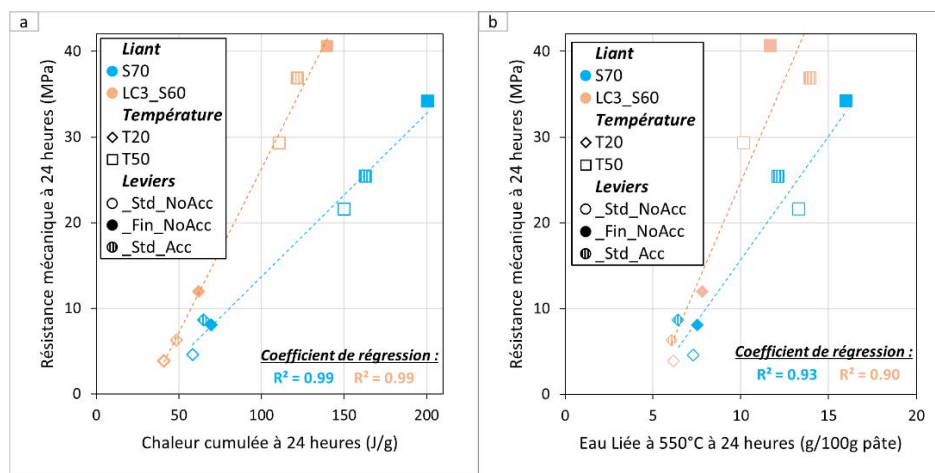


FIGURE 4. Corrélation entre les résistances mécaniques à la compression sur pâtes ( $f_{c,24h}$ ) et (a) la chaleur cumulée à 24 heures ( $Q_{24h}$ ) et (b) la quantité d'eau liée à 24 heures ( $BW_{24h}$ ).

L'analyse des  $f_{c,24h}$  montre que l'impact des leviers est le même à l'échelle de la pâte de ciment et du béton. En effet, les pâtes à 20°C (xxx\_Std\_NoAcc\_T20) possèdent les  $f_{c,24h}$  les plus faibles pour les deux liants. L'activation thermique à 50°C (xxx\_Std\_NoAcc\_T50) est le levier le plus impactant, suivi de la finesse du LHF (xxx\_Fin\_NoAcc\_T20) et enfin de l'activation chimique (xxx\_Std\_Acc\_T20), levier le moins efficace pour améliorer les performances au jeune âge. Enfin, comme observé sur béton, les pâtes combinant activation thermique et utilisation de LHF fin (xxx\_Fin\_NoAcc\_T50) possèdent les  $f_{c,24h}$  les plus élevées.



La Figure 4a présente le lien entre  $f_{C,24h}$  sur pâte et chaleur cumulée  $Q_{24h}$ . Ainsi, plus le dégagement de chaleur est important, plus la résistance mécanique en compression est élevée. Il se dégage même une corrélation linéaire avec un  $R^2 = 0,99$  entre ces deux paramètres pour les deux matrices ; ce  $R^2$  étant calculé à partir des six pâtes de chacune des matrices. L'augmentation des  $f_{C,24h}$  en cas d'action des leviers peut ainsi être expliquée par une intensification des réactions d'hydratation.

La Figure 4b présente les  $f_{C,24h}$  en fonction de la quantité d'eau liée entre 10 et 550°C à 24 heures ( $BW_{24h}$ ). Cette valeur correspond à la masse d'eau liée par la formation des phases C-(A)-S-H, ettringite, portlandite et AFm (*Aluminate Ferrite mono*). Pour les deux matrices, l'augmentation des  $f_{C,24h}$  en cas d'action des leviers semble associée à une formation de produits d'hydratation en quantité plus importante, illustrée par une valeur d'eau liée  $BW_{24h}$  plus élevée. Là encore, une forte corrélation entre  $f_{C,24h}$  et  $BW_{24h}$  est obtenue, avec des coefficients de régression  $R^2$  respectifs de 0.93 et 0.90 pour les pâtes S70 et LC3\_S60.

La Figure 5a présente les degrés de réaction  $\alpha$  à 24 heures des pâtes S70 et LC3\_S60 en fonction des leviers ; ce degré de réaction, obtenu par analyses des essais calorimétriques, correspond au rapport de la chaleur cumulé à 24 heures (ou 28 jours) sur la chaleur dégagée par les pâtes de référence (xxx\_Std\_NoAcc\_T20) à un temps infini. Ainsi, les deux références ont un degré de réaction similaire ( $\alpha \approx 33\%$ ) à 24 heures. En cas d'activation chimique ou d'utilisation de LHF Fin, des augmentations du degré sont observées ( $\approx +10\%$ ), mais les augmentations les plus importantes sont observées en cas d'activation thermique à 50°C ( $\approx +55\%$ ). Les gains de  $f_{C,24h}$  observés à l'échelle des bétons en cas d'action des leviers peuvent ainsi être liés à un avancement plus important des réactions d'hydratation.

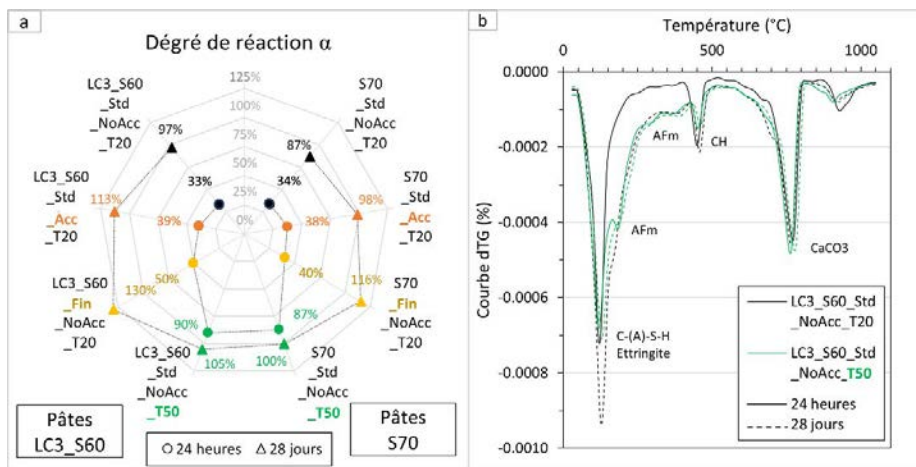


FIGURE 5. (a) Impact des leviers sur le degré de réaction de pâtes S70 et LC3\_S60. (b) Impact d'une activation thermique à 50°C sur l'assemblage de phase d'une pâte LC3\_S60.

b. Assemblages de phases à 24 heures

La Figure 6 présente les spectres DRX de pâtes S70 et LC3\_S60 après 24 heures d'hydratation en fonction des leviers. Les pâtes de référence (xxx\_Std\_NoAcc\_T20) sont notamment formées de C-(A)-S-H, d'ettringite (AFt) et de portlandite (CH), ce qui a été confirmé par les essais ATG. Les essais montrent également la formation de phases AFm à 24 heures, des hémicarboaluminates (Hc) pour la pâte S70 et des monosulfoaluminates (Ms) pour la pâte LC3\_S60.

En cas d'activation chimique (xxx\_Std\_Acc\_T20) ou d'utilisation de LHF fin (xxx\_Fin\_NoAcc\_T20), ces quatre mêmes phases sont formées. Néanmoins, les quantités d'hydrates sont plus importantes, comme l'a montré l'étude des quantités d'eau liée  $BW_{24h}$  (cf. Figure 4b). En revanche, l'assemblage de phase est modifié en cas d'activation thermique à 50°C (xxx\_Std\_NoAcc\_T50) avec une absence (S70) ou une réduction (LC3\_S60) de la quantité d'ettringite (AFt) et une prédominance d'AFm type monosulfoaluminates (Ms) dans les deux cas. Il semble aussi que des monocarboaluminates (Mc) soient formés en cas d'activation thermique, mais en moins grande quantité que les Ms.

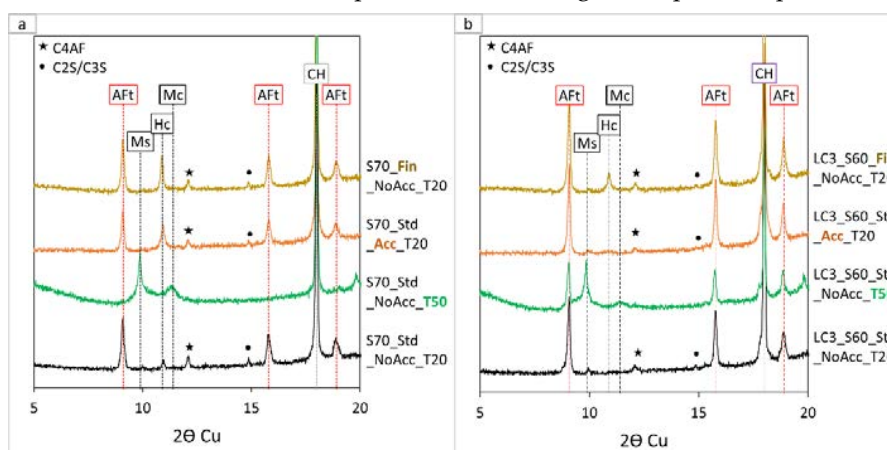


FIGURE 6. Impact des leviers sur l'hydratation de pâtes (a) S70 et (b) LC3S60 selon les spectres DRX à 24h.

### c. Impact d'une activation thermique sur l'hydratation à 28 jours

La Figure 3b a montré qu'une activation thermique des bétons S70 et LC3\_S60 avait un impact négatif sur les  $f_{c,28d}$ . En effet, l'évolution des  $f_c$  entre 24 heures et 28 jours d'un béton non activé (T20) est plus importante que pour le même béton activé à 50°C (T50).

La Figure 5b montre les courbes DTG de pâtes LC3\_S60 après 24 heures (trait plein) et à 28 jours (pointillés). Pour la pâte LC3\_S60 de référence (LC3\_S60\_Std\_NoAcc\_T20), il semble que les quantités de C-(A)-S-H, ettringite et AFm augmentent au cours de l'hydratation. A l'inverse, les courbes à 24 heures et 28 jours de la pâte activée à 50°C (LC3\_S60\_Std\_NoAcc\_T50) sont confondues, traduisant une absence d'évolution. Ce point est confirmé par l'évolution de la quantité d'eau liée  $BW$  entre ces deux échéances : + 4.4 g/100g de pâte sans activation thermique contre + 0.4 g/100g en cas d'activation à 50°C. Un ralentissement des réactions semble apparaître lorsqu'une activation thermique est mise en place au jeune âge.

La Figure 5a, qui représente les degrés de réaction  $\alpha$  à 24 heures et 28 jours de l'ensemble des pâtes S70 et LC3\_S60, semble confirmer l'hypothèse du blocage des réactions d'hydratation en cas d'activation thermique au jeune âge. En effet, l'évolution du degré de réaction  $\alpha$  est plus importante pour les pâtes sans activation thermique (T20) (en moyenne + 68 %) par rapport aux deux pâtes activées à 50°C (+ 14 %).

*Nota :* Un degré de réaction supérieur à 100% est atteint quand la chaleur cumulée d'une pâte à 28 jours dépasse la chaleur cumulée de la pâte de référence à un temps supposé infini.

## CONCLUSION

L'objectif de cette étude était d'obtenir des bétons bas-carbone autoplaçants de classe C45/55 ayant une résistance mécanique à la compression d'au moins 25 MPa à 24 heures, afin de correspondre à un cahier des charges de préfabricant. Les conclusions suivantes peuvent être faites :

- Les liants binaires CEM I + LHF (SXX, équivalent à des CEM III) ou les liants LC3 seuls ou combinés avec du LHF peuvent respecter les demandes du cahier des charges.
- Selon le liant, le poids carbone d'un m<sup>3</sup> de béton peut être réduit de - 40 à - 70 % par rapport à un béton formulé avec du CEM I. De légères variations sont observées sur le poids carbone de matrice activées thermiquement ou utilisant un LHF plus fin. Au contraire, une augmentation non négligeable est observée en cas d'activation chimique.
- L'utilisation de *leviers* est nécessaire pour atteindre 25 MPa à 24 heures avec ces liants. Parmi ces leviers, l'activation thermique est le plus efficace pour améliorer les résistances au jeune âge, suivi de l'utilisation de LHF fin et de l'utilisation d'accélérateur de LHF. Plus le poids carbone est bas, plus l'action des leviers doit être forte, ce qui peut être expliqué par la baisse de la quantité de clinker.
- L'action des leviers impacte les mécanismes d'hydratation à 24 heures, avec notamment un avancement du degré de réaction illustré par l'intensification de phénomènes d'hydratation et une formation d'hydrates en plus grande quantité. Ces changements sont les plus marqués en cas d'activation thermique.
- L'application des leviers a également des conséquences sur les résistances mécaniques à 28 jours. Ces impacts sont positifs pour une utilisation de LHF fin ou une utilisation d'accélérateur de LHF, mais sont négatifs pour une activation thermique. Ce levier semble en effet conduire à un ralentissement des réactions d'hydratation.

## REFERENCES

- Ademe. Bilan des émissions de gaz à effet de serre [WWW Document]. URL [bilans-ges.ademe.fr](http://bilans-ges.ademe.fr)
- Castellano, C.C., Bonavetti, V.L., Donza, H.A., Irassar, E.F., 2016. The effect of w/b and temperature on the hydration and strength of blast-furnace slag cements. *Construction and Building Materials* 111, 679–688. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.11.001>
- Cyr, M., Patapy, C., 2016. Synergic effects of activation routes of ground granulated blast-furnace slag (GGBS) used in the precast industry. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.01.001>
- Diogen - Constituants des bétons et poids carbone [WWW Document], 2023. URL <http://www.diogen.fr/index.php/constituants-du-beton> (accessed 1.27.23).
- Han, Y., Lin, R., Wang, X.-Y., 2021. Performance and sustainability of quaternary composite paste comprising limestone, calcined Hwangtoh clay, and granulated blast furnace slag. *Journal of Building Engineering* 43. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.102655>
- Mishra, G., Emmanuel, A.C., Bishnoi, S., 2019. Influence of temperature on hydration and microstructure properties of limestone-calcined clay blended cement. *Mater Struct* 52, p91. <https://doi.org/10.1617/s11527-019-1390-5>
- Sebaibi, N., Boutouil, M., 2020. Reducing energy consumption of prefabricated building elements and lowering the environmental impact of concrete. *Engineering Structures* 213, n°110594. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110594>
- Turner, L.K., Collins, F.G., 2013. Carbon dioxide equivalent (CO<sub>2</sub>-e) emissions: A comparison between geopolymers and OPC cement concrete. *Construction and Building Materials* 43, p.125–130. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.01.023>
- Zhu, H., Chen, W., Cheng, S., Yang, L., Wang, S., Xiong, J., 2022. Low carbon and high efficiency limestone-calcined clay as supplementary cementitious materials (SCMs): Multi-indicator comparison with conventional SCMs. *Construction and Building Materials* 341. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.127748>

# Évaluation de la performance environnementale de la technique de construction en adobe

Paula HIGUERA<sup>1</sup>

*1 GPEM-MAST, Université Gustave Eiffel, F-44344 Bouguenais, France*

**RESUME** L'objectif de l'article est d'évaluer la performance environnementale de la technique de construction en terre d'adobe par le biais d'un modèle ACV paramétré basé sur une analyse de sensibilité, de scénarios et de parties prenantes afin d'identifier les acteurs impliqués dans la génération des impacts ainsi que leurs leviers d'action. L'approche qui a été réalisée pour évaluer la technique de construction en adobe nous a permis d'identifier que la stabilisation avec du ciment et de la chaux, le transport des matériaux, le type de stockage de la terre, les processus mécanisés et le type de terrain transformé sont les principaux aspects sur lesquels reposent les impacts environnementaux. En outre, un seul acteur économique a été identifié comme le principal acteur impliqué dans le contrôle des leviers d'action pour minimiser les aspects environnementaux.

**Mots-clefs** ACV, adobe, construction durable, performance environnementale

## I. INTRODUCTION

La construction traditionnelle en terre a connu une renaissance remarquable au cours des dernières décennies, liée à la prise de conscience croissante des enjeux environnementaux, notamment dans le secteur de la construction, dont le défi majeur dans les années à venir, est de trouver des solutions de construction ayant un faible impact sur l'environnement en termes de consommation de ressources, de production de déchets, de changement climatique et de biodiversité. En ce sens, la construction en terre apparaît comme une alternative intéressante car elle privilégie les matériaux locaux et les circuits courts [1]–[4].

Cependant, malgré les efforts réalisés par les acteurs du secteur de la construction en terre sur le territoire français, les outils d'écoconception permettant d'identifier les bénéfices et les limites environnementales de ces techniques, dès la phase de conception, sont encore rares. De plus, la méthode normative de l'ACV fournit rarement des informations suffisantes et claires pour la prise de décision, en raison de l'incertitude des données, de leur approche moyennée qui empêche d'identifier les effets de solutions différentes, et de la difficulté pour les décideurs d'interpréter les résultats quantitatifs.

Ces limites méthodologiques ont déjà été abordées et ont conduit à une nouvelle approche appelée « ACV orientée action » [5]. Cette méthode combine des inventaires paramétrés de modèles de processus dans le système de premier plan (qui est la partie du système sous l'influence directe des décideurs [6]), avec l'analyse de sensibilité (AS). Ce type de méthode a été développé en détail [7] puis améliorée et appliqué sur diverses études de cas : le béton de chanvre, la culture des micro algues et la durabilité du béton [8]–[10]. Cependant, dans ces divers cas d'étude, le système de premier-plan correspond à un seul acteur correspondant à un procédé bien identifiés, dont les

paramètres sont essentiellement de nature physicochimique. Or dans notre cas, plusieurs acteurs sont concernés, et ils peuvent faire de nombreux choix, chacun générant une série de scénarios possibles. Ces choix se traduisent en modélisation par des paramètres discontinus codés (qualifiés de discrets au sens mathématique), par exemple : choix 1, choix 2, ... choix n. Ce type de paramètre n'est pas analysable par des méthodes AS car la valeur du paramètre (1, 2, ..., n) n'a pas de sens physique. La méthode « ACV orientée action » [5] doit donc intégrer une amélioration méthodologique afin de réaliser l'évaluation environnementale systématique de nombreux scénarios. Dans cet article, nous cherchons à appliquer le modèle "ACV orienté action" à l'évaluation d'une des techniques de construction en terre, la technique de l'adobe. Les adobes sont des éléments de maçonnerie qui sont moulés à l'état plastique, séchés et utilisés pour la construction de murs porteurs ou de cloisons.

Le problème des nombreux scénarios est résolu en en générant systématiquement tous les scénarios possibles de construction en adobe, ce qui permet, d'une part, une analyse de contribution pour identifier les processus et paramètres sur lesquels reposent les impacts environnementaux de la construction en adobe et, d'autre part, une analyse de responsabilité pour identifier les acteurs impliqués dans la génération des impacts, ainsi que leurs leviers d'action.

## I. METHODES

### A. Principes de la méthode « ACV orientée action »

La méthodologie initiale de « l'ACV orientée action » [5] suit six étapes principales :

1. Développement d'un modèle paramétrique détaillé des divers procédés du système de premier plan. Ce modèle paramétrique est caractérisé par un ensemble de paramètres continus des différents processus.
2. Catégorisation de chacun des paramètres du modèle comme contrôlable ou non contrôlable par un ou plusieurs acteurs du système de premier-plan.
3. Identification d'une distribution de probabilité pour chaque paramètre continu.
4. AS de Morris [11], appliquée sur les paramètres continus du modèle listés afin de les classer par ordre d'influence sur chaque indicateur environnemental et en déterminer le sens et la forme de cette influence. Cette méthode d'AS repose basée sur l'hypothèse de l'indépendance des paramètres.
5. Identification des leviers d'action définis comme les paramètres continus de premier plan contrôlables et ayant une influence significative sur au moins un impact environnemental.
6. Comparaison des résultats d'indicateurs d'impact pour les scénarios par indicateur pour lesquels les valeurs des leviers d'actions sont fixés à leurs valeurs les plus favorables (scénario symbolisé « + » et minimisant la valeur de l'indicateur) et défavorables (scénario symbolisé « - » et minimisant la valeur de l'indicateur). Les paramètres n'étant pas identifiés comme leviers d'action (non influents sur l'ensemble des indicateurs) sont fixés à leur valeur moyenne.

### B. Adaptation de la méthode « ACV orientée action » à un grand nombre de scénarios

La problématique des nombreux scénarios est à la fois de nombreuses valeurs de paramètres discrets avec des paramètres de modèles physiques de processus qui dépendent parfois de ces paramètres discrets. Par exemple, le procédé de stabilisation de la terre peut être modélisé comme un processus physique ayant recours à des paramètres continus tels que le pourcentage de sable, de ciment ou d'eau à ajouter. Cependant, l'occurrence du processus de stabilisation lui-même est conditionné par un paramètre discret correspondant au choix d'avoir recours ou non à la stabilisation de la terre. Ainsi, tous les paramètres continus liés au procédé de stabilisation doivent régulièrement prendre une valeur nulle lorsque le choix de l'acteur indique le non-recours à ce procédé. Les simulations doivent tenir compte de cette dépendance. Pour cela, il est nécessaire d'ajouter de nouvelles étapes à la méthode initiale « d'ACV orientée action » [5]. Ces étapes sont numérotées dans l'ordre de leur réalisation en complément de celles indiquées dans la section précédente :

- La première étape (0) consiste à établir un organigramme des décisions possibles à chaque étape du système. Cet organigramme reflète l'ensemble des choix. La valeur du code détermine alors l'exclusion ou non d'un processus qui en dépend dans le système, ce qui équivaut mathématiquement à attribuer une valeur nulle ou non nulle au flux de référence du processus considéré.
- Une étape (4b), consiste à générer de manière systématique l'ensemble des scénarios possibles. Un scénario est défini comme une combinaison de choix. Le nombre total de scénarios possibles est donné par l'équation (1).

$$S_t = k_1 * \dots * k_i \quad (1)$$

Avec  $S_t$  le nombre total de scénarios,  $k$  le nombre de choix possibles par paramètre discret et  $i$  le nombre de paramètres discrets du modèle.

- Une étape (5b) consiste à classer l'ensemble des scénarios identifiés selon chaque indicateur environnemental. L'intervalle de variabilité pour chaque impact environnemental est construit à partir de la valeur d'impact minimale et maximale obtenues sur l'ensemble des scénarios testés  $S_t$ . Lors de ce calcul, les valeurs des paramètres continus du modèle sont fixées à leur valeur par défaut (moyenne).
- Une étape (5c) consiste à calculer les incertitudes sur les résultats à partir de la propagation des incertitudes des paramètres continus contextuels (non contrôlables) par simulation de Monte Carlo. Lors de ce calcul, les valeurs des paramètres continus décisionnels (contrôlables) du modèle sont fixées à leur valeur par défaut (moyenne).
- Une étape (6b) consiste à croiser les valeurs favorables des paramètres continus avec celles des scénarios pour chaque indicateur afin d'identifier les meilleures solutions et en tenant compte de leurs significativités au regard des incertitudes.

Pour mener à bien cette démarche un programme de simulation des scénarios, des processus et de leurs inventaires de cycle de vie a été développé à l'aide d'Excel utilisant des données de la base de données Ecoinvent 3.7.1. Cet outil a ensuite été couplé à trois scripts principaux en langage Python qui permettent : l'AS des paramètres continus du modèle, le calcul des impacts environnementaux des scénarios générés et l'évaluation de l'incertitude des paramètres contextuels. Ces scripts ont été développés à l'aide des bibliothèques SALib [12] et Brightway2 [13].

### III. Analyse du cycle de vie

#### A. Objectif et champ d'application

Le modèle se concentre sur l'ACV de la phase de construction d'un mur d'adobe qui est réalisée "du berceau à la porte" et illustré dans la Figure 1. Le flux de référence est défini comme 1m<sup>2</sup> de mur porteur en adobe. Deux voies principales sont considérées selon que les briques d'adobe sont fabriquées sur le site de construction ou qu'elles sont fabriquées industriellement (hors site) et vendues prêtes à l'emploi.

#### B. Modélisation du système de premier plan

Les inventaires du système de premier plan sont basés sur la modélisation de onze sous-processus (Figure 1). Les intervalles de variation des paramètres ont été définis selon des avis des experts et/ou en se basant sur le guide des bonnes pratiques pour l'adobe [14]. Le modèle comprend 27 paramètres qui sont décrits dans le Tableau 1.

Tableau 1 Description des paramètres du modèle – Notation des paramètres : première lettre P = paramètre, seconde lettre D = décisionnel ou C=contextuel ; troisième lettre D = discret ou C = continu ; numéro du paramètre

Id	Description du paramètre	Unité	Min	Max	Acteur concerné
PDD-1	Type de terrain transformé (site industriel=1; site agricole=2; forêt = 3; pâturage =4; site urbain =5)	-	1	5	Maître d'ouvrage public/privé
PDD-2	II Type de stockage de la terre récupérée hors site de construction (milieu urbain/industriel= 1; milieu rural = 2)	-	1	2	
PDD-3	Criblage de terre sur site de construction (si non = 0 si oui = 1)	-	0	1	Entreprise gros œuvre/second œuvre
PDD-4	Concassage de terre sur site de construction (si non = 0 si oui = 1)	-	0	1	
PDD-5	Malaxage mécanique sur site de construction (si non = 0; si oui et malaxeur mécanique= 1; si bétonnière électrique =2; si bétonnière diesel =3)	-	0	3	
PDD-6	Manutention de lavage pour la mise en œuvre du mur (si non = 0 si oui = 1)	-	0	1	
PDD-11	Préfabrication en atelier de construction des éléments constructifs (si oui=1; si non=0)	-	0	1	
PDC-1	Pourcentage massique de produits fabriqués utilisés dans le m <sup>2</sup> de mur (BTC, adobes, pisé ou bauge)	%	0%	100%	
PDC-2	Pourcentage massique de terre récupérée hors site de construction pour la fabrication de matériaux sur le chantier (Adobe-Bauge)	%	0%	100%	
PDC-5	Distance de transport <sup>1</sup>	km	0	50	
PDC-6	Distance de transport <sup>2</sup>	km	0	500	
PDC-11	Coefficient massique de chaux à ajouter en chantier (Adobe)	%	0%	15%	
PDC-12	Coefficient massique de sable à ajouter en chantier (Adobe)	%	0%	15%	
PDC-13	Coefficient massique de ciment à ajouter en chantier (Adobe)	%	0%	15%	
PDC-14	Coefficient massique de fibres à ajouter en chantier (Adobe)	%	0%	5%	
PDC-20	Coefficient massique de sable à ajouter (mortier)	%	0%	60%	
PDC-21	Coefficient massique de chaux à ajouter (mortier)	%	0%	15%	
PDC-22	Coefficient massique de ciment à ajouter (mortier)	%	0%	15%	
PDC-27	Longueur des briques adobes	m	0,35	0,45	
PDC-28	Largeur des briques adobes	m	0,25	0,3	
PDC-29	Épaisseur des briques adobes	m	0,04	0,15	
PDC-30	Épaisseur de la couche de mortier pour la mise en œuvre d'un mur en briques adobes	m	0,01	0,015	
PDC-31	Surface totale bâtie	m <sup>2</sup>	10	2500	
PCC-1	Masse volumique sèche de la terre	t/m <sup>3</sup>	1	1,7	-
PCC-2	Coefficient de teneur massique naturelle d'eau de la terre	%	0%	40%	-
PCC-3	Hauteur du tas pour le stockage	m	0,1	1	-
PCC-4	Durée de stockage de terre	année	0,01	3	-

1 Transports courtes distances : briques entre l'atelier de fabrication et le site de construction - des stabilisants - équipements et engins de chantier

2 Transports longues distances : terre entre site d'extraction et site de transformation - terre entre site de stockage secondaire et site de transformation

La combinaison systématique de chacune des valeurs de chaque paramètre décisionnel discret aboutit à générer 640 scénarios différents (voir équation 1) et numérotés de 1 à 640. La description des inventaires du cycle de vie des sorties et des entrées des systèmes de premier plan pour l'ensemble des scénarios identifiés pour chaque technique et pour chaque cas est disponible à l'annexe 1.

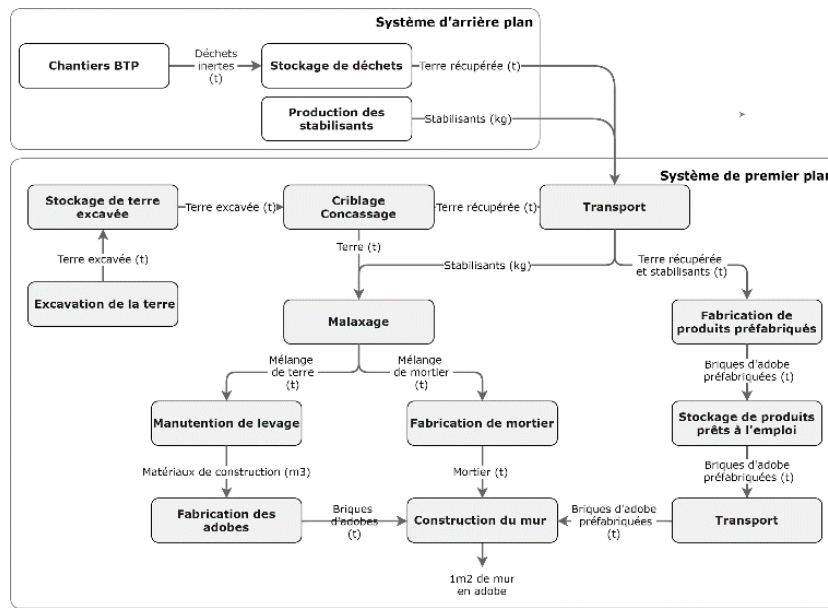


Figure 1. Système d'ACV pour la construction d'1 m<sup>2</sup> de mur en terre en adobe

### III. RESULTATS ET DISCUSSION

#### A. Analyse de sensibilité sur les paramètres décisionnels continus

Le Tableau 2 présente les paramètres décisionnels continus classés par ordre d'influence pour chaque indicateur environnemental. Quatre aspects majeurs de cette analyse de sensibilité peuvent être mis en évidence :

1. À l'exception des paramètres relatifs à la taille des briques (PDC-27/28/29) et à la surface bâtie (PDC-31), les paramètres continus du modèle ont une influence croissante (ce qui signifie que plus la valeur du paramètre est élevée, plus l'impact généré est important) et que leurs valeurs favorables sont leurs valeurs minimales dans leurs intervalles de variation.
2. La taille de la brique affecte l'indicateur formation de particules de manière décroissante (PDC-27/28/29). Deux raisons peuvent expliquer ce résultat. D'une part, une même surface de mur nécessite un plus grand nombre de briques si elles sont petites. Le temps de fabrication et la quantité de mortier augmentent avec le nombre de briques. Si les mortiers contiennent du liant (ciment, chaux), les impacts augmentent considérablement.
3. L'utilisation de liants est très influente sur la plupart des impacts environnementaux (principalement les indicateurs d'acidification, de changement climatique, d'eutrophisation des eaux douces et terrestres), de manière plus importante lorsqu'il s'agit de la stabilisation au ciment (PDC-13/22), puis à la chaux (PDC-11/21).
4. L'origine de la terre utilisée (PDC-2) (plus précisément la terre récupérée hors site), l'origine des briques utilisées (PDC-1) (plus précisément celles achetées prêtes à l'emploi), ainsi que les distances de transport longues (PDC-6), ont également une influence importante, bien que plus modérée que celle des liants, sur tous les indicateurs environnementaux.



5. La durée du stockage (PCC-4) a une influence significative sur l'indicateur d'occupation des sols.
6. La surface totale bâtie (PDC-31) a une influence décroissante sur l'indicateur d'appauvrissement de la couche d'ozone.
7. Les paramètres décisionnels influents identifiés sont tous attribués au même acteur économique : l'entreprise de gros œuvre et de second œuvre.

**Tableau 2 Paramètres classés par ordre d'influence pour chaque indicateur**

ID	Indicateur environnemental	Classement des paramètres influents						
		1	2	3	4	5	6	7
IE1	Acidification	PDC-13	PCC-1	PDC-11	PDC-2	PDC-1	PDC-14	PDC-22
IE2	Changement Climatique		PDC-11	PCC-1		PDC-22	PDC-21	PDC-1
IE3	Eutrophisation : Eau Douce		PCC-1	PDC-11	PDC-1	PDC-2	PDC-22	PDC-21
IE4	Eutrophisation : Terrestre						PDC-14	PDC-22
IE5	Formation D'ozone Photochimique : Santé Humaine				PDC-2	PDC-1	PCC-2	PDC-6
IE6	Utilisation Des Sols	PCC-4	PDC-2	PCC-3	PCC-1	PDC-14		PDC-1
IE7	Toxicité Humaine : Cancérogène	PDC-1	PCC-1	PDC-2	PDC-13	PDC-11		PDC-6
IE8	Ressources Matérielles : Métaux/Minéraux		PDC-13	PCC-1	PDC-2		PDC-14	PDC-22
IE9	Écotoxicité : Eau Douce	PDC-2	PCC-1	PCC-2	PDC-6	PDC-1		PDC-13
IE10	Appauvrissement De L'ozone			PDC-11	PDC-13	PCC-2	PDC-6	PDC-31*
IE11	Ressources Énergétiques : Non-Renouvelables	PCC-1	PDC-2					PDC-1
IE12	Eutrophisation : Marine		PDC-14	PDC-13	PDC-11	PDC-2	PDC-1	PDC-29*
IE13	Rayonnement Ionisant : Santé Humaine		PDC-13	PDC-11	PDC-2	PCC-2	PDC-6	PDC-22
IE14	Toxicité Humaine : Non Cancérogène	PDC-14	PCC-1	PDC-2	PDC-13	PDC-11	PCC-2	PDC-6
IE15	Utilisation De L'eau			PDC-13	PDC-11	PDC-1		-
IE16	Formation De Matières Particulaires	PDC-29*	PDC-2	PCC-1	PDC-27*		PDC-13	PDC-28*
	Paramètres relatifs à la stabilisation de la terre. PDC-14 : stabilisation avec des fibres ; PDC-13/22 : stabilisation avec du ciment et PDC-11/21 : stabilisation avec de la chaux							
	Paramètres contextuels. PCC-1 : masse volumique sèche de la terre ; PCC-2 : coefficient de teneur massique naturelle d'eau ; PCC-3 : hauteur du tas pour le stockage et PCC-4 : durée du stockage							
	Distance de transport							
	Paramètres liés à la taille des briques							
	Utilisation de briques préfabriquées prêtes à l'emploi							
	Pourcentage de terre récupérée hors site de construction							
	Surface bâtie							

\* Paramètre décroissant

### B. Analyse de la variabilité et de l'incertitude

Parmi les variables non contrôlées, introduisant de l'incertitude, la masse volumique de la terre sèche PCC-1 et la teneur en eau naturelle de la terre PCC-2 sont les plus influentes sur l'ensemble des impacts évalués. Le tableau 3 présente les valeurs des intervalles de variabilité fournis par les paramètres continus contrôlables et l'intervalle d'incertitude fourni par les paramètres continus non contrôlables du modèle. Les résultats montrent que les paramètres continus non contrôlables n'apportent pas une incertitude très importante sur la plupart des indicateurs considérant que l'intervalle d'incertitude est en général moins élevé que l'intervalle de variabilité liés aux paramètres contrôlables.

### C. Analyse de scénarios

Le tableau 4 contient chaque scénario qui minimise au moins un impact environnemental. Deux groupes de scénarios sont identifiés par cette analyse. Le premier groupe est constitué de 11 scénarios sur 640 qui minimisent l'impact d'occupation de sols (IE6) uniquement. Le second groupe est constitué de 17 scénarios, qui minimisent l'ensemble des autres impacts environnementaux considérés.

On identifie également deux scénarios qui minimisent tous les impacts environnementaux : le 261 et le 294. Ces deux scénarios correspondent à des chantiers en zones urbaines, avec un stockage

de la terre excavée qui se fait sur site ou bien de la terre est récupérée hors site dans une zone rurale, et où la majorité des processus de fabrication et de construction de la terre lors des chantiers de construction sont effectués manuellement. La seule différence entre ces scénarios est le choix d'utiliser ou non un engin de manutention de levage qui est négatif pour le scénario 261 et positif pour le 294. Cependant, ces deux scénarios ne sont pas nécessairement applicables dans la pratique. En effet, stocker des matériaux dans une zone rurale, pour un chantier qui se déroule dans une zone urbaine impliquerait un transport que ces scénarios ne prennent pas en compte et qui aurait des répercussions sur les impacts environnementaux. En ce sens, les scénarios 261 et 294 ne sont pas des scénarios plausibles, car ils sont construits sans tenir compte d'une incompatibilité de choix. Le scénario le plus proche applicable dans la pratique est celui pour lequel le stockage des matériaux a lieu dans une zone urbaine. Ce scénario correspond au 583, qui prend bien en compte le transport additionnel et qui, lui, ne minimise que 15 des 16 impacts environnementaux considérés.

Tableau 3. Intervalle de variabilité et d'incertitude des paramètres continus du modèle

ID impact (1)	Intervalle de variabilité		Intervalle de incertitude		Unité
	min	max	min	max	
IE1	0,01	0,53	0,03	0,45	mol H+ Eq
IE2	3,17	183,23	12,79	159,15	kg CO2-Eq
IE3	4E-04	0,01	1E-03	0,01	kg P-Eq
IE4	0,04	1,67	0,11	1,44	mol N-Eq
IE5	0,01	0,41	0,03	0,34	kg NMVOC-Eq
IE6	483,30	8491,85	1475,18	5051,86	points
IE7	6E-08	3E-06	2E-07	2E-06	CTUh
IE8	3E-06	4E-04	2E-05	4E-04	kg Sb-Eq
IE9	2,34	197,20	7,71	140,39	CTUe
IE10	2E-07	2E-05	2E-05	1E-05	kg CFC-11-Eq
IE11	20,85	1427,10	88,87	1129,23	MJ
IE12	0,01	0,18	0,01	0,15	kg N-Eq
IE13	0,12	9,18	0,83	7,40	kg U235-Eq
IE14	2E-06	2E-05	3E-06	1E-05	CTUh
IE15	0,26	27,82	1,16	23,51	m3
IE16	2E-06	1E-05	2E-06	1E-05	Incidence maladies

(1) ID identifiant de l'impact environnemental (voir Tableau 2)

Tableau 4. Scénarios de construction en adobe qui minimisent les impacts environnementaux

ID impact / ID scénario	IE1	IE2	IE3	IE4	IE5	IE6	IE7	IE8	IE9	IE10	IE11	IE12	IE13	IE14	IE15	IE16	Total indicateur minimisé
35																	1
79																	15
103																	1
108																	15
115																	15
130																	15
147																	15
213																	15
254																	15
256																	15
257																	1
261																	16
294																	16
310																	1
315																	15
322																	15
334																	1
373																	15
394																	1
486																	1
490																	15
494																	15
502																	1
508																	15
513																	1
583																	15
<b>Total scénarios minimaux</b>	17	17	17	17	17	11	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	

D. Conclusions

Le modèle développé a permis d'identifier les paramètres de la construction en adobe responsables de la génération des impacts environnementaux ainsi que les incertitudes du modèle.

Le modèle permet de trouver des solutions mathématiquement optimales qui ne sont pas nécessairement des solutions réalisables dans la pratique. D'un point de vue méthodologique, la construction des scénarios par combinaison systématique des valeurs des paramètres, nécessite une analyse préalable des possibles incompatibilités entre certains choix qui doit conduire à éliminer certains scénarios avant le calcul. C'est une analyse importante à intégrer dans les étapes de la méthode. Cette étape de fiabilisation des scénarios doit être réalisée avec les professionnels pour être plus pertinente.

Les meilleurs scénarios ont en commun de ne pas utiliser de liants, de minimiser l'utilisation de briques prêtes à l'emploi et de minimiser le transport des matériaux. La stabilisation de la terre, en particulier avec du ciment et de la chaux, contribue de manière très significative aux impacts environnementaux évalués.

Ces recommandations sont basées sur une analyse de la performance environnementale à l'échelle du mur, mais pour un bâtiment, l'ensemble des éléments qui le composent (fondations, ouvertures, enduits...) et leurs interactions doivent également être pris en compte. Ce travail doit permettre à terme de créer des profils types murs en terre crue, basés sur des performances environnementales équivalentes et utilisables à l'échelle d'un bâtiment

Des travaux complémentaires sont également nécessaires aussi pour explorer les aspects sociaux et économiques de la construction en pisé afin d'aboutir à une réflexion complète.

## REFERENCES

- [1] U. Röhlen et C. Ziegert, *Construire en terre crue: construction, rénovation, finitions*. Editions Le Moniteur, 2013.
- [2] J. C. Morel, A. Mesbah, M. Oggero, et P. Walker, « Building houses with local materials: means to drastically reduce the environmental impact of construction », *Building and Environment*, vol. 36, n° 10, p. 1119-1126, déc. 2001, doi: 10.1016/S0360-1323(00)00054-8.
- [3] B. Little et T. Morton, *Building with earth in Scotland: Innovative design and sustainability*. Great Britain, Scottish Executive, Central Research Unit, 2001.
- [4] M. Estrada, « A case study of cob earth based building technique in Matagalpa , Nicaragua – LCA perspective and rate of adoption », Mid Sweden University, Master's Thesis International Master's Programme in Ecotechnology and Sustainable Development, 2013.
- [5] Andrianandraina, A. Ventura, T. Senga Kiessé, B. Cazacliu, R. Idir, et H. M. G. van der Werf, « Sensitivity Analysis of Environmental Process Modeling in a Life Cycle Context: A Case Study of Hemp Crop Production », *Journal of Industrial Ecology*, vol. 19, n° 6, p. 978-993, 2015, doi: 10.1111/jiec.12228.
- [6] R. Frischknecht, *Life cycle inventory analysis for decision-making: Scope-dependent inventory system models and context-specific joint product allocation*. ETH Zurich, 1998.
- [7] A. Andrianandraina, « Approche d'éco-conception basée sur la combinaison de l'Analyse de Cycle de Vie et de l'Analyse de Sensibilité. », 2014.
- [8] C. Duran Quintero, A. Ventura, O. Lépine, et J. Pruvost, « Eco-design of spirulina solar cultivation: Key aspects to reduce environmental impacts using Life Cycle Assessment », *Journal of Cleaner Production*, vol. 299, p. 126741, mai 2021, doi: 10.1016/j.jclepro.2021.126741.
- [9] T. Senga Kiessé, A. Ventura, H. M. G. van der Werf, B. Cazacliu, R. Idir, et Andrianandraina, « Introducing economic actors and their possibilities for action in LCA using sensitivity analysis: Application to hemp-based insulation products for building applications », *Journal of Cleaner Production*, vol. 142, p. 3905-3916, janv. 2017, doi: 10.1016/j.jclepro.2016.10.069.
- [10] A. Ventura, T. Senga Kiessé, A. Andrianandraina, R. IDIR, et H. Van Der Werf, « Action-oriented Life Cycle Assessment: case study of hemp based insulation products for buildings », in *19th LCA case studies symposium*, Rome, Italy: SETAC, nov. 2013. Consulté le: 29 novembre 2021. [En ligne]. Disponible sur: <https://hal.archives-ouvertes.fr/hal-01199461>
- [11] M. D. Morris, « Factorial sampling plans for preliminary computational experiments », *Technometrics*, vol. 33, n° 2, p. 161-174, 1991.
- [12] J. Herman, « SALib Documentation ». 8 février 2023.
- [13] C. Mutel, « Brightway2 LCA framework », *Brightway2 LCA framework*, 24 avril 2023. <https://brightway.dev/> (consulté le 24 janvier 2023).
- [14] Confédération de la construction en terre crue, « Guide de bonnes pratiques de la construction en terre crue : brique ». 2018. Consulté le: 6 octobre 2022. [En ligne]. Disponible sur: [https://www.asterre.org/media/pages/la-terre-crue/ressources-documentaires/les-guide-de-bonnes-pratiques/cfcb2213ce-1662375862/gbp\\_brique\\_20-web.pdf](https://www.asterre.org/media/pages/la-terre-crue/ressources-documentaires/les-guide-de-bonnes-pratiques/cfcb2213ce-1662375862/gbp_brique_20-web.pdf)
- [15] SETRA et LCPC, « Stockage de granulats : aires de stockage ». Cerema (ex-Setra), 1 mars 1981.
- [16] *Mine and Mill Equipment Costs: An Estimator's Guide 2008*. InfoMine USA, Incorporated CostMine Division, 2019.

ANNEXE 1

Processus	Flux	Unité	Type de flux		Modèle simplifié	Détails du modèle
			I-O <sup>A</sup>	E-IN <sup>B</sup>		
Excavation	Quantité de terre extraite (sèche)	m <sup>3</sup>	O*	E	$V_{\text{terre sèche}} * \sum \% \text{Origine}_{\text{Terre}} = 1\text{m}^3$	$V_{\text{terre sèche}}$ : volume de terre sèche Origine Terre : pourcentage de terre utilisée selon l'origine
	Excavation, chargeuse compacte ou pelle hydraulique	m <sup>3</sup>	I	IN	$\frac{(V_{\text{terre humide}} + V_{\text{terre végétale}})}{2}$	$V_{\text{terre humide}}$ : volume de terre humide $V_{\text{terre végétale}}$ : volume de terre végétale (environ 30% par m <sup>2</sup> )
Transport	Distance massique transportée	t*km	O*	IN	$\text{Transport}_m = d_{\text{transport}} * m_{\text{terre humide}}$	$d_{\text{transport}}$ : distance de transport $m_{\text{terre humide}}$ : masse de terre humide
	Transport, fret, camion >31	t*km	I	IN		
	Masse de terre humide	t	I	IN	$m_{\text{terre humide}} = \frac{m_{\text{terre sèche}}}{1 - h}$	$m_{\text{terre humide}}$ : masse de terre humide $m_{\text{terre sèche}}$ : masse de terre sèche $h$ : teneur naturelle d'eau de la terre
Stockage couvert	Surface de stockage dans le hall du bâtiment	m <sup>2</sup>	O*	IN	$\text{Aire}_{\text{stockageTerre}} = \frac{m_{\text{terre humide}}}{\text{Hauteur}_{\text{cas}}} + 1,4 * \text{Hauteur}_{\text{cas}}$	$\text{Aire}_{\text{stockageTerre}}$ : Surface de stockage <sup>1</sup> $m_{\text{terre sèche}}$ : masse de terre sèche $\text{Hauteur}_{\text{cas}}$ : Hauteur du tas de terre
	Bâtiment, hall	m <sup>2</sup>	I	IN		
	Masse de terre humide	t	I	IN	$m_{\text{terre humide}} = \frac{m_{\text{terre sèche}}}{1 - h}$	$m_{\text{terre humide}}$ : masse de terre humide $m_{\text{terre sèche}}$ : masse de terre sèche $h$ : teneur naturelle d'eau de la terre
Stockage non couvert	Surface de stockage	m <sup>2</sup> *année	O*	E/IN	$\text{Stockage}_{\text{terre}} = 2 * \text{Aire}_{\text{stockageTerre}} * \text{DuréeSto}_m$	$\text{Stockage}_{\text{terre}}$ : Surface de stockage par année $\text{Aire}_{\text{stockageTerre}}$ : Surface de stockage <sup>1</sup> $\text{DuréeSto}_m$ : Durée de stockage
	Occupation	m <sup>2</sup> *année	I	E/IN		
Mécanisation de processus de criblage, concassage et malaxage	Quantité de terre mécanisée	t	O*	IN	$m_{\text{terre humide}} = \frac{m_{\text{terre sèche}}}{1 - h}$	$m_{\text{terre humide}}$ : masse de terre humide $m_{\text{terre sèche}}$ : masse de terre sèche $h$ : teneur naturelle d'eau de la terre
	Huile de graissage	kg	I	IN	$m_{\text{lubrifiantCR}} = \text{Cons}_{\text{lubrifiant}} / \text{horaire} * m_{\text{terre humide}}$	$m_{\text{lubrifiantCR}}$ : masse de lubrifiant utilisée par l'équipement $\text{Cons}_{\text{lubrifiant}/\text{horaire}}$ : consommation de lubrifiant de l'équipement horaire <sup>2</sup> $m_{\text{terre humide}}$ : masse de terre humide
	Machine industrielle, lourde, non spécifiée	kg	I	IN	$\text{Infrast}_{\text{crib}} = \frac{\text{temps}_{\text{usg}}}{\text{VU}_{\text{crib}}} * m_{\text{crib}}$	$\text{Infrast}_{\text{crib}}$ : infrastructure de l'équipement $\text{Temps}_{\text{usg}}$ : temps d'utilisation de l'équipement $\text{VU}_{\text{crib}}$ : vie utile de l'équipement (25 années)
	Acier, faiblement allié	kg	I	IN	$m_{\text{Placier}} = \text{Cons}_{\text{acier}} / \text{horaire} * m_{\text{terre humide}}$	$m_{\text{Placier}}$ : masse d'acier pour les pièces d'usure de l'équipement $\text{Cons}_{\text{acier}/\text{horaire}}$ : consommation d'acier de l'équipement horaire <sup>2</sup> $m_{\text{terre humide}}$ : masse de terre humide
	Consommation énergétique	kWh	I	IN	$\text{Cons}_{\text{equipe M}} = \text{Cons}_{\text{equipe M}/\text{horaire}} * m_{\text{terre humide}}$	$\text{Cons}_{\text{equipe M}}$ : consommation énergétique de l'équipement $\text{Cons}_{\text{equipe M}/\text{horaire}}$ : consommation énergétique de l'équipement horaire <sup>2</sup> $m_{\text{terre humide}}$ : masse de terre humide
Stabilisation	Quantité du stabilisant	kg	O*	IN	$m_{\text{composant}} = m_{\text{terre sèche}} * (\text{Coef}_{\text{composantCH}})$	$m_{\text{composant}}$ : masse du stabilisant $m_{\text{terre sèche}}$ : masse de terre sèche $\text{Coef}_{\text{composantCH}}$ : Coefficient de stabilisation
	Stabilisant	kg	I	IN		
Fabrication des adobes	Quantité de briques d'adobe	unités	O*	IN	$\text{Nom}_{\text{briques}} = \frac{V_{\text{mur}}}{V_{\text{brique}} + V_{\text{mortier}}}$	$\text{Nom}_{\text{briques}}$ : nombre de briques $V_{\text{mur}}$ : volume du mur en terre $V_{\text{briques}}$ : volume de la brique en terre $V_{\text{mortier}}$ : volume de la couche de mortier
	Infrastructure du moule	m <sup>3</sup>	I	IN	$\text{Infras}_m = 2 * \left( \frac{\text{temps}_{\text{usg}}}{\text{VU}_m} \right) * ((\text{Hr}_m * \text{Epr}_m) + (\text{Lgr}_m + \text{Ar}_m))$	$\text{Infras}_m$ : infrastructure du moule $\text{Temps}_{\text{usg}}$ : temps d'utilisation du moule $\text{VU}_m$ : vie utile du moule (8 années) $\text{Ar}_m$ : Epaisseur de la brique $\text{Epr}_m$ : Epaisseur du moule $\text{Hr}_m$ : Hauteur du moule $\text{Lgr}_m$ : Longueur du moule
	Déchets de bois	m <sup>3</sup>	O	IN		
	Bois de sciage, bois léger	m <sup>3</sup>	I	IN	$\text{Bois}_m = (2 * \text{Hr}_m * \text{Epr}_m) + (\text{Lgr}_m + \text{Ar}_m)$	$\text{Bois}_m$ : Volume de bois du moule $\text{Ar}_m$ : Epaisseur de la brique $\text{Epr}_m$ : Epaisseur du moule $\text{Hr}_m$ : Hauteur du moule $\text{Lgr}_m$ : Longueur du moule
Transformation de terrain	Surface transformée	m <sup>2</sup>	O*	E	$\text{Surf}_{\text{trans}} = 10 * \text{Epaisseur}_{\text{mur}}$	$\text{Surf}_{\text{trans}}$ : Surface transformée $\text{Epaisseur}_{\text{mur}}$ : Epaisseur du mur en adobe
	Transformation, vers l'urbain	m <sup>2</sup>	I	E		

<sup>A</sup> I : flux d'entrée et O : flux de sortie

<sup>B</sup> E : flux élémentaire et I : flux intermédiaire

\* Flux de référence du processus

<sup>1</sup> Calcul basé dans le modèle de développée par [15]

<sup>2</sup> Données extraites de [16]

# Comportement au feu des murs de maçonnerie en pierre naturelle

Elodie DONVAL

Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (CSTB), Marne-la-Vallée, France / Laboratoire Navier (Ecole des Ponts, UGE, CNRS), Marne-la-Vallée, France – En partenariat avec le Centre Technique de Matériaux Naturels de Construction (CTMNC), Paris, France

**RESUME.** La présente contribution propose et développe une méthode d'évaluation au feu des murs de maçonnerie en pierre naturelle, à visée applicative pour l'ingénieur. En particulier, on s'intéresse ici à l'effet de la dégradation des matériaux causée par l'élévation de la température, qui est évalué par une méthode d'homogénéisation en Calcul à la Rupture (ou Analyse Limite). Dans un premier temps, la résolution semi-analytique d'un problème auxiliaire sur la cellule de base permet de déterminer le critère de résistance macroscopique du mur de maçonnerie, en intégrant la dégradation locale, due au feu, des propriétés de résistance de la pierre et du mortier. Dans un second temps, la charge extrême du mur modélisé par une plaque est évaluée par le Calcul à la Rupture. Les résultats obtenus sont ensuite comparés aux résultats d'un essai de résistance au feu à l'échelle 1 sur un mur de maçonnerie en pierre naturelle.

**Mots-clefs** Maçonnerie, Pierre naturelle, Feu, Homogénéisation, Calcul à la Rupture.

## I. INTRODUCTION

La pierre naturelle, matériau bas carbone, est de plus en plus employée dans la construction neuve. Cependant, il n'existe pas de recommandations pour le calcul au feu des bâtiments en pierre naturelle dans les textes normatifs comme l'Eurocode 6, ce qui rend son utilisation chère et complexe. Cette contribution propose et développe une méthode d'évaluation de la stabilité au feu des murs de maçonnerie en pierre naturelle, à visée applicative pour l'ingénieur, schématisée sur la figure 1. Cette méthode s'intéresse, de manière découplée, aux deux principaux effets du feu sur le mur identifiés expérimentalement par (Pham et al., 2022) : l'apparition d'une courbure thermique causée par le développement d'un gradient thermique dans l'épaisseur du mur d'une part, et la dégradation des matériaux due à l'élévation de température d'autre part.

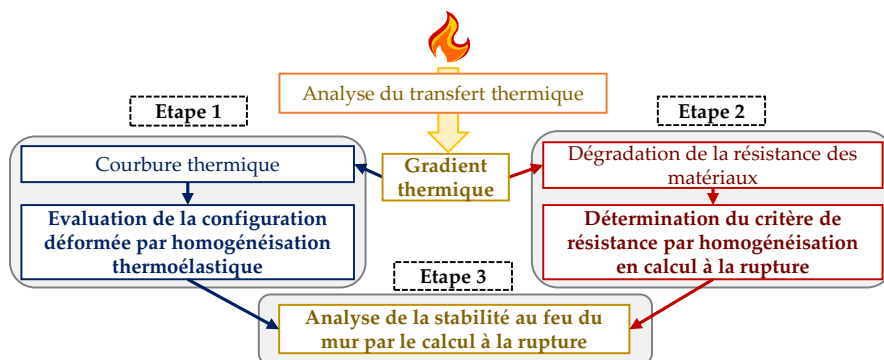


FIGURE 1. Méthode proposée.

La courbure thermique, qui crée des moments additionnels dus à l'excentrement des charges verticales initialement présentes, peut être évaluée par *homogénéisation thermoélastique*, comme proposé dans (Donval et al., 2022a). L'effet de la dégradation de la résistance des matériaux, quant à lui, peut être évalué à l'échelle de l'assemblage bloc-mortier, en se basant sur une méthode d'*homogénéisation en Calcul à la Rupture* (ou Analyse Limite) (Salençon, 1983 ; de Buhan et al., 2017). Finalement, il est possible de déterminer la résistance au feu du mur, modélisé par une plaque dans sa configuration déformée par le feu par le Calcul à la Rupture. Le caractère direct, ne nécessitant pas de connaître la loi de comportement du matériau, de l'approche Calcul à la Rupture, et l'homogénéisation périodique permettent un calcul rapide et adapté à l'ingénieur.

Cet article propose une première application de la méthode décrite ci-dessus, en détaillant, dans un premier temps, la résolution du problème auxiliaire permettant la détermination du critère de résistance de la maçonnerie exposée au feu (Etape 2), puis dans un second temps, la détermination de la charge extrême du mur homogénéisé (Etape 3), la contribution de la courbure thermique (Etape 1) à la stabilité étant dans un premier temps négligée. Les résultats obtenus sont comparés à l'essai de résistance au feu d'un mur de maçonnerie en pierre calcaire de Saint-Vaast et mortier de chaux hydraulique naturelle NHL 3,5 présenté dans (Donval et al., 2022b).

## II. DETERMINATION DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE PAR HOMOGENEISATION EN CALCUL A LA RUPTURE

On considère ici un mur de maçonnerie en pierres naturelles appareillées en panneresse, constituant un milieu périodique dans le plan médian du mur. Les propriétés d'un mur homogène équivalent à ce mur, hétérogène à la fois du fait de sa constitution par assemblage de pierre et de mortier, et du fait de la dégradation des matériaux en fonction de la température, peuvent être déterminées en résolvant un problème « auxiliaire », sur une cellule de base représentée sur la figure 2.

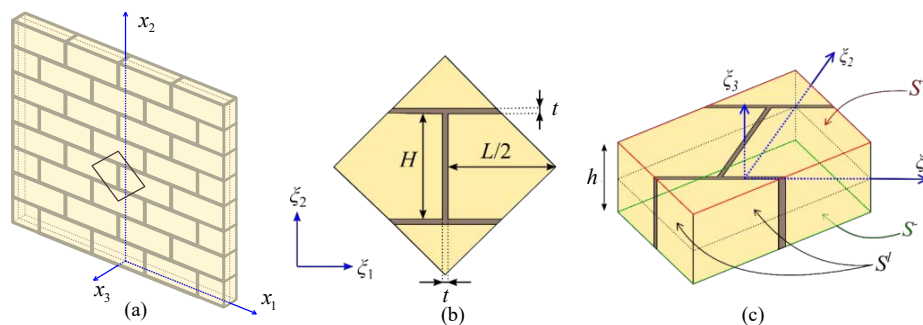


FIGURE 2. Cellule de base considérée.

### A. Position du problème auxiliaire

La cellule de base est soumise au mode de chargement suivant : les forces de volumes sont considérées nulles, ses faces inférieure et supérieure ( $S^+$  et  $S^-$  sur la figure 2) sont libres de contraintes, et le vecteur contrainte est antipériodique sur ses faces latérales  $S^l$ . Du point de vue cinématique, la vitesse virtuelle sur les surfaces latérales  $S^l$  de la cellule de base vaut (Sab, 2003):

$$\underline{u} = \underline{D} \cdot \underline{\xi} - \xi_3 \underline{\chi} + \frac{1}{2} (\underline{\xi} \cdot \underline{\chi} \cdot \underline{\xi}) e_3 + \underline{u}^{per}(\underline{\xi}) \tag{1}$$

où  $\underline{D}$  désigne le tenseur des taux de déformations macroscopiques,  $\underline{\chi}$  le tenseur des taux de courbures macroscopiques, et  $\underline{u}^{per}(\underline{\xi})$  la fluctuation périodique de la vitesse. On peut montrer que ces paramètres cinématiques sont en dualité avec le tenseur des efforts membranaires  $\underline{N}$  et le tenseur des moments fléchissants  $\underline{M}$ .

Localement, la pierre et le mortier sont supposés obéir à un critère de Mohr-Coulomb, de cohésion  $c^b$  pour le bloc (resp.  $c^m$  pour le mortier) et d’angle de frottement interne  $\varphi^b$  pour le bloc (resp.  $\varphi^m$  pour le mortier). Le domaine de résistance du matériau homogène équivalent à la maçonnerie est alors l’ensemble  $G^{hom}$  des chargements  $(\underline{N}, \underline{M})$  tel qu’il soit possible de mettre en évidence sur la cellule de base un champ de contraintes  $\underline{\sigma}$  statiquement admissible (i.e. à l’équilibre) avec le chargement  $(\underline{N}, \underline{M})$  et vérifiant, en tout point, le critère local de Mohr-Coulomb. Le domaine  $G^{hom}$  est un ensemble convexe, que l’on peut également définir de manière duale par sa fonction d’appui  $\Pi(\underline{D}, \underline{\chi})$  :

$$\Pi(\underline{D}, \underline{\chi}) = \sup \left\{ \underline{N} : \underline{D} + \underline{M} : \underline{\chi} ; (\underline{N}, \underline{M}) \in G^{hom} \right\} \tag{2}$$

L’objectif de la mise en œuvre de l’approche cinématique sur le problème auxiliaire est alors de déterminer un majorant de la fonction d’appui de ce domaine, aboutissant à une approche par l’extérieur du domaine  $G^{hom}$ .

*B. Mise en œuvre de l’approche cinématique du Calcul à la Rupture pour le problème auxiliaire.*

L’approche cinématique consiste en la minimisation, sur un sous-ensemble de l’ensemble des champs de vitesse  $\underline{U}$  cinématiquement admissibles avec le chargement  $(\underline{D}, \underline{\chi})$  (i.e. vérifiant l’équation (1)), de la puissance résistante maximale, définie par :

$$P_{rm}(\underline{U}) = \int_V \pi(\underline{d}(\underline{\xi}), \underline{\xi}) dV \geq |S| \Pi(\underline{D}, \underline{\chi}) \tag{3}$$

où on a noté  $\underline{d} = (\nabla \underline{u} + {}^T \nabla \underline{u}) / 2$  le taux de déformation,  $S$  la surface de la cellule de base et  $V$  son volume.  $\pi(\underline{d}(\underline{\xi}), \underline{\xi})$  est la fonction d’appui du critère de Mohr-Coulomb, qui dépend du taux de déformation local et du critère local, et dont l’expression est donnée par (Salençon, 1983). L’approche présentée dans cette contribution étend l’approche analytique déjà présentée dans (Donval et al., 2023) au cas de sollicitations hors-plan. Le principe de cette approche est de minimiser la puissance résistante maximale en explorant deux familles de mécanismes de rupture virtuels, et donc de champs de vitesse virtuelle, qui sont bien cinématiquement admissibles avec un chargement  $(\underline{D}, \underline{\chi})$  :

- Un mécanisme de blocs, qui étend le mécanisme proposé par (Sab, 2003) au cas où la cohésion varie en fonction de l’épaisseur. La fonction d’appui du domaine de résistance obtenu avec ce mécanisme est notée  $\Pi^{blcs}(\underline{D}, \underline{\chi})$ .

- Un mécanisme « homogène par plans », qui se présente comme une extension du mécanisme « homogène » présenté dans (Donval et al., 2023). Le taux de déformation considéré, de la forme  $\underline{d} = \underline{D} - \xi_3 \underline{\chi}$ , permet de prendre en compte les effets hors-plan et d'obtenir une borne de type « Voigt » de la résistance. La fonction d'appui du domaine de résistance obtenue avec ce mécanisme est notée  $\Pi^{iso}(\underline{D}, \underline{\chi})$ .

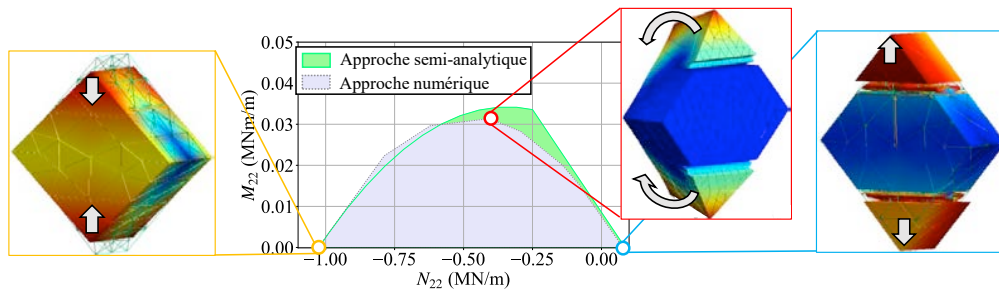
Les deux mécanismes sont étudiés indépendamment et permettent d'obtenir deux approches par l'extérieur du domaine de résistance macroscopique. Leur intersection constitue également une approche par l'extérieur du domaine de résistance  $G^{hom}$ , sa fonction d'appui peut s'écrire :

$$\Pi(\underline{D}, \underline{\chi}) = \min_{\underline{D}^1, \underline{D}^2, \underline{\chi}^1, \underline{\chi}^2} \Pi^{blocs}(\underline{D}^1, \underline{\chi}^1) + \Pi^{iso}(\underline{D}^2, \underline{\chi}^2) \quad s.c. \quad \underline{D} = \underline{D}^1 + \underline{D}^2 \quad \text{et} \quad \underline{\chi} = \underline{\chi}^1 + \underline{\chi}^2 \quad (4)$$

Plus de détails sur l'expression de ces fonctions d'appui, ainsi que sur la façon de les obtenir, peuvent être retrouvés dans (Donval et al., 2023).

*C. Un premier exemple à température ambiante*

Pour ce premier exemple, on reprend la géométrie du mur décrit dans (Donval et al., 2022b) : les blocs ont une longueur  $L = 720$  mm, une hauteur  $H = 360$  mm, une épaisseur  $h = 200$  mm et sont reliés par des joints d'épaisseur  $t = 10$  mm. Ils sont composés de calcaire de Saint-Vaast, dont on supposera que l'angle de frottement interne vaut  $30^\circ$  et, en sachant que la résistance en compression vaut 5,3 MPa, la cohésion sera prise égale à  $c^b = 1,53$  MPa. Les blocs sont liés par un mortier de chaux hydraulique naturelle NHL3,5, dont la résistance à la compression valait 0,5 MPa le jour de l'essai. En faisant l'hypothèse que l'angle de frottement interne vaut  $25^\circ$  (Pelà et al., 2017), la cohésion est donc égale à  $c^i = 0,2$  MPa.



**FIGURE 3.** Coupe des domaines de résistance obtenus par les approches semi-analytique et numérique par un plan  $(N_{22}, M_{22})$ , toutes autres sollicitations nulles.

La figure 3 donne, à titre indicatif, le domaine de résistance de la maçonnerie correspondante dans le plan  $(N_{22}, M_{22})$ , qui correspond à une flexion composée dans la direction verticale  $\xi_2$ , ainsi que quelques mécanismes de rupture obtenus numériquement. Le domaine de résistance obtenu par l'approche semi-analytique est également comparé au domaine de résistance obtenu par la mise en œuvre numérique de l'approche cinématique par éléments finis en Calcul à la Rupture.

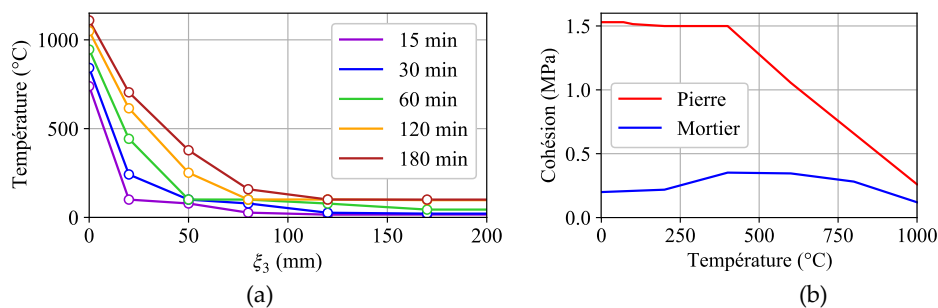
*D. Prise en compte de la dégradation des propriétés des matériaux*

Dans le cadre du Calcul à la Rupture, les contraintes thermiques, qui sont des efforts auto-équilibrés (c'est-à-dire équilibrant un chargement mécanique nul), n'impactent pas la charge

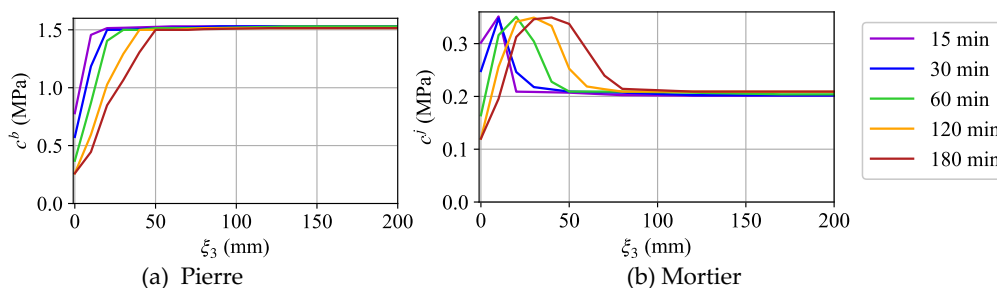


extrême de la structure (voir par exemple de Buhan, 2007). Le seul effet du feu sur la résistance de l'assemblage réside donc dans la dégradation des propriétés de résistance des matériaux constitutifs avec l'augmentation de température. La fonction d'appui calculée dans le paragraphe précédent considère que les propriétés de résistance sont homogènes selon la coordonnée transversale du mur  $\xi_3$ . Elle peut être modifiée pour prendre en compte la dégradation de ces propriétés dans la détermination du critère de résistance.

Nous considérerons donc que la cohésion des matériaux évolue en fonction de la température, l'angle de frottement interne étant maintenu constant. Pour un temps d'exposition au feu donné, le profil de cohésion peut donc être déduit du profil de température. Ce profil de température peut être obtenu par un calcul thermique ou expérimentalement. Ici, nous avons choisi d'utiliser les profils mesurés expérimentalement lors de l'essai de (Donval et al., 2022b) en raison du manque de données sur l'évolution des propriétés thermiques du calcaire de Saint-Vaast avec la température et des phénomènes hygrothermiques observés lors de l'essai. La figure 4(a) donne les profils de température mesurés pendant l'essai, la figure 4(b) donne une évolution de la cohésion des matériaux en fonction de la température. Pour cette dernière figure, la résistance à température ambiante correspond aux essais de caractérisation effectués sur le calcaire de Saint-Vaast et le mortier composant le mur. Le coefficient de dégradation de la cohésion en fonction de la température (qui, à angle de frottement interne constant, est équivalent au facteur de réduction de la résistance en compression  $R_c(T)/R_c(20\text{ °C})$ ) provient, pour la pierre, des données de (Vigroux et al., 2021) sur le calcaire de Saint-Maximin, et pour le mortier, des données de (Pachta et al., 2018).



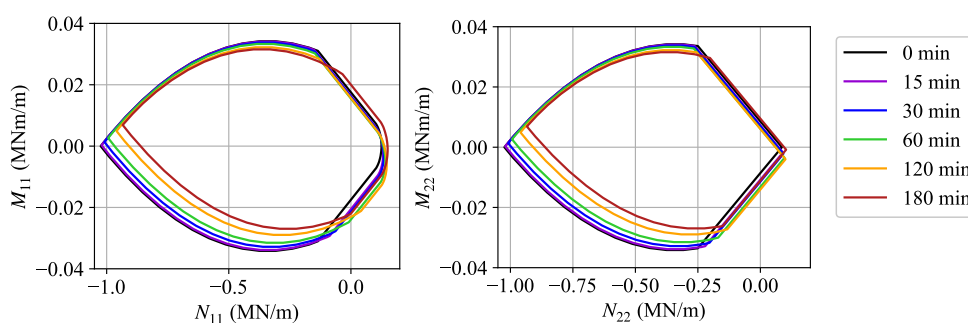
**FIGURE 4.** (a) Champ de température pour différents temps d'exposition au feu et (b) dégradation de la cohésion des matériaux en fonction de la température.



**FIGURE 5.** Cohésion en fonction de la coordonnée dans l'épaisseur pour différents temps d'exposition au feu, (a) pour la pierre et (b) pour le mortier

On note que le mortier devient plus résistant lorsqu'il est exposé à des températures comprises entre 200 et 800 °C. La figure 5 représente la cohésion de la pierre (a) et du mortier (b) en fonction de la coordonnée dans l'épaisseur du mur pour différents temps d'exposition au feu.

Des coupes du domaine de résistance du mur pour différents temps d'exposition au feu sont données sur la figure 6. Le domaine de résistance, qui était initialement symétrique par rapport à l'axe des abscisses, n'est plus symétrique du fait de la dégradation des propriétés d'un seul côté du mur. Cette dégradation entraîne principalement une perte de résistance en flexion et en compression, tandis que la résistance à la traction est peu affectée.



**FIGURE 6.** Evolution du domaine de résistance du mur pour différentes sollicitations et différents temps d'exposition au feu.

### III. EVALUATION DE LA STABILITE AU FEU DU MUR PAR UNE APPROCHE CINEMATIQUE NUMERIQUE DU CALCUL A LA RUPTURE

#### A. Principe de l'approche cinématique numérique

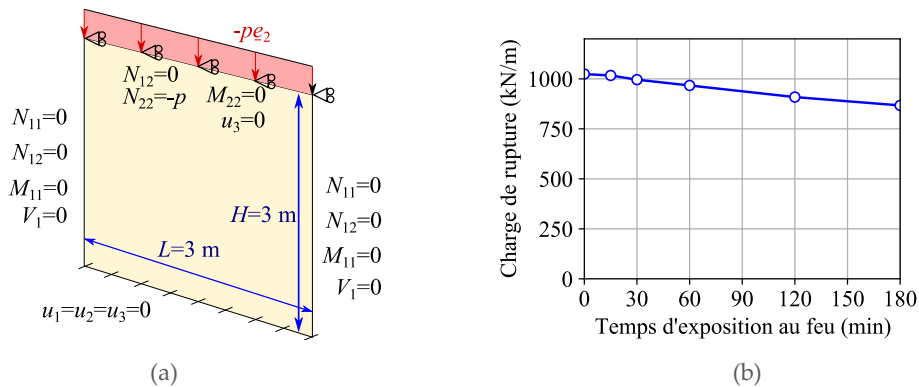
Une fois que le domaine de résistance du matériau homogène équivalent à la maçonnerie dégradée par le feu est déterminé, il devient possible d'évaluer la résistance d'un mur, modélisé par une plaque homogène dont les propriétés de résistances vérifient le critère approché par la fonction d'appui de l'équation (4). Pour ce faire, on peut s'appuyer sur la mise en œuvre numérique de l'approche cinématique du Calcul à la Rupture.

La discrétisation par éléments finis est identique à celle proposée par (Bleyer et al., 2015) pour des plaques épaisses. L'apport de notre contribution réside ici dans le critère utilisé, qui est le critère de la maçonnerie déterminé dans la partie précédente. Ce critère présente l'avantage majeur de pouvoir se mettre sous la forme d'un problème d'optimisation dite « conique », pour laquelle il existe aujourd'hui des solveurs très performants. La fonction d'appui déterminée dans la partie précédente peut donc être évaluée, sans approximation, en tout point du maillage.

#### B. Application : comparaison à un essai de résistance au feu sur un mur de maçonnerie en pierre naturelle

Compte tenu de la faible déformée hors-plan (7 mm pour un mur de 200 mm d'épaisseur), celle-ci a été négligée en première approche dans la comparaison. Le mur est donc modélisé par une plaque plane. Les conditions aux limites sont données sur la figure 7 (a). La plaque est encastree sur son bord inférieur. Ses deux bords latéraux sont libres d'efforts. Un chargement vertical  $-pe_2$

est appliqué sur le bord supérieur, qui est bloqué en translation dans la direction transversale  $e_3$ , mais libre dans la direction horizontale dans le plan du mur  $e_1$ .



**FIGURE 7.** (a) Conditions aux limites du problème correspondant à l'essai ; (b) Evolution de la charge extrême en fonction du temps d'exposition au feu.

La figure 7(b) donne l'évolution du majorant de la charge extrême ainsi calculé en fonction du temps d'exposition au feu. On note qu'entre un mur exposé au feu pendant 3h, et un mur non-exposé au feu, l'approche cinématique du Calcul à la Rupture montre que la réduction de résistance est de 16 %. Le calcul d'un tel majorant de la charge extrême prend environ 2 min sur un ordinateur portable équipé d'un processeur Intel i5 10th gen. et de 16 Go de RAM.

Pour 180 min d'exposition au feu, l'approche cinématique du Calcul à la Rupture donne une évaluation de la charge extrême égale à 861 kN/m. Comparé à la charge de rupture expérimentale (250 kN/m), la méthode proposée surestime donc la résistance du mur d'un facteur 3,4. Au-delà du fait qu'il s'agisse d'une approche par l'extérieur, qui fournit un majorant de la charge extrême, cette surestimation importante est liée à plusieurs facteurs :

- *Détermination des paramètres d'entrée du modèle* : La détermination de la résistance en compression sur un essai normalisé (pour lequel la pierre et le mortier ont un élancement de 1) tend à surestimer la résistance en compression uniaxiale. Des essais sont prévus sur des échantillons d'élancement plus grand afin d'avoir une meilleure estimation de cette grandeur. Par ailleurs, le Saint-Vaast, plus poreux et moins résistant que le Saint-Maximin, se détériore peut-être davantage lorsqu'il est exposé au feu.

- *Incertitudes expérimentales sur le positionnement du mur* : le dispositif expérimental admet une incertitude de positionnement de 1 à 2 cm du cadre de chargement, et on peut évaluer l'incertitude de positionnement des blocs par rapport au plan médian du mur à  $\pm 4\text{ mm}$ . L'excentrement potentiel dû à ces incertitudes, qui apporte un moment fléchissant additionnel à appliquer en tête de mur, pourrait être pris en compte à l'aide du modèle proposé dans le calcul de la charge extrême.

- *Non prise en compte de l'excentrement de la charge dû à la courbure thermique* : par souci de simplification du problème, nous avons supposé que le mur était plan. En pratique, la courbure thermique crée une flèche de 7 mm. Sa prise en compte, qui nécessite le développement d'un modèle d'éléments finis de coques, pourrait conduire à abaisser le facteur de stabilité.

- *Fragilité des matériaux* : le Calcul à la Rupture se base sur l'hypothèse d'un caractère ductile du matériau, ce qui est loin d'être le cas de la pierre et des joints. Dans la pratique de l'ingénieur, il serait donc nécessaire de définir un coefficient de sécurité associé à cette fragilité, pour pouvoir mettre en œuvre la méthode proposée.

## V. REMARQUES FINALES

La méthode proposée dans cette contribution propose une première approche du dimensionnement au feu des murs de maçonnerie en pierre naturelle. Elle combine les avantages de l'homogénéisation et du Calcul à la Rupture : les calculs sont très rapides et parfaitement adaptés à une approche de type ingénieur. Bien que la méthode proposée ne permette pas encore une évaluation suffisamment précise de la charge de rupture d'un mur de maçonnerie en pierre naturelle exposé au feu, de nombreuses pistes d'amélioration restent à envisager. Celles-ci incluent la prise en compte de la configuration déformée par le feu par homogénéisation thermoélastique, de manière analogue à (Bleyer et al., 2017), l'utilisation d'un critère de Mohr-Coulomb tronqué en traction, qui reproduit mieux le comportement local des matériaux, ainsi que la réalisation d'une approche statique du Calcul à la Rupture pour compléter l'approche cinématique proposée ici.

## REFERENCES

- Bleyer, J., Pham, D.T., de Buhan, P., 2017. Numerical Yield Design Analysis of High-Rise Reinforced Concrete Walls in Fire Conditions. Springer, Cham.
- Bleyer, J., Van Le, C., de Buhan, P., 2015. Locking-free discontinuous finite elements for the upper bound yield design of thick plates. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 103, 894–913.
- de Buhan, P., 2007. Plasticité et calcul à la rupture. Presses des Ponts.
- Donval, E., Pham, D.T., Hassen, G., de Buhan, P., Pallix, D., 2022a. A numerical homogenization method for the determination of the thermal bowing of a masonry wall exposed to fire: Application to natural stone masonry. *Engineering Structures* 266, 114541.
- Donval, E., Pham, D.T., Hassen, G., de Buhan, P., Pallix, D., 2022b. Essai de résistance au feu d'un mur de maçonnerie en pierre naturelle. *Academic Journal of Civil Engineering* 203–206.
- Donval, E., Pham, D.T., Hassen, G., De Buhan, P., Vigroux, M., 2023. 3D analytical and numerical upper-bound homogenization approaches to the in-plane strength domain of a running-bond masonry wall. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 3537.
- Pachta, V., Triantafyllaki, S., Stefanidou, M., 2018. Performance of lime-based mortars at elevated temperatures. *Construction and Building Materials* 189, 576–584.
- Pelà, L., Kasioumi, K., Roca, P., 2017. Experimental evaluation of the shear strength of aerial lime mortar brickwork by standard tests on triplets and non-standard tests on core samples. *Engineering Structures* 136, 441–453.
- Pham, D.T., Donval, E., Pinoteau, N., Pimienta, P., Pallix, D., 2022. Test of loaded and unloaded natural stone masonry walls exposed to fire. *Materials and Structures* 55, 229.
- Sab, K., 2003. Yield design of thin periodic plates by a homogenization technique and an application to masonry walls. *Comptes Rendus Mécanique* 331, 641–646.
- Salençon, J., 1983. Calcul à la rupture et analyse limite. Presses de l'École nationale des ponts et chaussées, Paris.
- Vigroux, M., Eslami, J., Beaucour, A.-L., Bourgès, A., Noumowé, A., 2021. High temperature behaviour of various natural building stones. *Construction and Building Materials* 272, 121629.

# Life-cycle framework based on non-destructive evaluation for optimal inspection/repair plan

**Bouchra Kouddane**<sup>1,2</sup>

<sup>1</sup>*I2M, University of Bordeaux; Talence, France*

<sup>2</sup>*EMI, Mohammed V University; Rabat, Morocco*

## Abstract

Au cours de leur durée de vie, les infrastructures en béton comme les ponts ou les plates-formes offshore deviennent moins fiables et nécessitent des procédures d'inspection et de maintenance appropriées. Afin d'évaluer la performance des infrastructures tout au long de leur cycle de vie dans un contexte incertain, il est crucial d'étudier les mécanismes de détérioration structurelle. Dans cet article, l'intensité des dommages définit le degré des dommages existants en raison de la diminution du module d'Young au fil du temps. Cet article développe un cadre d'inspection/réparation optimal, basée sur la minimisation du coût total attendu du cycle de vie, tout en maintenant la fiabilité de la structure pendant toute sa durée de vie. Le coût global à minimiser comprend le coût initial, le coût d'inspection, le coût de réparation et le coût de défaillance. Par conséquent, le plan d'inspection/réparation est la solution d'un problème d'optimisation sous incertitude. Les variables de décision dans l'optimisation sont les moments auxquels les inspections/réparations sont effectuées et le nombre d'inspections, pendant la durée de vie de la structure. De plus, l'impact de plusieurs facteurs est mis en évidence pour voir comment ils influencent la stratégie optimale, comme la qualité de l'inspection par les techniques de contrôle Non Destructif, le coût attendu de la défaillance structurelle, ainsi que les effets des intervalles de temps d'inspection uniformes et non uniformes. Les résultats indiquent que le nombre optimal d'inspections est sensible à chacun des paramètres impliqués.

**Key words:** optimisation, coût total, minimisation, CND, fiabilité.

## I. INTRODUCTION

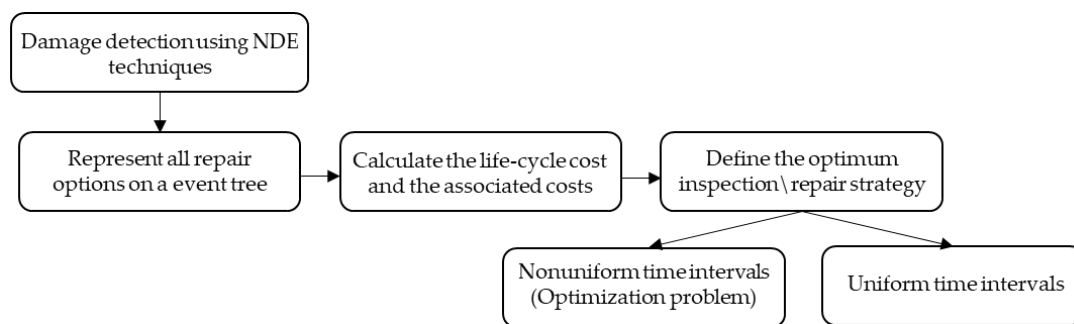
Making quantitative estimations of the service life of structures and components constructed of concrete is became possible because of our growing understanding of the mechanics and kinetics of several events that lead to concrete degradation. The degradation in strength of a concrete structure exposed to an aggressive environment can be evaluated from a damage growth model, (Baji et al., 2017; Mori and Ellingwood, 1994). Understanding the structural degradation mechanisms is essential to quantify the life-cycle performance of structural systems under uncertainty (Kim et al., 2013). Some studies have been done to determine optimal inspection/maintenance strategies for metallic structures subjected to fatigue, assuming that a component is replaced if the intensity of detected damage exceeds a critical value (Thoft-Christensen and Sørensen, 1987). For the early time detecting of concrete degradation, many

studies proposed the implementation of Non Destructive Evaluation “NDE” techniques as (ultrasonic, Ground Penetrating Radar (GPR), Impact Echo (IE), and Infrared Thermography (IT), etc.) (Farhangdoust and Mehrabi, 2019; Robles et al., 2022; Shah and Ribakov, 2009). For instance, (Kashif Ur Rehman et al., 2016) provided an interesting overview of current NDTs used for defect detection in reinforced concrete bridges. To highlight the benefits and shortcomings of alternative NDTs, several comparative studies were done (Yehia et al., 2007), (Pushpakumara et al., 2017), (Gucunski et al., 2012).

The optimization strategy is applicable for any type of damage whose evolution can be modelled over time. Every design strategy or assessment of service life involves a number of essential elements: a deterioration model, acceptance criteria defining satisfactory performance, relevant characteristic material properties, and factors or margins of safety that take into account uncertainties in the overall system (Somerville, 1992), (Bismut and Straub, 2019).

This paper proposes a new methodology to optimize the lifetime inspection/repair strategy by minimizing the total life-cycle cost while satisfying different constraints, by introducing NDE inspection methods. The decision variables in the optimization are the times at which inspections/repairs are carried out and the number of inspections, during the service life of the structure. The influence of the number of inspections can be taken into account by solving the optimization problem for a number of different values (from 1 to 10) to identify that value for which the total cost is minimum.

A python program was developed to compute the minimisation problem and associated expected costs. The formulations derived in the coming sections are embedded in this program. An optimal inspection plan involves several aspects such as cost and quality of inspection by NDE, cost of repair, failure cost, net discount rate, uniform or nonuniform inspections, etc. The fundamental problem consists in calculating the number of optimal inspections in the lifetime of the component considering the indicated aspects, but also maintaining a certain level of reliability.



**FIGURE 1.** Optimization framework for an inspection\repair plan

## II. Probabilistic modelling of structural damage

Several models have been developed to predict the service life of concrete subjected to degradation processes (Clifton, 1991). A variety of NDT methods, each with different costs and quality, can be used to assess the condition of a structure over its lifetime (Onoufriou and Frangopol, 2002). In this paper, the damage intensity  $\eta$ , which defines the degree of existing damage due to Young’s modulus decreasing over time, is defined as the ratio :

$$\eta(t) = \frac{E0 - E(t)}{E0} \quad (1)$$

Where  $E0$  = concrete initial Young's modulus,  $E(t)$  = Young's modulus at time  $t$ , and  $t$  = time in years.

The damage intensity can have a value between zero and one, meaning no damage and no residual strength, respectively. Young's modulus represents the elasticity, and the measure of the ability of a material to resist variations in length when undergoing longitudinal tension or compression in only one direction. In some special cases, it can also be used for investigation and indirect measurement of porosity, crack's creation, hardness, compressive strength and so on. Ultrasonic pulse velocity method is investigated to be a competent technique for accurately determine Young's modulus (Lin, 2018). Young's modulus  $E(t)$  decreasing in function of time can be calculated as:

$$E(t) = E0 - k * Ti \quad (2)$$

Where  $k$  is the damage growth rate. Therefore, after repair, Young's modulus  $E(t)$  is calculated as:

$$E(t) = Er - k * Ti \quad (3)$$

Where  $Er$  is Young's modulus of the repaired concrete that can be estimated by NDE.

When considering the intensity of damage  $\eta$ , the detectability function is modelled in this study as a cumulative normal distribution function for each NDE method. For a structure under a damage intensity  $\eta$  at time  $T_i$  inspected by an NDE method, the probability of damage detection is approximated as:

$$POD = \begin{cases} 0, & \eta \leq \eta_{min} \\ \Phi\left(\frac{\eta - \eta_{0.5}}{0.1 \eta_{0.5}}\right), & \eta_{min} < \eta \leq \eta_{max} \\ 1, & \eta > \eta_{max} \end{cases} \quad (4)$$

Where  $\eta_{0.5}$  is the damage intensity at which the NDE method has a 50% probability of detection.  $\eta_{min}$  and  $\eta_{max}$  are given, knowing that  $\sigma = 0.1 \eta_{0.5}$  :

$$\eta_{min} = \eta_{0.5} - 3\sigma = 0.7 \eta_{0.5} \quad (5)$$

$$\eta_{max} = \eta_{0.5} + 3\sigma = 1.3 \eta_{0.5} \quad (6)$$

### III. Lifetime costs

#### A. Inspection Cost

In general, the effectiveness of the NDE methods affects the cost of the inspection. The cost associated with a real inspection method,  $C_{insp}$  can be estimated based on the quality of detectability, where  $C_{init}$  is the initial cost (Mori and Ellingwood, 1994). In order to define the quality of the inspection method, the median detectability of the inspection method  $\eta_{0.5}$  is needed. It is used in the relation bellow to show the imperfect nature of the NDT method.

$$C_{insp} = 0,07C_{init}(1 - 0,7\eta_{0,5})^{20} \tag{7}$$

Thus, the overall expected inspection cost for a plan involving  $N_{insp}$  lifetime inspections is:

$$C_{INSP} = \sum_{i=1}^{N_{insp}} \frac{C_{insp}}{(1 + r)^{T_{insp,i}}} \tag{8}$$

For discounting, a discount rate  $r$  of 0,02 is used.

*B. Repair Cost*

The structure will not be repaired if the damage intensity is less than  $\eta_{min}$ . If a repair is performed after an inspection with a median detectability of  $\eta_{0,5}$  at time  $T_i$ , the damage intensity will go from  $\eta_i$  to  $\eta_{rep}$ . When  $\eta_i > \eta_{max}$  the damage of the repaired structure will be reduced to  $\eta_{0,5}$ .

$$\eta_{rep} = \begin{cases} \eta_i, & \eta_i \leq \eta_{min} \\ \frac{\eta_{min} + \eta_i}{2}, & \eta_{min} < \eta \leq \eta_{max} \\ \eta_{0,5}, & \eta_i > \eta_{max} \end{cases} \tag{9}$$

In this case, the repair cost can be expressed in terms of the repair effect  $e_{rep}$  as follows:

$$C_{rep} = m * C_{init} * e_{rep}^\gamma \tag{10}$$

Where  $\gamma$  is a model parameter assumed 0.5 and  $m = 5$ . The effect of a repair activity  $e_{rep}$  can be quantified as:

$$e_{rep} = \frac{|\eta_i - \eta_{rep}|}{\eta_{0,5}} \tag{11}$$

Then the expected total repair cost is:

$$C_{REP} = \sum_{j=1}^n (P(E_j) * \sum_{i=1}^{N_{insp}} \frac{C_{rep\ i,j}}{(1 + r)^{T_{insp,i}}}) \tag{12}$$

Where  $i$  ranges from 1 to the number of inspections and  $j$  ranges from 1 to the number of branches in the event tree.  $P(E_j)$  is the probability of occurrence for each branch in the event tree.  $C_{rep\ i,j}$  is the repair cost in each branch.

*C. Failure Cost*

Using the Weibull cumulative distribution function, the probability of failure  $P_f$  is determined as follow:

$$P_f = \begin{cases} 0, & \eta_i \leq \eta_{min} \\ 1 - [\exp - \left(\frac{\eta_i - \eta_{min}}{\eta_{0,5}}\right)^\alpha], & \eta_i > \eta_{min} \end{cases} \tag{13}$$

The expected failure cost  $C_{FAIL}$  can be expressed as:



$$C_{FAIL} = C_{fail} * P_{fail} \tag{14}$$

Where  $C_{fail}$  is the failure cost and  $P_{fail}$  is the lifetime probability of failure of the structure which is computed in equation 18.

*D. Expected total cost*

The annual total cost of the structure is used to determine the optimum maintenance management plan. The expected total cost  $C_T$  can be expressed as follow:

$$C_T = C_{init} + C_{INSP} + C_{REP} + C_{FAIL} \tag{15}$$

**IV. Event Tree Analysis**

To represent all the possible events associated with repair and non-repair actions, an event tree analysis is performed. The number of branches in the event tree depends on the number of inspections  $n = 2^{N_{insp}}$ . The probabilities associated with the events repair/no repair are computed as follow:

$$P(R) = \Phi\left(\frac{\eta - \eta_{0.5}}{0.1 \eta_{0.5}}\right) \tag{16}$$

$$P(NR) = 1 - P(R) \tag{17}$$

The probability that a reparation will occur at a specific time  $P(E_j)$  can be obtained from the event tree by selecting all paths ending at time t and by adding all probabilities associated with these paths. Moreover, the probability of failure for each branch  $P_{fj}$  is used to compute the lifetime failure probability of the structure  $P_{fail}$ .

$$P_{fail} = \sum_{j=1}^n P_{fj} * P(E_j) \tag{18}$$

**V. Uniform and Nonuniform interval inspection strategy**

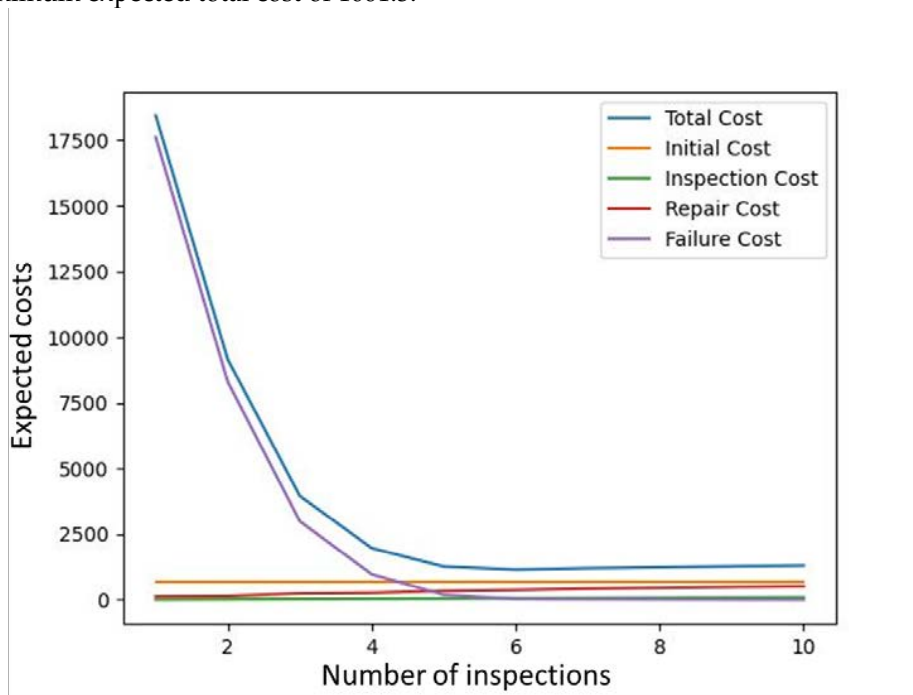
Although regular inspection intervals are more practical and manageable, taking into account nonuniform time intervals may result in lower costs and improved efficiency. The lifetime optimization procedure for nonuniform inspection intervals involves determining the ideal number of inspections  $N_{insp}$  and the ideal times for conducting inspections and repairs.

Minimum  $C_T = C_{init} + C_{INSP} + C_{REP} + C_{FAIL} \tag{19}$

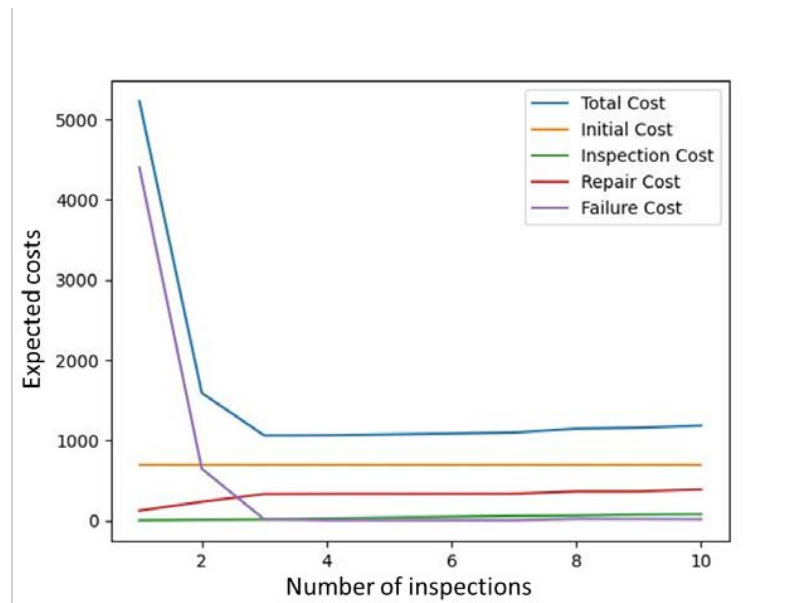
Subject to  $t_{min} \leq t_i \leq t_{max}$   
 $\sum_{i=1}^{N_{insp}} t_i \leq T$

Where  $T$  = life-cycle of the structure,  $t_i = T_i - T_{i-1}$  time interval between the inspections  $i - 1$  and  $i$ .  $t_{min}$  and  $t_{max}$  are minimum and maximum inspection time intervals. In this study, it is

assumed that the lifetime of the structure is 100 years. Initially, the inspection strategy is restricted to uniform time intervals, considering the number of inspections  $N_{insp}$  to be given. The optimization problem is solved for all values of  $N_{insp}$  and then the value that produces the smallest expected total cost is considered as the optimal number of inspections. Figure 2 shows the results of the cost analysis for different numbers of inspections with uniform intervals. For the same parameters considered in the uniform inspection interval strategy, figure 3 presents the expected total lifetime costs for different numbers of lifetime inspections associated with nonuniform time intervals. The cost of inspection is influenced by both the equipment's quality and the inspection method employed. Since the inspection is relatively inexpensive, the inspection cost has little effect on the total cost. On the other hand, repair cost is determined by the maintenance plan. However, the total expected cost is dominated by the expected losses due to structural failure. When expected cost of failure is included in the analysis, it is possible to find the optimal balance between safety and economy. Enhancing the overall safety level leads to an increase in most cost terms, but the expected costs of failure decrease. Figure 2 indicates that the optimum number of lifetime inspections is 6 for the case of uniform interval inspections with a minimum expected total cost of 1146.6. While the optimum nonuniform inspection interval strategy produces a cheaper solution with just 3 inspections at 61, 75, and 84 years of service life and a minimum expected total cost of 1061.3.



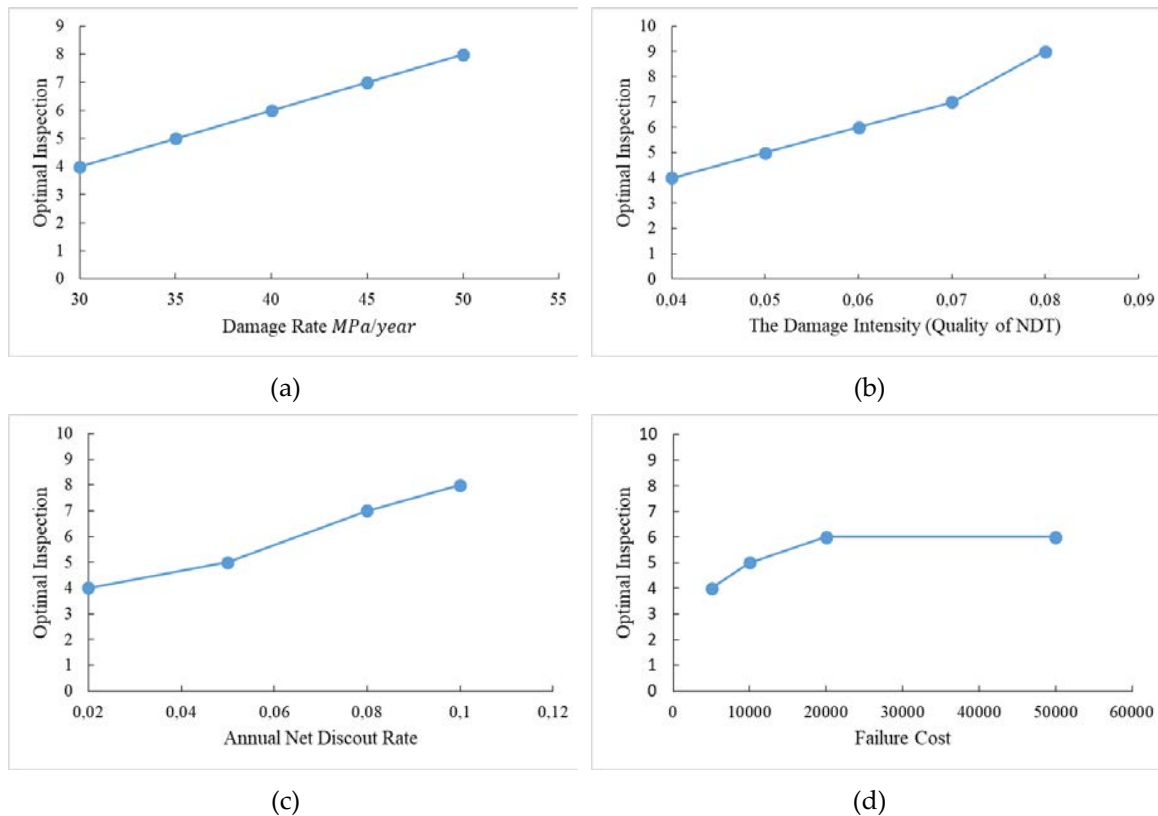
**FIGURE 2.** The different expected costs in euros as function of the number of uniform interval inspections



**FIGURE 3.** The different expected costs in euros as function of the number of nonuniform interval inspections

## VI. Parametric study on the optimisation variables

In the case of uniform inspection intervals, a parametric analysis is introduced in order to evaluate the influence that each variable has in the determination of the optimal number of inspections. The variables analysed are: damage rate, quality of NDE, the annual discount rate and failure cost. The influence of damage rate is presented in figure 4 (a), it can be observed that the greater  $k$  is, greater is the number of optimal inspections in the life time cycle of the component. In addition, as the damage rate increases, the first inspection appears sooner in the life of the structure and the time intervals between successive inspections are smaller. In addition, quality of NDE technique has an effect on the optimum inspection/repair strategy. This effect is illustrated in figure 4 (b) using 5 different damage intensity. When using a good quality (low damage intensity), the optimum number of lifetime inspections decrease from 9 to 4 inspections. Figure 4 (c) presents the optimal number of inspections as function of the annual discount rate ( $r$ ). The annual discount rate seems to be an important factor in the optimization study, as it also influences the determination of the optimal number of inspections in the life cycle of the component. The costs of failure also have a great influence in the determination of the optimal number of inspections. Figure 4 (d) shows that if the cost of failure increases, then the number of inspections increases. The optimum number of lifetime inspections is 5 when cost of failure is 10000. Under the same conditions when the cost of failure is 50000 the optimum number of inspections is 6. Consequently, a higher failure cost leads to an optimum solution requiring more inspections.



**FIGURE 4.** The influence of a) damage rate, b) quality of NDT, c) annual net discount rate and d) failure cost on the optimal number of inspection (Uniform intervals)

**VII. Conclusion**

This work shows the efficiency of minimizing the expected total life-cycle cost in order to find the optimal inspection\repair strategy of structures that deteriorate over time. The event tree model offers a systematic way to arrange and evaluate the repair possibilities. Regarding the optimisation strategy, the optimal nonuniform interval inspection/repair strategy is more cost-effective and requires fewer lifetime inspections/repairs than that based on uniform intervals. As stated previously, the effects of varying: the damage rate, quality of inspection techniques, the annual net discount rate and failure cost cannot be neglected. The findings show that each of the parameters involved can be considered when determining the best number of inspections to perform throughout the component's life. Therefore, the methodology presented here has the genuine potential for combining economic and safety considerations in structural design, using accurate input data. Future efforts are needed to consistently deal with another optimisation problem, by minimising the expected total cost and maximizing reliability index.

## REFERENCES

- Baji, H., Li, C.-Q., Scicluna, S., Dauth, J., 2017. Risk-cost optimised maintenance strategy for tunnel structures. *Tunn. Undergr. Space Technol.* 69, 72–84. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2017.06.008>
- Bismut, E., Straub, D., 2019. Optimal Adaptive Inspection and Maintenance Planning for Deteriorating Structural Systems. <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.20252.85129>
- Clifton, J.F., 1991. Predicting the remaining service life of concrete (No. NISTIR-4712). National Inst. of Standards and Technology (NML), Gaithersburg, MD (United States). Center for Atomic, Molecular and Optical Physics. <https://doi.org/10.2172/469656>
- Farhangdoust, S., Mehrabi, A., 2019. Health Monitoring of Closure Joints in Accelerated Bridge Construction: A Review of Non-Destructive Testing Application. *J. Adv. Concr. Technol.* 17, 381–404. <https://doi.org/10.3151/jact.17.381>
- Gucunski, N., Maher, A., Ghasemi, H., Ibrahim, F., 2012. Segmentation and condition rating of concrete bridge decks using NDE for more objective inspection and rehabilitation planning. pp. 617–624. <https://doi.org/10.1201/b12352-83>
- Kashif Ur Rehman, S., Ibrahim, Z., Memon, S.A., Jameel, M., 2016. Nondestructive test methods for concrete bridges: A review. *Constr. Build. Mater.* 107, 58–86. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.12.011>
- Kim, S., Frangopol, D.M., Soliman, M., 2013. Generalized Probabilistic Framework for Optimum Inspection and Maintenance Planning. *J. Struct. Eng.* 139, 435–447. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000676](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000676)
- Lin, K., 2018. Non-destructive measurement for Young's modulus using a self-mixing laser diode.
- Mori, Y., Ellingwood, B.R., 1994. Maintaining Reliability of Concrete Structures. II: Optimum Inspection/Repair. *J. Struct. Eng.* 120, 846–862. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1994\)120:3\(846\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1994)120:3(846))
- Onoufriou, T., Frangopol, D.M., 2002. Reliability-based inspection optimization of complex structures: a brief retrospective. *Comput. Struct.* 80, 1133–1144. [https://doi.org/10.1016/S0045-7949\(02\)00071-8](https://doi.org/10.1016/S0045-7949(02)00071-8)
- Pushpakumara, B.H.J., Silva, S.D., Silva, G.H.M.J.S.D., 2017. Visual inspection and non-destructive tests-based rating method for concrete bridges. *Int. J. Struct. Eng.* 8, 74–91. <https://doi.org/10.1504/IJSTRUCTE.2017.081672>
- Robles, K.P.V., Yee, J.-J., Kee, S.-H., 2022. Electrical Resistivity Measurements for Nondestructive Evaluation of Chloride-Induced Deterioration of Reinforced Concrete—A Review. *Materials* 15, 2725. <https://doi.org/10.3390/ma15082725>
- Shah, A.A., Ribakov, Y., 2009. Non-linear ultrasonic evaluation of damaged concrete based on higher order harmonic generation. *Mater. Des.* 30, 4095–4102. <https://doi.org/10.1016/j.matdes.2009.05.009>
- Somerville, G., 1992. Service Life Prediction--An Overview. *Concr. Int.* 14, 45–49.
- Thoft-Christensen, P., Sørensen, J.D., 1987. Reliability analysis of tubular joints in offshore structures. *Reliab. Eng.* 19, 171–184. [https://doi.org/10.1016/0143-8174\(87\)90002-3](https://doi.org/10.1016/0143-8174(87)90002-3)
- Yehia, S., Abudayyeh, O., Nabulsi, S., Abdelqader, I., 2007. Detection of Common Defects in Concrete Bridge Decks Using Nondestructive Evaluation Techniques. *J. Bridge Eng.* 12, 215–225. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1084-0702\(2007\)12:2\(215\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0702(2007)12:2(215))

# Etude de l'effet de l'écrêtage sur le comportement mécanique des sols grossiers non cohésifs

Nadine ALI HASSAN<sup>1,2</sup>

<sup>1</sup> Institut GeM, Nantes Université, 58 rue Michel Ange, BP 420, 44606 Saint Nazaire Cedex, France

<sup>2</sup> CESI, Ecole d'Ingénieurs, 93 Bd de la Seine, 92000 Nanterre, France

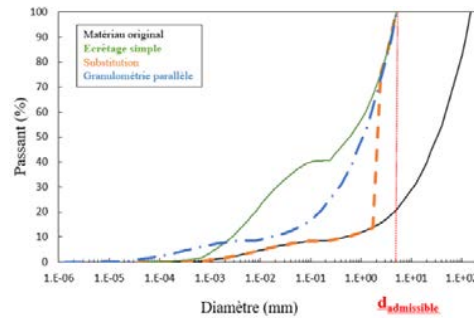
## RESUME

Les caractéristiques de résistance au cisaillement des sols grossiers peuvent être mesurées par la réalisation d'essais au laboratoire. Toutefois, ces mesures nécessitent souvent des procédures d'écrêtage, en raison de la présence de particules de grandes dimensions par rapport à la taille du dispositif d'essai. Ce travail vise à étudier les conséquences de trois procédures d'écrêtage (écrêtage simple et deux méthodes de substitution) sur les propriétés mécaniques des sols grossiers. Des échantillons numériques formés de mélanges granulaires ayant des distributions granulométriques discontinues sont testés à l'aide de la Méthode des Eléments Discrets (MED). Des essais expérimentaux de compression triaxiale sont également réalisés sur des mélanges de sable et de graviers, à l'aide de dispositifs triaxiaux de diamètres  $\Phi = 50$  et  $100$  mm. Les échantillons numériques et expérimentaux sont soit simplement écrêtés, soit écrêtés avec différentes substitutions. L'indice des vides global est contrôlé pour qu'il soit le même pour tous les échantillons. Les résultats montrent que l'écrêtage simple conduit à une surestimation, ou une sous-estimation de la résistance mécanique, en fonction de la teneur en fines d'origine. Par contre, la méthode de substitution Sub1 permet l'obtention d'une bonne estimation de la résistance au cisaillement. Les écarts de résultats de la méthode de substitution Sub2 sont liés à l'étalement granulométrique de la fraction grossière, ainsi qu'à la résistance du matériau remplaçant le matériau retiré.

**Mots-clefs** sols grossiers, écrêtage, substitution, résistance au cisaillement, compression triaxiale.

## I. INTRODUCTION

De très nombreux ouvrages en terre, ainsi que leur fondation sont constitués de sols grossiers. Nous pouvons notamment citer les remblais d'infrastructures de transport, les barrages et digues à finalité de production d'électricité ou de protection des inondations. Jusqu'à présent, aucune définition précise de ces sols grossiers n'existe dans la littérature. En effet, chaque auteur définit les sols grossiers, en fonction du domaine d'application et du dispositif utilisé pour les tester in situ ou en laboratoire. Cependant, tous ces sols ont pour caractéristique commune, une distribution granulométrique des particules très étalée, pouvant aller de quelques micromètres à plusieurs centimètres. La Fig. 1 présente un exemple d'une telle distribution, sol dénommé matériau original, qui provient d'une digue gérée par EDF. Pour caractériser mécaniquement les sols grossiers, les normes imposent un facteur d'échelle qui s'exprime par le rapport du diamètre de l'échantillon testé ( $\Phi$ ) et du diamètre maximal des particules ( $d_{\max}$ ) du sol à caractériser.



**FIGURE 1.** Sol grossier original avec les différentes méthodes d'écrêtage.

En fonction de la granulométrie du sol, l'Association Française de Normalisation AFNOR (NF P 94-074, 1994) impose un rapport ( $\Phi/d_{\max}$ ) supérieur à 5 ou à 10. Par contre, selon la norme américaine ASTM (ASTM D4767-88, 1988), ce rapport doit être supérieur ou égal à 6. En considérant le diamètre maximal des sols grossiers, leur caractérisation en laboratoire nécessite le recours à des dispositifs de grandes dimensions afin de déterminer leurs propriétés mécaniques. Cependant, la caractérisation des sols grossiers à l'aide de ces dispositifs présente de nombreux désavantages tels que: un mode opératoire long et difficile à mettre en œuvre, une difficulté à garantir la répétabilité des essais ainsi que des coûts financiers importants. Une solution alternative consiste à déterminer un diamètre admissible des particules ( $d_{\text{admissible}}$ ) et puis reconstituer le sol à travers l'une des trois méthodes présentées dans la Fig. 1. Ce  $d_{\text{admissible}}$  est calculé à partir de la taille du dispositif expérimental ( $\Phi$ ) et de la taille supérieure des particules de sol ( $d_{\max}$ ). La première méthode, l'écrêtage simple, consiste à retirer du sol toutes les particules de diamètre supérieur à  $d_{\text{admissible}}$  et reconstituer le sol avec les particules retenues. Dans le cas de la méthode de substitution, toutes les particules non admissibles sont remplacées par une masse équivalente de particules plus petites. Enfin, la méthode de reconstitution par granulométrie parallèle consiste à tester un sol modèle, de distribution granulométrique parallèle à celle du sol réel (Cuisinier et al., 2018). Cette dernière méthode suppose la similitude de la distribution granulométrique ainsi que celle des caractéristiques des grains. Or dans le cadre de notre étude, les sols testés contiennent des matériaux limoneux, de nature physicochimique bien différente de celle des argiles que cette méthode suppose de tester. Cette méthode est donc difficilement utilisable pour notre étude et seuls l'écrêtage simple et la méthode de substitution sont utilisés.

Dans le but de comprendre l'influence des méthodes d'écrêtage avec et sans substitution, une étude numérique à l'aide des éléments discrets est tout d'abord menée. Les résultats ainsi obtenus sont comparés par des résultats obtenus expérimentalement.

## II. Sols testés

Les sols testés sont des sols grossiers à distribution granulométrique discontinue composée d'une fraction fine et d'une fraction grossière. Cette dernière est subdivisée en grains grossiers admissibles et grossiers surdimensionnés. L'indice des vides global (rapport entre le volume des vides ( $V_v$ ) et le volume de la fraction solide ( $V_s$ )) est le paramètre choisi pour contrôler la densité des échantillons testés numériquement ou expérimentalement dans le cadre de cette étude. La

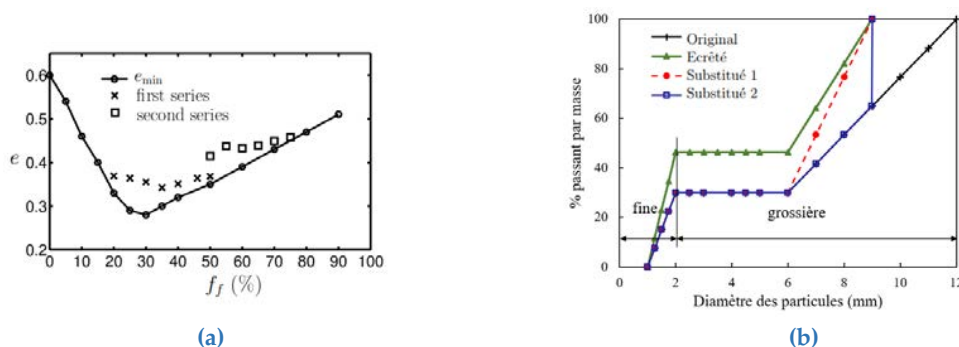
confrontation d'essais numériques et expérimentaux pour plusieurs paramètres de contrôle de densité (Ali-Hassan et al., 2021) a permis de souligner que l'indice des vides global est le paramètre qui limite les écarts entre la résistance au cisaillement du sol original et celle des échantillons écrêtés ou substitués. Ce paramètre a été également choisi par différents auteurs tels que Thevanayagam et al. (2002), Seif El Dine (2007) et Andrianatrehina et al. (2016) pour contrôler la densité des échantillons testés.

### III. Etude numérique

La Méthode des Eléments Discrets (MED) est utilisée avec le logiciel Yade, pour simuler des échantillons numériques de distribution granulométrique discontinue avec différentes teneurs en fines. Les particules choisies sont parfaitement sphériques pour optimiser le temps de calcul. De plus, ils sont souvent utilisés grâce à la facilité dans la détection des contacts et dans la définition de la géométrie au contact entre deux particules. La résistance à la compression triaxiale est étudiée en fonction de la teneur en fines et de la méthode d'écrêtage choisie. Chaque échantillon numérique contient 100 000 particules pour garantir la répétabilité des résultats obtenus. Ce nombre est choisi à partir de la réalisation des essais de répétabilité sur des échantillons de même teneur en fines générés d'une façon aléatoire à chaque fois.

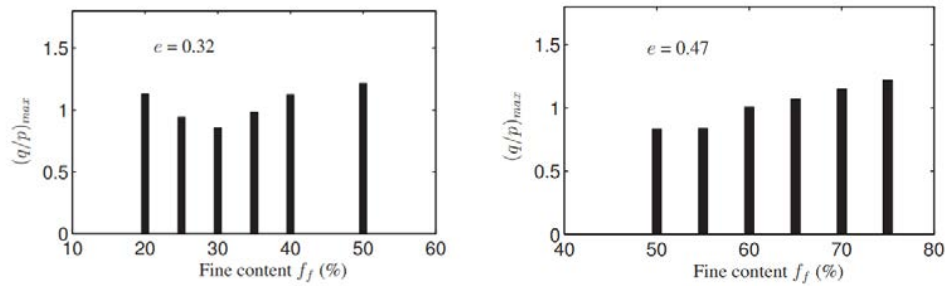
#### A. Influence de la teneur en fines

La méthode d'écrêtage simple conduit à un accroissement de la teneur en fines. Dans ce contexte, il apparaît important d'étudier l'influence de la teneur en fines ( $f_f$ ) sur la résistance au cisaillement du sol. Suivant cet objectif, deux séries d'essais ont été simulées en contrôlant l'indice des vides global et pour une teneur en fines comprise entre 20 et 50% pour la première série et entre 50 et 75% pour la seconde série. La Fig. 2 (a) présente l'indice des vides minimal  $e_{min}$  en fonction de la teneur en fines ( $f_f$ ). Il convient de noter la décroissance de  $e_{min}$  pour une teneur en fines de 0 à 30%, puis son accroissement pour  $f_f$  supérieure à 30%. En conséquence, quelle que soit la teneur en fines, l'indice des vides ne peut être contrôlé pour une valeur unique. Pour la première série, la valeur visée d'indice des vides est de 0,32 et de 0,47 pour la seconde série (cf. Fig. 2). Le rapport maximal de contraintes déviatorique et moyenne  $(q/p)_{max}$  est tracé en fonction de la teneur en fines  $f_f$  dans la Fig. 3 pour les deux séries de simulations.



**FIGURE 2.** (a) Evolution de l'indice des vides minimal et de l'indice des vides en fonction de la teneur en fines et (b) Distributions granulométriques du sol original avec  $f_f = 30\%$  et celles des sols écrêtés et substitués correspondants.





**FIGURE 3.** Rapport de contraintes maximal  $(q/p)_{max}$  en fonction de la teneur en fines  $f_f$  lorsque l'indice des vides global  $e$  est contrôlé.

Les résultats de simulation numérique des essais triaxiaux montrent l'existence d'une teneur en fines optimale autour de 30%, en-dessous de laquelle les mélanges deviennent moins résistants et moins dilatants avec l'augmentation de la teneur en fines. Par contre, au-delà de cette teneur en fines optimale, les mélanges deviennent plus résistants et plus dilatants avec l'augmentation de la teneur en fines. Ces résultats sont en accord avec les résultats expérimentaux de Thevanayagam et al. (2002). Par contre, ces résultats sont opposés aux résultats numériques obtenus par Taha et al. (2019) qui ont réalisé des simulations avec la densité relative  $D_R$  contrôlée. Cette opposition peut s'expliquer en comparant les valeurs de l'indice des vides global  $e$ , avec celles de l'indice des vides minimal  $e_{min}$  pour chaque mélange. En effet, la différence  $(e - e_{min})$  augmente avec la teneur en fines pour  $f_f < 30\%$  mais diminue quand  $f_f > 30\%$ . Ce constat explique pourquoi la résistance au cisaillement diminue avec  $f_f < 30\%$  mais augmente lorsque  $f_f > 30\%$ .

*B. Conséquences des méthodes d'écrêtage*

Pour étudier les conséquences des méthodes d'écrêtage sur les caractéristiques des sols, trois matériaux originaux de teneurs en fines de 20, 30 et 60% sont testés avec un diamètre maximal de 12 mm. Chaque sol original est écrêté et substitué en retirant 35% des particules non admissibles. Le diamètre admissible est déterminé à partir de la distribution granulométrique et correspondant à 75% de particules passant. Les caractéristiques de ces sols sont présentées dans le tableau 1.

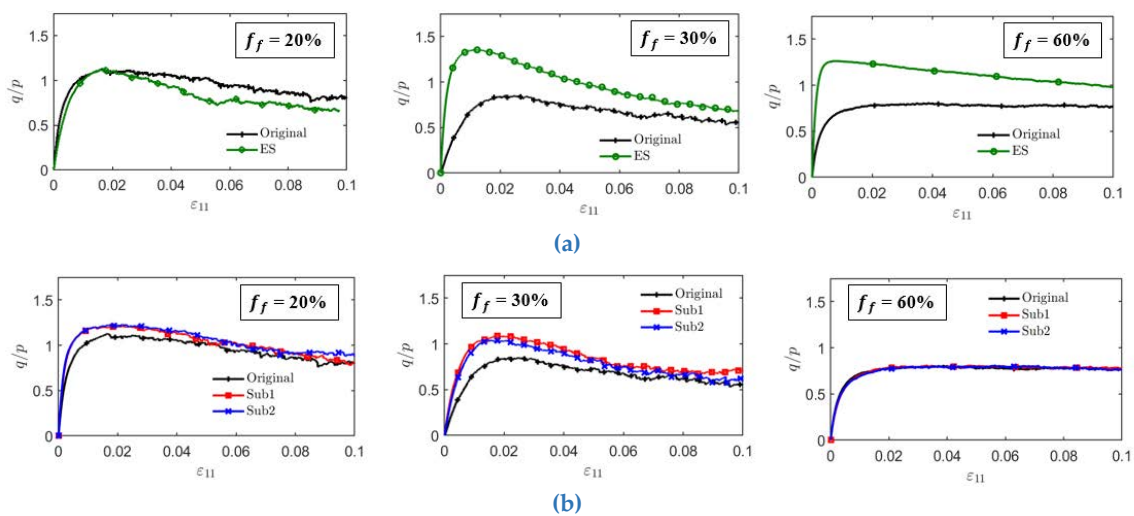
**TABLEAU 1.** Caractéristiques des matériaux testés.

Sol	$f_f$ (%)	$d_{max}$ (mm)
<b>Original</b>	20	12
Ecrêté	30	9.375
Sub1 et Sub2	20	9.375
<b>Original</b>	30	12
Ecrêté	46	9
Sub1 et Sub2	30	9
<b>Original</b>	60	12
Ecrêté	95	6.75
Sub1 et Sub2	60	6.75

La distribution granulométrique du sol original avec une teneur en fines de 30% et celles des sols écrêtés et substitués correspondants sont présentées par la Fig. 2 (b). Cette figure présente également les distributions obtenues à l'aide des deux méthodes de substitution utilisées. La

première (Sub1) consiste à remplacer le matériau retiré par une masse égale de particules plus petites appartenant à toutes les classes granulaires de la fraction grossière. Par contre, avec la deuxième méthode (Sub2), seule la classe granulaire la plus proche du diamètre admissible est utilisée pour remplacer le matériau retiré. Il est important de noter que la teneur en fines augmente lorsque la méthode d'écrêtage simple est utilisée (ici pour  $f_f = 30$ , l'écrêtage induit son accroissement à 45%), par contre elle reste constante avec les deux méthodes de substitution.

La Fig. 4 présente les variations du rapport de contraintes déviatorique et moyenne en fonction de la déformation axiale. Les résultats montrent l'obtention d'une bonne estimation de la résistance au cisaillement pour  $f_f = 20\%$  et une surestimation pour  $f_f = 30$  et  $60\%$ .



**FIGURE 4.** Comportements mécaniques (a) des sols écrêtés et (b) des sols substitués avec les teneurs en fines originales de 20, 30 et 60%.

Ce résultat de simulation numérique peut s'expliquer par d'une part, l'influence de la teneur en fines sur la résistance au cisaillement de sol présentée par la Fig. 3 et d'autre part, par l'accroissement de la teneur en fines induit par l'écrêtage simple. En effet, la méthode d'écrêtage simple amène un accroissement de la teneur en fines qui passe de 20 à 30%, de 30 à 45% et de 60 à 95%. En ce qui concerne les sols substitués, les résultats sont similaires pour les deux méthodes de substitution : une surestimation pour  $f_f = 20$  et  $30\%$  et une bonne estimation pour  $f_f = 60\%$ . La surestimation de la résistance au cisaillement est expliquée par les résultats obtenus par l'étude numérique de Ali Hassan et al. (2021) et l'étude expérimentale de Seif El Dine (2007). Ces résultats montrent effectivement que la réduction de l'étalement granulométrique de la fraction grossière conduit à une augmentation de la résistance au cisaillement. Par contre, pour une teneur en fines importante ( $f_f = 60\%$ ), le comportement mécanique du sol est piloté par les fines et le changement de l'étalement granulométrique de la fraction grossière a un effet négligeable sur la résistance mécanique du sol.

#### IV. Etude expérimentale

A partir des précédents résultats et pour compléter l'étude numérique, des essais de compression triaxiale sont réalisés sur des sols de distribution granulométrique discontinue. Les sols testés sont des mélanges de sable et de graviers. Le sable utilisé est du sable de Fontainebleau avec des pourcentages égaux à 20, 30 ou 60%. Les graviers de la fraction 1,6-5mm proviennent de la sablière Palvadeau et pour la fraction 5-10mm les graviers proviennent d'une digue. Cette dernière fraction représente 30% de la masse totale du sol original. Pour l'écrêtage ou la substitution, tous les graviers de la digue sont retirés. Pour les deux méthodes de substitution, les graviers de la digue retirés sont remplacés par des graviers Palvadeau. La forme des particules utilisées dans cette étude est analysée à l'aide du logiciel ImageJ. Aucune différence significative n'est trouvée en termes de paramètres de forme tels que la circularité, la rondeur et la convexité, pour le sable de Fontainebleau, les graviers Palvadeau et les graviers de la digue. Les dispositifs triaxiaux utilisés permettent de tester des échantillons de deux tailles distinctes : petite ( $\Phi = 50$  mm et  $H = 100$  mm) et moyenne ( $\Phi = 100$  mm et  $H = 200$  mm). Enfin comme précédemment, l'indice des vides global est contrôlé.

Afin de vérifier la répétabilité des résultats obtenus avec les différentes cellules triaxiales, 10 essais triaxiaux drainés sont réalisés sur le sable de Fontainebleau en utilisant une fois la cellule  $\Phi = 50$  mm et une autre fois la cellule  $\Phi = 100$  mm, en contrôlant l'indice des vides global. Les résultats montrent une bonne répétabilité en termes de résistance au cisaillement avec une variation du rapport maximal de contraintes  $q/p$  autour de 1% de la valeur moyenne et une variation de l'angle de frottement au pic inférieur à  $1^\circ$ . De plus, aucun effet d'échelle n'a été remarqué.

##### A. Influence de la teneur en fines

Quatre mélanges avec des teneurs en fines de 20, 30, 45 et 60% sont testés. Les distributions granulométriques de ces sols et leurs comportements mécaniques sont présentés par la Fig. 5.

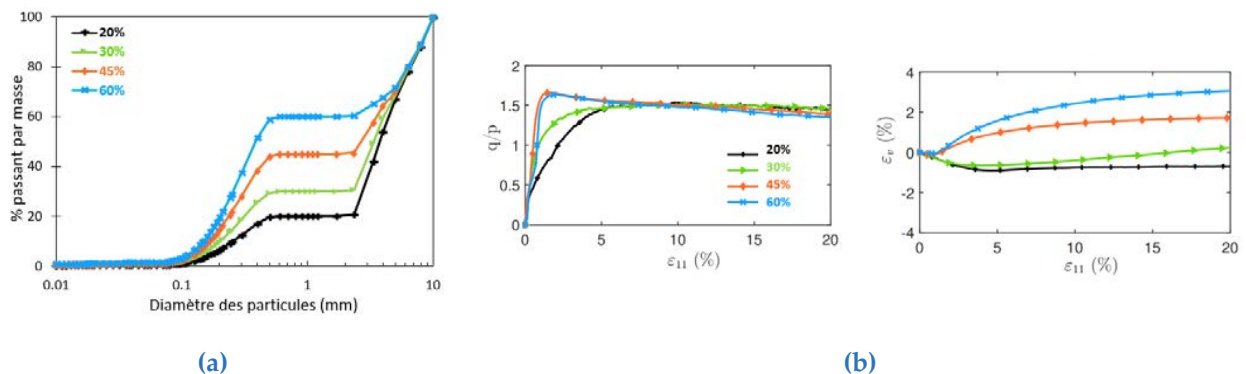


FIGURE 5. (a) Distributions granulométriques des sols testés et (b) variations du rapport de contraintes et de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale.

La variation du rapport de contraintes en fonction de la déformation axiale montre une convergence avec les résultats numériques déjà présentés. Nous pouvons effectivement noter un accroissement de la résistance mécanique avec l'augmentation de la teneur en fines. En ce qui concerne les déformations volumiques, il est difficile de trouver une corrélation avec la résistance au cisaillement. En effet, les sols ayant des teneurs en fines de 45 et 60% ont un comportement identique en contrainte, alors que leur déformation volumique est assez différente.

### B. Conséquences des méthodes d'écritage

La Fig. 6 présente le comportement des sols écrités et substitués en comparaison de celui des sols originaux. Concernant les sols écrités, une bonne estimation de la résistance au cisaillement est obtenue pour  $f_f = 60\%$ , ce qui diverge du résultat obtenu numériquement. Par contre, comme dans le cas des simulations numériques, une surestimation et une sous-estimation de la résistance au cisaillement sont respectivement obtenues pour  $f_f = 30$  et  $20\%$ . Cela corrobore donc la présence d'une teneur en fines optimale autour de  $30\%$ , en-dessous de laquelle le mélange devient plus résistant avec l'augmentation de la teneur en fines et au-delà de laquelle il devient moins résistant.

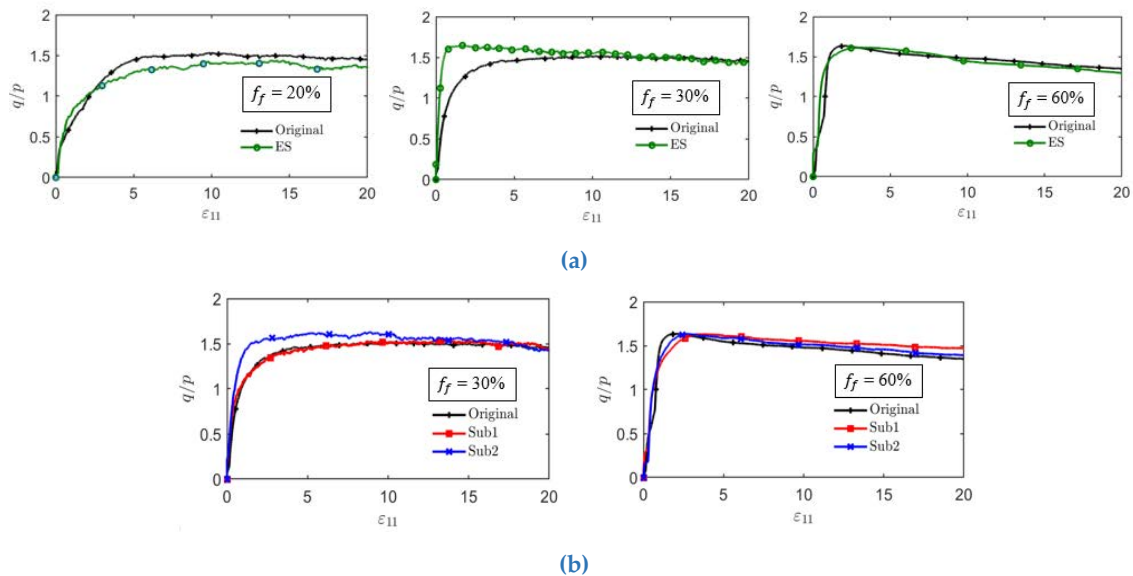


FIGURE 6. (a) Comportements des sols écrités et (b) des sols substitués avec les différentes teneurs en fines.

Avec les deux méthodes de substitution, une bonne estimation de la résistance au cisaillement est obtenue pour  $f_f = 60\%$ . Pour  $f_f = 30\%$ , la première méthode de substitution (Sub1) permet d'obtenir une bonne estimation de la résistance au cisaillement. Par contre, la deuxième méthode de substitution (Sub2) conduit à une surestimation. Cette différence entre les effets des deux méthodes de substitution est attribuée à la discontinuité dans l'étalement granulométrique de la fraction grossière, qu'introduit la deuxième méthode de substitution. La comparaison des résultats numériques et expérimentaux pour  $f_f = 30\%$ , indique que la surestimation obtenue numériquement avec la méthode (Sub1) n'apparaît pas expérimentalement. A ce stade, il convient de noter les effets opposés de deux facteurs : d'une part l'augmentation de la résistance mécanique avec la réduction de l'étalement granulométrique et d'autre part, la réduction de la résistance mécanique pour un matériau remplaçant (graviers Palvadeau) moins résistant que le matériau retiré (graviers de la digue). Or ce second facteur n'est pas pris en compte par les simulations numériques.

## V. Conclusion

Dans ce papier sont présentés les résultats d'une étude numérique et expérimentale sur l'influence de différentes méthodes d'écrêtage sur le comportement mécanique des sols grossiers non cohésifs. Les sols originaux testés ont une distribution granulométrique discontinue, avec différentes teneurs en fines. La méthode d'écrêtage simple et deux méthodes de substitution sont utilisées. Globalement, les résultats numériques et expérimentaux convergent. Les résultats montrent que pour un indice des vides global contrôlé, la méthode d'écrêtage simple aboutit à une surestimation ou une sous-estimation de la résistance au cisaillement du sol en fonction de la teneur en fines du sol original. Les conséquences de cette méthode sont essentiellement dues à l'augmentation de la teneur en fines. Les résultats de l'étude indiquent aussi la possibilité d'obtenir une bonne estimation à l'aide de la méthode de substitution Sub1. Par contre, des écarts de résistance apparaissent avec la méthode de substitution Sub2. Ces écarts sont essentiellement dus à la réduction de l'étalement granulométrique de la fraction grossière et à la différence de résistance entre le matériau retiré et le matériau remplaçant.

## VI. Remerciements

L'auteur tient à remercier les entreprises EDF et Verbund qui ont contribué au financement de ces travaux de recherche.

## REFERENCES

ASTM D4767-88 (1988), 'Standard test method for consolidated-undrained triaxial compression test on cohesive soils', *Standard ASTM 04.08*.

Cuisinier, O., Masrouri, F., Lavallée, E., Le Borgne, T. et al. (2018), 'Comportement mécanique des sols granulaires hétérogènes à matrice', *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur*.

Ali Hassan, N., Nguyen, N. S., Marot, D. and Bendahmane, F. (2021), 'Effect of scalping on the mechanical behavior of coarse soils', *International Journal of Geotechnical and Geological Engineering* 15(1), 64-74.

Andrianatrehina, N. L., Souli, H., Rech, J., Fry, J.-J., Fleureau, J.-M. and Taïbi, S. (2016), 'Influence of the percentage of sand on the behavior of gap-graded cohesionless soils', *Comptes Rendus Mécanique* 344(8), 539-546.

NF P 94-074 (1994), 'Sols : reconnaissances et essais - Essais à l'appareil triaxial de révolution', *AFNOR (Association Française de Normalisation)*.

Seif El Dine, B. (2007), Etude du comportement mécanique des sols grossiers à matrice, *PhD thesis, Marne-la-Vallée, ENPC*.

Taha, H., Nguyen, N.-S., Marot, D., Hijazi, A. and Abou-Saleh, K. (2019), 'Micro-scale investigation of the role of finer grains in the behavior of bidisperse granular materials', *Granular Matter* 21(2), 1-17.

Thevanayagam, S., Shenthan, T., Mohan, S. and Liang, J. (2002), 'Undrained fragility of clean sands, silty sands, and sandy silts', *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* 128(10), 849-859.

# Renforcement des murs en maçonnerie avec des composites TRM

Nadia Tarifa<sup>1</sup>

<sup>1</sup> LMDC, Université de Toulouse, INSA-UPS, Toulouse

**RESUME** En raison de leur faible résistance à la traction et de leur hétérogénéité, les murs en maçonnerie de briques sont vulnérables aux forces de cisaillement lors des séismes. Et, en raison de l'importance de la préservation des bâtiments anciens construits en briques, de nombreuses recherches ont été menées pour assurer leur durabilité. Ce type de mur a, ainsi, été renforcé par divers composites, avec des résultats plus ou moins convaincants. Et, c'est sur la base de ces résultats que nous avons décidé d'étudier la pertinence d'un renfort des murs par composites TRM, pour des chargements monotones ou cycliques. Nous présentons ci-dessous les principaux résultats des essais réalisés pour ce faire au LMDC de Toulouse.

**Mots-clés** Maçonnerie, cisaillement, renforcement, réparation, TRM.

## I. INTRODUCTION

Les constructions en maçonnerie de briques constituent à bien des égards des trésors culturels, artistiques, historiques et scientifiques. Des problèmes structurels (fissure de joints, fracture ou déchaussement de briques) peuvent survenir sur ces ouvrages en cas de charges excessives, tassement du sol, tremblements de terre ou action du vent (Gharib, 2015).

En effet, ces structures ont une capacité importante sous charges gravitaires, mais ne sont pas conçues pour résister aux charges horizontales, du fait de la faiblesse de leur capacité en cisaillement dans le plan. Il s'agit alors de savoir quelles méthodes peuvent être utilisées pour renforcer les murs en maçonnerie. La méthode de renfort la plus couramment utilisée consiste à coller des matériaux composites sur la surface extérieure des murs. Les polymères renforcés avec des fibres (FRP) sont d'un usage courant, en raison de leur légèreté et de leurs hautes performances mécaniques (Mukhtar and Faysal, 2018). Cependant, les FRP ne sont pas pleinement exploités lorsqu'ils sont appliqués à des matériaux à faible résistance à la traction et au cisaillement, tels que la maçonnerie. Ils souffrent par ailleurs des inconvénients des liants organiques : sensibilité aux températures élevées, application difficile dans des environnements humides et exposition des opérateurs aux émanations de composés organiques volatiles lors de la mise en œuvre. Les mortiers renforcés de fibres textiles (TRM ou TRC) permettent de surmonter ces limites grâce à une matrice inorganique compatible avec la maçonnerie, facile à appliquer, résistante au feu et durable (Babatunde, 2017; Kouris and Triantafillou, 2018; Papanicolaou et al., 2007).

C'est sur la base de tous ces résultats que nous avons débuté notre travail de recherche qui a comporté deux campagnes expérimentales. La première visant à étudier l'effet des TRM (textiles de verre E), de la configuration du renfort et du taux de renfort sur le comportement en cisaillement des murs. Ces travaux ont montré l'efficacité d'un renfort sur une seule face du mur, collé sur toute sa surface (Tarifa et al., 2023). En second lieu, l'effet de la taille des mailles, l'orientation des fils et l'effet de la matrice ont été investigués, c'est l'objet de cet article. Durant cette deuxième campagne, la réparation des murs préalablement fissurés a aussi été explorée. Ces objectifs ont conduit à effectuer une variété de tests de caractérisation des matériaux. Ensuite, afin d'évaluer la faisabilité et l'efficacité d'un tel renforcement sur des constructions historiques, des essais de compression-cisaillement sous chargement cyclique dans le plan ont été réalisés, dans l'optique d'approcher le plus possible les conditions aux limites d'un séisme.

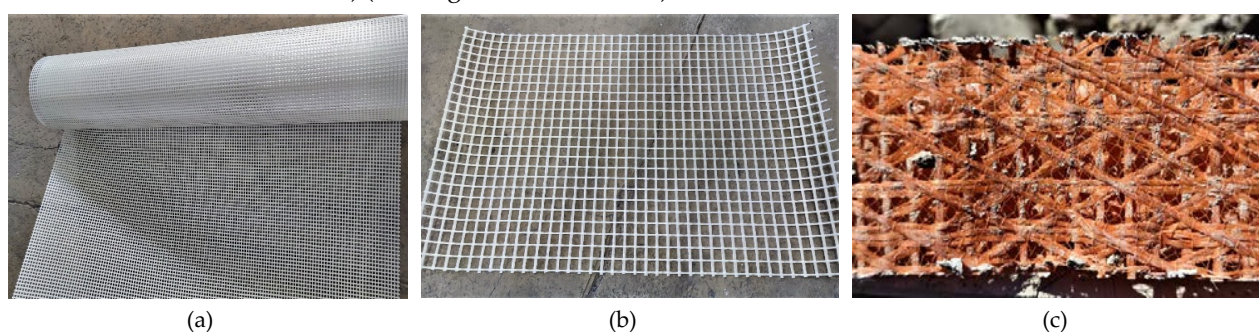
## II. MATERIAUX ET METHODES

### 1. Matériaux

Les briques de terre cuite de Toulouse, constitutives des murs, ont été fabriquées de façon traditionnelle, similaire à celle probablement utilisée depuis au moins 200 ans. Les murs étant carrés (1,3 m de côté), une rupture par cisaillement avec un mode de fissuration diagonale (avec glissement éventuel des joints) est attendue. La taille des briques (420×200×50 mm<sup>3</sup>) permet de maintenir un nombre représentatif de joints verticaux. Les proportions massiques du mélange de mortier de chaux utilisé sont de 1/4 chaux/sable avec un rapport eau/chaux de 0,55. Chaque mur en maçonnerie est réalisé selon un modèle d'assemblage courant avec des joints de mortier d'environ 15 mm d'épaisseur.

La chaux a été choisie comme matrice pour les composites en raison de sa porosité, qui permet d'éviter les problèmes de condensation dans le mur, et donc de sa compatibilité avec le substrat.

Différents textiles ont été utilisés (PZ700 **Petites Mailles**, verre AR **Grandes Mailles** et EQ Grid avec des fils multidirectionnels) (voir Figure 1 et Tableau 1).



**FIGURE 1:** Textiles utilisés pour le renforcement : (a) PZ700 petites mailles, (b) verre AR grandes mailles, (c) EQ Grid multidirectionnel

**TABLEAU 1:** Propriétés des textiles

		Epaisseur (mm)	Taille de maille (mm)
<b>PZ700 petites mailles</b>	Chaîne	1.0	4.6
	Trame		5.5
<b>Verre AR grandes mailles</b>	Chaîne	2.13	28.3
	Trame		22.8
<b>EQ Grid multidirectionnel</b>	Chaîne	0.8	7
	Trame		20
	Diagonale		15

En plus de la Chaux1 qui est très répandue sur le marché, une Chaux2 a été utilisée pour étudier l'effet de la matrice sur le renforcement. Le Tableau 2 présente les propriétés des deux chaux utilisées pour le renforcement.

**TABLEAU 2:** Propriétés des chaux de renfort

	Granulométrie (mm)	Rc28 (MPa)	Cohésion (MPa)
Chaux 1	0-1.6	4.85	0.354
Chaux 2	0-1.2	14.00	0.893

Pour finir, deux murs ont été fissurés avec un essai de compression-cisaillement quasi-statique jusqu'à la rupture, puis réparés avec la Chaux1 ou la Chaux2 en utilisant le même textile pour les deux.

### 2. Méthodes

Le Tableau 3 synthétise les murs testés. Pour cette campagne, 7 murs ont été construits : Un mur témoin (MNR), 3 Murs Renforcés avec la chaux C1 et des textiles différents (MR-PM-C1, MR-GM-C1, MR-EQ-

C1), 1 mur avec un des trois textiles et la chaux C2 (MR-textile-C2), et deux murs fissurés puis réparés avec un des trois textiles et les deux chaux (MRé-textile-C1 et MRé-textile-C2).

Les murs ont été testés en compression-cisaillement sous chargement cyclique. Les essais ont été réalisés en déplacement horizontal (H) cyclique imposé selon la norme ASTM E2126-05 (E06 Committee, 2021). Chaque cycle bidirectionnel présente la même amplitude dans les deux directions et est répété deux fois. L'amplitude est accrue par pas de 1,5 mm tous les deux cycles, correspondant à l'amplitude du premier cycle, et une vitesse initiale de 0.04 mm/s qui augmente de 0.04 mm/s tous les deux cycles pour garder un temps constant par cycle. Une charge verticale (V) de confinement est appliquée d'une valeur de 75 kN simulant le poids équivalent à trois étages.

La Figure 2 illustre le banc de cisaillement utilisé pour les essais de compression-cisaillement. Pour la suite du document, les sens PUSH et PULL correspondent respectivement aux déplacements positifs et négatifs de la machine.

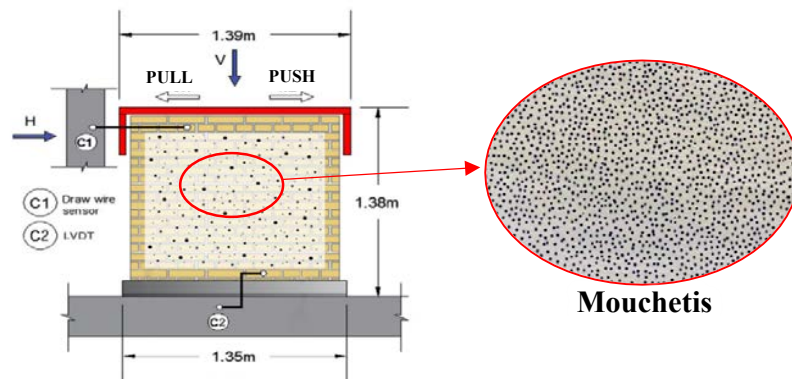


FIGURE 2: Dispositif expérimental pour les essais de compression-cisaillement

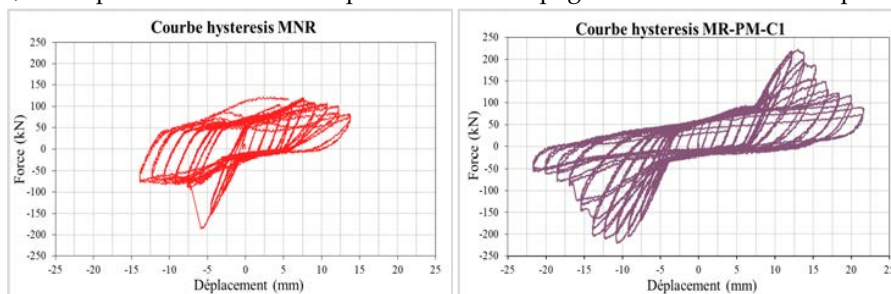
TABLEAU 3: Récapitulatif murs campagne expérimentale

Nom mur	Configuration
MNR	Mur non renforcé
MR-PM-C1	Mur renforcé avec le PZ700 petites mailles et la chaux C1
MR-GM-C1	Mur renforcé avec le verre AR grandes mailles et la chaux C1
MR-EQ-C1	Mur renforcé avec le EQ Grid multidirectionnel et la chaux C1
MR-textile-C2	Mur renforcé avec un textile choisi parmi les précédents et la chaux C2
MRé-textile-C1	Mur fissuré réparé avec un textile choisi parmi les précédents et la chaux C1
MRé-textile-C2	Mur fissuré réparé avec un textile choisi parmi les précédents et la chaux C2

### III. RESULTATS

#### ▪ Murs renforcés (effet du textile)

La figure 3 présente les courbes hystérésis des murs renforcés avec la Chaux 1 et la Figure 4-a présente les courbes enveloppes (force/déplacement) des essais cycliques. Seul un coté des courbes enveloppes est présenté, correspondant au sens de déplacement accompagnant la formation de la première fissure.





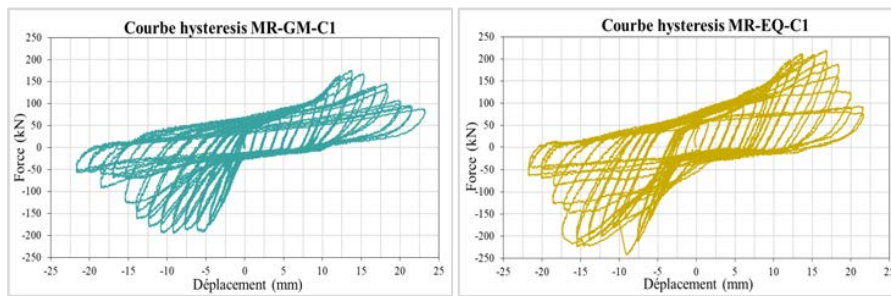


FIGURE 3: Courbes hystérésis murs renforcés Chaux 1

Pour ces quatre premiers murs, la première fissure est apparue dans le sens PULL (sens correspondant au déplacement négatif de la machine).

Initialement, tous les murs présentent un comportement élastique linéaire suivi d'un comportement non linéaire comme pour les murs testés dans la partie précédente. Malgré des rigidités similaires, la résistance au cisaillement est significativement différente.

Le Tableau 4 synthétise la force ultime ( $F_{max}$ ), le déplacement au pic, les causes de rupture et l'énergie dissipée cumulée totale des différents murs.

La force ultime ( $F_{max}$ ) atteinte par les murs renforcés est plus élevée que celle atteinte par le mur témoin (MNR), non renforcé, quel que soit le type de renforcement. La résistance au cisaillement augmente de 5% (MR-GM-C1) à 25% (MR-EQ-C1). L'augmentation apparente de la résistance au cisaillement peut s'expliquer par un transfert de charge approprié entre le TRM et le substrat qui a permis au renforcement de ponter les microfissures et les fissures.

Selon des observations globales (voir Figure 4-a et Tableau 4), le MNR a subi une fissure diagonale combinée à un glissement de joint. Ce dernier a continué à se déformer pendant quelques cycles après le pic en raison de l'effet du confinement que nous avons appliqué qui a généré une friction au niveau des fissures horizontales.

Les murs renforcés n'ont cédé qu'en raison de fissures diagonales, de fissures multiples dues au transfert de charge et au délaminage total ou partiel du renfort. Il a été observé qu'un renfort avec un textile à petite maille cède avec une délamination et un décollement quasi-total. L'augmentation de la taille des mailles n'accroît pas la force de cisaillement, mais contribue à la ductilité du mur et à éviter le décollement. Enfin, le textile de verre multidirectionnel est celui qui s'est le moins délaminé et qui a atteint la force de cisaillement la plus élevée. Tant que le renforcement est positionné et appliqué de manière à adhérer et à s'ancrer efficacement aux unités de briques, il reste tendu de part et d'autre des fissures, ce qui améliore globalement le confinement.

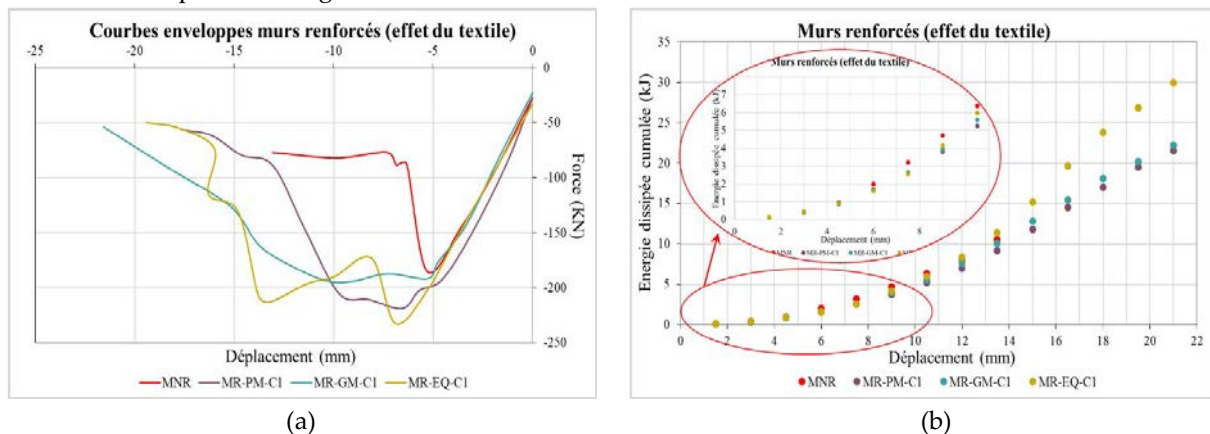


FIGURE 4: Courbes enveloppes (a) et Energie dissipée cumulée (b) des murs renforcés avec différents textiles

L'énergie dissipée au cours d'un cycle est définie comme l'aire inscrite dans la boucle de la courbe force-déplacement et est calculée à l'aide de la règle trapézoïdale. La Figure 4-b illustre l'énergie cumulée dissipée pour le MNR et les trois murs renforcés. Le principal mécanisme de dissipation de l'énergie est la fissuration (et le frottement au niveau des fissures horizontales s'il y en a).

Initialement, la dissipation d'énergie est produite par la fissuration de la maçonnerie. Une fois achevé le transfert de contrainte du substrat au système TRM, la capacité de dissipation peut également être fournie par la dégradation progressive du textile.

Pour de petits déplacements, le renforcement parvient à limiter les dommages à la maçonnerie, générant ainsi une moindre dissipation d'énergie. Il existe un déplacement (de l'ordre de 12 mm dans notre cas, voir Figure 4-b) au-delà duquel l'énergie dissipée cumulée d'un mur renforcé devient supérieure à l'énergie dissipée cumulée du mur non renforcé. Le phénomène de fissuration est donc retardé par rapport au comportement du MNR.

Le mur présentant la plus grande dissipation d'énergie cumulée est MR-EQ-C1.

Cette dissipation d'énergie pourrait s'expliquer par la disposition multidirectionnelle des fils du textile, permettant une adhérence efficace quelle que soit l'orientation des efforts de traction, et favorisant ainsi la multi-fissuration.

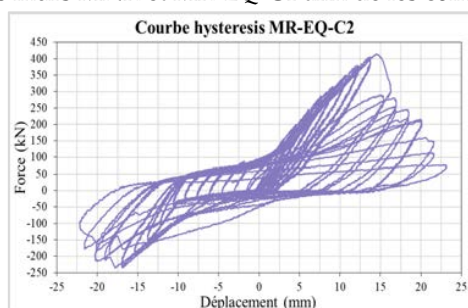
MR-PM-C1 présente l'énergie dissipée cumulative la plus faible, légèrement inférieure à MR-GM-C1. Cela peut signifier que l'augmentation de la taille de la maille a eu une faible influence sur l'énergie dissipée. Le textile qui a été retenu pour la suite est le EQ Grid.

**TABLEAU 4: Synthèse des résultats des murs**

Mur	Fmax (KN)	Déplacement au pic (mm)	Cause de rupture			E dissipée cumulée totale (KJ)
			Fissure diagonale	Glissement de joint	Délaminage du renfort	
MNR	185	5.26	x	x		10.5
MR-PM-C1	219 (+18%)	6.54	x		Total	21.5 (+105%)
MR-GM-C1	194 (+5%)	5.26	x		Partiel	22.2 (+111%)
MR-EQ-C1	232 (+25%)	6.90	x		Partiel	29.9 (+184%)

▪ **Murs renforcés (effet de la matrice)**

La figure 5 présente la courbe hystérésis du mur renforcé avec la Chaux 2 et le textile EQ Grid, et la Figure 6-a présente les courbes enveloppes (force/déplacement). Contrairement aux murs précédents, le mur MR-EQ-C2 montre une première fissure apparue dans le sens PUSH (sens à déplacement positif de la machine). Par la suite, la courbe enveloppe de ce mur sera représentée inversée de façon à pouvoir la superposer aux courbes des murs MNR et MR-EQ-C1 afin de les comparer.



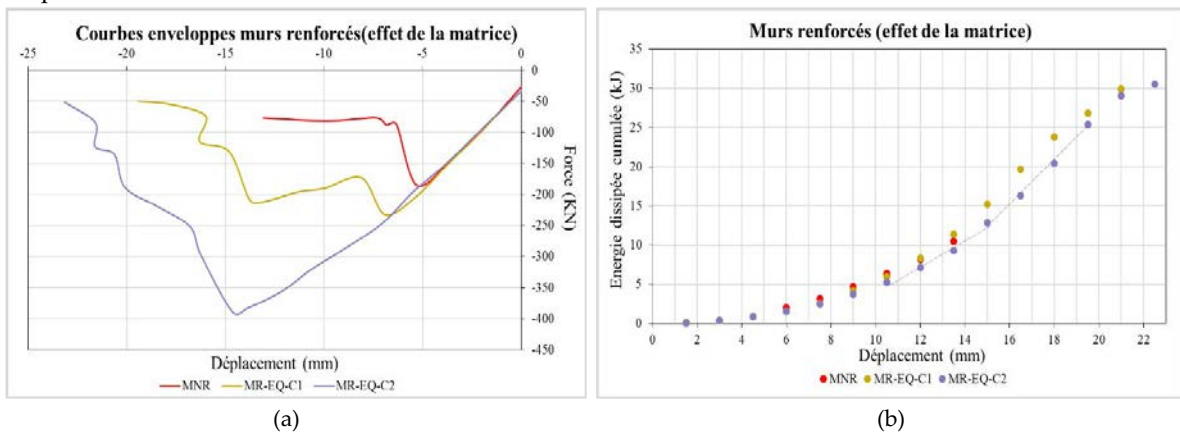
**FIGURE 5: Courbe hystérésis du MR-EQ-C2**

Comme pour les essais précédents, tous les murs présentent un comportement élastique linéaire suivi d'un comportement non linéaire. On peut voir que ni la chaux ni le textile n'interviennent dans cette première phase, qui est principalement gouvernée par le comportement de la maçonnerie.

Le Tableau 5 synthétise la force ultime ( $F_{max}$ ), le déplacement au pic, les causes de rupture et l'énergie dissipée cumulée totale des différents murs.

La charge ultime atteinte par les murs renforcés est significativement plus élevée que celle atteinte par le mur témoin, non renforcé, quel que soit le type de renforcement. La résistance au cisaillement augmente de 25% (MR-EQ-C1) à 110% (MR-EQ-C2).

Le mur MR-EQ-C2 atteint la charge la plus élevée (389 kN). Sa chaux constitutive C2, plus résistante et présentant une meilleure cohésion que la chaux C1, a permis en toute logique d'accroître la résistance du mur. Cependant la rupture de ce mur est plus fragile que celle du mur MR-EQ-C1. En effet, après dépassement du pic, la charge chute inexorablement, alors qu'elle est maintenue à un niveau important pour le mur MR-EQ-C1. Bien que présentant le déplacement au pic le plus élevé ce mur n'est donc pas le plus ductile.



**FIGURE 6:** Courbes enveloppes (a) et Energie dissipée cumulée (b) des murs renforcés avec les deux chaux

La figure 6-b illustre l'énergie dissipée cumulée pour les trois murs testés.

Le mur présentant la plus grande dissipation d'énergie cumulée jusqu'à un déplacement de 21 mm est le mur MR-EQ-C1. Cette dissipation d'énergie pourrait s'expliquer par le fait que la chaux C1 se fissure davantage et dissipe plus d'énergie. La chaux C2 est plus rigide, ce qui est visible sur les premiers cycles où le mur MR-EQ-C2 dissipe moins d'énergie. Cette chaux limite davantage l'ouverture de fissure grâce à sa résistance et à son adhérence élevées ce qui contribue à une plus faible dissipation d'énergie. A partir du cycle 15 mm, la pente de l'énergie dissipée augmente considérablement (la chaux C1 montre une pente plus progressive).

**TABLEAU 5:** Synthèse des résultats des murs

Mur	$F_{max}$ (KN)	Déplacement au pic (mm)	Cause de rupture			E dissipée cumulée totale (KJ)
			Fissure diagonale	Glissement de joint	Délaminage du renfort	
MNR	185	5.26	x	x		10.5
MR-EQ-C1	232 (+25%)	6.90	x		Partiel	29.9 (+184%)
MR-EQ-C2	389 (+110%)	14.64	x		Partiel	30.5 (+190%)

▪ **Murs réparés (effet de la matrice)**

La figure 7 illustre les courbes hystérésis des deux murs réparés. La Figure 8-a présente les courbes enveloppes du MNR et des MRé-EQ-C1 et MRé-EQ-C2. Les murs réparés ont été fissurés dans le sens PUSH avant réparation, donc ils ont cassé dans le même sens que pendant l'essai cyclique.

Le Tableau 6 synthétise la force ultime ( $F_{max}$ ), le déplacement au pic, les causes de rupture et l'énergie dissipée cumulée totale des différents murs. La charge ultime atteinte par les murs réparés reste plus

élevée que celle atteinte par le mur témoin, non renforcé, quel que soit le type de chaux. La résistance au cisaillement augmente de 19 % (MRé-EQ-C1) à 58 % (MRé-EQ-C2).

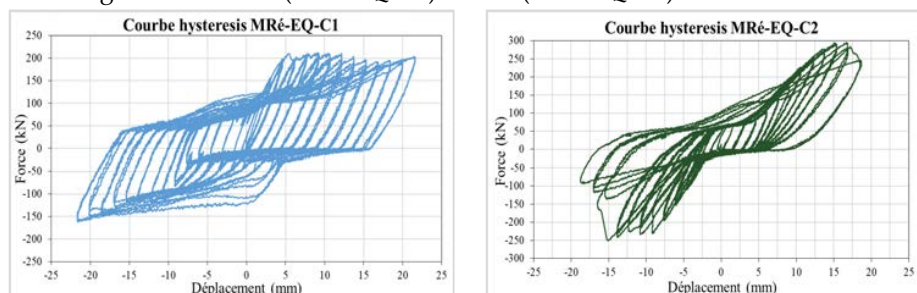


FIGURE 7: Courbes hystérésis murs réparés

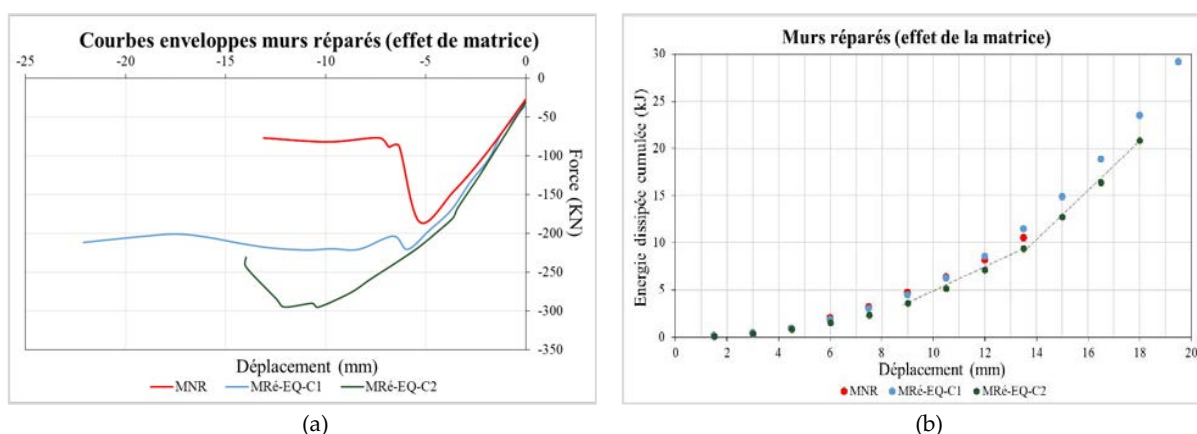


FIGURE 8: Courbes enveloppes (a) et Energie dissipée cumulée (b) des murs réparés

Comme pour les murs renforcés, la chaux C2 contribue à accroître la résistance du mur et en conséquence son déplacement au pic. Le comportement après le pic reste cependant fragile, accompagné d'une chute brutale de la force face alors qu'elle se stabilise pour le MRé-EQ-C1. La présence d'une fissure horizontale dans le mur MRé-EQ-C1 avant sa réparation a probablement permis de générer une friction importante pendant l'essai.

La figure 8-b illustre l'énergie dissipée cumulée pour les trois murs.

A partir du cycle 12 mm, le mur MRé-EQ-C1 dissipe plus d'énergie que le mur témoin, et au final, légèrement plus que le mur réparé avec la chaux C2. Cela confirme l'hypothèse faite plus haut : la chaux C1 se fissure plus que la chaux C2.

A partir du changement de pente qui correspond à l'endommagement pré-pic (déplacement de 12 mm), la pente de l'énergie dissipée associée à la chaux C2 est plus grande, car elle n'est pas encore rompue. Après rupture, l'absence de multi-fissuration ne permet pas à la chaux C2, à l'instar de la chaux C1, de maintenir une dissipation d'énergie aussi élevée que celle de la chaux C1.

TABLEAU 6: Synthèse des résultats des murs

Mur	Fmax (KN)	Déplacement au pic (mm)	Cause de rupture			E dissipée cumulée totale (KJ)
			Fissure diagonale	Glissement de joint	Délaminage du renfort	
MNR	185	5.26	x	x		10.5
MRé-EQ-C1	220 (+19%)	5.42	x	x	Partiel	29.2 (+177%)
MRé-EQ-C2	292 (+58%)	12.08	x		Partiel	20.9 (+98%)

#### IV. CONCLUSION

Les constructions en maçonnerie sont vulnérables aux forces horizontales et doivent donc être renforcées pour en assurer l'intégrité structurelle. La présente étude expérimentale s'est concentrée sur des murs de maçonnerie historiques renforcés par des composites TRM qui sont soumis à des essais monotones ou cycliques de cisaillement-compression combinés dans le plan. Les principaux résultats sont les suivants :

- Les murs cèdent principalement par rupture en cisaillement sous la traction diagonale (où le mur atteint sa résistance maximale), ce qui entraîne la délamination partielle ou totale du composite (à l'exception du mur témoin qui a aussi cédé sous le glissement de joint).
- Le renforcement par mortier renforcé de textile a contribué à l'homogénéité du comportement des murs renforcés.
- La taille des mailles intervient dans le mode de rupture des murs renforcés, plus la maille est petite plus le renforcement va avoir tendance à se décoller de la structure.
- Le textile multidirectionnel a montré les meilleures performances étant donnée l'orientation de ses fils qui a permis une meilleure adhérence et un meilleur comportement.
- La chaux intervient non seulement dans la ductilité du comportement des murs mais aussi dans la résistance au cisaillement. Plus la chaux est rigide et a une meilleure cohésion, plus elle va limiter l'ouverture de fissures jusqu'au pic. La résistance au cisaillement sera plus élevée, mais la rupture sera fragile.

Lors d'une opération de renforcement, le choix du textile et de la matrice de renfort dépend des performances recherchées, en particulier de la résistance et de la ductilité. L'étude réalisée apporte ainsi des éléments de référence pour la maîtrise d'œuvre de telles opérations.

#### REFERENCES

- Babatunde, S.A., 2017. Review of strengthening techniques for masonry using fiber reinforced polymers. *Composite Structures* 161, 246–255. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2016.10.132>
- E06 Committee, 2021. Test Methods for Cyclic (Reversed) Load Test for Shear Resistance of Vertical Elements of the Lateral Force Resisting Systems for Buildings. ASTM International. <https://doi.org/10.1520/E2126-11>
- Gharib, T., 2015. Renforcement des structures historiques en maçonnerie par matériaux composites : application aux murs en pierres calcaires.
- Kouris, L.A.S., Triantafillou, T.C., 2018. State-of-the-art on strengthening of masonry structures with textile reinforced mortar (TRM). *Construction and Building Materials* 188, 1221–1233. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.08.039>
- Mukhtar, F.M., Faysal, R.M., 2018. A review of test methods for studying the FRP-concrete interfacial bond behavior. *Construction and Building Materials* 169, 877–887. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.02.163>
- Papanicolaou, C.G., Triantafillou, T.C., Karlos, K., Papathanasiou, M., 2007. Textile-reinforced mortar (TRM) versus FRP as strengthening material of URM walls: in-plane cyclic loading. *Mater Struct* 40, 1081–1097. <https://doi.org/10.1617/s11527-006-9207-8>.
- Tarifa, N., Djamaï, Z.I., Duprat, F., Soula, C., 2023. Influence of Textile Reinforcement on Masonry Walls Subjected to In-Plane Loads. *SJ* 120. <https://doi.org/10.14359/51737143>.

# Modélisation du comportement quasi-statique cyclique de la maçonnerie

Héloïse ROSTAGNI<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Université Paris-Saclay, CentraleSupélec, ENS Paris-Saclay, CNRS, Laboratoire de Mécanique Paris-Saclay (LMPS) – 4 avenue des sciences, 91190 Gif-sur-Yvette, France

[heloise.rostagni@ens-paris-saclay.fr](mailto:heloise.rostagni@ens-paris-saclay.fr)

**RÉSUMÉ** Ce travail développe un modèle de comportement permettant de décrire la réponse mécanique non-linéaire de la maçonnerie, notamment sous actions sismiques. Il intègre la complexité de ce matériau hétérogène (anisotropie, endommagement, dissipation par frottement, effet unilatéral, etc.) dans un formalisme thermodynamique robuste pour une utilisation à l'échelle de la structure. Ce modèle est implémenté dans un code aux éléments finis et validé à l'échelle du point de Gauss. Il est ensuite utilisé pour évaluer la réponse de structures soumises à des chargements multidirectionnels monotones et cycliques. Une analyse des méthodes de régularisation (énergétique et non-locale) est proposée. Ce modèle permet une représentation fiable du comportement global de la maçonnerie avec une étude possible des mécanismes dissipatifs de manière indépendante.

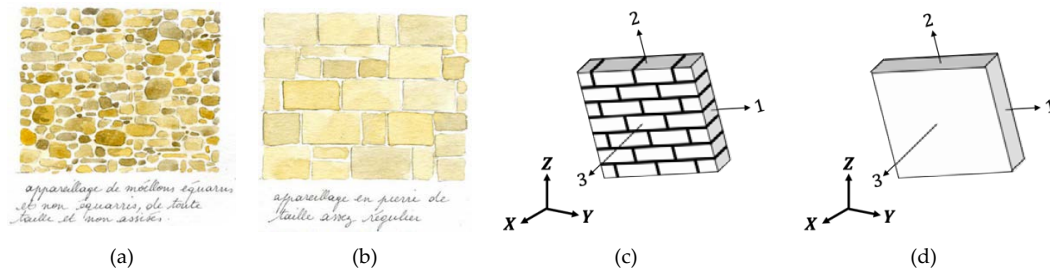
**Mots-clefs** maçonnerie, endommagement, quasi-fragile, orthotropie, dissipation, non-local

## I. INTRODUCTION

Les constructions en maçonnerie constituent une part importante du patrimoine bâti et culturel existant. La préservation de leur intégrité structurelle nécessite le développement d'outils efficaces et précis pour représenter au mieux les dégradations et évaluer leur vulnérabilité face à des sollicitations complexes. De événements sismiques récents ont mis en évidence cette nécessité. Les séismes de l'Aquila (Italie, 2009) ou d'Amatrice (Italie, 2016) qui ont en grande partie détruit ces villes peuvent par exemple être cités, ou encore celui du Teil (France, 2019) qui a entraîné des dégâts importants sur des structures historiques (château de Saint-Tomé, église Saint-Étienne de Melas).

La maçonnerie est un matériau quasi-fragile caractérisé par une nature hétérogène (blocs liés ou non), un comportement non linéaire, non symétrique et adoucissant. Ces travaux s'intéressent à des maçonneries dites assisées, c'est-à-dire arrangées suivant des joints orthogonaux (Fig. 1(b)). Plusieurs modèles ont été développés ou adaptés pour la maçonnerie au cours des décennies précédentes (e.g., [Roca et al. 2010, Sellier et al., 2013, Sacco et al., 2018]). Les modèles macroscopiques par éléments finis sont les plus utilisés pour décrire de grandes structures, mais certains d'entre eux ont des difficultés à représenter la nature anisotrope non-linéaire du matériau.

Une description rapide du modèle développé dans ces travaux suivie de son application à l'échelle d'un point de Gauss et d'un mur sont présentées ci-après. Deux méthodes de régularisation implémentées sont ensuite étudiées.



**FIGURE 1.** Exemple de maçonnerie (a) non-aisée et (b) aisée [culture.gouv.fr] – Descriptions (c) explicite et (d) homogénéisée de la maçonnerie [Tisserand *et al.*, 2022]

## II. MODÈLE MAÇONNERIE

La maçonnerie est décrite ici comme un matériau homogène dont la base orthotrope principale (1, 2, 3) est liée à ses plans de joint orthogonaux (Fig. 1(d)). Le modèle basé sur la mécanique continue de l'endommagement est développé en proposant une description des dégradations orthotropes à travers une décomposition des familles de fissures suivant les directions naturelles des joints de maçonnerie (Fig. 3). L'effet unilatéral (reprise de raideur lors de la refermeture des fissures) et le glissement interne (dissipation hystérétique et déformations permanentes engendrées en raison du frottement à la surface des fissures) sont introduits pour reproduire son comportement sous chargement cyclique. L'énergie de Gibbs d'un tel modèle donne lieu à la formulation d'une énergie dissipative intrinsèque assurant la prise en compte des mécanismes de dégradation. Le modèle complet est donné dans [Tisserand *et al.*, 2022]. Seules les équations liées à l'endommagement, la régularisation et les dissipations sont rappelées.

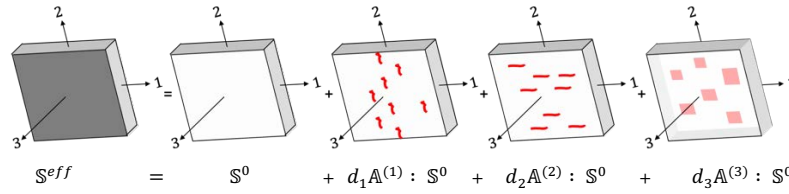
### A. Endommagement

Lorsqu'elle est soumise à des sollicitations mécaniques, la maçonnerie va se dégrader et dissiper de l'énergie. Dans une majorité de cas, cela va entraîner la formation de fissures qui vont suivre les plans de joint (Fig. 2). Le développement de l'endommagement dans le matériau est modélisé par la décomposition du tenseur de souplesse représentant l'impact d'un réseau de fissures orthogonales et indépendantes le long des plans de joints (Fig. 3). L'endommagement affecte alors les modules élastiques au moyen d'un tenseur d'effet  $A^{(i)}$  dont l'expression est inspirée des modèles pour les matériaux composites [Marcin *et al.*, 2011] et d'une variable scalaire  $d_i$ , variant de 0 pour l'absence de fissure dans la direction  $i$  à  $+∞$  pour un matériau totalement dégradé dans cette direction (Éq. [4]). La souplesse effective peut être calculée par :

$$S^{eff} = S^0 + \Delta S = S^0 + \sum_{i=1}^3 d_i (A^{(i)} : S^0) \tag{2}$$



**FIGURE 2.** Exemples de fissures sur des structures en maçonnerie aisée [Dais *et al.*, 2021]



**FIGURE 3.** Effet des familles de fissures sur le tenseur de souplesse [Tisserand *et al.*, 2022]

**Évolution locale :** l'évolution de la fissuration est pilotée à la fois par l'extension du matériau et les déformations de cisaillement à travers une déformation équivalente  $\tilde{\varepsilon}_i$  :

$$\tilde{\varepsilon}_i = \sqrt{\langle \varepsilon_i \rangle_+^2 + \beta_{ij} \varepsilon_{ij}^2 + \beta_{ik} \varepsilon_{ik}^2}, \quad \text{avec } (i, j, k) = (1, 2, 3) \quad [3]$$

où  $\beta_{ij}$  et  $\beta_{ik}$  sont des coefficients matériaux modulant l'impact des déformations de cisaillement sur la limite d'élasticité et l'évolution de l'endommagement. Elle intervient directement dans la fonction seuil d'endommagement qui, en appliquant les conditions de charge-décharge, donne la loi d'évolution (Éq. [4]) avec  $k_i$  le seuil de déformation équivalent qui initie l'endommagement dans la direction  $i$  et  $\chi_i$  un paramètre de fragilité.

$$d_i = \frac{\tilde{\varepsilon}_i}{k_i} \exp[\chi_i (\tilde{\varepsilon}_i - k_i)] - 1, \quad \text{avec } i \in \llbracket 1; 3 \rrbracket \quad [4]$$

#### B. Régularisation

Pour limiter la dépendance au maillage de la solution obtenue par la méthode des éléments finis, des techniques de régularisation doivent être adoptées. Différentes méthodes ont été développées dans la littérature afin de conserver une objectivité des résultats vis-à-vis du maillage lors de la localisation des déformations (e.g. [Hillerborg, 1978], [Peerlings et al., 1996] et [Pijaudier-Cabot et Bažant, 1987]). Dans ces travaux, les deux méthodes suivantes sont utilisées :

**Régularisation de l'énergie de rupture [Hillerborg, 1978] :** une relation explicite entre l'énergie de dissipation intrinsèque du matériau et la taille des éléments est introduite afin d'assurer une dissipation d'énergie indépendante du raffinement du maillage. Les paramètres de la loi d'évolution de l'endommagement sont ajustés afin de dissiper la quantité d'énergie  $G_{fi}$  dans chaque élément fini. Pour chaque élément, une taille caractéristique  $h_i$  de l'élément le long de la direction normale à la fissure est prise en compte, et l'énergie de rupture s'écrit alors selon l'équation [5].

$$G_{fi} = \int_0^\infty \sigma_i d\varepsilon_i \rightarrow \chi_i = \frac{E_i k_i h_i}{G_{fi} - 0,5 h_i E_i k_i^2} \quad [5]$$

Cette méthode ne permet cependant pas de s'affranchir de tous les biais puisqu'une dépendance à l'orientation des éléments est observée [Jiràsek et Grassl, 2008].

**Régularisation non-locale intégrale [Pijaudier-Cabot et Bažant, 1987] :** le caractère non-local du processus de dégradation est pris en compte. Les déformations équivalentes locales sont remplacées par leur quantité non-locale associée prenant en compte l'influence du voisinage. Ainsi, l'endommagement dans chacune des directions  $i$  est piloté par la variable non-locale :

$$\bar{\varepsilon}_i(x) = \frac{\int_\Omega \alpha(x, \xi, l_c) \tilde{\varepsilon}_i(\xi) d\xi}{\int_\Omega \alpha(x, \xi, l_c) d\xi}, \quad i \in \llbracket 1; 3 \rrbracket \quad [6]$$



avec  $\alpha(x, \xi, l_c)$  une fonction poids dépendant de la distance entre un point source  $\xi$  et un point cible  $x$  et d'une longueur interne  $l_c$ . Elle est classiquement prise égale à une distribution de Gauss. Ces variables non-locales interviennent alors directement dans l'expression de l'endommagement  $d_i$  (Éq. [4]) dans laquelle  $\tilde{\varepsilon}_i$  est remplacée par  $\bar{\varepsilon}_i$ .

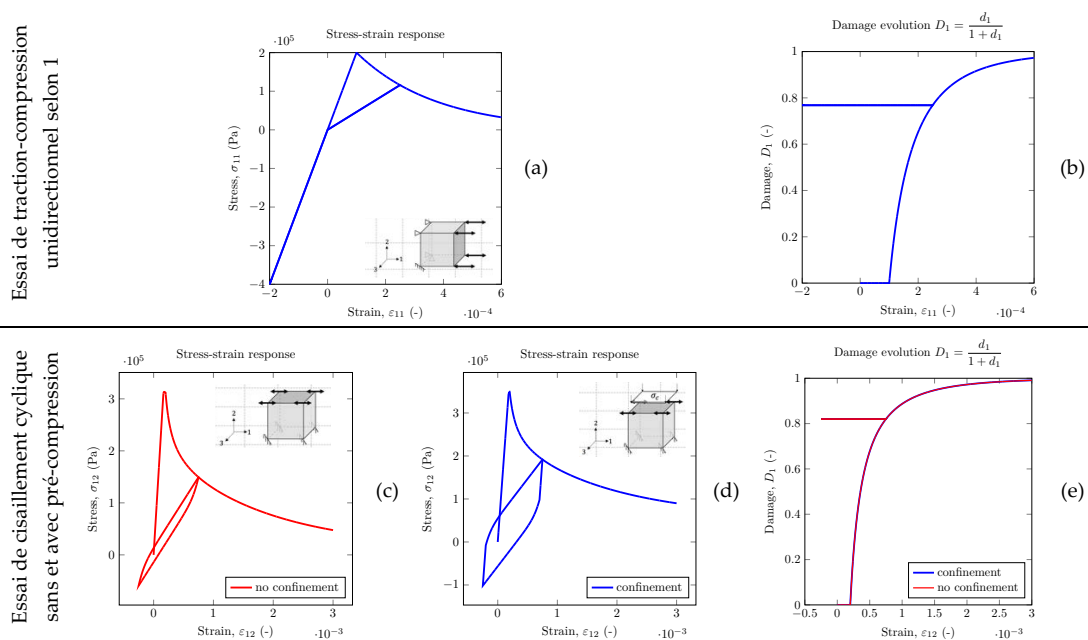
### III. RÉSULTATS

#### A. Validation sur un point de Gauss

Le modèle a été implémenté dans le logiciel MFront [<http://tfel.sourceforge.net>] et testé sur un point matériel à l'aide du module MTest. Trois essais sont réalisés afin de mettre en avant les principaux mécanismes du modèle.

**Essai de traction-compression unidirectionnel (Fig. 4(a)) :** il permet d'illustrer l'évolution de l'endommagement et l'effet unilatéral. Lorsque le seuil d'endommagement est dépassé, une phase adoucissante est observée. La phase de décharge est suivie d'une reprise de raideur lorsque la contrainte devient négative (compression). L'évolution de  $D_1$  en fonction de la déformation dans la direction de chargement (Fig. 4(b)) montre que l'endommagement reste nul tant que  $k_i$  n'est pas dépassé, puis il augmente de manière progressive avec la déformation. Lors de la décharge,  $D_1$  reste constant (pas d'endommagement de compression).

**Essai de cisaillement cyclique sans pré-compression (Fig. 4(c)) :** il permet d'activer le couplage entre les mécanismes d'endommagement et de frottement. Le module de cisaillement se dégrade lorsque le matériau s'endommage. La présence d'une boucle d'hystérésis lors de la phase de décharge-recharge indique le développement des frottements à l'interface des fissures.



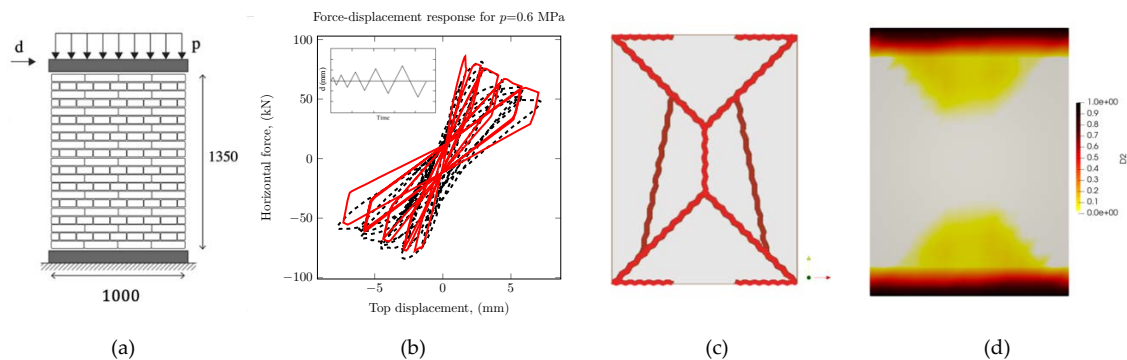
**FIGURE 4.** (a), (c), (d) Réponse contrainte-déformation – (b), (e) Évolution de la variable d'endommagement  $D_1$

**Essai de cisaillement cyclique avec une pré-compression de 0,2 MPa (Fig. 4(d)) :** il permet de montrer la réponse du modèle sous un chargement non proportionnel et de mettre en évidence l'influence du confinement. Une réponse analogue au cas sans pré-compression est obtenue ; néanmoins, la largeur de la boucle d'hystérésis a augmenté avec le confinement. Pour les variables d'endommagement (Fig. 4(e)), des évolutions similaires sont observées avec ou sans confinement, ce dernier impactant principalement le mécanisme de friction.

#### B. Essai sur un mur sous chargement cyclique (régularisation en énergie)

Le modèle est utilisé pour effectuer des analyses statiques non-linéaires sur des murs en maçonnerie chargés dans le plan en étudiant leur réponse globale charge-déplacement, la distribution des dégradations et l'énergie dissipée. Tous les résultats numériques présentés dans cette section ont été obtenus en utilisant le solveur éléments finis Cast3M [<http://www-cast3m.cea.fr>] dans lequel le modèle a été implémenté.

Des essais cycliques ont été réalisés et comparés à la campagne expérimentale menée par [Anthoine *et al.*, 1995] pour analyser la capacité du modèle à décrire la réponse hystérétique à l'échelle de la structure. La géométrie du mur, le chargement et les conditions aux limites sont présentés sur la Figure 5(a). Une pré-compression verticale uniforme  $p$  de 0,6 MPa est appliquée puis maintenue constante lors de l'application du déplacement horizontal cyclique  $d$ . L'identification des paramètres a été effectuée en amont sur un essai de cisaillement monotone représentant la courbe enveloppe de l'essai cyclique.



**FIGURE 5.** (a) Géométrie du mur (b) Réponse globale  $F - u$  pour des éléments CUB8 de taille 0,125 m (c) Faciès de fissuration expérimental (d) Carte d'endommagement numérique [Tisserand *et al.*, 2022]

La comparaison des réponses cycliques obtenues numériquement et expérimentalement suggère une bonne représentation du comportement global du mur (Fig. 5(b)). Le phénomène d'hystérésis se développe avec la dégradation progressive du matériau : la taille des boucles s'agrandit avec le développement de l'endommagement (surface de glissement augmentée avec l'apparition de nouvelles fissures). Le module de cisaillement se dégrade avec le chargement. La forme classique en croix (Fig. 5(c)) caractéristique d'une dégradation en cisaillement est obtenue (Fig. 5(d)).

#### B. Analyse des dissipations

La dissipation intrinsèque par mécanisme est déduite du potentiel thermodynamique et se décompose en deux termes (Éq. [7]) où  $Y_j$ ,  $\varepsilon_k^\pi$ ,  $\sigma_k^\pi$ ,  $X_k$  et  $\alpha_k$  représentent respectivement les taux de

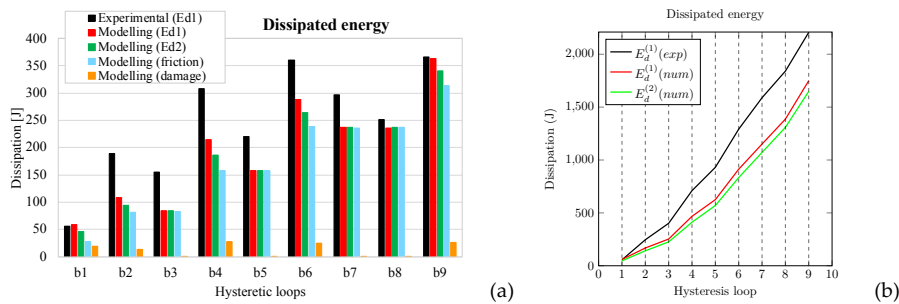
restitution d'énergie, les déformations et les contraintes anélastiques de frottement, les variables d'écroissage cinématiques et celles thermodynamiquement associées.

$$\dot{D} = \dot{D}_{damage} + \dot{D}_{sliding} = [Y_j \dot{d}_j] + [\sigma_k^\pi \dot{\varepsilon}_k^\pi - X_k \dot{\alpha}_k] \tag{7}$$

L'énergie dissipée a été estimée sur la courbe expérimentale de manière graphique  $E_d^{(1)}$  et calculée à partir des résultats numériques  $E_d^{(2)}$  (Fig. 6b) :

$$E_d^{(1)} = \int_{\varepsilon_j} \sigma_j d\varepsilon_j \quad E_d^{(2)} = \frac{1}{V} \int_V \int_t \dot{D} dt d\Omega \tag{8}$$

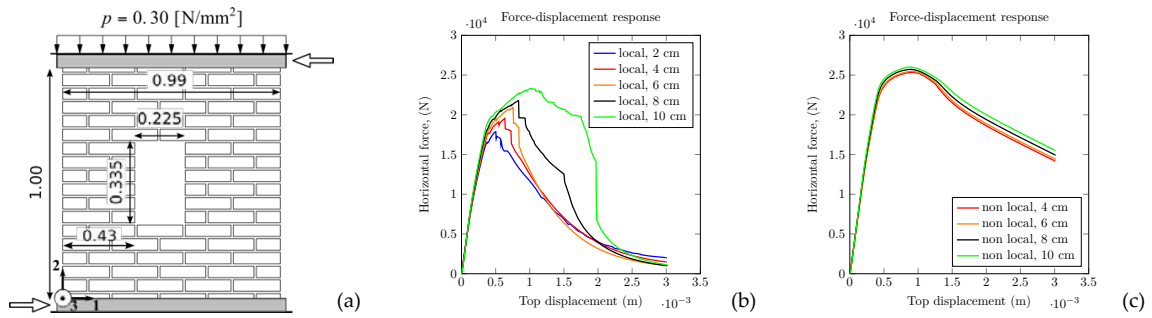
La tendance générale de l'évolution de la dissipation par boucle est bien représentée (Fig. 6(b)) mais les valeurs numériques sont plus faibles (sauf pour les boucles 1, 8 et 9) (Fig. 6(a)). Lors d'un chargement monotone, le mécanisme de dégradation principal est l'endommagement : les fissures ayant tendance à s'ouvrir dans une direction, le frottement y est limité. Dans le cas d'un chargement cyclique, le frottement devient le mécanisme dissipatif principal. Comme  $\dot{D}_{damage}$  (Éq. [7]) dépend de l'incrément d'endommagement  $\dot{d}_j$ , elle reste nulle si la déformation atteinte au cycle précédent n'est pas dépassée car l'endommagement n'évolue pas (cas des boucles 4 et 5) (Fig. 6(a)). La dissipation par frottement  $\dot{D}_{sliding}$  reste quant à elle identique lorsque le cycle est réalisé plusieurs fois (cas des boucles 4 et 5). Cela induit ainsi une stabilisation de la dissipation totale  $\dot{D}$  par boucle qui se retrouve aussi bien expérimentalement que numériquement.



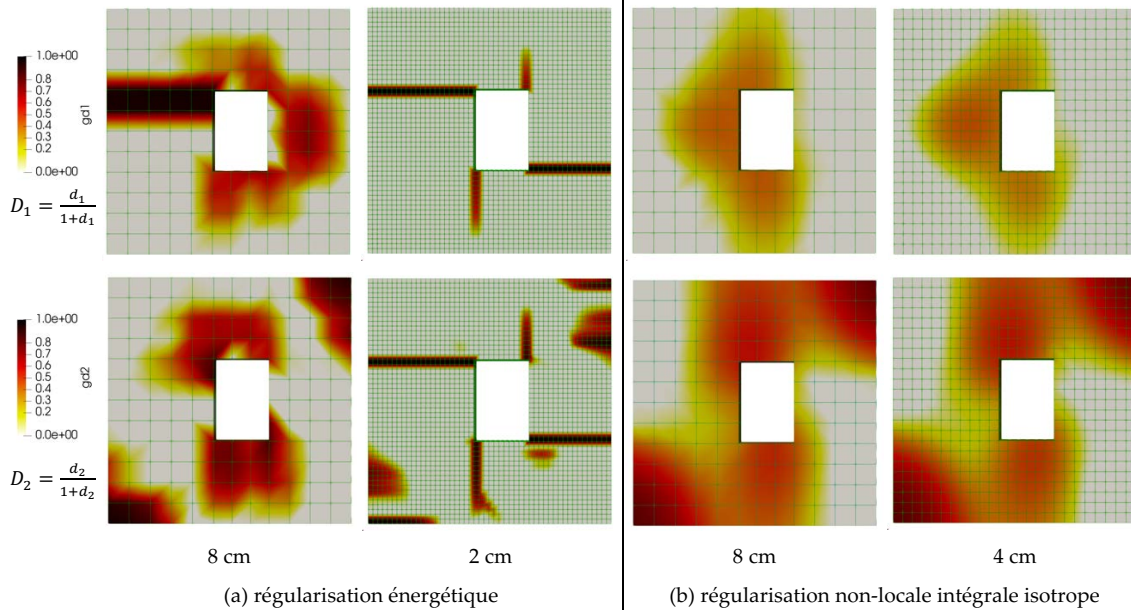
**FIGURE 6. (a) Énergie dissipée par boucle et par mécanisme (b) Comparaison de l'évolution de la dissipation totale expérimentale et numérique**

C. Exemple du choix de la méthode de régularisation sur un mur sous chargement monotone

Le choix de la méthode de régularisation joue principalement un rôle sur la représentation des quantités locales telles que l'endommagement et sur l'indépendance au maillage. Un mur avec fenêtre (Fig. 7(a)) est étudié ici d'un point de vue purement numérique afin de comparer l'impact d'une régularisation non-locale. Elle permet une convergence plus rapide des résultats (Fig. 7(c)) alors que la régularisation énergétique nécessite une réduction de la taille de la maille (Fig 7(b)). Les courbes ne sont pas exactement les mêmes entre les deux méthodes puisque le paramètre de fragilité n'a pas été recalé. Concernant l'endommagement, la régularisation non-locale fournit un résultat plus diffus puisque la dissipation d'énergie n'est plus réduite à un seul élément, ce qui permet d'éviter la localisation de l'endommagement dans une ligne d'éléments. Même pour une taille de maille grossière (8 cm), la carte d'endommagement est satisfaisante en non-local (endommagement autour de la fenêtre et aux extrémités des murs) [Vermeltoort *et al.*, 1993]. Bien que plus coûteux (Tab. 1), la meilleure convergence au maillage des calculs non-locaux justifie leur utilisation.



**FIGURE 7.** (a) Géométrie du mur [Vermeltfoort et al., 1993] – Courbe force-déplacement pour une régularisation (b) énergétique et (c) non-locale isotrope



**FIGURE 8.** Carte d'endommagement pour différentes tailles de maille

**TABLEAU 2.** Temps de calcul en fonction de la taille de maille et de la méthode de régularisation

Local			Non-local		
8 cm – 2 min	4 cm – 13 min	2 cm – 2 h	8 cm – 5 min	4 cm – 3h34	2 cm – 14 jours

## V. CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

La capacité du modèle à décrire la réponse de la maçonnerie pour des chargements complexes a été illustrée par des essais locaux. Il parvient en particulier à reproduire les boucles hystérétiques observées pour un chargement de cisaillement cyclique ainsi que l'effet du confinement sur le frottement. Les analyses numériques sur des éléments structuraux ont montré que le modèle est capable de représenter de manière satisfaisante le comportement global du matériau (notamment les courbes force-déplacement). Les quantités locales, comme le champ de dommages, sont qualitativement bien reproduites mais une régularisation non-locale donne de meilleurs résultats. Les contributions des dissipations par mécanisme de dégradation ont été estimées. L'endommagement est le principal mécanisme dissipatif pour un chargement monotone.

Cependant, la friction prend le relais dès qu'un comportement cyclique ou une phase de décharge est initié. Ce travail fournit une première étape pour évaluer ultérieurement la vulnérabilité sismique des structures en maçonnerie pour les séismes faibles à modérés.

## REFERENCES

- Anthoine, A., G. Magonette, & G. Magenes (1995). Shear-compression testing and analysis of brick masonry walls. *Tenth European Conference on Earthquake Engineering*, 3, 1657–1662.
- Dais, D., I. E. Bal, E. Smyrou & V. Sarhosis. (2021). Automatic crack classification and segmentation on masonry surfaces using convolutional neural networks and transfer learning. *Automation in Construction*, 125, 103606. <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2021.103606>
- Hillerborg, A. (1978). A model for fracture analysis. *Report TVBM*, 3005. Division of Building Materials, LTH, Lund University. <https://lucris.lub.lu.se/ws/portalfiles/portal/4765913/1786639.pdf>
- Jiràsek, M. & Grassl, P. (2008). Evaluation of directional mesh bias in concrete fracture simulations using continuum damage models. *Engineering Fracture Mechanics*, 75, p. 1921-1943. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2007.11.010>
- Marcin, L., J.-F. Maire, N. Carrère & E. Martin (2011). Development of a macroscopic damage model for woven ceramic matrix composites. *International Journal of Damage Mechanics*, 20(6), 939–957. <https://doi.org/10.1177/1056789510385259>
- Peerlings, R. H. J., De Borst, R., Brekelmans, W. A. M., & De Vree, J. H. P. (1996). Gradient enhanced damage for quasi-brittle materials. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 39, p. 3391–3403. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1097-0207\(19961015\)39:19<3391::AID-NME7>3.0.CO;2-D](https://doi.org/10.1002/(SICI)1097-0207(19961015)39:19<3391::AID-NME7>3.0.CO;2-D)
- Pijaudier-Cabot, G. & Bažant, Z. P. (1987). Nonlocal Damage Theory. *Journal of Engineering Mechanics*, 113, p. 1512-1533. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1987\)113:10\(1512\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1987)113:10(1512))
- Roca, P., M. Cervera, G. Gariup, & L. Pelà (2010). Structural analysis of masonry historical constructions. classical and advanced approaches. *Archives of Computational Methods in Engineering*, 17, 299–325. <http://doi.org/10.1007/s11831-010-9046-1>
- Sacco, E., D. Addessi, & K. Sab (2018). New trends in mechanics of masonry. *Meccanica*, 53(7), 1565–1569. <https://doi.org/10.1007/s11012-018-0839-x>
- Sellier, A., G. Casaux-Ginestet, L. Buffo-Lacarrière & X. Bourbon. (2013). Orthotropic damage coupled with localized crack reclosure processing. Part I: Constitutive laws. *Engineering Fracture Mechanics*, 97, 148-167. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2012.10.012>
- Tisserand, P.-J. , H. Rostagni, C. Giry, T.-T.-H. Nguyen, R. Desmorat & F. Ragueneau. (2022). An orthotropic damage model with internal sliding and friction for masonry-like material. *Engineering Fracture Mechanics*, 267, 108397. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2022.108397>
- Vermeltfoort, A., T. Raijmakers, and H. Janssen. (1993). Shear tests on masonry walls. In A. Hamid and H. Harris, editors, *6th North American Masonry Conference*, 1183–1193.

# Développement d'un modèle d'endommagement anisotrope traduisant le comportement mécanique du bois de construction

**RESUME** Cette locale étude concerne la caractérisation du comportement mécanique du bois de construction, par l'élaboration d'un outil numérique basé sur le concept de la mécanique d'endommagement et qui permet d'étudier le comportement à la rupture des matériaux hétérogènes et anisotropes. Le point de départ est la calibration des lois d'endommagement connues pour les matériaux isotopes quasi-fragiles et de les développer pour qu'elles soient adaptées au matériau biosourcé en intégrant l'anisotropie naturelle. Le nouveau modèle proposé prend en compte l'orthotropie du bois, la variation locale des propriétés mécaniques due à des hétérogénéité induite par la présence des défauts du bois et le comportement de ce matériau selon le mode de chargement par rapport à l'axe longitudinal de fils. Les premières modélisations ont été développées et calées sur des résultats issus de la mécanique de la rupture en mode I, II et mixte sur des éprouvettes DCB avec du bois sans défaut. Ensuite le modèle a été appliqué à des essais de flexion sur du bois hétérogène (bois de construction).

**Mots-clefs** modélisation numérique, éléments finis, endommagement, rupture, bois.

## I. INTRODUCTION

Pour atteindre les objectifs de développement durable, d'utilisation de matériaux renouvelables et de lutte contre le changement climatique, le bois possède de nombreux avantages lui permettant d'être plus attractif que les matériaux employés majoritairement dans le domaine de la construction (acier et béton). En effet le bois est le seul matériau de construction totalement renouvelable, naturel et biologique. Pour cette raison la recherche s'intéresse plus à améliorer sa caractérisation mécanique.

La conception des structures en bois est réalisée selon la norme Eurocode 5 pour garantir leur tenue. Elle implique essentiellement une caractérisation macroscopique du bois en intégrant l'hétérogénéité et la variabilité intrinsèque de ce matériau par des analyses semi-probabilistes. En effet, le bois est un matériau fortement anisotrope, ses propriétés sont très variables et sont sensibles aux types de chargement et aux conditions environnementales. Le comportement mécanique de ce matériau est fortement influencé par les singularités de croissance et également par le mode de sollicitation par rapport aux directions d'orthotropie. En effet, les essais de rupture en flexion démontrent que la défaillance est due, dans plus de 90% des cas, à la présence de nœuds où la déviation de la pente de fil autour de ceux-ci. Compte tenu de la complexité de ce matériau par rapport à la variation de ses propriétés mécaniques, le développement des lois mathématiques présente donc un enjeu intéressant pour établir des modèles prédictifs fiables.

Dans l'objectif d'améliorer le classement mécanique du bois et limiter les essais de qualification, les scientifiques recherchent à développer des approches numériques pour étudier son comportement mécanique à la rupture, en considérant de l'anisotropie de ce matériau et de l'influence de ses hétérogénéités induite par la présence de nœuds. La majorité des approches existantes sont principalement basées sur des

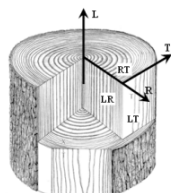
critères de rupture associés au comportement élastique (Baño et al. (2011), Grazide et al. (2018), Lukacevic et al. (2019)...), elles ont utilisé des critères de rupture basée sur l'élasticité comme le critère de Tsai-Hill et le critère de Tsai-WU. Ces derniers permettent de déterminer la force qui correspond à l'initiation de l'endommagement, mais ils ne sont pas capables de prédire correctement la force de rupture et de décrire l'allure de la partie post-pic de la courbe force-déplacement. La simulation du comportement du bois nécessite alors un modèle qui prend en compte les défauts du bois, la variation de pente de fil et qui intègre l'endommagement du matériaux anisotropes pour prévoir l'amorçage et la propagation des détériorations. Ce travail s'inscrit dans ce cadre, nous proposons une nouvelle approche non-linéaire basée sur la mécanique de l'endommagement continu (MEC) pour étudier le comportement mécanique du bois de construction en prenant en compte tous ses caractéristiques.

La MEC est une approche élastique non linéaire qui a été développée en 1958 par Rabotnov et Kachanov pour étudier la rupture par fluage et par la suite elle a été utilisée par plusieurs chercheurs pour décrire la rupture des métaux, ce concept est inscrit dans le cadre de la thermodynamique des processus irréversibles (Lemaitre & Chaboche (1996)). Elle est devenue un outil prometteur pour la description de la dégradation des matériaux. L'endommagement est présenté par des variables scalaires ou bien tensorielles selon l'objectif à atteindre lors de la modélisation. Dans notre cas, l'endommagement est anisotrope et plusieurs variables sont définies selon chaque type de sollicitation (traction, compression ou cisaillement). La MEC est basée sur le concept des contraintes effectives qui consiste à associer à l'espace réel endommagé un espace fictif pour lequel le matériau est sain. Des nouvelles grandeurs sont définies dans cet espace qui doivent être reliées aux grandeurs réelles selon le principe d'équivalence utilisé (principe d'équivalence en déformation, principe d'équivalence en contrainte ou principe d'équivalence en énergie). Les incréments des contraintes sont calculés en fonction des incréments des déformations via une matrice de rigidité effective déterminée en fonction et de la matrice de rigidité initiale et des variables d'endommagement.

La validation de l'approche est effectuée en deux étapes. L'objectif des premières modélisations est de vérifier les paramètres du modèle en l'appliquant à des essais de rupture en mode I, II et mixte sur des éprouvettes de pin Maritime du bois sans défauts. Nous utilisons ensuite le modèle pour étudier le comportement à la flexion de poutres de bois de construction, en intégrant la variation locale des propriétés mécaniques due aux défauts.

## II. DÉVELOPPEMENT DE LA LOI DE COMPORTEMENT

Avant d'introduire le modèle, il est nécessaire de définir quelques indices utilisés pour le matériau bois. Du fait de son mode de croissance, le bois est caractérisé selon ses trois directions naturelles: longitudinale (L'axe de l'arbre), radiale (R) et tangentielle (T) et de ses trois plans: radial (LR), tangentiel (LT) et transversal (RT) (voir figure 1). Dans le domaine élastique, le comportement du bois parfait est déterminé via la



**FIGURE 1. Repère d'orthotropie du matériau bois**

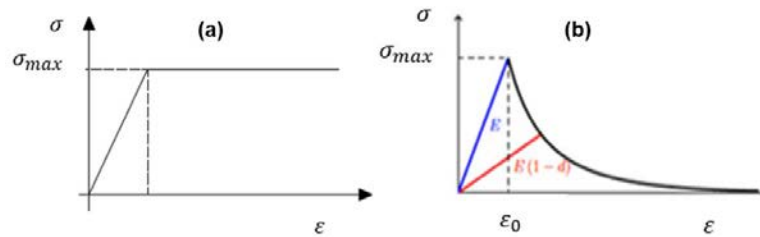
loi de Hooke généralisée (Éq (1)), qui fait apparaître la matrice de souplesse élastique symétrique, les com-

posants de cette matrice sont modifiés au cours du chargement en fonction de l'évolution des variables de l'endommagement.

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{RR} \\ \varepsilon_{TT} \\ \varepsilon_{LL} \\ \tau_{TL} \\ \tau_{LR} \\ \tau_{RT} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_R} & \frac{-v_{RT}}{E_T} & \frac{-v_{RL}}{E_L} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-v_{TR}}{E_R} & \frac{1}{E_T} & \frac{-v_{TL}}{E_L} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-v_{LR}}{E_R} & \frac{-v_{LT}}{E_T} & \frac{1}{E_L} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{TL}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{LR}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{RT}} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \tilde{\sigma}_{RR} \\ \tilde{\sigma}_{TT} \\ \tilde{\sigma}_{LL} \\ \tilde{\sigma}_{TL} \\ \tilde{\sigma}_{LR} \\ \tilde{\sigma}_{RT} \end{bmatrix} \tag{1}$$

A. Initiation et évolution de l'endommagement

Pour une description complète et simplifiée du comportement mécanique du bois en tant que matériau orthotrope, différents critères de rupture suivant chaque mode de sollicitation ont été définis (voir figure 2).



**FIGURE 2. Contrainte-déformation: (a) comportement ductile en compression, (b) comportement adoucissant en traction**

En traction parallèle ou bien perpendiculaire au fil, le bois a un comportement quasi-fragile. En cas de traction parallèle ( $\sigma_L > 0$ ), l'initiation d'endommagement est pilotée par la déformation dans la direction longitudinale et le critère d'endommagement ( $F_{t,L}$ ) est donné par la relation suivante :

$$F_{t,L} = \frac{\varepsilon_{t,L}}{\varepsilon_{dt,L}} \leq 1 \tag{2}$$

où  $\varepsilon_{t,L}$  est la déformation dans la direction longitudinale et  $\varepsilon_{dt,L}$  est la limite élastique de déformation.

En traction radiale ou bien tangentielle ( $\sigma_n > 0$ ), l'endommagement est causé soit par les déformations de traction ( $\varepsilon_n$ ) soit par les déformations de cisaillement ( $\varepsilon_{Ln}$  et  $\varepsilon_{RT}$ ) ou les deux (n=R ou T). Le critère d'endommagement ( $F_{t,n}$ ) est donné par la formule suivante :

$$F_{t,n} = \frac{\varepsilon_n^2}{\varepsilon_{dt,n}^2} + \frac{\varepsilon_{Ln}^2}{\varepsilon_{d,Ln}^2} + \frac{\varepsilon_{RT}^2}{\varepsilon_{d,RT}^2} \leq 1 \tag{3}$$

où  $\varepsilon_{dt,n}$ ,  $\varepsilon_{d,Ln}$  et  $\varepsilon_{d,RT}$  sont respectivement la déformation élastique limite de traction dans la direction n (n=R ou T), la déformation limite de cisaillement dans le plan Ln et la déformation limite de cisaillement dans le plan RT.

Pour tenir compte du comportement quasi-fragile du bois en traction ainsi que des paramètres relatifs à la rupture, nous nous intéressons aux lois existant sur l'endommagement des matériaux isotropes tels que la loi de Fichant et de Mazars (Fichant et al. (1999)). Ces lois utilisent l'énergie de rupture et les déformations comme paramètres principaux pour prédire le comportement du matériau. Les variables d'endommagement de traction ( $d_{t,n}$ ) dans chaque direction d'orthotropie (n =L, R ou T), ont une forme



exponentielle déterminée à travers la relation suivante.

$$\begin{cases} d_{t,n} = 1 - \frac{1}{k} \exp(B_n(\varepsilon_{dt,n} - \varepsilon_{t,n})) \\ 0 \leq d_{t,n} \leq 1 \end{cases} \quad (4)$$

où  $\varepsilon_{dt,n}$  est la limite élastique de la déformation en traction dans la direction d'orthotropie n,  $\varepsilon_{t,n}$  la déformation de traction dans la direction n à l'instant t du calcul, k est la variable d'état qui dépend des critères de rupture et  $B_n$  un paramètre d'endommagement déterminé par la relation suivante:

$$B_n = \frac{hE_n\varepsilon_{dt,n}}{G_{f,n} - \frac{1}{2}hE_n(\varepsilon_{dt,n})^2} \quad (5)$$

où  $E_n$  est le module d'Young dans la direction n,  $G_{f,n}$  l'énergie de fissuration en traction et h est la taille de l'élément. La taille des éléments finis dans le modèle est liée à la méthode de régularisation énergétique utilisée pour résoudre les problèmes de localisation de l'endommagement, qui est principalement dû au caractère d'adoucissement.

En compression le bois à un comportement ductile : la partie post-pic de la courbe force déplacement présente un plateau, dans ce cas les critères d'initiation d'endommagement dans chaque direction  $F_{c,n}$  sont déterminés en fonction des déformations de compression par la formule suivante :

$$F_{c,n} = \left| \frac{-\varepsilon_{c,n}}{\varepsilon_{dc,n}} \right| \leq 1 \quad (6)$$

où  $\varepsilon_{dc,n}$  est la déformation seuil de compression dans la direction n et  $\varepsilon_{c,n}$  la déformation à l'instant de chargement t.

Le dépassement des seuils de déformation en compression déclenche un comportement ductile où la variable de dommage ( $d_{c,n}$ ) suit une loi élastoplastique parfaite.

$$\begin{cases} d_{c,n} = 1 - \frac{1}{K} \\ 0 \leq d_{c,n} \leq 1 \end{cases} \quad (7)$$

Le développement des variables d'endommagement (équation 4 et 7) dépend de la variable d'état K, qui est déterminée à chaque instant de chargement en fonction des critères de défaillance. Cette relation est utilisée pour déterminer la valeur de K.

$$k^t = \max(1, \max_{incr=0,t} (F^{incr})) \quad (8)$$

Le bois a un comportement quasi-fragile en cisaillement, qui est dans l'approche proposée, lié à son comportement en traction et en compression. En effet, la rupture parallèle au plan LR par exemple peut être causée par une tension perpendiculaire au fil (mode I), un cisaillement (mode II) ou une combinaison des deux (mode mixte). Donc, il n'est pas possible de définir des modes de défaillance distincts pour chaque direction de contrainte, un couplage est proposé. Par conséquent, l'endommagement en cisaillement est déterminé en fonction de celui en traction et en compression.

Au final, il y a six variables d'endommagement, trois en traction ( $d_t, n$ ) et trois en compression ( $d_c, n$ ) (n=R, T ou L). En utilisant l'opérateur mathématique de Macaulay pour différencier les variables d'endommagement qui sont activées par le même composant de contrainte, mais qui sont sensibles au signe du composant, c.-à-d les contraintes de traction ou de compression. Dans chaque direction d'orthotropie la variable d'endommagement est donnée donc par la relation suivante:

$$D_n = d_{t,n} \frac{\langle \sigma_n \rangle}{|\sigma_n|} + d_{c,n} \frac{\langle -\sigma_n \rangle}{|\sigma_n|}, \text{ où } \langle a \rangle = \frac{a + |a|}{2} \quad (9)$$

Chaque modèle d'endommagement doit respecter les deux principes de la thermodynamique pour être thermodynamiquement cohérent et physiquement valide. Le premier principe stipule que l'énergie de déformation doit être conservée, ce qui signifie que l'énergie absorbée par le matériau doit être égale à la somme de l'énergie élastique et de l'énergie dissipée sous forme de déformation irréversible. Le second principe implique que l'entropie du système doit augmenter avec l'endommagement, car l'endommagement conduit à une augmentation du désordre dans le matériau. Pour respecter ce principe, la dissipation associée à chaque variable d'endommagement doit être positive, c'est-à-dire que  $Y_n d'_n > 0$ , où  $Y_n$  est la force thermodynamique associée à la variable d'endommagement  $d_n$  et  $d'_n > 0$  car la variable d'endommagement est une fonction croissante lors du chargement.

La force thermodynamique  $Y_n$  peut être calculée en prenant la dérivée partielle de la fonction de potentiel de l'énergie libre  $\Psi$  par rapport à la variable d'endommagement  $d_n$ , il faut donc vérifier le signe de  $Y_n, \forall \varepsilon$  et  $\forall 0 < d_n < 1$  :

$$Y_n = \frac{\partial \Psi(\varepsilon, D_{ij})}{\partial d_n} = \frac{1}{2\rho} \frac{\partial (\varepsilon : (M^{-1} : C^{el}) : \varepsilon)}{\partial d_n} \quad (10)$$

Cette formulation garantit que le modèle d'endommagement respecte les deux principes de la thermodynamique.

#### B. Loi constitutive du modèle

La loi est basée sur le principe des déformations équivalentes et des contraintes effectives qui consiste à considérer que l'on obtient la même déformation pour le matériau sain équivalent que pour le matériau endommagé en lui appliquant la contrainte effective au lieu de la contrainte réelle :

$$\varepsilon = \tilde{\varepsilon} \begin{cases} \sigma = C^{end} : \varepsilon & \text{matériau endommagé} \\ \tilde{\sigma} = C^{el} : \varepsilon & \text{matériau sain équivalent} \end{cases} \quad (11)$$

La contrainte réelle est liée à la contrainte effective par un tenseur d'endommagement d'ordre 4 qui dépend des variables d'endommagement. Dans le cas d'une transformation générale comme dans l'équation (9), la symétrie du tenseur de contrainte effective ne peut être garantie. Une méthode de symétrie pour la transformation efficace des contraintes doit être appliquée pour s'assurer que l'analyse ultérieure est aussi simple que possible. Dans ce cas, Cordebois et Sidoroff (Cordebois & Sidoroff (1982)) ont proposé deux techniques de symétrie couramment utilisées dans la littérature : la symétrie du produit et la symétrie de la somme. Ces techniques conduisent à un tenseur d'endommagement d'ordre 4. L'expression dans l'équation (10) représente la symétrie de type produit du tenseur de contrainte effective qui a été utilisé dans ce travail.

$$\tilde{\sigma}_{ij} = (\delta_{ik} - D_{ik})^{-1/2} \sigma_{kl} (\delta_{jl} - D_{jl})^{-1/2} \quad (12)$$

Dans notre cas le tenseur d'endommagement correspondant est donc :

$$M_{ij} = \begin{cases} \left[ \begin{array}{cccccc} \Phi_R & \Phi_T & \Phi_L & \Phi_T^{1/2} \Phi_L^{1/2} & \Phi_R^{1/2} \Phi_L^{1/2} & \Phi_R^{1/2} \Phi_T^{1/2} \end{array} \right] & \text{si } i = j \\ 0 & \text{sinon} \end{cases} \quad (13)$$

Avec  $\Phi_n = \frac{1}{1-D_n}$ , (n=R,T,L).

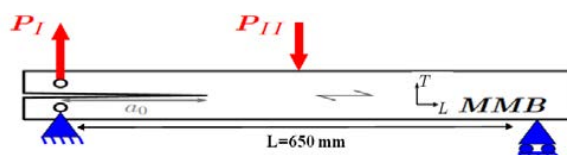
Le tenseur de contrainte réelle est donc lié au tenseur de contrainte effective avec la relation suivante:

$$\tilde{\sigma} = M(D) : \sigma \quad (14)$$

Ce modèle a été développé dans le code de calcul aux éléments finis Cast3M à travers le générateur du code MFront. Pour chaque point de Gauss, les propriétés des constituants qu'il représente sont calculées à chaque instant du chargement, et en chacun se trouve la loi de comportement (Eq.12) comprenant la loi d'évolution de l'endommagement suivant le mode de sollicitation (traction, compression au cisaillement).

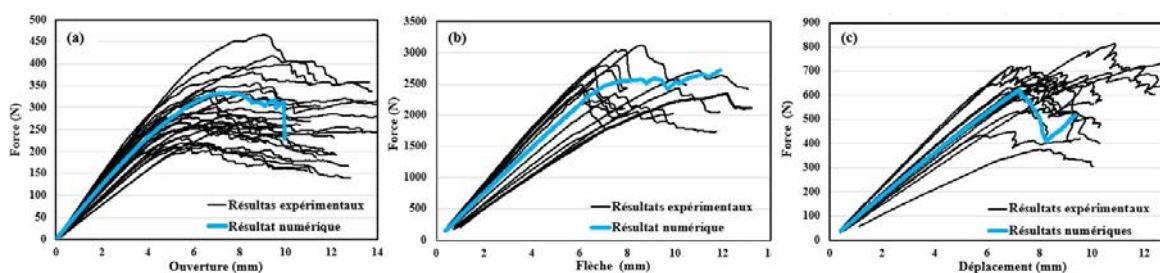
### III. SIMULATION NUMÉRIQUE DU COMPORTEMENT MÉCANIQUE DU BOIS SANS DÉFAUTS

Afin d'effectuer la validation du modèle développé, les résultats expérimentaux de Perez (2021) en mode I, II et mixte sur des éprouvettes de pin Maritime sont comparés aux résultats numériques. La géométrie de l'éprouvette et les conditions aux limites proposées pour les trois configurations expérimentales (mode I, II et mixte) sont schématisées en figure 3. Dans un premier temps, nous avons utilisé les propriétés élastiques et mécaniques expérimentales moyennes et les énergies de fissuration expérimentales moyennes (en mode I,  $G_{fI}=550$  N/m et en mode II,  $G_{fII}=1739$  N/m). Dans un second temps, pour valider chaque essai, nous avons fait une comparaison courbe à courbe.



**FIGURE 3.** Essai "Mixed-Mode Bending" : combinaison de l'essai DCB en mode I (pour  $P_{II}=0$ ) et de l'essai en mode II (pour  $P_I=0$ ) (même dimension de l'éprouvette pour les trois modes de rupture)

Les résultats numériques sont comparés avec ceux expérimentaux en analysant les courbes force-déplacement ainsi que les courbes de résistances correspondantes pour vérifier les énergies de fissuration déclarées dans le modèle. La variabilité observée entre les courbes expérimentales est due à la variabilité intrinsèque du bois parfait sans défauts, qui est liée à des facteurs tels que l'humidité et la densité. Les courbes de résistances (courbe-R) sont déterminées à partir des courbes force-déplacement et sur la base de la mécanique élastique de la rupture équivalente (MLEReq). Elles permettent d'obtenir une estimation des propriétés de rupture et aussi des informations sur l'étendue de la zone d'élaboration de la rupture. En utilisant les propriétés élastiques et de rupture moyens de Perez, nous observons une bonne représentation du modèle en mode I, II et mixte (voir figures 4 et 5).



**FIGURE 4.** Courbes force-déplacement: (a) mode I; (b) mode II; (c) mode mixte

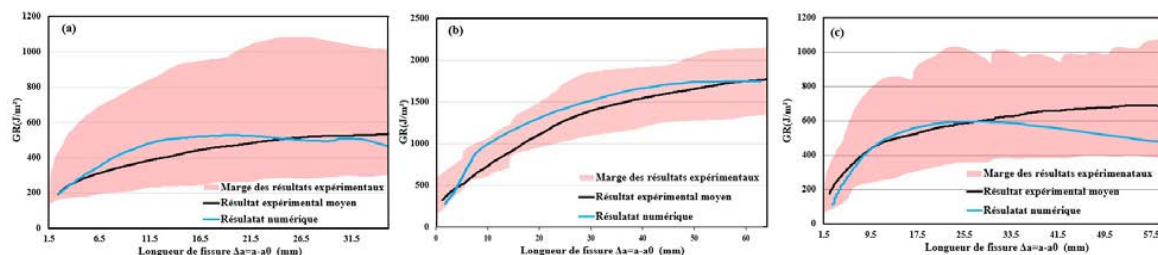


FIGURE 5. Courbes de résistance: (a) mode I; (b) mode II; (c) mode mixte

#### IV. SIMULATION NUMÉRIQUE DU COMPORTEMENT MÉCANIQUE DU BOIS HÉTÉROGÈNE

Le modèle a été testé ensuite sur du bois hétérogène par des essais de flexion. Une vingtaine des poutres sont testées expérimentalement à deux échelles différentes, en flexion trois points (11 échantillons) de 1200 mm de longueur et d'une section de 100×50 mm<sup>2</sup> et en flexion quatre points (11 échantillons) de 3000 mm de longueur et d'une section de 140×45 mm<sup>2</sup> (voir figure 7). La variation de la pente de fil et les paramètres géométriques des nœuds ont été déterminés expérimentalement et sont pris en compte dans la modélisation pour déterminer les propriétés élastiques et de rupture locaux du bois. La mesure de la pente de fil est réalisée par un scanner appelé Xyloprofil. Il s'appuie sur la projection d'une ligne de lasers points perpendiculairement aux axes longitudinaux du bois et en déplaçant la poutre longitudinalement, il est possible de mesurer l'angle de fils chaque 5 mm (voir figure 6). La modélisation de la pente de fil est réalisée à partir d'une procédure numérique qui est capable de lire les données expérimentales de la pente en fonction des coordonnées de chaque point de la poutre et de l'interpoler dans le maillage pour construire le champ de variation de la pente. Les paramètres élastiques et mécaniques locaux, tels que les modules d'Young, les coefficients de Poisson, les modules de cisaillement, les résistances limites et les énergies de fissuration, sont calculés à l'aide de matrices de passage qui sont déterminées en fonction de la valeur de la pente dans chaque élément de maillage (voir figure 8). La modélisation numérique (2D) de ces poutres est réalisée en utilisant les propriétés mécaniques moyennes du bois parfait et les données expérimentales de la variation de la pente. Dans le but d'améliorer la précision de la prédiction de la charge de rupture, il est prévu d'appliquer une méthode de maillage EF qui consiste à augmenter la densité du maillage en fonction de la distance par rapport au nœud. Cette approche permettra de mailler avec une plus grande densité les zones situées à proximité du nœud, car ces zones présentent des directions d'orthotropie plus importantes, ce qui peut causer une concentration de contrainte et potentiellement conduire à la rupture. La contrainte de rupture est déterminée en prenant la moyenne des résultats numériques trouvés pour les deux faces de la poutre. La figure (9) représente les courbes force-déplacement trouvées expérimentalement et par simulation numérique ainsi que le schéma de fissuration au moment de la rupture d'une poutre chargée en flexion trois points. Avec les données de la variation des pentes de fils des propriétés mécaniques moyennes, nous avons trouvé une bonne corrélation ( $R^2=0.82$ ) entre les résultats numériques et expérimentaux de la contrainte de rupture pour les deux échelles testées (voir figure 10).

#### V. CONCLUSION ET PERSPECTIVES

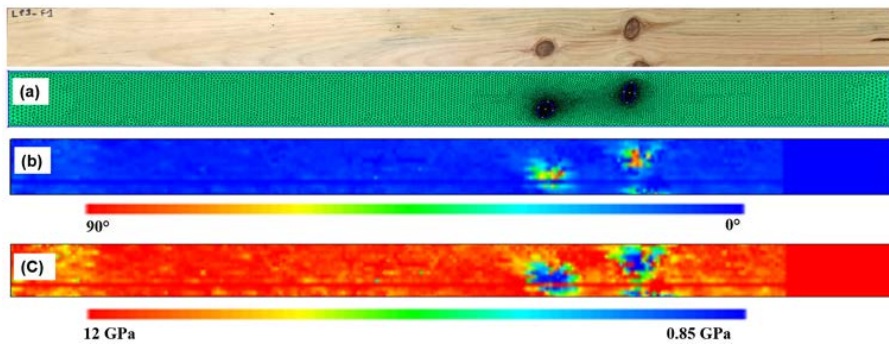
Dans ce travail, un modèle d'endommagement anisotrope pour le bois a été développé. Le modèle proposé est capable de modéliser le comportement à la rupture du bois avec ses hétérogénéités, en implémentant les critères d'endommagement du bois suivant le mode de chargement: un comportement adoucissant du bois



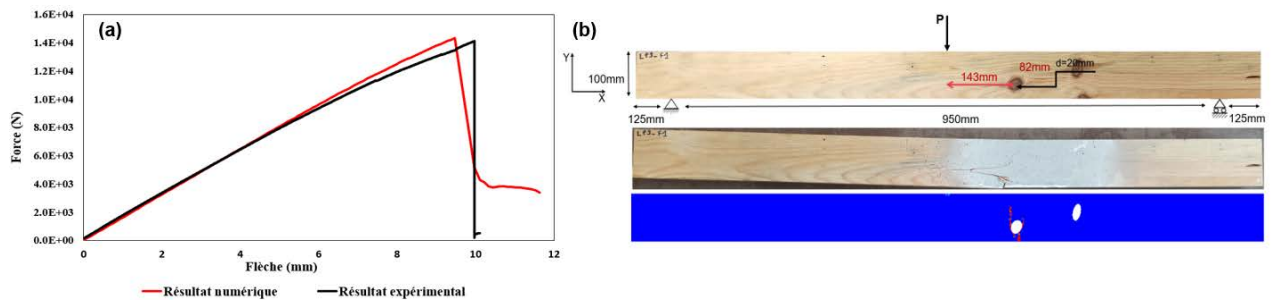
**FIGURE 6.** Scan des bois au Xyloprofil et mesure de la variation de la pente de fils



**FIGURE 7.** Montage de l'essai de flexion quatre points



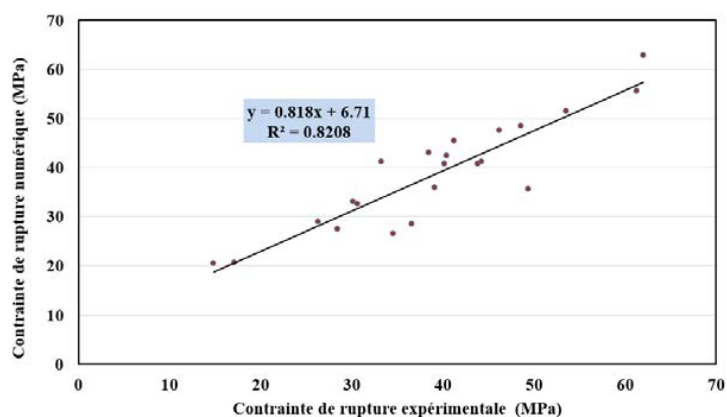
**FIGURE 8.** Modélisation de la pente de fil : (a) maillage par EF, (b) variation de l'angle de fil en chaque point du maillage, (c) variation du module d'élasticité longitudinal en fonction de la pente de fil



**FIGURE 9.** Comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux pour une poutre du bois hétérogène soumise à un chargement en flexion : (a) prédiction de la force de rupture ; (b) faciès de rupture.

en traction et en cisaillement et un comportement ductile en compression.

Bien que le modèle ne prenne pas explicitement en compte les effets unilatéraux, il convient de noter que le matériau étudié est orthotrope et que nous avons utilisé une loi d'endommagement anisotrope pour décrire sa réponse dans différentes directions de déformation, que ce soit en compression ou en traction. Cette loi d'endommagement permet de considérer implicitement les effets unilatéraux, qui sont inhérents à la nature



**FIGURE 10.** Comparaison des contraintes de rupture obtenues expérimentalement et numériquement

orthotrope du matériau.

La correspondance satisfaisante obtenue entre les résultats de simulation et les résultats expérimentaux confirme la validité de l'approche et du modèle d'endommagement proposés pour les conditions expérimentales considérées dans ce travail. En général la prédiction par cumul de moyens de caractérisation conduit à  $R^2$  de l'ordre de 0.7 à 0.75. L'intégration de ce modèle mécanique est une voie d'amélioration. Les prochains travaux consistent à étudier différentes essences du bois de construction.

## References

- Baño, V., Arriaga, F., Soilán, A. & Guaita, M. (2011), 'Prediction of bending load capacity of timber beams using a finite element method simulation of knots and grain deviation', *Biosystems engineering* **109**(4), 2041–249.
- Cordebois, J. & Sidoroff, F. (1982), *Anisotropic damage in elasticity and plasticity*.
- Fichant, S., La Borderie, C. & Pijaudier-Cabot, G. (1999), 'Isotropic and anisotropic descriptions of damage in concrete structures', *Mechanics of Cohesive-Frictional Material* **4**(4), 339—359.
- Grazide, C., Coureau, J.-L., Cointe, A. & Morel, S. (2018), 'Mechanical performance curves for the strength grading of maritime pine', *European Journal of Wood and Wood Products* **76**(3), 877–888.
- Lemaitre, J. & Chaboche, J.-L. (1996), 'Mécanique des matériaux solides', *Dunod*, 2ème édition .
- Lukacevic, M., Kandler, G. and Hu, M., Olsson, A. & Füssl, J. (2019), 'A 3d model for knots and related fiber deviations in sawn timber for prediction of mechanical properties of boards', *Materials design* **166**, 1—18.
- Perez, C. (2021), 'Fissuration en mode mixte i+ii du bois à différents teneurs en eau: expérimentation et proposition d'un modèle de courbe-r', *Thèse spécialité mécanique de l'Université de Bordeaux* p. 276.

# Une approche interdisciplinaire pour mieux évaluer la performance structurale de charpentes métalliques anciennes (1850-1930)

H. Franz

Université Gustave Eiffel, MAST/SMC

**RESUME** Evaluer avec précision la performance structurale de structures existantes, *a fortiori* anciennes, est un défi majeur. Le cadre normatif actuel commence à énoncer des principes permettant de considérer ces structures différemment de structures neuves. Les halles de gare à charpente métallique construites entre 1850 et 1930 constituent un patrimoine constructif et architectural dont l'évaluation structurale à des fins de réhabilitation pose de nombreux verrous techniques. La thèse décrite dans cet article explore comment se déclinent les principes proposés par la norme expérimentale XP CEN/TS 17440 dans le cas de l'étude des poutres treillis rivetées largement constitutives des halles de gare. L'article détaille l'approche interdisciplinaire de la thèse, entre ingénierie et histoire, visant à lever des incertitudes sur la détermination des propriétés des matériaux, la mise en œuvre de modèles d'analyse structurale, le choix de règles de vérification et l'élaboration d'options d'intervention structurale. Au-delà de l'application aux charpentes métalliques anciennes, cette démarche cherche à contribuer à l'amélioration des pratiques de rénovation et de réemploi.

**Mots-clés** halles de gare ; poutres treillis rivetées ; histoire de la construction ; analyse structurale ; flambement ; analyse modale expérimentale

## I. INTRODUCTION

La France dispose d'un large patrimoine de constructions métalliques du 19<sup>ème</sup> et début du 20<sup>ème</sup> siècle (Lemoine, 1986). Afin d'être préservées ou de répondre aux usages actuels, ces constructions sont entretenues, réparées, ou renforcées, en suivant des critères patrimoniaux, économiques et écologiques. La réévaluation de leur capacité portante selon nos méthodes actuelles est une étape souvent nécessaire pour garantir sécurité et durabilité. Or, les structures métalliques anciennes ont été conçues avec des méthodes différentes des nôtres aujourd'hui. Les normes actuelles, notamment les Eurocodes, sont principalement orientées vers le calcul de structures neuves. La formation des ingénieurs en génie civil est également davantage tournée vers la conception du neuf que la rénovation de l'existant. L'ambition de la thèse qui fait l'objet de cet article est ainsi de contribuer à améliorer la connaissance du comportement de structures métalliques anciennes, et à favoriser la mise en œuvre de méthodes adaptées de dimensionnement, puis éventuellement de renforcement, lors de projets de rénovation ou de réemploi.

Pour porter cette ambition, la thèse recourt à l'interdisciplinarité entre sciences de l'histoire et sciences de l'ingénierie. Cette complémentarité est particulièrement essentielle à la préservation du patrimoine industriel, à forte composante technique (Gasnier, 2019). La norme expérimentale XP CEN/TS 17440 (AFNOR, 2020), destinée à compléter les Eurocodes concernant l'évaluation et la rénovation des structures existantes, encourage la prise en compte simultanée des performances structurales et de la valeur patrimoniale. Cet article propose des pistes permettant d'appliquer l'approche conceptuelle proposée par ce cadre réglementaire émergent à des objets d'étude concrets. Dans une première partie, le choix des objets d'études est détaillé. Il s'agit des poutres treillis rivetées dans les halles de gare à charpente métallique construites de la moitié du 19<sup>ème</sup> siècle au début du 20<sup>ème</sup> siècle. Dans une deuxième partie, en suivant la structure de la norme XP CEN/TS 17440, l'article identifie des verrous scientifiques et techniques qui font l'objet de travaux pendant la thèse et met en avant des voies de résolution interdisciplinaires.

## II. OBJETS D'ETUDE

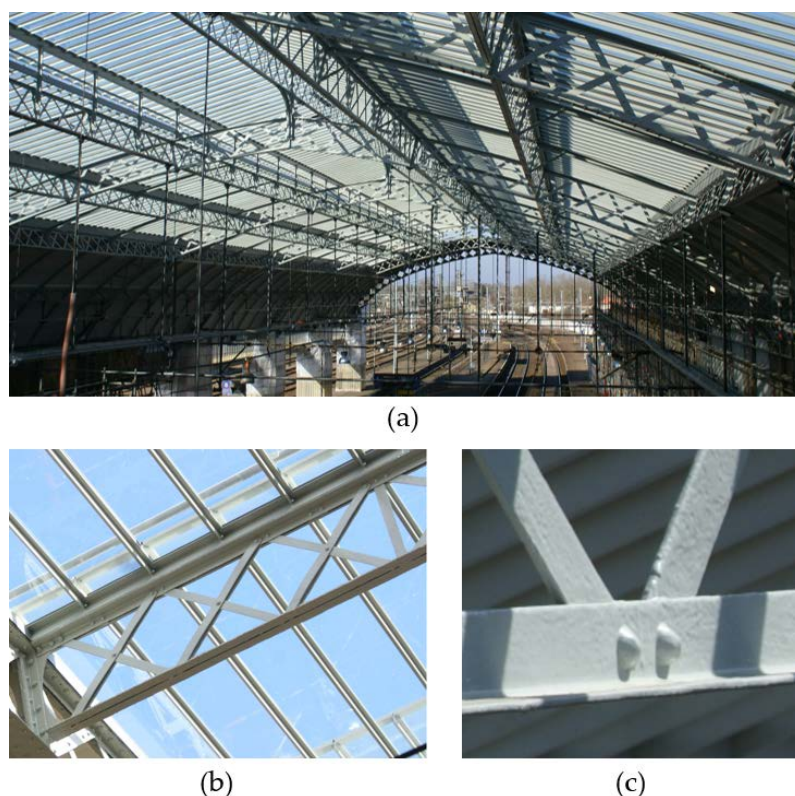
Les objets de l'étude ont été choisis de manière à appartenir à des familles suffisamment restreintes, pour une analyse approfondie, tout en étant suffisamment représentatifs des constructions métalliques anciennes, pour une applicabilité élargie des résultats. Ils ont par ailleurs été sélectionnés en identifiant des verrous scientifiques concernant la compréhension de leur comportement structural, et en considérant l'impact d'un accroissement de connaissances sur la pratique de rénovation. Le choix s'est effectué à trois échelles.

Un type de construction a d'abord été retenu : les halles de gare historiques à charpente métallique (Figure 1(a)). Au-delà de leur fonctionnalité, couvrir des quais de voies ferrées, ces halles jouaient au 19<sup>ème</sup> siècle un rôle représentatif pour les compagnies de chemins de fer et disposaient donc de structures à la pointe de la technique. Aujourd'hui, environ 90 halles de gare construites entre 1850 et 1930 ont été préservées. Elles constituent un corpus d'étude intéressant du point de vue patrimonial, avec une littérature fournie (Kanai, 2005; Meeks, 1956) et des archives centralisées par la SNCF au Mans. Concernant les pratiques de rénovation actuelles, la thèse s'appuie sur les données récentes mises à disposition par son partenaire industriel AREP dans le cadre d'une convention CIFRE. AREP, filiale de SNCF Gares & Connexions, fait en effet régulièrement partie de la maîtrise d'œuvre pour la rénovation de halles de gare (Emile & Veston, 2020).

Un type d'élément structural a ensuite été sélectionné : les poutres treillis rivetées en fer puddlé ou acier doux, réalisées au moyen de plats et de cornières solidarités par des assemblages mono-rivets (Figure 1(b)). Ces poutres servent souvent de pannes ou d'arbalétriers dans les charpentes métalliques de toitures de bâtiments, notamment les halles de gare. Elles sont récurrentes dans le langage architectural des structures métalliques anciennes car elles offraient de la flexibilité aux concepteurs et contribuaient à l'aspect de légèreté. Le dimensionnement des poutres treillis est abondamment traité dans les manuels de construction et publications scientifiques du 19<sup>ème</sup> siècle (Collignon, 1869) et a également attiré, plus tard, l'attention de l'histoire des techniques (Rinke & Kotnik, 2010). Dans les rénovations de halles de gare des vingt dernières années, les pannes et arbalétriers en treillis ont régulièrement fait l'objet de renforts

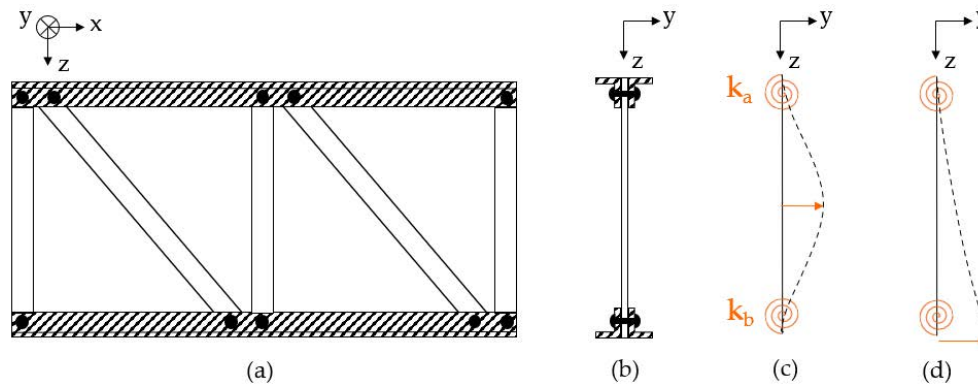


découlant de problèmes de stabilité identifiés grâce à des modèles aux éléments finis. Dans la réalité, des déformations excessives sont pourtant rarement observées lors des inspections visuelles programmées par la SNCF. Les poutres treillis rivetées sont ainsi un bon support pour questionner les approches de dimensionnement actuelles en regard des méthodes historiques.



**FIGURE 1.** Objets d'étude déclinés à 3 échelles, à l'exemple de la Gare de Montauban : (a) la halle de gare ; (b) la poutre treillis ; (c) l'assemblage mono-rivet. Photos : SNCF-AREP.

Enfin, un détail constructif est au cœur de la thèse : l'assemblage mono-rivet entre les membrures et les diagonales des poutres treillis (Figure 1(c)). Le rivetage à chaud a été la méthode d'assemblage par excellence en construction métallique des années 1840 à la moitié du 20<sup>ème</sup> siècle, quand les soudures se sont généralisées (Collette, 2014). La variété des assemblages rivetés est infinie. Les assemblages mono-rivets sont pertinents à étudier du fait de leur récurrence et de leur élémentarité. La caractéristique d'intérêt pour la thèse est leur raideur rotationnelle. En effet, l'évaluation du risque de flambement des diagonales ou des membrures de poutres treillis dépend fortement des hypothèses de modélisation retenues concernant la raideur des assemblages rivetés (Figure 2). Des études expérimentales récentes ont caractérisé la résistance d'assemblages rivetés, sans s'intéresser à leur raideur (D'Aniello et al., 2011). Des études numériques ont quant à elles porté sur la raideur de certaines typologies d'assemblages rivetés complexes (Minor & Ryjáček, 2019). Il n'existe cependant pas de caractérisation expérimentale de la raideur rotationnelle d'assemblages rivetés, à commencer par les assemblages mono-rivets.



**FIGURE 2.** Schéma d'une poutre treillis avec des assemblages mono-rivets, vue (a) en élévation et (b) en coupe. Schéma des raideurs rotationnelles étudiées, avec leur influence sur le flambement (c) des diagonales ou (d) d'une membrure.

### III. APPROCHE INTERDISCIPLINAIRE POUR L'ÉVALUATION DE LA PERFORMANCE STRUCTURALE ET L'ÉLABORATION D'INTERVENTIONS

Afin d'évaluer la performance structurale d'une structure existante par le calcul, la norme XP CEN/TS 17440 articule ses recommandations autour de trois éléments : la détermination des « variables de base », dont les propriétés des matériaux, les méthodes de modélisation, et les règles de vérification. La norme souligne ensuite que les options d'intervention émanent des résultats de l'évaluation. Dans le cas des objets d'étude choisis, les poutres treillis rivetées dans les halles de gare anciennes, il s'agit concrètement d'évaluer le risque de flambement, qui est le mode de ruine le plus souvent numériquement prédominant, et d'arbitrer quels sont les renforts les plus adaptés, si nécessaires.

#### A. Propriétés des matériaux

Un des paramètres importants à définir concernant le matériau en présence dans une charpente métallique ancienne, fonte, fer puddlé ou acier doux, est la limite d'élasticité, car c'est sur ce paramètre que reposent les critères de résistance de l'Eurocode 3 (AFNOR, 2005) pour vérifier les sections et les instabilités de barres. L'étude des projets de rénovation récents de halles de gare, menés par la SNCF, montre que le choix de ce paramètre s'appuie sur deux types de source : un diagnostic des matériaux ou une note de calcul historique de la charpente concernée. Le diagnostic des matériaux fournit des données d'échantillonnage de la structure qui doivent être confrontées, pour être pertinentes, à des paramètres statistiques déterminés à partir d'une « population de structures comparables » (XP CEN/TS 17740 §7.1(5)). L'interdisciplinarité peut ici intervenir : des recherches historiques et patrimoniales sont utiles pour situer la charpente métallique à évaluer dans un contexte technique et dans une famille de structures. La thèse s'est donc attachée à caractériser les spécificités structurales des halles de gare, en décrivant les typologies des fermes, qui sont les éléments structuraux principaux, mais aussi les typologies des pannes et arbalétriers rivetés, qui sont des éléments secondaires. L'étude s'est appuyée sur une revue étendue de plans et de photographies. Les résultats de diagnostics de matériaux sur une vingtaine de halles de gare ont par ailleurs été recensés et confrontés à la littérature.

Afin de déterminer la limite d'élasticité, les ingénieurs cherchent parfois à utiliser les notes de calcul historiques d'origine de la charpente à étudier, qui affichent des valeurs de « contrainte limite ». Il semble en effet pertinent, notamment en amont d'un échantillonnage de la structure, d'exploiter les « informations préalables disponibles » (XP CEN/TS 17740 §7.1(2)). Là encore, l'histoire des techniques est utile pour contextualiser ces informations et encadrer leur utilisation. La thèse a mené une recherche approfondie sur le concept de contraintes limites employé pour le dimensionnement de constructions métalliques au 19<sup>ème</sup> siècle (Franz, Rinke, et al., 2022). Il a été mis en évidence qu'une valeur de contrainte limite dans une note de calcul historique peut indiquer à l'ingénieur d'aujourd'hui si la structure a été conçue avec plus ou moins d'audace, mais ne peut pas servir à définir une valeur caractéristique de limite d'élasticité pour des calculs selon l'Eurocode 3.

#### *B. Modélisation : conditions aux limites*

L'étude de projets de rénovation récents de halles de gare a révélé des incertitudes concernant la modélisation des assemblages rivetés dans les poutres treillis. Dans la pratique des ingénieurs, les poutres treillis sont représentées par des modèles privilégiant des éléments finis de poutre 1-D. Les assemblages sont modélisés par des degrés de liberté à l'intersection entre les membrures et les diagonales. Concernant la raideur rotationnelle, les assemblages rivetés sont souvent représentés encastés dans le plan du treillis et rotulés hors plan. La « liberté de mouvement dans les joints » fait partie des hypothèses importantes à confirmer pour la modélisation de structures existantes (XP CEN/TS 17740 §8.1(3)). Des recherches historiques ont été menées au début de la thèse sur les méthodes de dimensionnement des poutres treillis au 19<sup>ème</sup> siècle. L'analyse structurale reposait tantôt sur la théorie des poutres treillis, supposant des assemblages rotulés dans le plan, tantôt sur une considération de poutre évidée, correspondant plutôt à l'inverse. Comme le risque de flambement n'était pas vérifié par le calcul pour les poutres treillis (Franz, Rinke, et al., 2022), la raideur rotationnelle hors plan des assemblages n'était pas un sujet. La thèse fait donc intervenir la mécanique expérimentale pour évaluer la raideur rotationnelle hors plan des assemblages rivetés.

Plusieurs poutres treillis rivetées ont été récupérées d'un chantier de démolition. Des essais vibratoires ont été réalisés en laboratoire sur l'une des poutres pour déterminer des valeurs de raideur rotationnelle pour les assemblages, par analyse modale expérimentale. La poutre a été instrumentée avec 12 accéléromètres, répartis selon plusieurs dispositions, et excitée avec des impulsions au marteau (Figure 3). Les paramètres modaux ont été extraits avec la méthode line-fit (Ewins, 2000). La comparaison des résultats expérimentaux avec un modèle à éléments finis de poutre 1-D réalisé sur le logiciel ROBOT d'Autodesk suggère que la représentation des assemblages rivetés comme encastés est plus proche de la réalité que la représentation de ces assemblages comme rotulés (Franz, Lepretre, et al., 2022). Les résultats doivent encore être confrontés à un modèle 3D Shell réalisé sur le logiciel MARC de MSC Software, dans lequel la modélisation des assemblages correspond à des conditions de couplage ou de contact. L'étude de la méthode vibratoire vise d'abord à caractériser la raideur des assemblages rivetés, en fonction de leur géométrie et de la force de serrage. Mais cette méthode pourrait également être mise en œuvre sur site, sur une poutre treillis à étudier, pour compléter les informations disponibles sur la structure (comme suggéré par XP CEN/TS 17740 §8.4).



**FIGURE 3.** Poutre treillis instrumentée avec 12 accéléromètres pour les essais vibratoires.

### C. Vérifications structurales

La vérification du flambement est déterminante pour évaluer la performance structurale de poutres treillis rivetées. Le flambement est un mode de ruine majeur pour les constructions métalliques en général. Dans le cas des structures métalliques anciennes, il est d'autant plus important d'évaluer correctement aujourd'hui le risque de flambement, que le flambement n'était au 19<sup>ème</sup> siècle pas vérifié par le calcul pour des éléments autres que les colonnes. Une revue photographique des poutres treillis rivetées dans les halles de gare a montré que la prévention du flambement avait fait l'objet uniquement de mesures constructives (Franz, Rinke, et al., 2022).

Dans la pratique actuelle des ingénieurs, la vérification du flambement d'une poutre treillis se fait classiquement en évaluant individuellement la résistance des barres de treillis aux instabilités selon l'Eurocode 3 (NF EN 1993-1-1 §6.3). Pour le flambement hors plan, la longueur de flambement des diagonales est prise égale à la longueur d'épure et la longueur de flambement des membrures à la longueur entre appuis. La littérature propose cependant des pistes pour tenir compte de la raideur des assemblages (Lee, 2013) et du maintien apporté par le treillis aux membrures (Wen & Yue, 2020). Par des études de cas numériques, la thèse explore les marges de manœuvre possibles au sein du cadre normatif imposé par l'Eurocode 3, pour réaliser une vérification selon la méthode des coefficients partiels (XP CEN/TS 17740 §9.3). Il s'agit par exemple, en faisant varier la raideur rotationnelle des assemblages, de déterminer les longueurs de flambement grâce à des modes globaux d'instabilité de l'ossature ou d'effectuer une analyse au second ordre.

### D. Interventions

L'étude de projets de rénovation récents de halles de gare, dans lesquels des poutres treillis rivetées ont fait l'objet de renforts, a mis en évidence que le choix de la méthode de renfort semble davantage lié au savoir-faire de l'entreprise de construction qu'aux spécificités de la structure. Un inventaire photographique a permis de classer les types de renforts couramment mis en œuvre : ils consistent soit en l'ajout d'éléments à la structure pour fournir plus de maintien, soit en une augmentation de section des barres de treillis. L'efficacité structurale des différents types de renforts doit être étudiée dans la thèse, via des modèles numériques. La thèse s'intéresse également à une autre considération importante dans l'élaboration des interventions structurales, à savoir l'acceptabilité d'un point de vue patrimonial (XP CEN/TS 17740 §D.8). Elle est liée à des

critères simples, tels que la discrétion et la réversibilité des interventions, et plus complexes, comme la préservation de l'authenticité. Une étude des spécificités et des évolutions structurales des halles de gare anciennes au gré des rénovations entreprises à partir de la deuxième moitié du 20<sup>ème</sup> siècle a ainsi été réalisée pour proposer une réflexion sur ce qui fait l'authenticité de ces structures.

#### IV. CONCLUSION

La publication récente, en 2020, de la norme expérimentale XP CEN/TS 17740 concernant l'évaluation et la rénovation des structures existantes souligne que le cadre normatif en vigueur, incarné par les Eurocodes, fait défaut sur cette thématique. Les incertitudes auxquelles sont confrontés les ingénieurs dans leur pratique de la rénovation questionnent la pertinence des interventions structurales. La thèse valorisée dans cet article montre comment la mobilisation interdisciplinaire de l'ingénierie et de l'histoire peut lever des verrous techniques liés aux différents points d'attention soulignés par la norme expérimentale.

Les poutres treillis rivetées dans les halles de gare construites entre 1850 et 1930 sont des objets d'étude de choix. La thèse met en évidence que l'étude de leur valeur patrimoniale ainsi que leur contextualisation dans l'histoire des techniques peuvent être mises à profit pour l'évaluation de leur performance structurale. Là où des incertitudes existent, concernant les propriétés des matériaux ou sur les méthodes de renfort les plus adaptées, l'histoire offre une prise de recul qui permet une capitalisation des connaissances. Là où l'histoire démontre que la conception d'origine fait défaut, concernant l'évaluation du risque de flambement par exemple, la recherche en mécanique et génie civil peut fournir de nouvelles connaissances, qui permettent d'affiner les méthodes de dimensionnement.

L'interdisciplinarité est ainsi au cœur de la démarche de cette thèse visant à favoriser la préservation de structures métalliques anciennes, et plus largement de structures patrimoniales, que ce soit dans le cadre d'une réhabilitation ou d'un réemploi.

#### V. REMERCIEMENTS

La recherche présentée dans cet article est financée dans le cadre d'une thèse CIFRE par AREP, filiale de la SNCF, et l'Association Nationale de la Recherche et la Technologie (ANRT). Elle est également soutenue par une bourse d'études de l'association Rails & Histoire.

#### VI. REFERENCES

AFNOR. (2005). *Calcul des structures en acier. Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments*. Norme française NF EN 1993-1-1.

AFNOR. (2020). *Evaluation et rénovation des structures existantes*. Norme expérimentale XP CEN/TS 17440.

Collette, Q. (2014). *Riveted Connections in Historical Metal Structures (1840-1940). Hot-driven Rivets: Technology, Design and Experiments*. [PhD thesis]. Vrije Universiteit Brussel.

Collignon, E. (1869). *Cours de mécanique appliquée aux constructions – Résistance des matériaux*. Dunod.

D’Aniello, M., Portioli, F., Fiorino, L., & Landolfo, R. (2011). Experimental investigation on shear behaviour of riveted connections in steel structures. *Engineering Structures*, 33(2), 516-531. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.11.010>

Emile, A., & Veston, V. (2020). Les « Grandes Halles Voyageurs » : Une architecture durable. *Patrimoine industriel*, 77, 75-83.

Ewins, D. J. (2000). *Modal testing: Theory, practice, and application* (2nd ed). Research Studies Press.

Franz, H., Lepretre, E., Rinke, M., Chataigner, S., & Dieng, L. (2022). Influence de la raideur des assemblages rivetés d’une poutre treillis sur son comportement vibratoire. *25ème Congrès français de mécanique (CFM 2022)*. <https://hal.science/hal-03768998>

Franz, H., Rinke, M., Lepretre, E., & Dieng, L. (2022). The gap between theory, practice and regulations in design criteria for iron and steel structures in 19th century France: The example of train sheds. In Campbell, WP, J. et al (Éd.), *Timber and Construction: Proceedings of the Ninth Conference of the Construction History Society* (p. 287-300). Construction History Society. <https://hal.science/hal-03767415>

Gasnier, M. (2019). Réflexion épistémologique sur le patrimoine industriel : De la pluridisciplinarité à l’interdisciplinarité. *Revue d’histoire des sciences*, 72(2), 309-347. <https://hal.science/hal-02867726>

Kanai, A. (2005). *Les gares françaises et japonaises, halle et bâtiment principal – Une recherche comparative*. Ecole nationale des Ponts et Chaussées.

Lee, S. (2013). *Effective length K-Factors for flexural buckling strengths of web members in open web steel joists* [Master Thesis]. Bucknell University.

Lemoine, B. (1986). *L’Architecture du Fer : France ; XIX. siècle*. Champ Vallon.

Meeks, C. (1956). *The Railroad Station. An Architectural History*. Yale University Press.

Minor, O., & Ryjáček, P. (2019). Rotational Stiffness of Connections in a Historical Steel Railway Bridge. In R. et al Aguilar (Éd.), *Structural Analysis of Historical Constructions* (Vol. 18, p. 1082-1089). Springer International Publishing.

Rinke, M., & Kotnik, T. (2010). The changing concept of truss design caused by the influence of science. First International Conference on Structures and Architecture, ICOSA. [https://www.schwartz.arch.ethz.ch/Publikationen/Dokumente/truss\\_science\\_rinke.pdf](https://www.schwartz.arch.ethz.ch/Publikationen/Dokumente/truss_science_rinke.pdf)

Wen, Q.-J., & Yue, Z.-X. (2020). Elastic buckling property of the upper chords in aluminum half-through truss bridges. *Structures*, 27, 1919-1929. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.07.057>

# Modéliser des évolutions dans le système de la mobilité urbaine pour des acteurs non-experts.

Colin Lashermes

INRAE Centre PACA – UMR RECOVER

**RESUME** Le transport concentre 31% des émissions de gaz à effet de serre (GES) de la France en 2019 et la mobilité urbaine représente 40% de l'ensemble des émissions de CO<sub>2</sub> du transport routier en Europe. La transition environnementale passe donc par une réflexion sur la mobilité, et notamment urbaine. Afin de pouvoir établir une stratégie efficace pour cette mobilité, il est nécessaire de l'évaluer. Mais il est aussi indispensable de porter un regard à plus long terme en questionnant son devenir puisqu'elle est soumise à de nombreuses évolutions, qu'elles soient souhaitées ou subies. Il est donc important de pouvoir connaître et évaluer les évolutions possibles de la mobilité urbaine pour pouvoir s'adapter et anticiper les problèmes et défis afin de les prévenir. De plus, une meilleure planification passe par l'intégration des différentes parties prenantes. Ainsi ce travail présente une méthode pour modéliser des évolutions potentielles de la mobilité urbaine à destination de l'ensemble des acteurs. Il combine un modèle à base d'indicateurs, exprimés sur une échelle de Likert, pour évaluer la mobilité sur un territoire donné, et une méthode pour décrire des changements de la mobilité à travers les indicateurs du modèle. Enfin une application de la méthode a été réalisée sur la métropole de Strasbourg.

**Mots-clés** Mobilité urbaine, Evaluation, Prospective, Parties prenantes

## I. INTRODUCTION

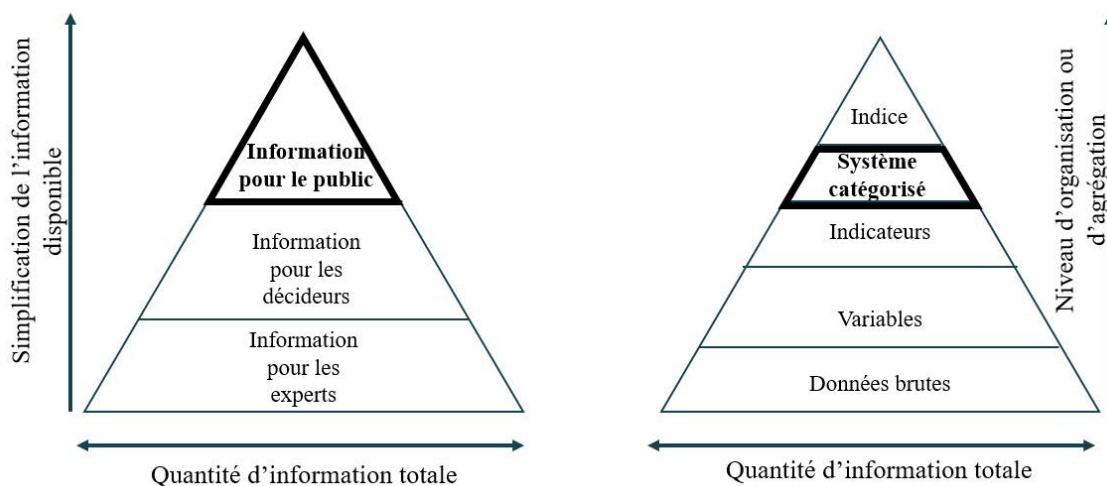
La mobilité urbaine et les infrastructures liées composent un système complexe en perpétuelle évolution. Il est donc nécessaire pour aider à une meilleure compréhension du système et à une meilleure gestion des infrastructures de mobilité, de pouvoir modéliser de futurs changements possibles ainsi que leurs conséquences. De plus, de nombreux travaux ont mis en lumière l'intérêt d'associer l'ensemble des parties prenantes, y compris les habitants, aux décisions touchant à la mobilité urbaine (Booth and Richardson, 2001). En effet, intégrer les différents acteurs dans le processus leur permet d'améliorer leur compréhension globale du système et de s'en forger une connaissance commune (Hare, 2011). Pour répondre à ces enjeux, ce travail vise à modéliser des évolutions de la mobilité urbaine sur un territoire pour des acteurs non-experts, c'est-à-dire des acteurs qui ne possèdent pas beaucoup de connaissances théoriques sur ce domaine. Le système étudié est donc la mobilité urbaine sur un territoire.

Les évolutions d'un système sont caractérisées par des changements d'état du système entre des instants  $t$  et  $t+\Delta t$ . Ainsi il est nécessaire de pouvoir décrire l'état du système à un instant  $t$ . Une fois cette description réalisée, on peut s'interroger sur ses évolutions possibles, c'est-à-dire, ses états possibles à  $t+\Delta t$ . Il faut pour cela se demander quels pourraient être les innovations, les changements de comportement, les paramètres extérieurs, et leurs conséquences qui pourraient influencer, impacter la dynamique du système, donc ici la mobilité urbaine. Afin que ces évolutions du système puissent être bien appréhendées par l'ensemble des acteurs, il faut aussi s'intéresser à

la façon d'évaluer et de transmettre l'information. Pour répondre à ces différents enjeux, nous exposerons dans un premier temps un modèle d'évaluation de la mobilité, puis la façon dont il est possible de proposer des évolutions possibles du système étudié. Une dernière partie présentera les résultats et une application sur la métropole de Strasbourg.

## II. EVALUATION DE LA MOBILITE

La première étape de ce travail a été de construire un modèle d'évaluation de la mobilité urbaine. Ce modèle, nommé Mobival4all, est conçu pour être utilisable par toutes les parties prenantes (élus, services techniques, citoyens...), y compris les non-experts. Afin d'atteindre cet objectif, la quantité et la nature des informations fournies à l'utilisateur doivent être déterminées. En effet, plus il y a d'informations, plus il est difficile pour les non-experts de les appréhender (Figure 1). Il faut donc obtenir la quantité d'informations nécessaire et suffisante dans le modèle d'évaluation. Dans le domaine de l'évaluation, simplifier l'information signifie l'organiser ou l'agréger (Braat, 1991). Nous avons choisi le système catégorisé, qui permet un compromis entre la quantité d'information et sa bonne compréhension. Un système catégorisé est un ensemble d'indicateurs classés en catégories représentant les différentes dimensions (économiques, écologiques, etc.) du système à évaluer.



**FIGURE 1.** Pyramide de l'information adaptée de Verry & Nicolas (2005) basée sur Levarlet (1999) et Braat (1991)

Notre modèle est donc basé sur trois niveaux (Figure 2) : variable, indicateur et catégorie. Une variable est un symbole, un terme, un phénomène observable auquel on peut attribuer différentes valeurs prises dans un ensemble. Les indicateurs sont " des variables, ou des combinaisons de variables, sélectionnées pour représenter un phénomène ou une caractéristique d'intérêt " (Gudmundsson et al., 2016). Une catégorie regroupe un ensemble d'indicateurs correspondant au plus haut niveau de représentation du système.



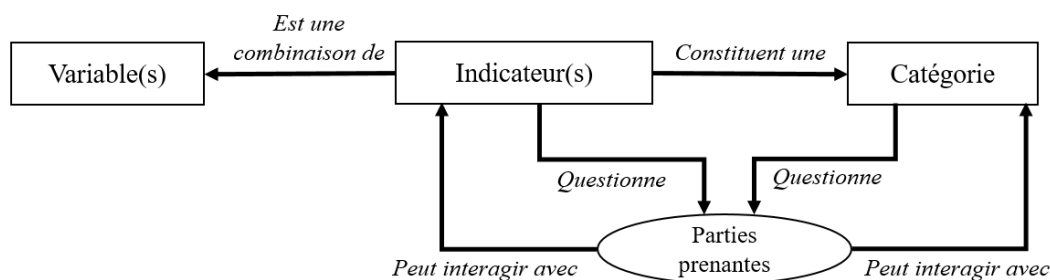


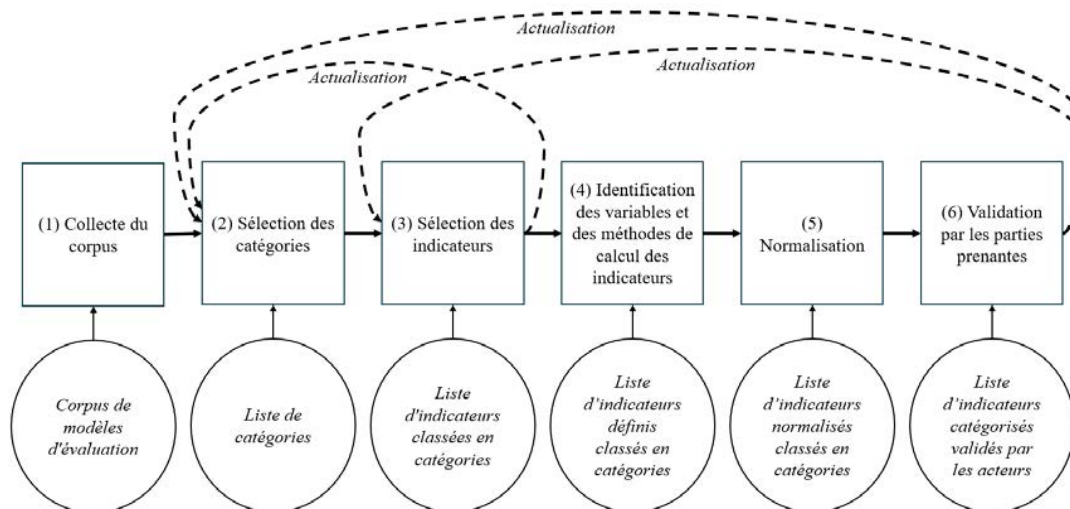
FIGURE 2. Schéma du modèle d'évaluation MobiVal4all

La construction du modèle est basée sur un processus itératif composé de 6 étapes (Figure 3) :

1. **Collecte du corpus** : cette étape consiste à recenser un ensemble de modèles d'évaluation de la mobilité urbaine existants. Le corpus sert de base à la construction du nouveau modèle.
2. **Sélection des catégories** : les différentes catégories, c'est-à-dire les dimensions de la mobilité qui doivent être présentes dans MobiVal4all, sont identifiées. La sélection se fait au sein du corpus de modèles d'évaluation de la mobilité précédemment identifié, en fonction de l'occurrence des catégories dans les modèles existants.
3. **Sélection des indicateurs** : cela consiste à identifier dans le corpus les indicateurs liés aux catégories sélectionnées qui semblent être les plus pertinents par rapport aux objectifs de MobiVal4all.
4. **Identification des variables et des méthodes de calcul des indicateurs** : l'objectif de cette étape est de définir comment attribuer une valeur aux indicateurs. Elle vise à identifier les variables nécessaires au calcul de l'indicateur, puis à définir la "règle" de calcul.
5. **Normalisation** : chaque indicateur obtenu à l'étape 4 est évalué sur sa propre échelle, ce qui rend difficile la compréhension et la représentation de la situation globale pour un non-expert. Afin de rendre ces indicateurs plus facilement compréhensibles pour les non-experts et de standardiser l'évaluation, les indicateurs sont normalisés, c'est-à-dire de tous placés sur une échelle commune. Pour la méthode de normalisation, nous avons choisi l'échelle de Likert, qui permet une compréhension facile pour l'utilisateur (Illahi et Mir, 2020). Cela correspond à l'objectif d'utilisabilité du modèle aux différents acteurs de la mobilité urbaine. Ainsi, tous les indicateurs sont transposés sur une échelle de Likert ordinaire à 7 niveaux : [1] Très faible, [2] Faible, [3] Moyennement faible, [4] Moyen, [5] Moyennement élevé, [6] Élevé, [7] Très élevé. Pour chaque indicateur, il est nécessaire d'élaborer une table de correspondance entre l'échelle naturelle de l'indicateur et l'échelle à 7 niveaux. Les tables de correspondance peuvent être construites sur une base statistique, à partir de la valeur des indicateurs pour l'ensemble du territoire investigué (pour notre cas d'étude, ce seront l'ensemble des métropoles françaises) ; il est possible de calculer les valeurs des quintiles à partir de ce jeu de données. On peut alors associer les valeurs de l'échelle de Likert (note de 1 à 7) à des intervalles issus des quintiles. Par exemple la note de 4 (Moyen) est attribuée à l'intervalle ]Q3 ; Q4] ; c'est-à-dire que vis-à-vis de cet indicateur, une ville qui a une note de 4 présente une valeur d'indicateur qui est plus élevée

que 40% des villes du territoire, mais qui est plus faible que 40% des villes du territoire. Ainsi pour l'indicateur « part modale des transports en commun » la note de 4 (Moyen) est attribuée à l'intervalle [0,2 ;0,3].

6. **Validation par les parties prenantes** : cette étape prend la forme d'un questionnaire destiné aux différentes parties prenantes de la mobilité urbaine. Cela permet à la fois d'inclure les acteurs pendant le développement du modèle et de tenter d'atteindre l'objectif d'utilisabilité du modèle en s'assurant que le modèle réponde bien à leurs besoins et leur soit compréhensible.



**FIGURE 3. Etapes de construction du modèle**

Ainsi, le modèle Mobival4all (Lashermes et al., 2022), qui résulte de ces différentes étapes, est un modèle d'évaluation de la mobilité urbaine sur un territoire donné à un moment donné. C'est un modèle à base d'indicateurs catégorisés exprimés sur une échelle de Likert en sept points. Mobival4all utilise un ensemble de 112 variables permettant de calculer 51 indicateurs appartenant à 10 catégories (voir exemples sur Figure 4).

### III. EVOLUTIONS DE LA MOBILITE

Une fois en capacité de décrire la situation du système à un instant  $t$ , on peut s'interroger sur les évolutions potentielles de la mobilité urbaine et leurs conséquences. La recherche sur les évolutions futures fait appel à deux grandes approches, la prédiction et la prospective. La prédiction consiste à identifier le ou les futurs les plus probables ; elle cherche donc à prédire le futur. La prospective quant à elle constitue « un va-et-vient entre le présent et le futur, non pas pour prédire celui-ci mais plutôt pour aider une société à se construire un avenir désiré » (Tabarly, 2019) ; la prospective explore des futurs possibles.

Pour un système aussi complexe que la mobilité urbaine, impacté par de nombreux facteurs extérieurs, dès lors que l'on s'intéresse au moyen (supérieur à 5 ans) et long terme (au-delà de 20 ans), il est inenvisageable de prédire son avenir. Nous nous plaçons donc dans le cadre de la prospective, ainsi nous cherchons, dans cette démarche, des évolutions possibles pour la mobilité urbaine. La littérature scientifique utilise différentes méthodes (entretiens, revues de la littérature,

ateliers...) pour exprimer et représenter des futurs possibles de la mobilité urbaine au travers de scénarios prospectifs. Ceux-ci peuvent prendre des formes différentes telles que des récits textuels (Shergold et al., 2015) ou des tableaux ou graphiques exposant des évolutions de variables (Milakis et al., 2017). Les scénarios sous forme textuelle sont faciles à comprendre et apportent une vision d'ensemble, mais ils ne permettent pas de quantifier les changements possibles du système et ne sont que peu adaptés en tant que support à l'aide à la décision. A l'inverse, les représentations sous formes d'évolution de variables permettent de bien quantifier les changements possibles de la mobilité, mais elles restent techniques et difficilement appréhendables par de nombreux acteurs non experts de la mobilité pourtant impliqués ou impactés dans/par les décisions (élus, habitants, associations...).

Ainsi, pour répondre à cet enjeu d'évolution de la mobilité urbaine, nous avons proposé une méthode permettant de modéliser un scénario prospectif de la mobilité urbaine issu d'un entretien en un ensemble d'évolutions d'indicateurs du modèle Mobival4all, afin de pouvoir évaluer des futurs possibles de la mobilité d'un territoire urbain. Cette méthode permet de faire un pont entre récit textuel et évaluation à base d'indicateurs appréhendable par tous les acteurs. Cette méthode se divise en 6 étapes (figure 4) :

1. **Création des scénarios** : Lors d'entretiens semi-directifs réalisés avec des acteurs de la mobilité urbaine (élus, citoyens, opérateurs...), on demande à la personne interrogée d'imaginer comment pourrait être la mobilité sur un territoire à un horizon choisi (2030, 2050...). Chaque entretien est ensuite retranscrit pour en extraire une liste de mots-clés ou d'expressions-clés de la mobilité et le synthétiser en scénario (sous forme textuelle).
2. **Identification des variables** : dans le texte de chaque scénario, on identifie quelles sont les variables utilisées par le modèle Mobival4all ; par exemple une phrase telle que « Les transports en commun vont augmenter très fortement dans le futur », on peut identifier la variable « nombre de trajets en transports en commun » du modèle Mobival4all. Parmi les variables identifiées, on distingue les variables explicites et les variables implicites. Les premières sont directement présentes dans les dires de l'acteur ; les secondes ne sont pas citées mais sont impactées par le scénario. Par exemple, si le scénario parle d'une électrification du parc automobile cela impacte la variable « population exposée à la pollution sonore ». Une étape de validation ultérieure (étape 5) permettra de vérifier que les variables identifiées sont bien en accord avec les propos de l'acteur. Enfin, on associe une tendance (croissante, décroissante ou stagnante), déduite depuis le scénario, à chaque variable identifiée (implicites ou explicites). Les variables non-identifiées sont automatiquement considérées comme stagnantes à ce stade (l'étape 4 pourra tout de même conduire à les faire évoluer).
3. **Quantification de la tendance** : On évalue qualitativement la valeur des tendances de chaque variable à l'horizon choisi en fonction des termes associés aux variables (Un peu, Fortement, Massivement, Moyennement...). Si on ne peut pas identifier de termes significatifs associés à la tendance, on lui affecte une variation moyenne par défaut. Afin de pouvoir donner une correspondance quantitative à la variation qualitative de la variable, on utilise deux méthodes :

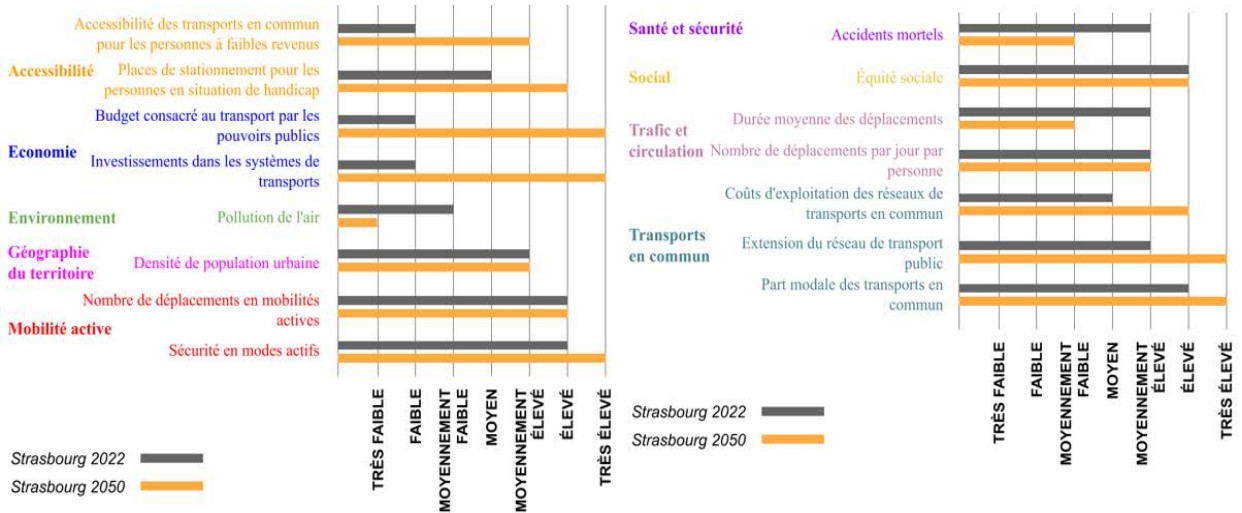
- Le dire d'expert : l'acteur propose directement la valeur de la variable à l'horizon défini (e.g. +10% de population sur l'aire urbaine en 2050) ;
  - Les données statistiques : on rassemble les données relatives aux valeurs des variables sur le territoire étudié (ici les métropoles françaises) à différentes dates afin de calculer un taux annuel moyen d'évolution pour chaque variable par métropole. On identifie alors, en considérant l'ensemble des métropoles, les valeurs correspondantes au premier quartile, à la médiane et au troisième quartile qui sont associées respectivement aux tendances "Faible", "Moyenne" et "Elevée". On peut alors calculer dans le cadre du scénario étudié la valeur de la variable à l'horizon défini, en fonction du taux annuel d'évolution correspondant à la tendance identifiée.
4. **Simulation des autres variables** : La mobilité urbaine est un système complexe dont les variables sont interdépendantes. L'évolution de certaines variables peut en impacter d'autres. Pour prendre en compte ces interactions, nous avons formalisé les liens de dépendance entre toutes les variables du modèle Mobival4all sous la forme d'un tableau. Pour chaque dépendance relevée, une règle a été proposée pour prendre en compte le type de dépendance (par exemple, une diminution de la variable X entraîne une diminution équivalente de la variable Y). Si la règle proposée entre en contradiction avec le scénario, c'est lui qui prime ; la règle n'est alors pas appliquée. A la fin de cette étape, on obtient l'évolution de toutes les variables impliquées directement ou indirectement par le scénario.
  5. **Validation par les personnes interrogées** : Pour s'assurer que la traduction du scénario est cohérente par rapport à la vision de l'acteur interrogé, on fait valider, par celui-ci, les tendances et les valeurs proposées pour les variables de son scénario. C'est une étape cruciale pour éviter toute fausse interprétation (Gueroui, 2016).
  6. **Calcul des indicateurs** : A partir des valeurs pour l'ensemble des variables à l'horizon choisi, on peut calculer la valeur des indicateurs du modèle MobiVal4all au même horizon. Cela permet de donner une image de la mobilité sur le territoire en accord avec le scénario prospectif créé et qui peut être comparée à la situation actuelle ou à d'autres scénarios.

Ainsi à la fin de ce processus, il est possible de représenter le passage du système d'un état  $t$  à un état  $t+\Delta t$ . De plus, cette représentation est compréhensible et interprétable par l'ensemble des acteurs.

#### IV. APPLICATION ET DISCUSSION

Nous avons appliqué la méthode à l'Eurométropole de Strasbourg avec un horizon 2050. Une série d'entretiens avec des acteurs locaux de la mobilité urbaine a été réalisée. Ces scénarios ont été intégrés dans le modèle Mobival4all et la figure 4 montre les résultats de l'évaluation pour 2022 par rapport à celle pour 2050 pour l'un des scénarios construits. Pour assurer la lisibilité de la figure, seuls 15 indicateurs sur les 51 sont représentés. L'idée principale de ce scénario était une réduction des émissions de dioxyde de carbone, afin d'atteindre la politique de Strasbourg de zéro carbone d'ici 2050, un meilleur accès aux transports publics avec l'extension du réseau de transports publics, par exemple, l'émergence de véhicules autonomes, et l'utilisation accrue des vélos. Le modèle

montre une baisse de la pollution atmosphérique ("Air pollution") due à la politique zéro carbone et une augmentation des dépenses de la ville ("Government budget for transport", " Investment in transport systems") due à l'extension du réseau.



**FIGURE 4.** Histogramme représentant la mobilité Urbaine à Strasbourg en 2022 et Strasbourg en 2050 avec un scénario prospectif pour 15 indicateurs du modèle Mobival4all

Bien que la méthode soit opérationnelle et présente des résultats intéressants, certaines limites peuvent être discutées. Le modèle Mobival4all n'a été appliqué qu'à des territoires français. La validation des indicateurs par les acteurs n'a été faite que par des acteurs français. En effet, même si les indicateurs et les catégories sont issus de la littérature internationale, le fait que tous les répondants soient français peut biaiser les indicateurs et les catégories sélectionnés. Ainsi, d'autres dimensions de la mobilité pertinentes pour d'autres environnements pourraient être imaginées. Par exemple, lorsque Sudhakara Reddy et Balachandra (2012) ont basé une analyse comparative de la mobilité urbaine sur les principales villes indiennes, ils ont utilisé les deux-roues motorisés comme une catégorie à part entière alors qu'en France, où cette modalité est marginale, aucun participant n'a mentionné cette catégorie. Une autre difficulté est celle de la disponibilité de la donnée. Travailler sur les métropoles françaises est en cela une facilité car les données y sont nombreuses et publiques. Cela est loin d'être le cas dans tous les pays. Par ailleurs, la méthode de simulation des variables peut être affinée. En effet, les variables absentes du scénario sont simulées uniquement si elles ont une relation directe avec au moins une variable présente dans le scénario. Or cela nous prive de potentielles chaînes de relations et d'effets rebond lointains. Une approche proposée pour répondre à cette limite dans le cadre du projet ANR SwiTCh (Erdelyi et al., 2021) est de passer par la modélisation Agent pour construire un modèle de trafic permettant de réaliser les simulations issues des scénarios créés. Cela permettrait de mieux quantifier les interdépendances entre les variables. Toutefois, le modèle Agent est encore en cours de construction, et ce couplage qui semble prometteur n'a pas encore pu être testé.

## V. CONCLUSION

L'approche proposée permet donc de représenter des évolutions dans le système de la mobilité urbaine pour les différentes parties prenantes. Le modèle à base d'indicateurs Mobiva4all, permet de donner une image de la mobilité urbaine sur un territoire donné à un moment donné qui soit compréhensible par l'ensemble des acteurs même les non-experts. De plus, avec la méthode pour traduire un scénario prospectif issu d'un entretien, sous forme d'indicateurs du Modèle Mobiva4all, il est possible d'évaluer et de représenter des changements d'états du système de la mobilité tout en gardant l'objectif d'utilisabilité souhaitée.

Plusieurs perspectives peuvent être dressées telles que l'intégration de nouvelles bases de données pour rendre le modèle capable de prendre en compte de nouveaux territoires ou le recours à d'autres méthodes de prospectives (par exemple des ateliers ou des focus group). Une des perspectives est également de coupler la méthode avec un outil de simulation de trafic multi-agents pour pouvoir affiner les résultats de prospectives. Ce dernier point devrait être abordé dans le cadre du projet ANR SwITCh.

## REFERENCES

- Booth, C., Richardson, T., 2001. Placing the public in integrated transport planning. *Transp. Policy* 8, 141–149. [https://doi.org/10.1016/S0967-070X\(01\)00004-X](https://doi.org/10.1016/S0967-070X(01)00004-X)
- Braat, L., 1991. The predictive meaning of sustainability indicators, in: Kuik, O., Verbruggen, H. (Eds.), *In Search of Indicators of Sustainable Development, Environment & Management*. Springer Netherlands, Dordrecht, pp. 57–70. [https://doi.org/10.1007/978-94-011-3246-6\\_6](https://doi.org/10.1007/978-94-011-3246-6_6)
- Erdelyi, J.-F., Adam, C., Gaudou, B., Taillandier, F., Verstaavel, N., 2021. Simulating the transition of mobility toward smart and sustainable cities.
- Gudmundsson, H., Hall, R.P., Marsden, G., Zietsman, J., 2016. Indicators, in: Gudmundsson, H., Hall, R.P., Marsden, G., Zietsman, J. (Eds.), *Sustainable Transportation: Indicators, Frameworks, and Performance Management*, Springer Texts in Business and Economics. Springer, Berlin, Heidelberg, pp. 137–169. [https://doi.org/10.1007/978-3-662-46924-8\\_6](https://doi.org/10.1007/978-3-662-46924-8_6)
- Gueroui, F., 2016. La conception et l'usage de la méthode des scénarios. *Manag. Avenir* N° 87, 15–34.
- Hare, M., 2011. Forms of Participatory Modelling and its Potential for Widespread Adoption in the Water Sector. *Environ. Policy Gov.* 21, 386–402. <https://doi.org/10.1002/eet.590>
- Illahi, U., Mir, M.S., 2020. Development of indices for sustainability of transportation systems: A review of state-of-the-art. *Ecol. Indic.* 118, 106760. <https://doi.org/10.1016/j.ecolind.2020.106760>
- Lashermes, C., Baudrit, C., Curt, C., Fernandez, C., Taillandier, F., 2022. An Indicator-Based Model to Assess Urban Mobility for All Stakeholders: Mobiva4all. <https://doi.org/10.2139/ssrn.4239366>
- Levarlet, F., 1999. Les indicateurs de développement durable. Méthodes et perspectives, Études et travaux - IFEN. Institut français de l'environnement, Orléans.
- Milakis, D., Snelder, M., Arem, B. van, Wee, B. van, Correia, G.H. de A., 2017. Development and transport implications of automated vehicles in the Netherlands: scenarios for 2030 and 2050. *Eur. J. Transp. Infrastruct. Res.* 17. <https://doi.org/10.18757/ejtir.2017.17.1.3180>
- Shergold, I., Lyons, G., Hubers, C., 2015. Future mobility in an ageing society – Where are we heading? *J. Transp. Health* 2, 86–94. <https://doi.org/10.1016/j.jth.2014.10.005>
- Sudhakara Reddy, B., Balachandra, P., 2012. Urban mobility: A comparative analysis of megacities of India. *Transp. Policy* 21, 152–164. <https://doi.org/10.1016/j.tranpol.2012.02.002>
- Tabarly, 2019. Prospective et scénarios : des méthodes pour simuler et préparer l'avenir — Géoconfluences [WWW Document]. URL <http://geoconfluences.ens-lyon.fr/doc/transv/DevDur/DevdurFaire4.htm> (accessed 5.3.21).
- Verry, D., Nicolas, J.-P., 2005. Indicateurs de mobilité durable : de l'état de l'art à la définition des indicateurs dans le projet Simbad. Rapport intermédiaire n°2.

# Impact de la contrainte sur le signal RADAR au sein du béton

**Aleth Confais**

*EDF, LMDC*

Le sujet global de cette étude est l'évaluation non destructive des structures de génie civil en béton précontraint. Les structures réalisées en béton précontraint peuvent subir des pertes de précontrainte du fait du vieillissement des matériaux (fluage, retrait, corrosion...). Il est donc crucial de pouvoir connaître l'état de contrainte pour assurer la sûreté des structures. La technique actuelle à savoir le test de l'arbalète est semi-destructif or les enceintes de confinement notamment ne peuvent subir de tests intrusifs. Ainsi, il est nécessaire d'utiliser des techniques non destructives pour déterminer l'état de contrainte de ces structures. L'approche de cette étude est de déterminer les variations de contrainte du béton par des techniques électromagnétique. De façon pratique, l'étude se focalise sur l'impact de la contrainte sur la propagation des ondes électromagnétiques au sein du béton. Les essais sont réalisés avec des antennes GPR (Ground Penetrating Radar) et Vivaldi sur des bétons secs et à teneur en eau ambiante en utilisant deux directions de mesure. Les résultats montrent qu'une augmentation de contrainte entraîne une diminution de l'amplitude et une augmentation du retard des ondes électromagnétiques. Ces variations dépendent de l'état hydrique du béton et de la direction de la mesure.

**Mots clés : Contrôle non destructif, Ground Penetrating Radar, antennes Vivaldi, béton, contrainte**

## I. INTRODUCTION

De nombreuses structures de génie civil sont réalisées en béton précontraint, notamment des ponts, barrages ainsi que des enceintes de confinement. Or, le béton précontraint peut être sujet à des détériorations à la suite du vieillissement ou endommagement du béton (fluage, retrait...) ou des câbles de précontrainte (corrosion, mauvaise mise en place...). Celles-ci peuvent mener à une perte de tension dans les câbles et ainsi une perte de contrainte du béton. Il est essentiel de surveiller l'état de contrainte de ces structures afin de prévenir d'éventuels relâchements ou ruptures de câbles et par voie de conséquence, des pertes de précontrainte. La technique actuelle permettant de mesurer la tension des câbles est le test à l'arbalète qui est une technique semi-destructive (IFFSTAR, 2015) puisqu'elle nécessite le percement d'une cavité dans le béton pour atteindre les câbles. Mais cette technique n'est pas adaptée pour les ancrages de barrages ou les enceintes de confinement car elle est trop intrusive. Il est donc essentiel de développer des techniques non destructives permettant d'évaluer les pertes de tension des câbles. L'approche de cette étude est d'évaluer de manière non destructive le niveau de contrainte du béton lui-même plutôt que d'évaluer la tension des câbles.

Les techniques de CND (Contrôle Non Destructif) peuvent être utilisées pour déterminer des propriétés mécaniques du béton. Les ultrasons sont notamment utilisés pour estimer la valeur du module d'élasticité (Ivanchev, 2018), (Kolluru et al., 2000). Des études montrent également le lien entre la contrainte et la propagation des ultrasons au sein du béton : la vitesse (Lillamand et al., 2010) ainsi que la coda du signal (Planès and Larose, 2013) sont impactées par l'application d'une contrainte.

Les techniques électromagnétiques sont couramment utilisées dans le domaine du CND, notamment le GPR (Ground Penetrating Radar) pour déterminer l'emplacement des armatures du béton armé (Xian-Qi He et al., 2009) ou déterminer la quantité d'eau au sein du béton (Agred et al., 2018). Les résultats de la littérature montrent que les propriétés mécaniques du béton comme la résistance à la compression peuvent être reliées à des propriétés électromagnétiques comme la constante diélectrique (Chung et al., 2017) et la conductivité (Ramezani pour et al., 2011). D'autres résultats montrent la relation entre la contrainte et la résistivité du béton (Cao and Chung, 2002). Cependant, la littérature sur ce sujet est peu fournie. Cette étude vise donc à compléter celle-ci.

Cette étude a pour but de déterminer l'impact d'une variation de la contrainte sur les propriétés électromagnétiques du béton en utilisant des antennes GPR de fréquence centrale de 1,5 GHz. Du fait de l'impact de l'état hydrique du béton sur la propagation des signaux GPR dans le béton, deux états hydriques sont étudiés. Afin de compléter ces résultats, les mêmes essais sont réalisés avec des antennes Vivaldi sur les mêmes dalles de béton.

En première partie, les antennes GPR et Vivaldi, le chargement, le béton ainsi que les appareils de mesure sont présentés. Ensuite, le protocole d'essai et de traitement des données est détaillé. Enfin, les résultats des essais sont présentés et l'impact de la contrainte sur la propagation des ondes dans le béton est étudié.

## II. DESCRIPTION DU PROTOCOLE EXPÉRIMENTAL

### A. équipements

Le GPR utilisé dans cette étude, développé par Geophysical Survey Systems GSSI®, est composé d'une unité de contrôle SIR30 sur laquelle est branchée une antenne GSSI 5100 de fréquence centrale 1.5 GHz. La durée de réception des signaux est de 8ns et la résolution est fixée à 4096 points. Ce qui correspond à une résolution temporelle de l'ordre de  $2.10^{-12}$  s. Après les essais, une moyenne des signaux est réalisée et un filtre FIR (Finite Impulsive Response) de 300MHz-4GHz est appliqué. Le second système de mesure utilisé est composé d'un VNA (Vector Network Analyser) Anritsu MS46122B sur lequel est branchée une antenne Vivaldi permettant d'émettre des signaux dans une gamme de fréquence de 100MHz à 20GHz. Afin de pouvoir comparer les résultats de l'antenne Vivaldi avec ceux obtenus avec le GPR, dans cette première approche seul le pic de fréquence le plus proche de 1,5 GHz est étudié, à savoir le pic pour  $f=1,7$  GHz (cf. figure 4). D'autres pics de fréquence ont été étudiés mais, présentant les mêmes tendances que celles présentées dans cet article, ne seront pas présentés. Les mesures Vivaldi donnent comme résultat un nombre complexe, le coefficient de réflexion S. Pour étudier l'amplitude, le paramètre  $S_{11}$  présenté à l'équation (1) est utilisé. Pour étudier la temporalité, la phase  $\varphi$  est calculée par le biais de l'équation (2).

$$S_{11}(f) = 20 \log_{10}|S(f)| \quad (1)$$

$$\varphi(f) = \arg(S(f)) \quad (2)$$

### B. Béton

Pour cette étude, trois dalles de béton ont été coulées en utilisant les formulations définies au tableau 1. La dimension des dalles est  $12 \times 60 \times 60$  cm<sup>3</sup>. L'épaisseur de 12 cm est choisie afin d'éviter une superposition des ondes émises. Les dimensions de 60 cm sont choisies pour éviter les effets de bord. Deux formulations sont utilisées afin d'étudier l'impact de la porosité, mais celui-ci ne sera pas présenté ici. Après confection, les dalles sont conservées 28 jours en cure humide.



**TABLEAU 1. Formulation et résistance à la compression**

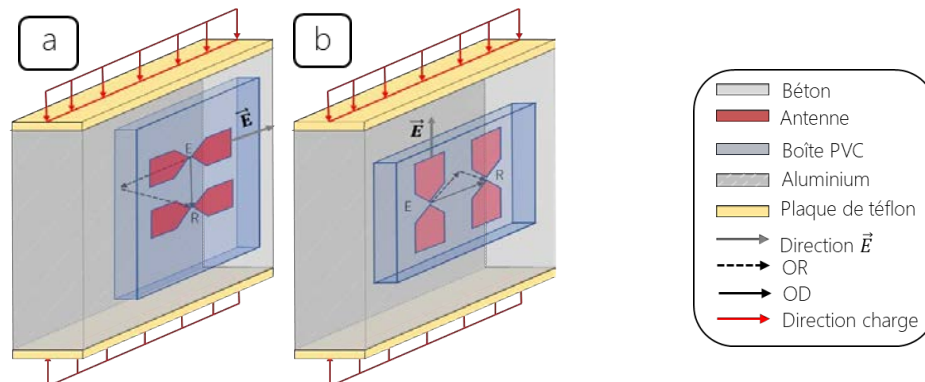
Composants / Caractéristiques	Spécificités	SP	SA et SD	unité
Sable Boulonnais	0/2mm	985	890	kg.m <sup>-3</sup>
Gravier Boulonnais	5/12mm	985	984	kg.m <sup>-3</sup>
Ciment	CEM I 52,5 R Lafarge	280	350	kg.m <sup>-3</sup>
Eau	-	207	206	kg.m <sup>-3</sup>
Résistance compression		39	47	MPa

Afin d'étudier l'effet de différents états hydriques du béton sur les mesures, les dalles sont placées dans deux atmosphères différentes après la cure. Les dalles SA et SP sont conservées dans le laboratoire en atmosphère ambiante à l'endroit où les essais sont menés. La seconde dalle SD est conservée dans une étuve à 80°C ; cette dalle est sortie de l'étuve six heures avant de réaliser les essais afin que la température de la surface de la dalle diminue, une étude préalable montrant que le signal radar se stabilise après six heures de refroidissement.

Les mesures Vivaldi ont été réalisées seulement sur la dalle SP. Sur cette dalle ont également été réalisées les mesures GPR. Afin de pouvoir comparer les mesures GPR sur la dalle ambiante et dalle sèche, dans cet article, les mesures GPR sur la dalle SP ne sont pas présentés .

**III. ESSAIS**

Le protocole suivant est appliqué aux essais GPR et Vivaldi. Le test consiste à mettre en compression des dalles de béton par le biais d'une presse hydraulique. Afin d'étudier l'impact de la contrainte sur les signaux mesurés, différents niveaux de contrainte sont appliqués de 1 MPa à 15 MPa par pas de 2,5 MPa pour les essais GPR sur les dalles SA et SD et de 1 MPa à 9 MPa par pas de 1 MPa pour les essais Vivaldi sur la dalle SP. Les différences de niveau de chargement sont dues à la différence de résistance des bétons. Des plaques de téflon sont placées en dessous et au-dessus de la dalle afin d'éviter le frottement et de favoriser une contrainte unidirectionnelle. Des mesures de déformation réalisées par des fibres optiques incorporées au sein du béton ont confirmé que la contrainte est uniaxiale. Deux configurations sont étudiées : le dispositif horizontal (champ électrique  $\vec{E}$  perpendiculaire à la charge) et vertical (le champ électrique  $\vec{E}$  parallèle à la charge), comme illustré à la figure 1 pour les essais GPR et à la figure 2 pour les essais Vivaldi. La face opposée à celle où les antennes sont apposées est recouverte d'une feuille d'aluminium afin d'obtenir une réflexion complète du signal électromagnétique.



**FIGURE 1. Configuration de l'essai avec l'antenne GPR (a) Mesures horizontales (b) Mesures verticales**

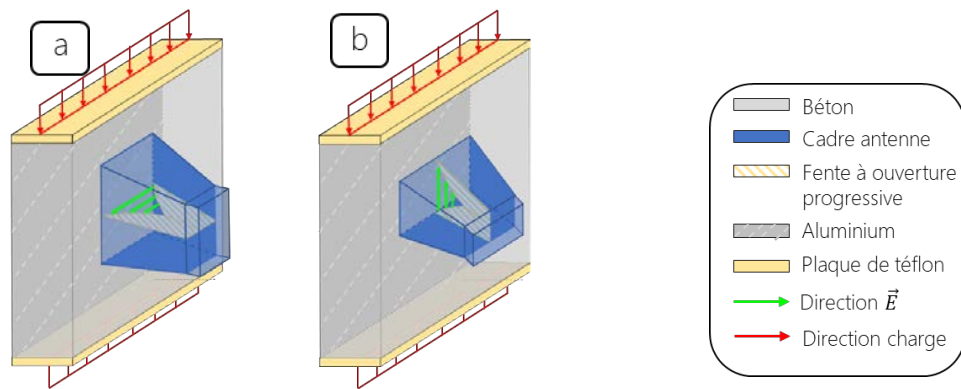


FIGURE 1. Configuration de l'essai avec les antennes Vivaldi. Mesures (a) horizontales (b) verticales

#### IV. RÉSULTATS

##### A. Mesures

La figure 3 présente les signaux reçus par l'antenne GPR. Toutes les mesures réalisées aux différents niveaux de contrainte appliquée à la dalle sont représentées. Le signal peut être approximativement divisé en deux parties : l'onde directe (OD) en rouge et l'onde réfléchie (OR) en bleu. Une simple observation de ces signaux ne permet pas de détecter l'impact de la contrainte sur le signal, ni sur l'onde directe ni sur l'onde réfléchie. Il n'y a ni variation d'amplitude, ni décalage temporel.

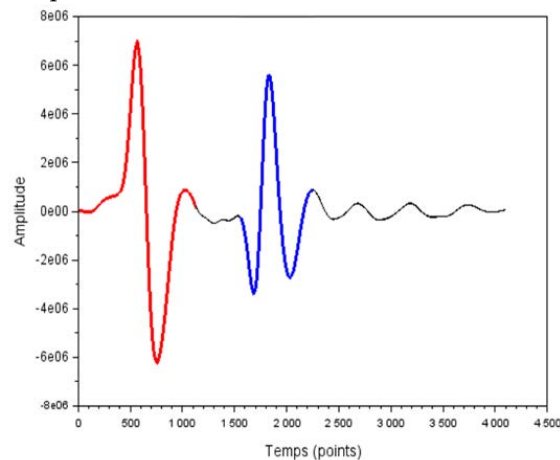
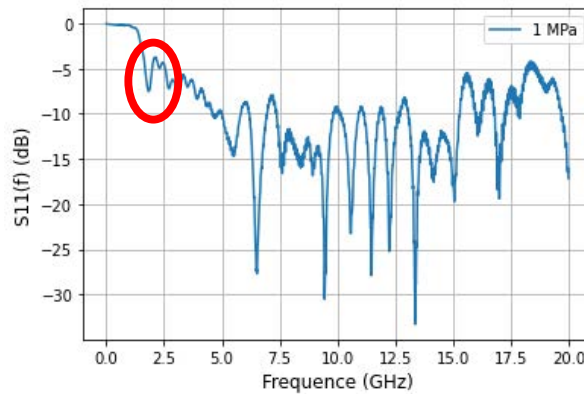


FIGURE 3. Signaux GPR sur la dalle SA pour les mesures verticales, l'OD en rouge et l'OR en bleu

La figure 4 présente l'évolution de la grandeur  $S_{11}$  calculée selon l'équation (1) à partir des signaux réfléchis mesurés par les antennes Vivaldi en fonction de la fréquence. Comme précisé en partie II, cette étude se limite au pic situé à 1,7 GHz. Cette figure illustre la mesure réalisée pour une contrainte de 1 MPa.



**FIGURE 4.** Signaux mesurés avec l’antenne Vivaldi pour une charge de 1 MPa sur une gamme de fréquence de 0 à 20 GHz – Pic de 1,7 GHz étudié identifié par un ovale rouge.

### B. Amplitude

Cette section se focalise tout d’abord sur l’amplitude du signal GPR puis des mesures Vivaldi.

- Antennes GPR

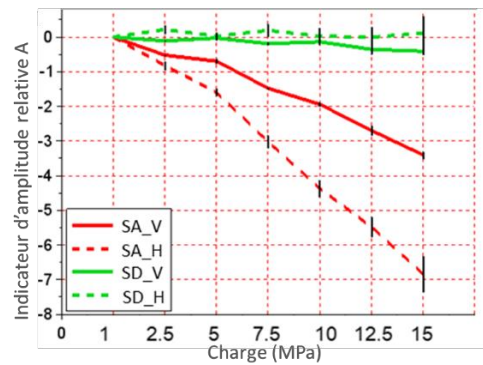
Les variations d’amplitude pour chaque niveau de contrainte sont quantifiées par comparaison avec le niveau de référence de 1 MPa en utilisant l’indicateur d’amplitude relative  $A(\sigma)$  défini à l’équation (3) où  $Ampl(\sigma)$  représente l’amplitude maximale de l’onde réfléchie pour un niveau de contrainte égal à  $\sigma$  MPa et  $Ampl(ref)$  représente la même valeur pour le niveau de référence de 1 MPa.

$$A(\sigma) = \frac{Ampl(\sigma) - Ampl(ref)}{Ampl(ref)} * 1000 \quad (3)$$

La figure 5 présente l’évolution de l’indicateur d’amplitude relative  $A(\sigma)$  en fonction de la charge appliquée sur les dalles ambiante SA en rouge et la dalle sèche SD en vert pour les deux configurations d’essai (mesures horizontales SD\_H en pointillé et mesures verticales en ligne pleine). Cette figure présente pour chaque dispositif la moyenne des résultats de deux essais.

Pour la dalle SA, de manière générale, l’amplitude des signaux est influencée : plus la charge augmente, plus l’amplitude diminue. Les variations observées sont faibles mais les mesures sont répétables. Bien qu’une diminution d’amplitude puisse être observée pour les deux configurations, une légère anisotropie peut être observée : l’influence de la charge est plus importante lorsque le champ électrique est normal à la direction de la charge. Ces diminutions d’amplitude pourraient être causées par une augmentation anisotrope de la conductivité électrique.

Les mesures réalisées sur la dalle sèche SD sont également présentées en vert à la figure 5. Pour la dalle SD, le niveau de charge impacte peu l’amplitude. En effet, l’évolution de l’indicateur d’amplitude relative  $A(\sigma)$  ne présente pas de variation en fonction de la contrainte et varie peu en comparaison avec ce qui a été observé sur la dalle ambiante. Ces résultats montrent que la teneur en eau du béton influence grandement l’impact de la contrainte sur l’amplitude du signal. Un béton sec présente une conductivité quasi-nulle, ceci pourrait expliquer ces faibles variations observées sur la dalle SD.

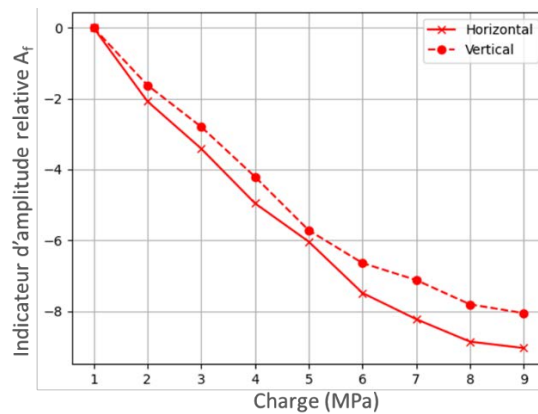


**FIGURE 5.** Évolution de l’indicateur d’amplitude relative A (GPR) pour les dalles SA et SD. Chargement de 1 à 15 MPa en comparaison avec la mesure de référence de 1 MPa.

- Antenne Vivaldi

Pour les mesures S11 réalisées avec l’antenne Vivaldi, les mêmes calculs que ceux présentés à l’équation (3) sont réalisés à la fréquence de 1,7 GHz. La figure 6 présente l’évolution du paramètre  $A_{f=1.7GHz}$  en fonction de la charge appliquée à la dalle de béton SA. Les courbes sont une moyenne de cinq mesures réalisées à différentes échéances. La ligne continue représente les mesures horizontales et la ligne pointillée représentent les mesures verticales. Ces essais n’ont pas été réalisés sur dalle sèche car il a été vu que sur celle-ci, les signaux sont faiblement impactés par la contrainte. Le même comportement que pour l’antenne GPR est observé : dans chaque direction, une diminution d’amplitude peut être observée, cependant les variations d’amplitude sont légèrement plus élevées pour les mesures horizontales.

Ces résultats montrent également un comportement anisotrope du signal avec la contrainte. Les tests n’ont pas été réalisés sur dalle sèche avec l’antenne Vivaldi.



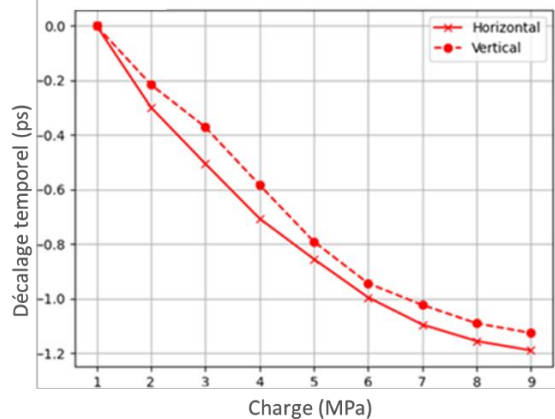
**FIGURE 6.** Évolution de l’indicateur d’amplitude relative  $A_{f=1,72 GHz}$  (Vivaldi) pour la dalle SA – Mesures pour des charges de 1 à 9 MPa en comparaison à la mesure de référence de 1 MPa.

*C. Analyse de la phase*

Pour le pic à la fréquence 1.72 GHz, la phase  $\varphi$  est mesurée et est utilisée pour calculer le décalage temporel des signaux pour chaque niveau de charge en comparaison avec le niveau de référence en utilisant la formule suivante (4) :

$$\Delta t = \frac{\Delta\varphi}{2\pi f} \tag{4}$$

La figure 7 représente l'évolution du décalage temporel en fonction de la charge appliquée sur la dalle. Chaque courbe est une moyenne de trois essais. La courbe pleine représente les mesures horizontales et la courbe pointillée les mesures verticales. Cette figure montre que l'augmentation de la contrainte entraîne une variation négative temporelle donc un retard. Les variations sont légèrement plus élevées pour les mesures horizontales que pour les mesures verticales. Ces variations temporelles ne sont pas observées sur les mesures GPR du fait de la faible résolution temporelle (4096 points pour une fenêtre temporelle de  $8 \cdot 10^{-9}$ s i.e une résolution de l'ordre de  $2 \cdot 10^{-12}$ s). L'apparition d'un décalage temporel pourrait être lié à une variation de permittivité.



**FIGURE 7.** Décalage temporel en fonction de la charge pour la dalle SP

Les résultats expérimentaux mettent en lumière que la contrainte influence les signaux RADAR, en causant une faible diminution de l'amplitude et un faible retard des signaux qui pourraient être reliées à des variations de propriétés électromagnétiques du béton. L'utilisation d'un modèle numérique de type Finite Difference Time Domain (Albrand et al., 2017) simulant la propagation des ondes électromagnétiques au sein du béton permet d'explorer les hypothèses et de les corroborer. Ainsi, les variations d'amplitude et les décalages temporels observés pourraient être dus à une faible augmentation de conductivité et à une faible diminution de permittivité. Cet article se focalisant sur l'aspect expérimental de ces travaux, ces résultats ne sont pas présentés ici. Plusieurs phénomènes pourraient expliquer ces variations de propriétés électromagnétiques. En effet, sous l'effet de la contrainte, la porosité du béton se déforme (Coussy, 2010), ce qui peut entraîner plusieurs conséquences sur les propriétés électromagnétiques du béton. Tout d'abord, si un pore est saturé, sous l'action de la contrainte l'eau est mise en pression, ce qui a pour conséquence de faire varier sa permittivité (Floriano and Nascimento, 2004). De même, la forme des pores influe sur la permittivité (Guihard, 2019). Il est donc possible que les variations des signaux RADAR observées aux figures 5, 6 et 7 soient dues à un ou une combinaison de ces phénomènes. Ceux-ci sont donc en ce moment à l'étude par le biais de modélisation analytique, visant à établir un lien entre la poroélasticité et les propriétés électromagnétiques du béton.

#### IV. CONCLUSION

Les résultats présentés dans cet article montrent que la contrainte peut impacter l'amplitude des signaux GPR : une diminution de l'amplitude est observée lorsque la charge augmente. Les variations observées sont faibles mais les essais sont répétables. Les mêmes essais ont été réalisés avec une antenne Vivaldi et ont confirmé les variations d'amplitude. Ce comportement est anisotrope et les variations sont fortement impactées par le degré d'humidité du béton. De plus, un décalage temporel négatif est observé sur les mesures réalisées avec l'antenne Vivaldi, ce

décalage diminuant avec la contrainte. En se basant sur ces observations, l'hypothèse suivante peut être émise : la contrainte impacte la conductivité électrique et la permittivité du béton de manière anisotrope. Des simulations utilisant un modèle de propagation des ondes électromagnétiques au sein du béton confirment ces hypothèses. Ces variations pourraient être expliquées par des phénomènes poromécaniques actuellement à l'étude par le biais d'un modèle analytique. Cependant, cet article se focalisant sur les résultats expérimentaux, les aspects simulation et modélisation n'y sont pas présentés.

## REFERENCES

- Agred, K., Klysz, G., Balayssac, J.P., 2018. Location of reinforcement and moisture assessment in reinforced concrete with a double receiver GPR antenna. *Constr. Build. Mater.*  
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.08.190>
- Albrand, M., Klysz, G., Grisel, Y., Ferrieres, X., 2017. A numerical model for a GPR device with two receiving antennas. 2017 9th Int. Work. Adv. Gr. Penetrating Radar, IWAGPR 2017 - Proc. <https://doi.org/10.1109/IWAGPR.2017.7996035>
- Cao, J., Chung, D.D.L., 2002. Effect of strain rate on cement mortar under compression, studied by electrical resistivity measurement. *Cem. Concr. Res.* 32, 1657–1661.  
[https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(02\)00856-6](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(02)00856-6)
- Chung, K.L., Yuan, L., Ji, S., Sun, L., Qu, C., Zhang, C., 2017. Dielectric characterization of Chinese standard concrete for compressive strength evaluation. *Appl. Sci.* 7.  
<https://doi.org/10.3390/app7020177>
- Coussy, O., 2010. *Mechanics and physics of porous solids*, Wiley. ed. Chichester.  
<https://doi.org/10.1002/9780470710388>
- Floriano, W.B., Nascimento, M.A.C., 2004. Dielectric constant and density of water as a function of pressure at constant temperature. *Brazilian J. Phys.* 34, 38–41. <https://doi.org/10.1590/S0103-97332004000100006>
- Guihard, V., 2019. Homogénéisation de grandeurs électromagnétiques dans les milieux cimentaires pour le calcul de teneur en eau.
- IFFSTAR, 2015. Mesure de la tension des câbles et armatures de précontrainte au moyen de l'arbalète.
- Ivanchev, I., 2018. Experimental Determination of Modulus of Elasticity of Concrete by Non-Destructive Ultrasonic Pulse Velocity Method. *Int. J. Res. Appl. Sci. Eng. Technol.* 6, 2647–2651. <https://doi.org/10.22214/ijraset.2018.5433>
- Kolluru, S. V., Popovics, J.S., Shah, S.P., 2000. Determining elastic properties of concrete using vibrational resonance frequencies of standard test cylinders. *Cem. Concr. Aggregates* 22, 81–89. <https://doi.org/10.1520/cca10467j>
- Lillamand, I., Chaix, J.F., Ploix, M.A., Garnier, V., 2010. Acoustoelastic effect in concrete material under uni-axial compressive loading. *NDT E Int.* 43, 655–660.  
<https://doi.org/10.1016/j.ndteint.2010.07.001>
- Planès, T., Larose, E., 2013. A review of ultrasonic Coda Wave Interferometry in concrete. *Cem. Concr. Res.* 53, 248–255. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2013.07.009>
- Ramezani pour, A.A., Pilvar, A., Mahdikhani, M., Moodi, F., 2011. Practical evaluation of relationship between concrete resistivity, water penetration, rapid chloride penetration and compressive strength. *Constr. Build. Mater.* 25, 2472–2479.  
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.11.069>
- Xian-Qi He, Zi-Qiang Zhu, Qun-Yi Liu, and G.-Y.L., 2009. Review of GPR rebar detection. pp. 804–812.

# Modélisation des transferts hygrothermiques à travers les parois à l'échelle urbaine : Étude et application au centre-ville médiéval de Cahors

**Margot Ruiz**

*LMDC, Université de Toulouse, INSA, UPS, Toulouse, France et CNRM, Université de Toulouse, Météo-France, CNRS, Toulouse, France*

**RESUME** Les centres-villes historiques se composent de bâtiments construits à partir de matériaux fortement perméables à l'eau liquide et à la vapeur d'eau. Il est donc primordial de considérer les transferts hydriques à travers les parois pour décrire le comportement hygrothermique du bâti ancien. Ce phénomène est cependant négligé par les modèles de climat urbain, alors qu'il peut avoir une importance capitale dans l'étude du refroidissement des parois et du confort extérieur. Cette thèse propose une nouvelle méthode de résolution numérique des transferts couplés de masse et de chaleur, spécialement adaptée à la simulation à l'échelle urbaine. Cette méthode a été validée numériquement par comparaison avec un modèle de référence Delphin, sur plusieurs cas d'étude. Sa fiabilité pour représenter les parois anciennes a été évaluée par comparaison des résultats simulés et des données mesurées dans des bâtiments anciens du centre-ville de Cahors (France). Un modèle de transferts couplés résolu avec cette méthode a été intégré dans le modèle de climat urbain TEB (Town Energy Balance), ce qui permet la simulation du comportement hygrothermique des parois anciennes et l'évaluation de leur impact énergétique à l'échelle du bâtiment et microclimatique à l'échelle de la ville.

**Mots-clés** Transferts hygrothermiques, centre-ville historique, méthode de résolution, mesures in-situ, rénovation

## I. INTRODUCTION

Les parois anciennes sont composées de matériaux particulièrement sensibles aux transferts d'humidité. Ainsi, l'ajout d'un isolant inadapté peut perturber l'équilibre hydrique de ces parois. Face à cette problématique, l'isolation à partir de matériaux biosourcés est une option pertinente, puisque ces matériaux fortement hygroscopiques permettent de conserver une partie de la perméabilité de la paroi. Plusieurs études ont montré que dans certaines configurations, ces matériaux hygroscopiques améliorent le confort intérieur et extérieur du fait de leur capacité de tampon hydrique et de leur potentiel de rafraîchissement par évaporation et peuvent ainsi entraîner une diminution des consommations énergétiques (Maalouf et al., 2014; Saneinejad et al., 2014).

Pour simuler correctement les bâtiments anciens et leur rénovation à partir de matériaux biosourcés, il est important de considérer les spécificités des parois anciennes et en particulier leur comportement hydrique (Webb, 2017). L'échange d'humidité à travers les parois est un phénomène

souvent considéré à l'échelle du bâtiment mais généralement négligé à l'échelle urbaine. Notre étude utilise le modèle TEB (Town Energy Balance) conçu pour paramétrer les échanges énergétiques, radiatifs, hydriques et turbulents entre les surfaces bâties et l'atmosphère. Il permet également de simuler l'évolution dynamique des conditions intérieures et des consommations énergétiques des bâtiments ainsi que d'évaluer le microclimat dans la rue (Bueno et al., 2012). L'objectif de mon travail est d'intégrer les transferts d'humidité dans la paroi au modèle TEB.

De nombreux outils permettent de simuler les transferts couplés, Delgado et al. (2012) en proposent une revue. Ces outils se différencient par les hypothèses simplificatrices, les équations du modèle, les méthodes de discrétisation ou encore les méthodes de résolution numérique utilisées. Dans la littérature, plusieurs méthodes de résolution efficaces existent, par exemple les méthodes de réduction de modèle, qui ne sont pas adaptées à l'outil TEB. Il en est de même pour les schémas implicites associés à des méthodes de résolution itératives, ainsi que pour les schémas explicites.

Cet article propose une méthode numérique à la fois adaptée à un outil à l'échelle urbaine et efficace pour résoudre les transferts hygrothermiques. Cette méthode de résolution est validée numériquement et expérimentalement. Ensuite, les transferts hydriques à travers les parois sont intégrés dans le modèle urbain TEB, en appliquant la méthode développée. L'impact de l'ajout de ce phénomène physique sur les résultats simulés est discuté.

## II. MODÈLE ET MÉTHODE NUMÉRIQUE

### A. Modèle de transferts couplés de masse et de chaleur

Le modèle 1D utilisé pour décrire les transferts hygrothermiques, s'appuie sur les travaux de Nicolai (2007). Il se compose de deux équations (1) et (2), correspondant respectivement aux bilans de conservation de l'énergie et de la masse. Les membres de gauche sont des termes de stockage et à droite ce sont les termes de transport. Les types de transfert considérés sont : les transferts de chaleur par conduction, les transferts d'eau sous forme vapeur avec la diffusion de Fick et les transferts d'eau sous forme liquide en utilisant la loi de Darcy. Les deux équations suivantes sont écrites en fonction de deux inconnues, qui sont la température et la pression capillaire. La pression capillaire a été choisie comme potentiel pour l'humidité, car sa valeur est continue à l'interface entre deux couches de matériaux et elle permet d'obtenir des résultats satisfaisants (Nicolai 2007).

$$(c_{mat} \rho_{mat} + c_l w) \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left( \left( \lambda + h_v K_v \left[ \frac{\partial p_{v,sat}}{\partial T} \varphi + \frac{p_c \rho_v}{T \rho_l} \right] \right) \frac{\partial T}{\partial x} + \left[ L_v K_v \frac{\rho_v}{\rho_l} \right] \frac{\partial p_c}{\partial x} \right) \quad (1)$$

$$\frac{\partial w}{\partial p_c} \frac{\partial p_c}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left( K_v \left[ \frac{\partial p_{v,sat}}{\partial T} \varphi + \frac{p_c \rho_v}{T \rho_l} \right] \frac{\partial T}{\partial x} + \left[ K_l + K_v \frac{\rho_v}{\rho_l} \right] \frac{\partial p_c}{\partial x} \right) \quad (2)$$

Avec  $c_{mat}$  la capacité thermique du matériau ( $J \cdot kg^{-1} \cdot K^{-1}$ ),  $\rho_{mat}$  la masse volumique du matériau ( $kg \cdot m^{-3}$ ),  $c_l$  la capacité thermique de l'eau liquide ( $J \cdot kg^{-1} \cdot K^{-1}$ ),  $w$  la teneur en eau ( $kg \cdot m^{-3}$ ),  $\lambda$  la conductivité thermique ( $W \cdot m^{-1} \cdot K^{-1}$ ),  $T$  la température (K),  $L_v$  la chaleur latente de vaporisation ( $J/kg$ ),  $K_v$  la perméabilité à la vapeur du matériau ( $kg \cdot m^{-1} \cdot s^{-1} \cdot Pa^{-1}$ ),  $p_{v,sat}$  la pression de vapeur à saturation (Pa),  $\varphi$  l'humidité relative (-),  $p_c$  la pression capillaire (Pa),  $\rho_v$  la masse volumique de la vapeur d'eau ( $kg \cdot m^{-3}$ ),  $\rho_l$  la masse volumique de l'eau liquide ( $kg \cdot m^{-3}$ ) et  $K_l$  le coefficient de conductivité de l'eau liquide (s).



Le modèle présenté décrit les transferts couplés de masse et de chaleur dans une paroi multicouche en 1D, ce qui ne permet pas de modéliser les phénomènes ponctuels comme les ponts thermiques. La direction simulée est la direction perpendiculaire à la paroi, qui est supposée plane. La conductivité thermique, la perméabilité à la vapeur ainsi que le coefficient de conductivité de l'eau liquide sont des propriétés qui évoluent en fonction de la teneur en eau du matériau. Le modèle effectue des hypothèses courantes en négligeant les phénomènes suivants : l'effet d'hystérésis, l'effet de la gravité, la formation de glace, les transferts d'air à travers les parois, les réactions chimiques, l'effet Soret, les processus d'altération des pores, la dépendance du stockage d'humidité à la température et la contribution des phases gazeuses au stockage de chaleur. Les spécificités de ce modèle sont de négliger la dépendance du stockage de chaleur à la variation temporelle de la pression capillaire et l'effet des transferts d'eau liquide sur l'équation de la chaleur. Les interfaces entre les couches sont gérées par continuité des flux et aucune résistance de contact n'est considérée. Concernant les conditions aux limites, la surface extérieure de la paroi est soumise à la variation des conditions météorologiques comme la température, l'humidité relative, la pluie, le rayonnement solaire et les rayonnements à grande longueur d'onde émis par les particules présentes dans l'atmosphère (aérosols, etc.) et les autres surfaces du milieu urbain. Pour la pluie et le rayonnement solaire, un flux est directement imposé, ce qui correspond à une condition aux limites de type Neumann. Les autres conditions aux limites correspondent à des conditions de Fourier (mixtes), puisqu'elles s'appuient sur un coefficient d'échange associé à la différence entre une grandeur au niveau de la surface et sa valeur dans l'environnement local.

$$q_{CL} = h_{conv,th} (T_{ext} - T_{sext}) + \alpha q_{SW,inc} + \varepsilon \sigma (T_{equiv}^4 - T_{sext}^4) + L_v h_{conv,m} \left[ p_{v,ext} - p_{v,sat}(T_{sext}) \exp\left(\frac{p_{c,sext}}{\rho_l R_v T_{sext}}\right) \right] + c_l (T_{ext} - T_{ref}) j_{pluie} \quad (3)$$

$$j_{CL} = h_{conv,m} \left[ p_{v,ext} - p_{v,sat}(T_{sext}) \exp\left(\frac{p_{c,sext}}{\rho_l R_v T_{sext}}\right) \right] + j_{pluie} \quad (4)$$

Avec  $h_{conv,th}$  le coefficient de convection thermique ( $W \cdot m^{-2} \cdot K^{-1}$ ),  $h_{conv,m}$  le coefficient de convection massique ( $kg \cdot m^{-2} \cdot s^{-1} \cdot Pa^{-1}$ ),  $\alpha$  le coefficient d'absorption solaire,  $q_{SW,inc}$  le flux solaire radiatif incident à la façade ( $W \cdot m^{-2}$ ),  $\varepsilon$  l'émissivité de la façade et  $j_{pluie}$  le flux de pluie battante incident à la façade ( $kg \cdot m^{-2} \cdot s^{-1}$ ).

Côté intérieur, les conditions aux limites pour les équations de la chaleur et de la masse se restreignent aux échanges convectifs thermiques et massiques. Dans cette partie, les échanges radiatifs à grandes longueurs d'onde sont négligés à l'intérieur du bâtiment.

### B. Méthode de résolution numérique

L'objectif de cette section est de développer une méthode numérique appropriée pour résoudre les équations de transferts couplés dans un modèle de climat urbain. La méthode de résolution numérique proposée doit être facilement intégrable dans TEB et fonctionner à des échelles spatio-temporelles larges. Des compromis entre précision et temps de calcul doivent être trouvés, tout en sachant que les simulations à l'échelle de la ville sont basées sur des hypothèses simplificatrices.

La méthode de résolution développée possède les caractéristiques suivantes Ruiz et al. (2023) :

- La méthode des différences finies est utilisée en appliquant un schéma implicite/explicite (IMEX), car il ne nécessite pas l'emploi d'une méthode de résolution itérative et complexe pour être stable numériquement.
- La discrétisation temporelle se fait par des différences finies décentrées à droite de premier ordre et la discrétisation spatiale consiste à approximer par une différence centrée de second ordre.
- Le pas de temps est fixé à cinq minutes et réduit à dix secondes dans les moments critiques pour la stabilité numérique, qui sont identifiés par cinq tests (qui vérifient la quantité de pluie absorbée, les valeurs de la pression capillaire, les oscillations et les variations brusques entre les pas de temps).
- Les équations de la chaleur et de la masse sont résolues au travers d'une approche numérique découplée, qui consiste à résoudre deux systèmes matriciels séparés un pour l'humidité l'autre pour la chaleur à chaque pas de temps (Figure 1).
- La résolution des systèmes est effectuée en appliquant la méthode de décomposition LU

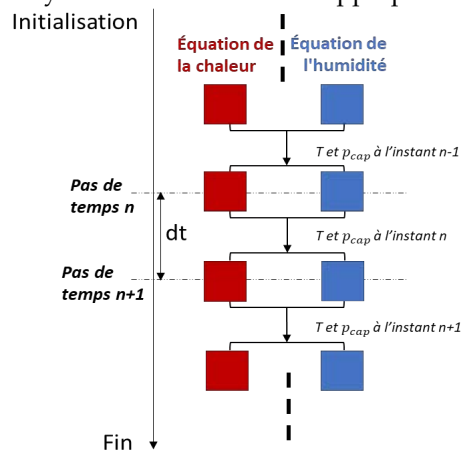


FIGURE 1. Approche de résolution numérique découplée

### C. Validation numérique

Cette méthode de résolution a été numériquement validée par comparaison des résultats avec ceux d'un outil de référence (Delphin), qui permet de simuler les transferts couplés de masse et de chaleur en appliquant une fine résolution. L'évaluation de cette nouvelle méthode se concentre sur la vérification des données utilisées pour le calcul des échanges avec l'ambiance intérieure et l'environnement urbain extérieur, ainsi que sur la cohérence globale des données simulées à l'intérieur de la paroi. Cette étude est effectuée sur quinze configurations de paroi et trois climats. Les critères de validation sont adaptés aux attentes à l'échelle urbaine. Ruiz et al. (2023) présente en détail les cas de validation étudiés ainsi que les résultats obtenus.

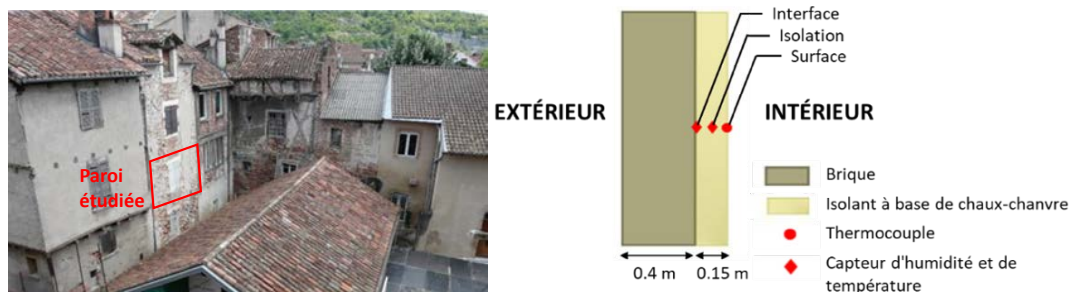
Une analyse de sensibilité au maillage a été effectuée et a montré que les parois peu perméables nécessitent un maillage plus fin que celles constituées de matériaux fortement hygroscopiques ou capillairement actifs. Par ailleurs, plus la paroi est constituée de matériaux différents, plus le maillage doit être fin. Finalement, la version du maillage qui fournit des résultats satisfaisants pour tous les cas d'étude a les caractéristiques suivantes : une dimension de 1 mm pour la première maille, un facteur d'étirement de 1,5 et une taille maximum de maillage de 10 cm, sans affinement du maillage aux interfaces entre les couches de matériaux. Ainsi, une maille peut être composée de

plusieurs matériaux. Dans ce cas, les propriétés hygrothermiques de la maille sont calculées en effectuant une moyenne pondérée des propriétés des différents matériaux présents dans la maille.

#### D. Validation expérimentale

Cette section vise à vérifier la fiabilité de la méthode développée pour représenter les parois d'un centre-ville médiéval. Un living-lab localisé à Cahors (Claude, 2018) permet de mesurer l'évolution de la température et de l'humidité dans trois parois de compositions différentes. L'exemple présenté dans ce travail est une paroi ancienne en brique rénovée à partir d'une isolation en chaux-chanvre (Figure 2). Ces matériaux ont été caractérisés en laboratoire (Claude, 2018). Les conditions aux limites sont fournies par une station météorologique localisée sur un toit dans le même quartier et par des capteurs mesurant les conditions à l'intérieur des bâtiments étudiés.

Les résultats des simulations effectuées en utilisant la nouvelle méthode sont comparés aux données mesurées, sur une période de neuf mois (du 15 avril 2021 au 17 janvier 2022). La comparaison est réalisée en trois points de la paroi : à l'interface (température et humidité relative), au milieu de l'isolant (température et humidité relative) et au niveau de la surface intérieure (température). Pour évaluer les résultats obtenus, la méthodologie développée par Huerto-Cardenas et al. (2020) est appliquée aux conditions hygrothermiques dans les parois anciennes. Ainsi, les deux critères utilisés pour la validation sont l'erreur absolue moyenne (MAE) et le coefficient de Pearson, qui quantifie la corrélation linéaire entre deux ensembles de données. Pour le MAE, il y a deux niveaux de validation, les valeurs seuils sont 1°C et 5%HR pour le premier niveau, 2°C et 10%HR pour le second niveau. La valeur seuil pour le coefficient de Pearson est fixée à 0,7, pour les deux niveaux.



**FIGURE 2.** Configuration de la paroi étudiée

Les résultats obtenus pour la paroi étudiée sont présentés dans le Tableau 1. Les cinq variables respectent les critères de validation établis pour le premier niveau de validation. Un travail similaire a été effectué sur deux autres parois ayant une structure à pan de bois remplie de brique et rénovée avec deux méthodes différentes : une avec du polystyrène et l'autre avec du chaux-chanvre. Des résultats satisfaisants ont également été obtenus, ce qui permet de conclure que la méthode numérique développée est adaptée pour la simulation hygrothermique des centres historiques.

**TABLEAU 1.** Coefficient de Pearson et MAE entre les données mesurées et simulées

Variable	Tinterface	Tisolation	Tsurface	HRinterface	HRisolation
MAE	0,916 °C	0,816 °C	0,318 °C	3,100 %	2,867 %
Coefficient de Pearson	0,992	0,994	0,997	0,852	0,767

### III. SIMULATION DES TRANSFERTS HYGROTHERMIQUES A L'ECHELLE URBAINE

#### A. Intégration dans le modèle TEB

Le modèle TEB a été conçu pour paramétrer les échanges énergétiques, radiatifs, hydriques et turbulents entre les surfaces bâties et l'atmosphère. Une rue moyenne de longueur infinie représente un quartier (tous les bâtiments ne peuvent pas être simulés individuellement au vu des échelles spatiales). Ce modèle intègre le module BEM (Building Energy Model) (Bueno et al., 2012), qui permet de simuler le comportement énergétique des bâtiments (Figure 3). Ainsi, TEB évalue la demande énergétique et quantifie les interactions entre le microclimat du canyon et les bâtiments. Le modèle TEB effectue un bilan thermique et un bilan massique pour calculer la température et l'humidité spécifique de l'air intérieur en tenant compte des gains internes, des échanges dus à l'ouverture des fenêtres, aux infiltrations d'air ou aux équipements de CVC (Chauffage Ventilation Climatisation). De manière similaire, la température et l'humidité de l'air dans le canyon urbain sont calculés en considérant les émissions anthropiques, les échanges avec l'atmosphère, la végétation, la route et le sol. Cependant, la version actuelle de TEB néglige les transferts d'humidité à travers les murs et ne considère que les transferts de chaleur par conduction.

Ce travail de thèse a permis de développer une nouvelle version de TEB intégrant les transferts hydriques à travers les parois (Figure 3). Pour cela, la méthode précédemment développée et validée a été intégrée dans TEB. Ainsi, le modèle TEB peut désormais simuler le potentiel de refroidissement par évaporation à la surface des parois, la capacité de tampon hydrique des matériaux, ainsi que l'effet de l'eau contenue dans les pores sur la conduction thermique des parois.

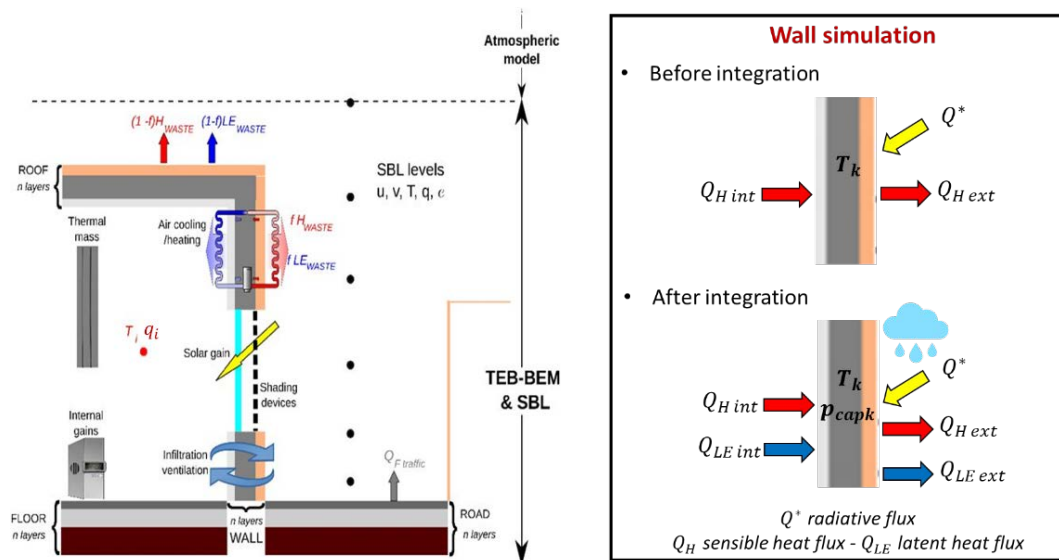
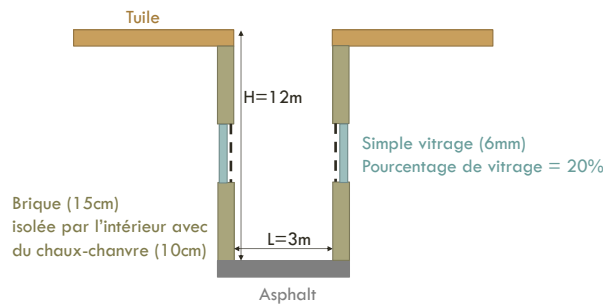


FIGURE 3. Description de BEM (à gauche) (Bueno et al., 2012) et des modifications apportées (à droite)

#### B. Cas simulé

Un cas d'étude représentatif du centre médiéval de Cahors est simulé avec TEB. Les conditions météorologiques imposées sont celles enregistrées à l'aéroport de Cahors en 2016. La configuration du canyon urbain simulée est décrite dans la Figure 4. Ce canyon urbain moyen se compose d'une rue étroite et de parois de briques anciennes rénovées à partir de chaux-chanvre.

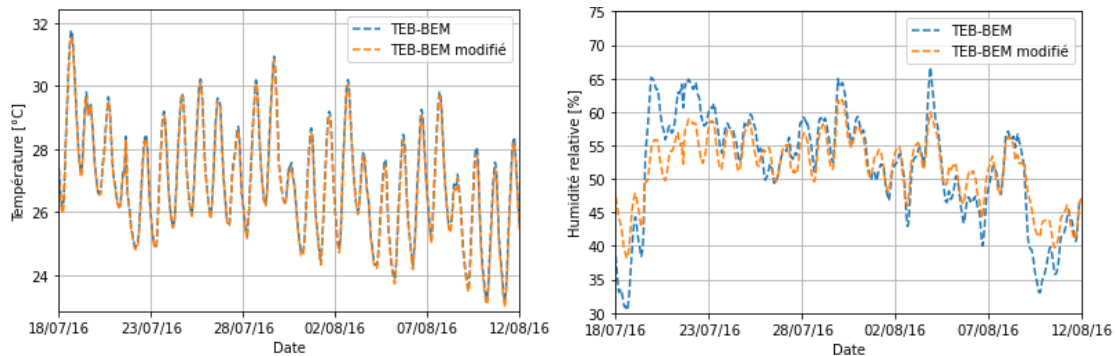


**FIGURE 4.** Schéma du canyon urbain moyen simulé

Concernant les équipements de CVC, un système de chauffage par l'air est utilisé et la consigne de température varie en fonction des scénarios d'occupation. Aucun système de climatisation, ni de ventilation mécanique n'est installé. Seule une infiltration d'air de 7 vol/h à 50 Pa est imposée.

### C. Comparaison des résultats avant et après intégration

Les transferts hydriques à travers les parois ont été intégrés dans TEB, pour quantifier leur impact à l'échelle urbaine. Cette partie compare donc les résultats avant et après intégration, sur le centre de Cahors comportant des parois très perméables à l'eau sous forme liquide et vapeur. La version modifiée donne une température intérieure légèrement plus faible de l'ordre de 0,2°C (Figure 5). Une différence plus nette est observée pour l'humidité relative intérieure. En effet, la capacité de tampon hydrique du chaux-chanvre permet de réguler les fluctuations de l'humidité intérieure.



**FIGURE 5.** Comparaison de la température (à gauche) et de l'humidité relative (à droite) à l'intérieur du bâtiment avant et après intégration des transferts hydriques

Par ailleurs, les consommations énergétiques liées au chauffage sont jusqu'à 5% plus élevées, lorsque les transferts hydriques sont considérés, car les matériaux humides ont une conductivité thermique plus élevée que les matériaux secs. Le confort des personnes a également été évalué en utilisant l'UTCI (Universal Thermal Climate Index), un indice de confort, qui prend en compte les principales variables climatiques et un modèle physiologique. La comparaison a montré une diminution de l'UTCI allant jusqu'à 0,5°C à l'extérieur et jusqu'à 1°C à l'intérieur en été, lorsque les transferts hydriques sont pris en compte. Ainsi, une légère amélioration du confort est observée.

## IV. CONCLUSION ET PERSPECTIVES

Une nouvelle méthode numérique a été développée. Elle est basée sur des caractéristiques originales, qui la rendent facilement intégrable dans un modèle à l'échelle urbaine tout en assurant

la stabilité numérique et un niveau de précision très satisfaisant. La méthode a été validée par comparaison des résultats avec ceux de l'outil de référence Delphin. De plus, la confrontation des résultats simulés à des mesures in-situ a montré la fiabilité de la méthode pour représenter le cas complexe du centre médiéval de Cahors. La méthode développée a permis d'intégrer les transferts hygrothermiques dans le modèle TEB de MétéoFrance. TEB devient ainsi le premier modèle permettant de simuler simultanément les transferts hydriques à travers les parois et les interactions entre les bâtiments et le climat urbain, sur de longues échelles spatio-temporelles. Un cas représentant le centre médiéval de Cahors a été simulé avec les deux versions de TEB (avant et après intégration des transferts hydriques.) La comparaison a mis en avant un impact significatif de ce phénomène à plusieurs niveaux : sur les conditions hygrothermiques à l'intérieur du bâtiment, les consommations énergétiques et le confort thermique à l'intérieur et à l'extérieur.

La prochaine étape de ma thèse sera d'utiliser la version améliorée de TEB pour évaluer plusieurs scénarios de rénovation du centre-ville médiéval de Cahors, en fonction des consommations énergétiques, de la durabilité des parois, de la conservation du patrimoine, du confort d'été à l'intérieur et dans le canyon urbain. Des recommandations seront ensuite formulées à destination des acteurs locaux de la rénovation. De manière plus générale, l'amélioration du modèle TEB va permettre de compléter la littérature sur l'impact des échanges d'humidité à travers les parois.

## REFERENCES

- Bueno, B., Pigeon, G., Norford, L.K., Zibouche, K., Marchadier, C., 2012. Development and evaluation of a building energy model integrated in the TEB scheme. *Geosci. Model Dev.* 5, 433–448. <https://doi.org/10.5194/gmd-5-433-2012>
- Claude, S., 2018. Étude expérimentale et numérique de solutions basées sur les éco-matériaux pour la rénovation thermique du patrimoine bâti urbain (PhD Thesis). INSA de Toulouse.
- Delgado, J.M.P.Q., Barreira, E., Ramos, N.M.M., Freitas, V.P. de, 2012. *Hygrothermal Numerical Simulation Tools Applied to Building Physics*. Springer Science & Business Media.
- Huerto-Cardenas, H.E., Leonforte, F., Aste, N., Del Pero, C., Evola, G., Costanzo, V., Lucchi, E., 2020. Validation of dynamic hygrothermal simulation models for historical buildings: State of the art, research challenges and recommendations. *Build. Environ.* 180, 107081. <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2020.107081>
- Maalouf, C., Le, A.D.T., Umurigirwa, S.B., Lachi, M., Douzane, O., 2014. Study of hygrothermal behaviour of a hemp concrete building envelope under summer conditions in France. *Energy Build.* 77, 48–57. <https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2014.03.040>
- Nicolai, A., 2007. Modeling and numerical simulation of salt transport and phase transitions in unsaturated porous building materials. *Mech. Aerosp. Eng. Theses Diss.* <https://doi.org/10.13140/RG.2.1.2016.2088>
- Ruiz, M., Masson, V., Bonhomme, M., Ginestet, S., 2023. Numerical method for solving coupled heat and mass transfer through walls for future integration into an urban climate model. *Build. Environ.* 231, 110028. <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2023.110028>
- Saneinejad, S., Moonen, P., Carmeliet, J., 2014. Coupled CFD, radiation and porous media model for evaluating the micro-climate in an urban environment. *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.* 128, 1–11. <https://doi.org/10.1016/j.jweia.2014.02.005>
- Webb, A.L., 2017. Energy retrofits in historic and traditional buildings: A review of problems and methods. *Renew. Sustain. Energy Rev.* 77, 748–759. <https://doi.org/10.1016/j.rser.2017.01.145>

# Propriétés mécaniques et hygrothermiques de mortiers de ciment incorporant des matériaux à changement de phase et des fibres de miscanthus

**Franck Komi Gbekou**

*Laboratoire Navier – Univ Gustave Eiffel, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées (ENPC), Centre National de la Recherche Scientifique (CNRS). [komi.gbekou@univ-eiffel.fr](mailto:komi.gbekou@univ-eiffel.fr)*

**RESUME** Cette étude évalue les propriétés mécaniques et hygrothermiques d'un mortier cimentaire hybride incorporant à la fois des matériaux à changement de phase microencapsulés et des fibres de miscanthus micronisées. Après une formulation suivant un protocole développé pour assurer une distribution homogène des deux inclusions dans le mortier, le mortier est caractérisé à 28 jours en termes de résistance mécanique, de propriétés thermophysiques et hydriques (Moisture Buffer Value MBV). Le mortier hybride a montré une diminution significative de la conductivité thermique par rapport au mortier de référence (-68%), mais inversement, le MBV n'a été que légèrement amélioré par rapport au mortier de référence et est resté très inférieur à celui d'un mortier contenant la même quantité de fibres de miscanthus. L'intérêt de la solution hybride semble donc discutable, car la présence de matériaux à changement de phase semble entraver l'effet bénéfique des fibres végétales sur le comportement hygroscopique. Dans le cadre de cette étude, l'introduction de fibres végétales seules dans le mortier semble rester la meilleure option pour améliorer à la fois la performance thermique et la capacité de régulation de l'humidité à l'échelle du matériau.

**Mots-clés** Mortiers cimentaires, fibres végétales, matériaux à changement de phase, propriétés thermohydriques.

## I. INTRODUCTION

Dans le contexte actuel de réchauffement climatique, les politiques publiques encouragent le développement de solutions innovantes capables d'améliorer l'efficacité thermique des bâtiments, avec l'objectif de réduire la consommation énergétique et les émissions de CO<sub>2</sub> dans le secteur de l'habitat (Chel and Kaushik, 2018; Yükses and Karadayi, 2017). D'importants efforts de recherche ont notamment été consacrés au développement de matériaux de construction incluant des fibres végétales ou des matériaux à changement de phase (MCPs), en vue d'optimiser les propriétés thermiques et de fournir des alternatives plus respectueuses de l'environnement (Amziane and Sonebi, 2016; Tyagi and Buddhi, 2007). L'incorporation des MCPs dans un matériau cimentaire permet en effet d'améliorer la résistance thermique (Gbekou et al., 2022) et de profiter d'un stockage d'énergie par chaleur latente grâce à la capacité des MCPs à stocker/relâcher la chaleur lors des changements de température (Mehling and Cabeza, 2008). L'incorporation de fibres végétales dans un mortier permet quant à elle d'améliorer à la fois la résistance thermique du

matériau et son aptitude à réguler l'humidité (Benmahiddine et al., 2020; Chennouf et al., 2018). Néanmoins, très peu d'études ont examiné l'effet d'une introduction conjointe de MCPs et de fibres végétales dans les mortiers cimentaires, dans le but de combiner les avantages de ces deux types d'inclusions. Ce travail propose donc d'explorer l'utilisation combinée de matériaux à changement de phase biosourcés (sous la forme d'une dispersion aqueuse de particules PCM microencapsulées) et de fibres végétales (poudre micronisée de fibres de miscanthus) dans une formulation de mortier. Dans un premier temps, un protocole expérimental a été développé pour pouvoir introduire les deux types charges dans un mélange de mortier frais, en assurant une répartition homogène de ces inclusions dans la matrice cimentaire et une maniabilité constante du mortier. Après durcissement, le mortier hybride a fait l'objet de caractérisations mécaniques, thermophysiques et hydriques. Les résultats obtenus ont ensuite été comparés à ceux de mortiers contenant la même quantité de chaque charge unique (soit des MCPs, soit des fibres de miscanthus), afin de discuter de l'intérêt de la solution hybride.

## II. MATERIELS ET METHODES EXPERIMENTALES

### A. Matériaux et formulation

Le MCP utilisé dans cette étude est le CrodaTherm™ ME29D commercialisé par la société Croda International sous la forme d'une dispersion aqueuse de particules solides microencapsulées (teneur en solide ~ 50 % en masse). Les microcapsules sont constituées d'un noyau MCP organique dérivé de matières premières végétales, enveloppé d'une coque en polymère acrylique. Elles présentent des points de fusion/cristallisation de 28,8 °C et 23,5 °C, respectivement et des enthalpies de fusion/cristallisation de 183 kJ/kg et -179 kJ/kg (CrodaTherm™, 2018).

Les fibres végétales sélectionnées sont des fibres de miscanthus micronisées, conditionnées sous la forme d'une poudre de granulométrie 200-500 µm. Ce produit a été fourni par Addiplast Group. Le choix du miscanthus est motivé par la grande disponibilité de cette plante en France (notamment dans le nord du pays), par son prix relativement faible, et par son potentiel de développement pour des applications dans le bâtiment. Le choix d'une poudre micronisée vise à assurer une distribution homogène des fibres dans la matrice cimentaire et ouvre la possibilité d'une mise en œuvre du mortier par impression 3D (cet aspect n'est pas abordé ici). Les fibres de miscanthus ont été utilisées en l'état et n'ont pas subi de traitement chimique additionnel.

Le mortier de référence (noté M0) est une formulation issue de la littérature (Khalil, 2018), optimisée pour la fabrication additive, et contient : un ciment Portland EXTREMAT® CEM I 52,5 N (noté CEM I), un ciment Sulfo-alumineux à prise rapide Alpenat R<sup>2</sup> (noté CSA), tous deux fabriqués par la société VICAT, un superplastifiant (SP) SIKA VISCOCRETE TEMPO 11 et du sable normalisé (Ø max 2mm).

Une étude préliminaire a confirmé que l'incorporation d'un seul type d'inclusion, MCP ou fibres de miscanthus, permet d'améliorer les propriétés thermophysiques du mortier de façon significative mais au détriment de la résistance mécanique. Il ressort que l'introduction de 7,96% en masse de MCP dans le mortier (formulation désignée sous le nom M10D) permet d'améliorer la résistance thermique de 63% par rapport à M0, en conservant une résistance en compression de 17 MPa (Gbekou et al., 2022). Il apparait également que l'introduction de 4,15% en masse de fibres



de miscanthus dans le mortier (formulation notée M5F) améliore la résistance thermique de 73% par rapport à la référence M0, et augmente aussi très significativement la capacité de tampon hydrique du matériau (le MBV passant de 0,5 à 1,93 g.m<sup>-2</sup>.%RH<sup>-1</sup>).

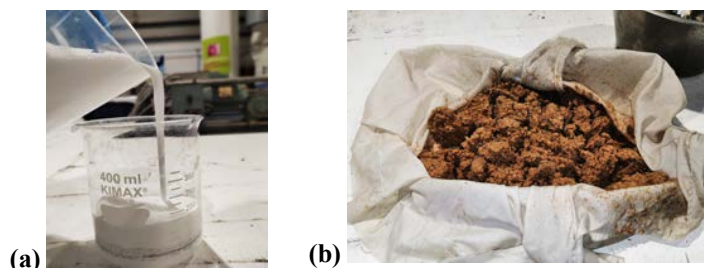
A partir de ces résultats préliminaires, une formulation de mortier hybride (notée MDF) contenant à la fois les MCPs et les fibres de miscanthus a été préparée, en conservant les mêmes quantités d'inclusions (en gramme) que dans les formulations M10D et M5F. Comme indiqué précédemment, l'objectif est de combiner les apports des deux types d'inclusions pour améliorer à la fois la résistance thermique et la capacité hydrique du mortier, mais aussi de profiter du stockage par chaleur latente des MCPs.

Les compositions des différents mortiers étudiés sont présentées dans le TABLEAU 1. On remarque que le mortier contenant les MCPs seuls (M10D) et celui contenant les fibres de miscanthus seules (M5F) présentent tous deux des rapports E/C plus élevés que celui du matériau de référence M0. Pour la formulation M10D, ceci est dû à l'excès d'eau ajouté lors du malaxage pour maintenir la même ouvrabilité que celle du mortier M0 (étalement de 26,8 cm au test d'affaissement au mini-cône d'Abrams). Dans le cas de la formulation M5F, les fibres ont été pré-saturées en eau avant introduction dans le mélange, afin de conserver une bonne ouvrabilité du mortier, ce qui explique l'excédent d'eau constaté. De la même façon, le mortier hybride (MDF) est préparé à partir de fibres pré-saturées en eau, et en ajustant la quantité d'eau finale pour conserver la même ouvrabilité que le mortier M0.

**TABLEAU 1. Compositions des différents mortiers étudiés**

Type de mortier	Sable (g)	CEM I (g)	CSA (g)	SP (g)	Fibres de miscanthus (g)	Masse de MCPs solide (g)	Eau Totale (g)	E/C	Fraction massique de fibres (%)	Fraction massique de MCPs (%)
<b>M0</b>	1350	1059,33	79,73	2,96	-	-	398,67	0,35	-	-
<b>M10D</b>	1350	1059,33	79,73	2,96	-	289,07	851,36	0,75	-	7,96
<b>M5F</b>	1350	1059,33	79,73	2,96	144,53	-	843,61	0,74	4,15	-
<b>MDF</b>	1350	1059,33	79,73	2,96	144,53	289,07	1068,16	0,94	3,62	7,24

La préparation des mélanges a été réalisée selon les spécifications de la norme EN 196-1 en termes de vitesses de rotation et de durée des séquences de malaxage, et en utilisant un malaxeur à mortier programmable (modèle E092N de la société Matest Spa, Treviolo, Italie). Le protocole de fabrication du mélange MDF comprend les étapes suivantes : (1) Le mélange des deux ciments (CEM I et CSA dans la proportion de 97/3 % en poids) est placé dans la cuve du malaxeur ; l'eau contenant le SP et la dispersion liquide de MCPs (ME29D) (FIGURE 1.a) est ensuite ajoutée au ciment, et le temps zéro est compté à partir du moment où l'eau entre en contact avec le ciment. (2) Le malaxage commence à vitesse réduite (140 tours/min) et le sable est progressivement ajouté pendant la première minute de malaxage. Le mortier est ensuite malaxé à vitesse rapide (285 tours/min) pendant 30 s. (3) Le malaxage est stoppé pendant 30 s pour racler le mortier au fond de la cuve. (4) Un malaxage additionnel à vitesse rapide est effectué pendant 2 min 30 s. (5) Les fibres de miscanthus saturées en eau (FIGURE 1.b) sont ensuite ajoutées au mélange frais et une autre phase de malaxage est effectuée à vitesse lente pendant 30 s, suivie d'une phase complémentaire à vitesse rapide pendant 1 min pour assurer une répartition homogène des fibres.



**FIGURE 1.** (a) Dispersion aqueuse de MCP microencapsulé et (b) fibres de miscanthus saturées en eau

#### B. Méthodes de caractérisation mécanique, thermophysique et hydrique

La résistance mécanique des mortiers (en flexion et en compression) a été déterminée à 28 jours avec une presse de capacité 300 kN et selon la norme NF EN 196-1. Quinze (15) échantillons ont été testés en flexion trois points et les trente (30) demi-échantillons résultants ont ensuite été testés en compression. En complément, la porosité à l'eau et la masse volumique ont été déterminées suivant la norme NF P18-459 sur des échantillons de dimension  $2 \times 2 \times 4 \text{ cm}^3$ .

Les propriétés thermophysiques ont été déterminées par la méthode HotDisk (HD) basée sur la théorie de la source plane transitoire (ISO 22007-2), avec un appareil TPS 2500S. Cette méthode permet une évaluation rapide, précise et non destructive de la conductivité thermique ( $\lambda$  en  $\text{W}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{K}^{-1}$ ), de la diffusivité thermique ( $\alpha$  en  $\text{mm}^2\cdot\text{s}^{-1}$ ) et de la capacité thermique volumique ( $\rho\cdot C_p$  en  $\text{MJ}\cdot\text{m}^{-3}\cdot\text{K}^{-1}$ ). Les échantillons ont été conservés à  $20^\circ\text{C}$ -50% HR jusqu'à stabilisation, puis les mesures ont été réalisées à  $25^\circ\text{C}$  et 50% HR.

La capacité de tampon hydrique ou Moisture Buffer Value (MBV), indique la capacité d'un matériau à stocker/relâcher de l'humidité et assurer une régulation lorsqu'il est exposé à des variations d'humidité. Le MBV est déterminé selon le protocole NORDTEST (Rode et al., 2005), qui consiste à exposer un échantillon de surface minimale  $100 \text{ cm}^2$  à une variation cyclique d'humidité relative entre des niveaux élevés (75 % HR) et faibles (33 % HR) pendant des périodes de 8 et 16 heures, respectivement, en condition isotherme ( $23^\circ\text{C}$ ). Ces essais ont été réalisés sur des échantillons de dimension  $10 \times 10 \times 4 \text{ cm}^3$ , dont toutes les faces à l'exception d'une ont été isolées hermétiquement afin de forcer un échange d'humidité unidimensionnel (1D). Les échantillons sont préalablement conditionnés à  $23^\circ\text{C}$ -50% HR jusqu'à stabilisation de la masse, avant de démarrer les essais.

### III. RESULTATS

#### A. Masse volumique et porosité accessible à l'eau

La **FIGURE 2** présente les valeurs de masse volumique et de porosité accessible à l'eau obtenues pour le mortier hybride MDF. A titre de comparaison, les valeurs obtenues pour les mortiers M10D et M5F contenant respectivement les MCPs seuls et les fibres de miscanthus seules sont également affichés.

Le mortier MDF présente une porosité élevée de 41,7%, voisine de celle des matériaux M10D (34,3%) et M5F (47%), qui traduit plus généralement une augmentation drastique de la porosité avec l'incorporation des inclusions. Ce phénomène résulte de plusieurs facteurs, comme la forte microporosité des fibres de miscanthus, l'air entraîné dans le mélange lors de l'ajout des

inclusions, mais aussi l'excès d'eau utilisé pour maintenir le niveau d'ouvrabilité du mortier et l'eau absorbée par les fibres pendant la phase de pré-saturation (Gbekou et al., 2022; Panesar and Shindman, 2012).

Par ailleurs, le mortier hybride MDF présente une diminution de masse volumique de 27% par rapport à M0 (1,69 kg.dm<sup>-3</sup> contre de 2,32 kg.dm<sup>-3</sup>). Un effet comparable est également observé pour les mortiers M10D et M15D, qui peut être attribué à la faible masse volumique des inclusions (MCPs et des fibres de miscanthus) comparée à celle des autres constituants minéraux du mortier, ainsi qu'à l'augmentation de porosité précédemment soulignée (Gbekou et al., 2022; Panesar and Shindman, 2012).

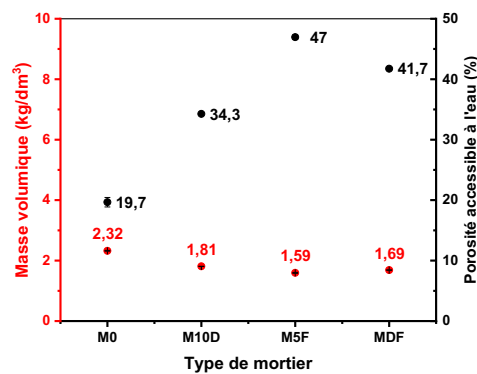


FIGURE 2. Porosité accessible à l'eau et masse volumique des différents mortiers étudiés

B. Caractérisation mécanique

Les valeurs des résistances en compression et en flexion des différents mortiers sont indiquées sur la FIGURE 3.

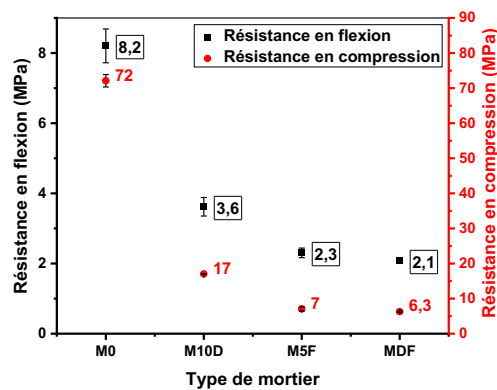


FIGURE 3. Résistances en flexion et compression des différents mortiers étudiés

Le mortier MDF présente des résistances de 6,3 MPa et 2,1 MPa respectivement en compression et en flexion, très inférieures à celles du mortier de référence M0 (diminution de 91% et 75%, respectivement). Cet effet est à nouveau fortement corrélé au taux de porosité du mortier hybride, et probablement à une faible adhérence aux interfaces inclusions/matrice cimentaire. Il est également conforme aux tendances générales de la littérature concernant les mortiers avec

inclusions végétales ou MCPs (Gbekou et al., 2022; Panesar and Shindman, 2012; Chennouf et al., 2018; Benmahiddine et al., 2020). Néanmoins, le mortier MDF conserve une **résistance autoportée** qui permet son utilisation comme matériau isolant.

Le mortier MDF présente également une résistance en compression plus faible que celles des mortiers M10D (-59%) et M5F (-11%) qui contiennent respectivement les mêmes quantités de MCPs et de fibres végétales. Ce résultat peut être attribué au taux global d'inclusion plus élevé dans le mortier MDF par rapport aux mortiers M10D et M5F, ainsi qu'à la teneur en eau plus élevée introduite dans le mélange frais MDF (TABLEAU 1).

### C. Propriétés thermophysiques

Les valeurs de conductivité thermique ( $\lambda$ ) et de diffusivité thermique ( $\alpha$ ) des différents mortiers mesurés à l'aide du HotDisk à 25°C et 50% HR sont indiquées sur la FIGURE 4.

Le mortier de référence M0 présente une conductivité de 2,3 W.m.<sup>-1</sup>.K.<sup>-1</sup> et une diffusivité thermique de 1,2 mm<sup>2</sup>.s<sup>-1</sup> à 25°C, proches des valeurs rapportées par Shafigh *et al.* (Shafigh et al., 2020) pour des mortiers cimentaires de masse volumique équivalente (2,4 W.m.<sup>-1</sup>.K.<sup>-1</sup> et 1,03 mm<sup>2</sup>.s<sup>-1</sup>). Les mortiers M10D et M5F montrent une forte diminution de leur conductivité thermique par rapport à M0 (avec des valeurs de 0,85 et 0,62 W.m.<sup>-1</sup>.K.<sup>-1</sup>, respectivement). Le mortier hybride MDF présente également une amélioration de 68% de la résistance thermique comparé à M0, et peut être considéré comme un bon isolant thermique. Cette amélioration de la résistance thermique est due à l'augmentation de la porosité des mortiers avec inclusions par rapport à M0, et à la faible conductivité thermique des inclusions elles-mêmes (entre 0,35 et 0,2 W.m.<sup>-1</sup>.K.<sup>-1</sup> pour les MCPs selon l'état physique du noyau (Gbekou et al., 2022) et environ 0,04 W.m.<sup>-1</sup>.K.<sup>-1</sup> pour le miscanthus (Schnabel et al., 2019)).

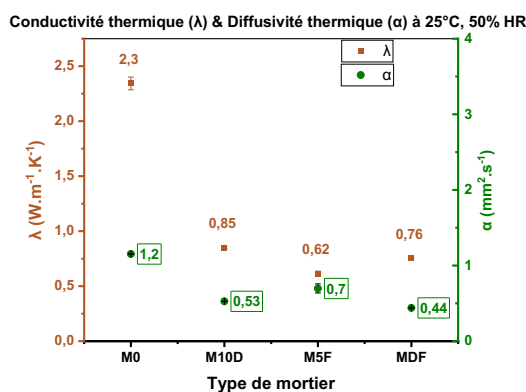


FIGURE 4. Conductivité et diffusivité thermiques des différents types de mortiers à 25°C et 50% HR

### D. Capacité de tampon hydrique

La FIGURE 5 présente les valeurs de MBV obtenues pour les différents mortiers, et leurs correspondances dans la classification NORDTEST. Le mortier de référence a une MBV très basse de 0,5 g.m<sup>-2</sup>.%RH<sup>-1</sup>, indiquant une capacité de régulation d'humidité limitée. Le mortier M10D présente une valeur encore plus faible (MBV de 0,4 g.m<sup>-2</sup>.%RH<sup>-1</sup>), laissant penser que les MCPs ont un effet négatif sur la capacité d'absorption d'humidité du matériau. Inversement, le mortier M5F contenant des fibres de miscanthus montre une valeur de MBV nettement améliorée (1,93 g.m

$2.\%RH^{-1}$ ) indiquant une très bonne régulation d'humidité selon la classification NORDTEST. Cet effet s'explique par la microporosité très élevée des fibres végétales, qui leur confère une forte hygroscopicité (Benmahiddine et al., 2020; Chennouf et al., 2018).

Le mortier hybride MDF ne présente quant à lui qu'une faible augmentation du MBV par rapport à la référence M0 (MBV de  $0.66 \text{ g.m}^{-2}.\%RH^{-1}$ ). Il semble que la présence des MCPs inhibe fortement l'action bénéfique des fibres de miscanthus sur l'hygroscopicité du mortier. La combinaison des deux types d'inclusions ne produit donc pas l'effet escompté sur les caractéristiques de régulation d'humidité, ce qui remet en question l'intérêt de ce mortier hybride. Dans le cadre de cette étude, il semble donc que l'incorporation de fibres de miscanthus seules produise le meilleur résultat, avec une amélioration conjointe des propriétés d'isolation thermique et de la capacité de tampon hydrique.

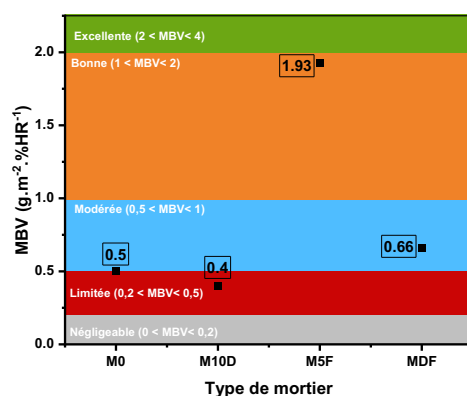


FIGURE 5. Capacité de tampon hydrique (MBV) des différents mortiers et classification NORDEST

#### IV. CONCLUSION

Cette étude a exploré les propriétés mécaniques et hygrothermiques d'un mortier hybride (noté MDF) contenant à la fois des MCPs et des fibres de miscanthus micronisées. De manière globale, le mortier hybride MDF a présenté une forte amélioration de la résistance thermique par rapport à la référence (+68%) malgré la perte considérable de résistance mécanique (-91%), il peut donc être utilisé comme isolant. Cependant, malgré une légère amélioration de la capacité de régulation de l'humidité (MBV) par rapport au mortier de référence, la valeur de MBV reste médiocre, et apparaît très inférieure à celle du mortier contenant le même taux de fibres de miscanthus seules. La présence des MCPs semble affecter le mécanisme de transport d'humidité au sein du matériau hybride, et inhiber l'effet bénéfique des fibres végétales sur l'hygroscopicité du mortier. Le mortier hybride étudié ne permet donc pas d'améliorer à la fois les propriétés thermiques et hygroscopiques du mortier au vu des résultats à l'échelle du matériau, ce qui réduit son intérêt. Le mortier contenant les fibres de miscanthus seules présente en revanche une nette amélioration de ces deux propriétés, et peut apparaître comme la solution la plus intéressante à condition que l'impact sévère des fibres sur la résistance mécanique reste compatible avec l'application visée. Des investigations complémentaires à l'échelle de la paroi ainsi que des travaux de modélisation sont actuellement menés en vue de confirmer ces résultats.

Cette recherche a été effectuée avec le soutien financier du Labex MMCD (Modélisation et Expérimentation Multi-Echelles des Matériaux pour la Construction Durable) à travers l'ANR Investissements d'Avenir (programme ANR-11-LABX-022-01).

## REFERENCES

- Amziane, S., Sonebi, M., 2016. Overview on Biobased Building Material made with plant aggregate. *RILEM Technical Letters* 1, 31–38. <https://doi.org/10.21809/rilemtechlett.2016.9>
- Benmahiddine, F., Bennai, F., Cherif, R., Belarbi, R., Tahakourt, A., Abahri, K., 2020. Experimental investigation on the influence of immersion/drying cycles on the hygrothermal and mechanical properties of hemp concrete. *Journal of Building Engineering* 32, 101758. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2020.101758>
- Chel, A., Kaushik, G., 2018. Renewable energy technologies for sustainable development of energy efficient building. *Alexandria Engineering Journal* 57, 655–669. <https://doi.org/10.1016/j.aej.2017.02.027>
- Chennouf, N., Agoudjil, B., Boudenne, A., Benzarti, K., Bouras, F., 2018. Hygrothermal characterization of a new bio-based construction material: Concrete reinforced with date palm fibers. *Construction and Building Materials* 192, 348–356. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.10.089>
- CrodaTherm™, 2018. CrodaTherm™ ME29D: Microencapsulated ambient temperature phase change material, technical datasheet.
- Gbekou, F.K., Benzarti, K., Boudenne, A., Eddhahak, A., Duc, M., 2022. Mechanical and thermophysical properties of cement mortars including bio-based microencapsulated phase change materials. *Construction and Building Materials* 352, 129056. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.129056>
- Khalil, N., 2018. Formulation et caractérisation chimique et rhéologique des mortiers imprimables en 3D à base de mélanges de ciments Portland et sulfoalumineux. Université de Lille.
- Mehling, H., Cabeza, L.F., 2008. Heat and cold storage with PCM: An up to date introduction into basics and applications, *Heat and Mass Transfer*. Springer Berlin Heidelberg, Berlin, Heidelberg. <https://doi.org/10.1007/978-3-540-68557-9>
- Panesar, D.K., Shindman, B., 2012. The mechanical, transport and thermal properties of mortar and concrete containing waste cork. *Cement and Concrete Composites* 34, 982–992. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2012.06.003>
- Rode, C., Peuhkuri, R., Hansen, K.K., Time, B., Svennberg, K., Arfvidsson, J., Ojanen, T., 2005. NORDTEST Project on Moisture Buffer Value of Materials 7.
- Schnabel, T., Huber, H., Petutschnigg, A., Jäger, A., 2019. Analysis of plant materials pre-treated by steam explosion technology for their usability as insulating materials. *Agronomy Research* 17 1191–1198. <https://doi.org/10.15159/AR.19.061>
- Shafiqh, P., Asadi, I., Akhiani, A.R., Mahyuddin, N.B., Hashemi, M., 2020. Thermal properties of cement mortar with different mix proportions. *Materiales de Construcción Vol.* 70, 224. <https://doi.org/10.3989/mc.2020.09219>
- Tyagi, V.V., Buddhi, D., 2007. PCM thermal storage in buildings: A state of art. *Renewable and Sustainable Energy Reviews* 11, 1146–1166. <https://doi.org/10.1016/j.rser.2005.10.002>
- Yüksek, I., Karadayi, T.T., 2017. Energy-Efficient Building Design in the Context of Building Life Cycle, *Energy Efficient Buildings*. IntechOpen. <https://doi.org/10.5772/66670>

# Initiation et propagation de fissures dans une roche argileuse sous pression de gaz : étude expérimentale et numérique

**Romain RODRIGUES DE AMORIM**

*Université de Pau et des Pays de l'Adour, E2S UPPA, SIAME, Anglet, France*

**RESUME** Dans le cadre du projet Cigéo pour le stockage des déchets radioactifs en couche géologique profonde, l'Agence nationale pour la gestion des déchets radioactifs a mené de nombreuses études pour caractériser le comportement de l'argilite soumise à une augmentation de la pression liée à une production de gaz par corrosion et radiolyse au sein des alvéoles de stockage. Dans cette thèse, l'initiation et, surtout, la propagation des fissures ainsi créées sont étudiées expérimentalement à l'échelle centimétrique afin de développer un modèle numérique utilisable à l'échelle du site Cigéo et ainsi améliorer les représentations existantes. Pour observer le chemin de propagation des fissures générées par l'augmentation de pression à l'échelle d'un échantillon, le choix s'est porté sur la tomographie à rayons X. Il s'agit d'une technologie permettant de voir à l'intérieur de matériaux opaques mais nécessitant des temps d'acquisition longs au regard de la vitesse de propagation de la fracture. Un protocole expérimental inédit a alors été développé à l'aide d'un modèle numérique basé sur la mécanique linéaire de la rupture pour obtenir une maîtrise optimale de la fissuration et permettre son observation. L'orientation du litage, le degré de saturation et le type de fluide utilisé sont les paramètres étudiés. Les images tomographiques ont aussi servi à caractériser la forme et la distribution des inclusions de pyrite dans l'argilite.

**Mots-clefs** Fracturation, Azote, Argilite, Tomographie à rayons X, Dispositif expérimental

## I. INTRODUCTION

Dans le cadre du projet Cigéo pour le stockage des déchets radioactifs en couche géologique profonde, l'Agence nationale pour la gestion des déchets radioactifs (Andra) a mené de nombreuses études pour caractériser le comportement de l'argilite du Callovo-Oxfordien (Cox) entourant le futur site de stockage pour garantir son confinement sur de très longues périodes de temps. La présence de métaux (fer) dans les composants du stockage comme les alvéoles et des conteneurs de déchets de haute-activité vitrifiés conduit à la production de gaz principalement par corrosion et radiolyse. La compréhension des mécanismes de migration des gaz produits au sein du stockage et au travers de l'argilite est un des phénomènes à prendre en compte pour évaluer la performance du stockage géologique. En effet, si le taux de production de gaz dépasse le taux de diffusion du gaz dissous dans l'eau interstitielle de la roche hôte et des barrières ouvragées, une phase gazeuse se formera et s'accumulera jusqu'à ce que l'augmentation de pression associée soit suffisamment importante pour surmonter la pression hydraulique et la résistance capillaire de l'argilite pour atteindre un régime d'écoulement biphasique puis possiblement atteindre le seuil de contrainte mineure et donc initier et propager une fracture dans la roche. C'est pourquoi, l'Andra a développé

trois axes de recherche sur le comportement du gaz à haute pression : (i) des essais d'injection de gaz *in situ* dans la roche hôte menés au Laboratoire Souterrain de Meuse/Haute-Marne (de La Vaissière et al., 2019), (ii) des essais d'injection de gaz sur échantillon de roche et (iii) le développement d'outils de simulation numérique. Le travail de recherche présenté dans ce papier s'inscrit dans le deuxième et troisième axe de recherche. L'initiation et, surtout, la propagation des fissures ainsi créées sont étudiées expérimentalement afin de compléter un modèle numérique d'endommagement précédemment développé au sein de la même équipe (Wang et al., 2021) pour simuler le comportement du Cox à l'échelle des tunnels de l'ouvrage Cigéo, et améliorer les représentations existantes.

Si l'initiation de fissures par fracturation hydraulique ne présente pas de difficultés techniques, l'étude de la propagation n'est que peu documentée : seuls des essais sur matériaux transparents ou à l'aide de capteurs acoustiques sont disponibles (Alpern et al., 2012 et Hou et al., 2016). Pour observer la propagation dans un tomographe à rayons X, une étude numérique basée sur la mécanique linéaire de la rupture a été nécessaire pour définir un protocole expérimental ainsi que pour sélectionner les paramètres géométriques de l'échantillon et de son confinement. Pour les essais hors tomographe, des jauges de déformations ont aussi été utilisées.

## II. DEVELOPPEMENT DU PROTOCOLE EXPERIMENTAL

### A. Développement numérique

Pour permettre l'étude de la fissuration, phénomène particulièrement instable lors d'essais classiques de fracturation hydraulique, à l'aide d'un tomographe, il a fallu ralentir l'évolution de la fissure. Le processus de stabilité consiste à avoir une relation biunivoque entre la pression exercée et la longueur de fissure. Pour réussir cet objectif, nous reprenons l'idée utilisée pour l'essai P.I.E.D. (Mazars and Berthaud, 1989) qui consiste en un apport de rigidité sur la structure testée. Dans le cas d'un échantillon cylindrique, de rayon et de hauteur 40 mm, soumis à une injection dans un trou central, il faut un ajout de raideur orthoradiale. Pour vérifier la faisabilité de la stabilisation, l'échantillon a été modélisé sous Cast3m, voir Fig. 1.a, en utilisant le principe de la mécanique linéaire de la rupture (Rice, 1968). Le chemin de fissuration est discrétisé régulièrement en  $n$  points (le nombre de points n'a d'impact que sur le lissage de la courbe) tel que sur la Fig. 1.b. L'énergie de fissuration en pointe de fissure, au point  $i$ , due à la pression d'injection est comparée à l'énergie de fissuration critique, si le critère est rempli la fissure s'ouvre jusqu'au point  $i+1$ . Les résultats présentent une faible sensibilité ( $\leq 2\%$ ) à la taille des mailles : le maillage utilisé présente des mailles 0.15 mm pour les plus grosses avec un raffinage à 0.03 mm autour de la pointe de fissure. Le COx est considéré homogène isotrope avec un module d'Young valant 5 GPa, un coefficient de poisson valant 0.3 et une énergie critique de fissuration valant 13.8 J/m<sup>2</sup> (Abdulmajid, 2020).

Pour augmenter la rigidité orthoradiale, différentes solutions industrielles ont été étudiées :

- Assemblage fretté
- Assemblage par clavettes coniques
- Assemblage par enroulement filamentaire



Le frettage n'étant pas compatible avec le COx à cause des températures nécessaires à sa mise en place et les clavettes coniques présentant trop d'épaisseur d'acier pour une utilisation dans un tomographe à rayons X, c'est l'enroulement filamentaire par des bandes de fibres de carbone imprégnées de résine époxy qui a finalement été retenu et modélisé. La coque composite est considérée homogène orthotrope de modules d'Young 123 GPa et 3 GPa obtenus expérimentalement. Les premières simulations d'injection avec la coque permettent d'obtenir la Fig. 2 où l'on observe une remontée de la courbe pression-longueur de fissure à partir 13 mm. Pour contourner la zone instable présente jusqu'à 13 mm, une double-entaille de 8.5 mm est découpée, de part et d'autre, du trou d'injection.

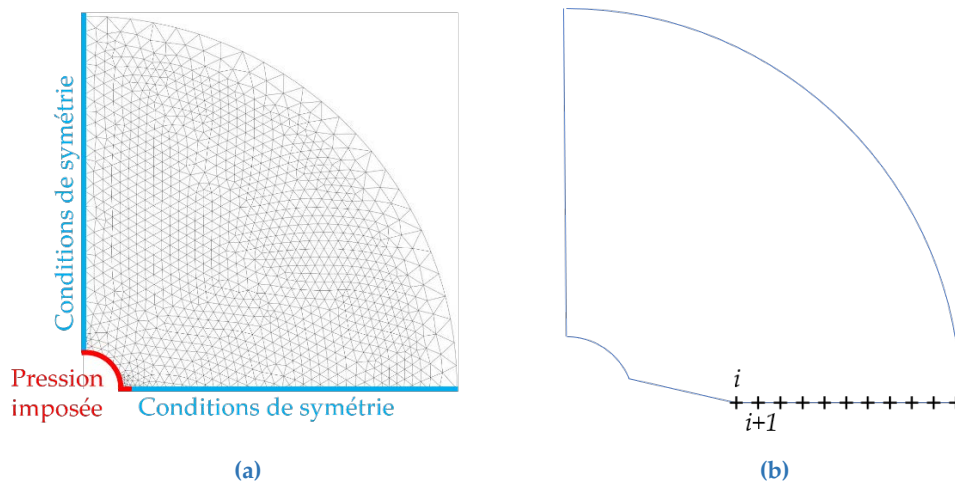


FIGURE 1. (a) Maillage et conditions aux limites (b) Discrétisation du chemin de fissuration

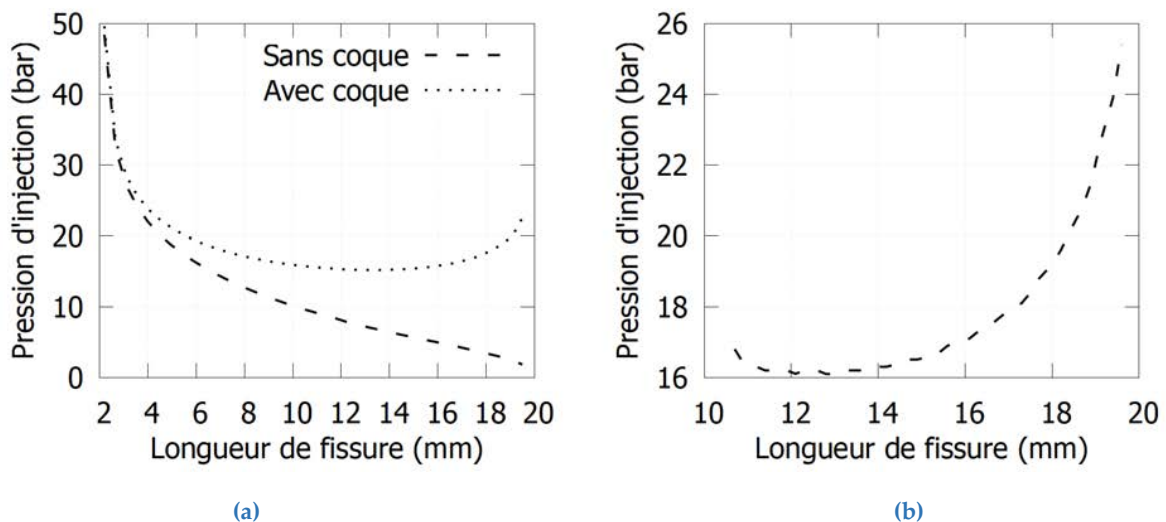
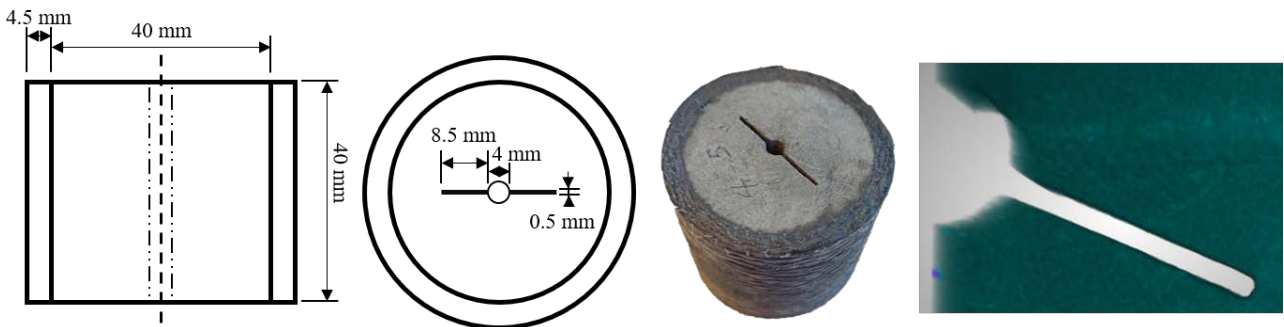


FIGURE 2. Courbe pression-longueur de fissure pour un cylindre de COx (a) sans entaille avec et sans coque composite (b) avec une double-entaille de 8.5 mm et une coque composite

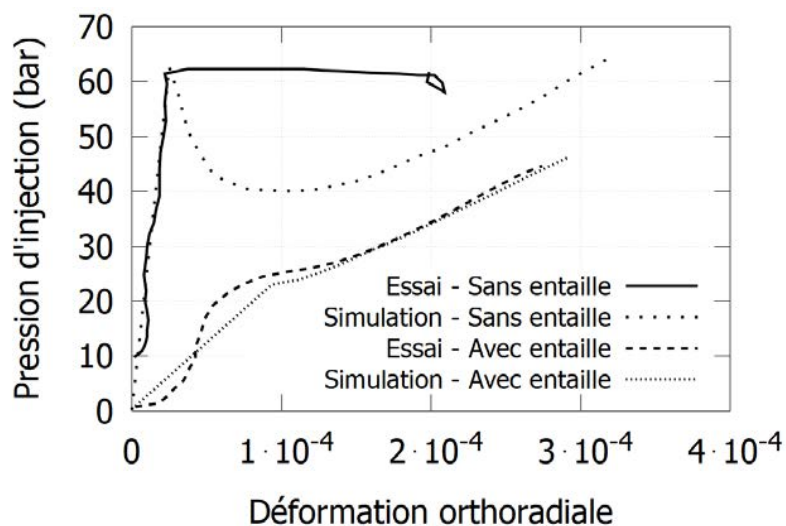
*B. Validation expérimentale du protocole*

Pour valider le protocole hors tomographe, deux assemblages coque-COx ont été soumis à une injection d’huile à débit constant. L’un ne présentait aucune entaille, l’autre présentait une double entaille à fond arrondi, de 8,5 mm par 0,5 mm, réalisée à l’aide d’une scie à chantourner comme présenté en Fig. 3. La Fig. 4 illustre clairement l’apport de l’entaille et la capacité du modèle numérique à reproduire le comportement observé. Sans entaille, lorsque la pression de fracturation est atteinte, il y a une très grande déformation due à une rupture brutale du COx. Avec l’entaille, le comportement est divisible en 3 phases :

1. Jusqu’à 22 bars, la raideur est très grande : le COx et la coque sont mobilisés ensemble ;
2. Dès 22 bars, la fissuration s’amorce : il y a changement de pente important. Jusqu’entre 30 et 40 bars (36 selon modèle numérique), la fissure se propage : la raideur augmente ;
3. Au-delà, la fissure a traversé le COx donc seule la coque est sollicitée : la raideur est constante.



**FIGURE 3.** Schéma de principe de l’échantillon, échantillon réel et image tomographique d’une entaille



**FIGURE 4.** Courbes comparatives pression-déformation orthoradiale pour deux échantillons avec et sans double entaille

### III. ETUDE DE L'INITIATION DES FISSURES

#### A. Protocole expérimental de l'étude

Pour étudier la pression critique et l'énergie de fissuration associée du CO<sub>x</sub>, trois paramètres ont été étudiés : le degré de saturation de l'échantillon de CO<sub>x</sub>, l'angle entre le plan de litage et la double entaille ainsi que le type de fluide injecté, voir le tableau 1. Le dispositif expérimental, tel que présenté en Fig. 5.a, est identique pour tous les essais : trois jauges de déformations sont collées orthoradialement à 120° sur la coque composite et une pression verticale de 3 MPa est appliquée pour éviter les fuites. Les injections sont réalisées à débit constant : les valeurs choisies (0.25mL/min à l'huile et 10mL/min à l'azote) permettent d'obtenir une pression de 20 bars après 8 ± 1 min d'injection. Chaque essai est arrêté dès lors que le débit de fuite excède le débit d'injection. L'échantillon est alors démonté du dispositif expérimental pour mesurer les angles entre les fissures et la double entaille sur les faces supérieures et inférieures de l'échantillon.

TABLEAU 1. Matrice des essais réalisés

Degré de saturation	Angle litage-entaille	Huile	Azote
85 %	//	0	
	⊥	3	3
92 %	//	3	4
	⊥	3	3
99 %	//	3	3
	⊥	3	3

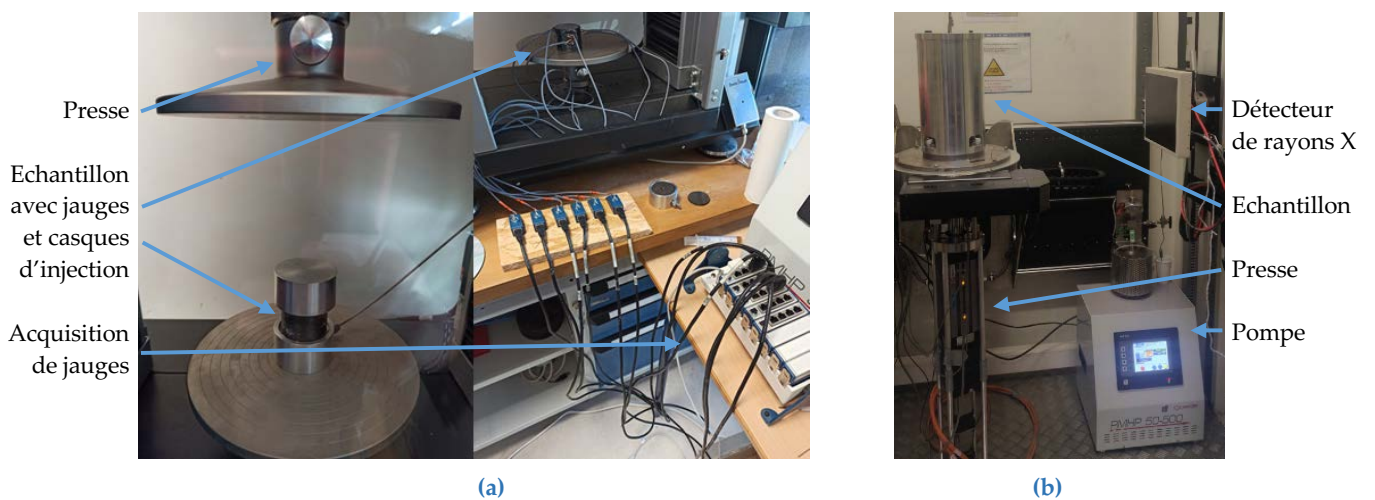


FIGURE 5. Dispositif expérimental (a) hors tomographe (b) dans le tomographe

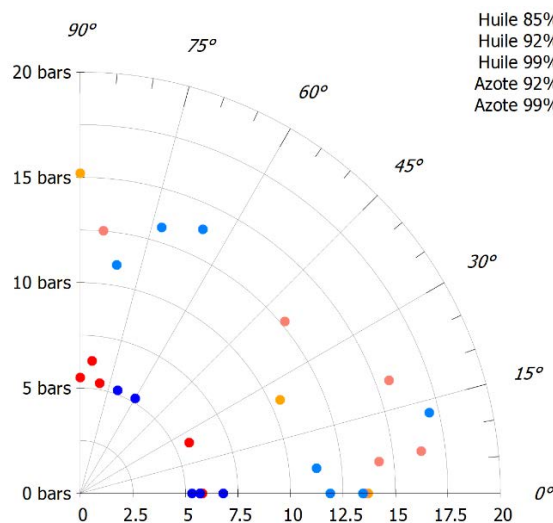
### B. Pression d'initiation de la fissuration

La pression critique, à laquelle s'amorce la fissure, est définie de la manière suivante :

1. Sélection des bornes en pression d'une zone élastique de la 1<sup>ère</sup> phase (exemple : 5 bars et 15 bars pour la courbe rouge de la Fig. 4)
2. Calcul du coefficient directeur moyen de la courbe sur la zone définie
3. Valeur de la pression à partir de laquelle le coefficient directeur vaut moins de 90 % du coefficient directeur moyen de la zone élastique

La Fig. 6 ci-dessous présente la pression d'initiation de fissures selon l'angle de la fissure avec la double entaille et le degré de saturation du CO<sub>x</sub> pour les deux types d'injection. Pour un degré de saturation de 85 %, aucun essai de fracturation à l'azote n'a pu être réalisé à cause de la trop grande perméabilité du CO<sub>x</sub>.

L'angle semble avoir un impact minimum sur la valeur de pression, tout comme le fluide injecté, contrairement au degré de saturation avec des pressions qui chutent à 5 ou 6 bars. La resaturation du CO<sub>x</sub> au-delà de 92 % entraîne vraisemblablement une dégradation des propriétés mécaniques du matériau.



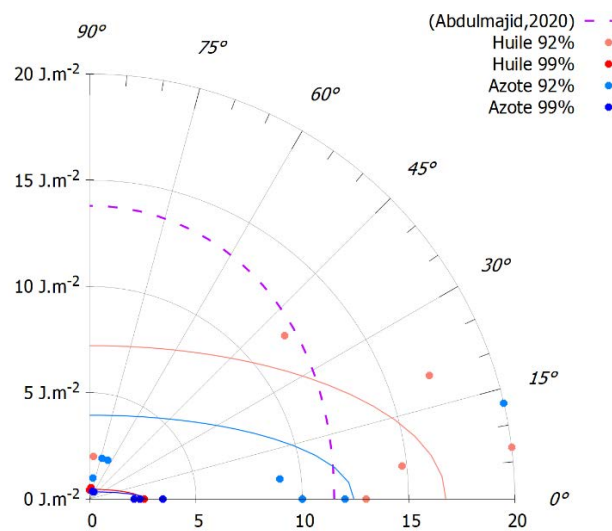
**FIGURE 6.** Evolution de la pression d'initiation de fissure selon l'angle moyen entre la fissure et l'entaille, le degré de saturation et le fluide injecté

### C. Energie critique de fissuration

Les courbes d'énergie critique de fissuration, présentées en Fig. 7, sont obtenues à l'aide du modèle numérique ayant servi à développer le protocole expérimental et ayant servi aux simulations de la Fig. 4. La géométrie de l'échantillon est adaptée selon l'angle de la fissure avec l'entaille. La valeur de l'énergie de fissuration est retenue lorsque les pressions critiques expérimentale et simulée sont égales.

Pour un degré de saturation de 92 %, la différence entre l'huile et l'azote est très marquée car le gaz peut accéder à des pores que l'huile ne peut pas atteindre. Cet écart n'est pas présent à 99 %

car de la quantité de pores disponibles est infime donc le comportement tend à être identique. Pour les deux degrés de saturation, une forte anisotropie est mise en évidence. De plus, quand le plan de l'entaille correspond au plan de litage, l'entaille coupe au mieux un seul plan de litage : il apparaît une forte variabilité de l'énergie critique de fissuration (de 9 à 20 J.m<sup>-2</sup> pour l'huile et l'azote 92 %). Tandis que si l'entaille est perpendiculaire au litage, elle traverse entre 3 et 8 plans de litage et le plan de litage le plus faible est alors le chemin préférentiel : les valeurs de l'énergie critique de fissuration, et leurs variations, sont plus faibles.



**FIGURE 7.** Evolution de l'énergie critique de fissuration selon l'angle entre la fissure et l'entaille, le degré de saturation et le fluide injecté

#### IV. TOMOGRAPHIE A RAYONS X

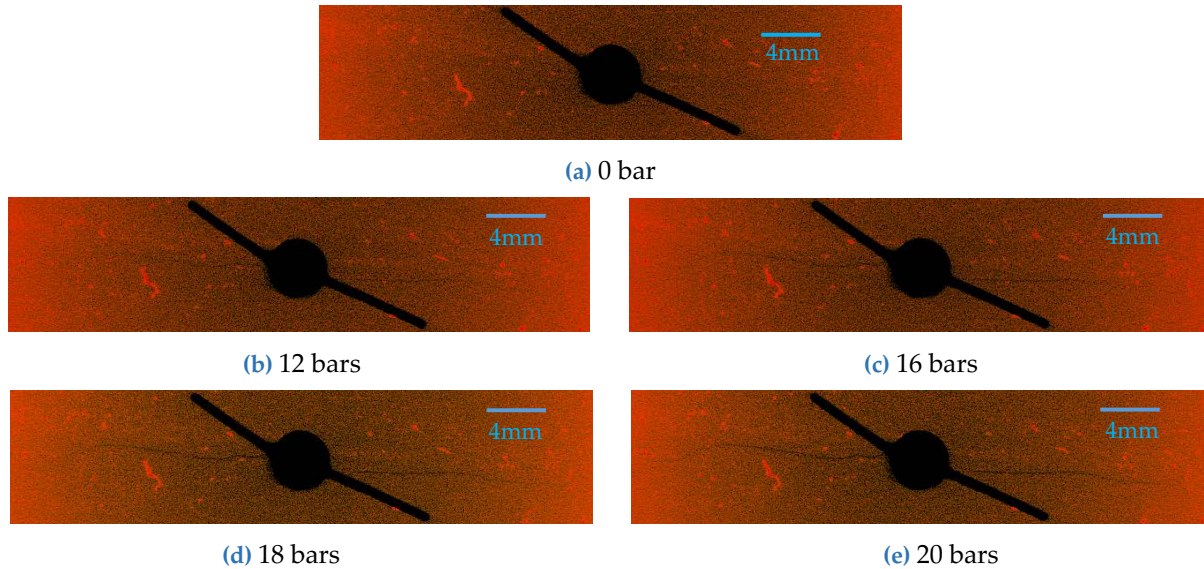
Le montage expérimental présenté en Fig. 5.b est identique à celui de la Fig.5.a à l'exception du système de jauges qui n'est pas utilisé. L'injection est réalisée à débit constant jusqu'à atteindre un palier de pression pour prendre des images tomographiques avec une résolution de 30  $\mu\text{m}$  (2880 images, 4 images par seconde, mouvement hélicoïdal, source réglée à 135 kV avec un filtre en bronze 0.4 mm). La Fig. 8 montre l'évolution de la fissuration au centre d'un échantillon resaturé à 99 %.

#### V. CONCLUSION

Comme observé par Conil et al., 2018 et Grgic et al., 2022, la resaturation des échantillons de Cox entraîne une dégradation de ses propriétés mécaniques : la ténacité du matériau est divisée par 5 dès lors que le degré de saturation dépasse 92 %. Contrairement à ce qui a été observé par Abdulmajid, 2020, une très forte anisotropie a été relevée avec une mise en lumière de l'existence de plan de litage plus faible.

Le protocole expérimental développé ici ne permet pas actuellement de reproduire les conditions de pression *in situ* mais il permet l'étude de l'effet de la vitesse d'injection, notamment

en dehors du tomographe. Le protocole est adaptable à différents diamètres et différents matériaux : il faudrait alors modifier l'épaisseur de la coque composite et la longueur de la double entaille.



**FIGURE 8.** Evolution de la fissuration d'un échantillon à soumis à une injection à l'huile

## REFERENCES

- Abdulmajid, M. (2020) *Determination of the in-situ fracture properties of Callovo-Oxfordian rocks: application to the prediction of fracture networks geometry around tunnels*. Thèse de doctorat. Sorbonne Université.
- Alpern, J., Marone, C., Elsworth, D., Belmonte, A. and Connelly, P. (2012). *Exploring the Physicochemical Processes That Govern Hydraulic Fracture Through Laboratory Experiments*.
- Conil, N., Talandier, J., Djizanne, H., de La Vaissière, R., Righini-Waz, C., Auvray, C. and Armand, G. (2018). *How rock samples can be representative of in situ condition: A case study of Callovo-Oxfordian claystones*. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 10(4), 613-623.
- de La Vaissière, R., Talandier, J., Armand, G., Vu, M. N., and Cornet, F. H. (2019). *From two-phase flow to gas fracturing into Callovo-Oxfordian claystone*. In 53rd US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium. OnePetro.
- Grgic, D., Giraud, A., Moumni, M., de La Vaissière, R., and Talandier, J. (2022, June). *Impact of Swelling on the Permeability and Mechanical Properties of the Callovo-Oxfordian Claystone*. In 56th US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium. OnePetro.
- Hou, P., Gao, F., Ju, Y., Liang, X., Zhang, Z., Cheng, H. and Gao, Y. (2016). *Experimental investigation on the failure and acoustic emission characteristics of shale, sandstone and coal under gas fracturing*. *Journal of Natural Gas Science and Engineering*, 35, pp.211–223. doi:10.1016/j.jngse.2016.08.048.
- Mazars, J. and Berthaud, Y. (1989). *Une technique expérimentale appliquée au béton pour créer un endommagement diffus et mettre en évidence son caractère unilatéral*.
- Rice, J.R. (1968). *A Path Independent Integral and the Approximate Analysis of Strain Concentration by Notches and Cracks*. *Journal of Applied Mechanics*, 35(2), pp.379–386. doi:10.1115/1.3601206.
- Wang, H., La Borderie, C., Gallipoli, D. and Vu, M.-N. (2021). *Numerical modelling of the hydro-mechanical behaviour of unsaturated COx*. *Geotechnical Research*, 8(1), pp.3–15. doi:10.1680/jgere.20.00017.

# De l'architecture numérique aux applications structurelles complexes en béton à ultra-hautes performances (BUHP) : une étude de cas sur l'effet de l'orientation des fibres

Duc Anh TRAN

Université Laval, Département de génie civil et de génie des eaux (Canada)

**RESUME** : Durant la dernière décennie, les propriétés exceptionnelles du BFUP ont permis de concevoir une architecture complexe de renommée mondiale. La combinaison de l'architecture numérique et de la technologie de préfabrication BFUP peut repousser les limites des applications d'architecture actuelles. Ce travail étudie l'effet de l'orientation des fibres dans la forme complexe du BFUP en tant que facteur critique. Premièrement, on a développé un modèle de méthode éléments finis - méthode inductance magnétique (FEM-MIM) pour prédire les essais de traction de différentes orientations de fibres. La loi de traction du BUHP a été représentée par une variable de champ qui est déterminée par MIM. Deuxièmement, on a étudié l'élément « *X-connection* » d'une passerelle innovante en BFUP qui comprend la conception, la fabrication, le moulage, la caractérisation mécanique par les essais, et la modélisation numérique. Enfin, le travail fournit un nouvel outil d'ingénierie et de contrôle de la qualité qui peut favoriser l'architecture complexe en BFUP.

**Mots-clés** : BFUP, orientation et distribution des fibres, écologique, forme complexe

## I. INTRODUCTION

Le Béton Ultra Haute Performance (BUHP ou BFUP) est un nouveau béton composite qui est une avancée dans les applications architecturales aux formes complexes dans le monde entier, comme le treillis perforé de la toiture de la gare de Montpellier (Mimram et al., 2017), les éléments triangulaires perforés de Jean- Bouin (Mazzacane et al., 2013), ainsi que la résille randomisée du musée du Mucem) (Mazzacane et al., 2015; Ricciotti et al., 2013). De plus, des panneaux architecturaux perforés en treillis avec une géométrie en arabesque complexe sont possible (Aubry et al., 2016). En effet, les performances mécaniques supérieures du BUHP peuvent éliminer le besoin d'armatures en acier et permettre la conception de structures de formes complexes qui ne sont pas possibles avec le béton conventionnel.

Pour permettre une expression de forme libre, l'architecture du BFUP peut être renforcée par des microfibres d'acier courtes pour la capacité portante en remplacement des barres d'armature en acier. La répartition des fibres d'acier peut fortement affecter la réponse en flexion et en traction des éléments en BFUP comme le montrent de nombreux travaux (Bayard, 2003; Behloul, 1996). Par exemple, dans le projet de Jean-Bouin, l'orientation des fibres dans les "branches" (ci-après appelées « *X-connection* ») a été soigneusement vérifiée car le risque potentiel était concentré dans les nœuds, où les flux de fibres pouvaient se rencontrer et créer des joints froids. Les joints froids peuvent réduire fortement les performances mécaniques des panneaux de BFUP et augmenter leur risque de fissuration (Baril et al., 2016). Les recommandations françaises ont défini un facteur K pour prendre en compte l'effet de la répartition des fibres (Simon et al., 2013). Une certaine valeur du facteurs K dans les nœuds supérieurs à 2 (c'est-à-dire 50 % de la fibre attendue) ont été observés même en tenant compte des efforts de contrôle de qualité élevés. Par conséquent, une nouvelle

architecture en treillis nécessite une analyse minutieuse des effets de distribution des fibres dans les nœuds des architectures en treillis.

Ce travail vise à favoriser une approche basée sur FEM-MIM pour prédire l'effet de la distribution non uniforme des fibres sur la réponse aux dommages d'un BFUP sous des conditions de contrainte uniformes, telles que les essais de traction uniaxiale, par des variables globales et locales, telles que la réponse de charge - déplacement. Après cela, l'approche de développement a été utilisé pour analyser l'étude de cas sur l'effet de la distribution des fibres sur le comportement mécanique des éléments « X-connection » en BFUP en tant qu'élément clé pour la forme complexe du treillis en tant que projet de passerelle considéré.

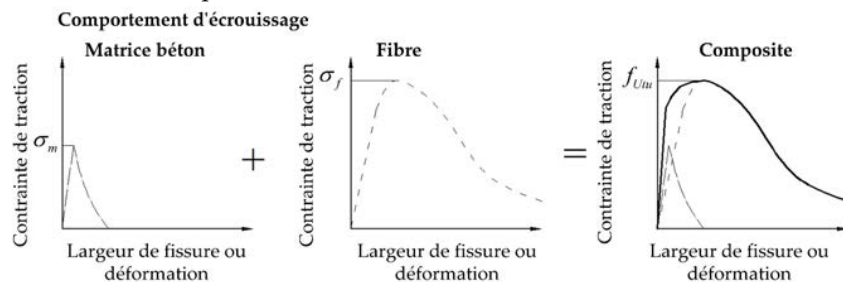
## II. PROPOSITION DE MÉTHODE FEM-MIM

### II.1 Bases des modèles analytiques pour le BFUP

Sur la base des travaux révolutionnaires de (V. C. Li et al., 1993; Xu and Wille, 2015; Zhou et al., 2019), la contrainte totale d'un composite en béton fibré peut être décomposée en la somme de la contrainte matricielle et de la contrainte fibreuse comme suit :

$$\sigma_B = \sigma_m + \sigma_f \tag{1}$$

avec  $\sigma_m$  et  $\sigma_f$  représente dans la FIGURE 1. Dans cette approche de premier ordre, l'effet de la précontrainte des fibres n'est pas considéré comme secondaire (Victor C. Li et al., 1993).



**FIGURE 1. Contrainte composite pour un BFUP écroutissant comme somme de la contribution de la matrice et des fibres.**

Quant à la contrainte de matrice  $\sigma_m$ , elle est généralement supposée linéaire, suivie d'une relation contrainte post-fissuration-ouverture de fissure qui a été modélisée par différentes fonctions de décroissance (par exemple, linéaire, bilinéaire, etc.). Par exemple, certains travaux ont utilisé une fonction exponentielle en termes d'ouverture de fissure ( $w$ ) défini ci-dessous (Reinhardt, 1985; Zhou et al., 2019):

$$\sigma_m = \sigma_m^T \left( 1 - \left( \frac{w}{w_{0max}} \right)^m \right) \tag{2}$$

où  $\sigma_m^T$  est la résistance à la traction de la matrice,  $w_{0max}$  est la largeur de fissure critique lorsque la force de cohésion est  $\sigma_m = 0$ , et  $m$  est un coefficient empirique à calibrer à partir d'un test de traction uniaxial.

La contrainte à travers la fissure  $\sigma_{cs}(w)$  est dérivée en intégrant les forces d'arrachement des fibres et leur fonction de distribution de probabilité ( $p$ ) (Lin and Li, 1997) dans un système de coordonnées sphériques (Guénet et al., 2016) :



$$\sigma_f = \sigma_{cs}(w) = \frac{4v_f}{\pi d_f^2} \int_{\theta=0}^{2\pi} \int_{\varphi=0}^{\frac{\pi}{2}} \int_0^{z_0 \cos \theta \cos \varphi} F(w) p(z, \theta, \varphi) dS \quad (3)$$

où  $(\theta, \varphi)$  sont les angles d'Euler et  $z$  est la distance entre le centroïde de la fibre et le plan de la fissure et  $dS = \sin \varphi dz d\theta d\varphi$ .

### II.2 Relation entre la résistance à la traction et MIM

Sur la base de travaux antérieurs (Naaman AE., 1972), (Hannant, 1978), la résistance à la traction  $f_{Ultu}$  d'un en béton fibré peut être définie comme suit :

$$f_{Ultu} = \mu_0 \mu_1 \tau_f v_f \frac{l_f}{d_f} \quad (4)$$

où  $\mu_0$  est le facteur d'orientation des fibres;  $\mu_1$  est le facteur d'efficacité des fibres;  $v_f$  est la fraction volumique de fibres;  $\tau_f$  est la contrainte d'arrachement à l'interface fibre-matrice;  $l_f/d_f$  est le rapport d'aspect des fibres (c'est-à-dire le rapport longueur sur diamètre).

Basée sur les tests DEWS (Double-Edge Wedge Tensile) sur des échantillons de béton fibre, Nunes et al. (Nunes et al., 2017) ont développé une relation empirique entre les inductances ( $\mu_x, \mu_y$ ) et les facteurs ( $\mu_0, \mu_1$ ) mesurées par la méthode d'inductance magnétique (MIM) dans 2 directions perpendiculaires (X et Y - FIGURE 2-a):

$$\mu_{mean} = (\mu_x + \mu_y) / 2 \quad (5)$$

$$v_f = (\mu_{mean} - 1) / 4.55 \quad (6)$$

$$\rho_x - \rho_y = 0.5 \frac{\mu_x - \mu_y}{\mu_{mean} - 1} \quad (7)$$

$$\mu_0 = 0.57 + 1.85(\rho_x - \rho_y) \quad (8)$$

$$\mu_1 = \begin{cases} 1.686\sqrt{\mu_0} - 0.406 & \mu_0 < 0.7 \\ 1.0 & \mu_0 \geq 0.7 \end{cases} \quad (9)$$

### II.3 Données variables de champ

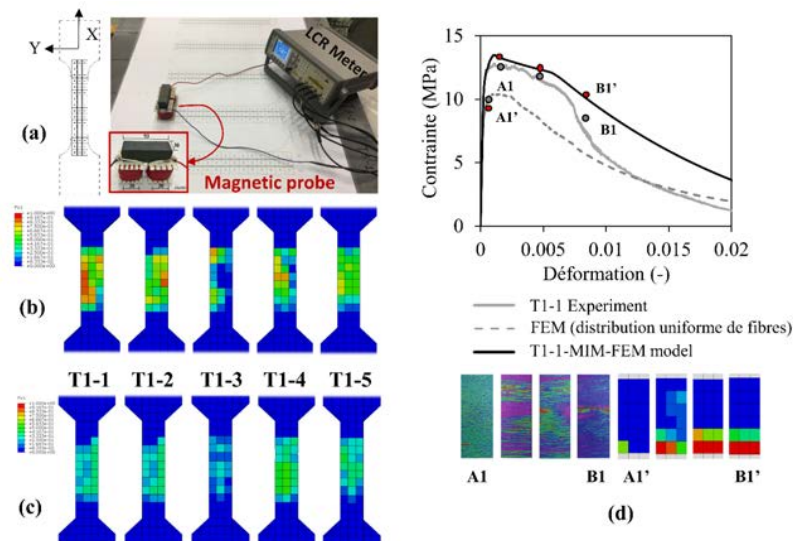
La méthode des variables de champ Abaqus est utilisée pour coupler les facteurs de fibre locaux mesurés par MIM au modèle FEM. Les variables de champ sont des variables définies par l'utilisateur à chaque nœud FEM, qui peuvent être une valeur constante ou une fonction. Alors que la relation entre la loi matérielle et la variable de champ peut être donnée point par point, Abaqus interpole linéairement entre deux valeurs liées (ou fonctions) basées sur la variable locale. En première approche, dans ce travail nous considérons simplement les facteurs de traction locaux  $\mu_0, \mu_1$  mesurés par MIM pour chaque point de mesure sur une distance d'environ 30 mm (Shen et Brühwiler, 2020) ce qui correspond à la taille de la sonde MIM (FIGURE 2-a). Comme variable de champ à l'échelle nous considérons la loi de traction locale entre deux fonctions englobantes de référence, qui sont décrites ci-dessous pour  $\varphi_0 = 0$  et  $90^\circ$ . Ainsi, il est possible de mettre à l'échelle la loi contrainte-déformation locale  $\sigma - \varepsilon$  par une variable de champ (FV) qui est affectée en chaque point matériel. La loi de traction a été estimée par les modèles analytiques pour le BFUP de Guenet (Guenet, 2012).

En considérant les résultats expérimentaux de Shen et Brühwiler (Shen et Brühwiler, 2020), une valeur minimale  $\mu_0 \cdot \mu_1$  d'environ 1/4 a été considérée. Avec,  $\mu_0 \cdot \mu_1 \leq \alpha$ , FV est égal à 0, le comportement de résistance à la traction de cette position devient le comportement de résistance à la traction minimal (dans le cas  $\varphi_0 = 90$ ). Ainsi, les fonctions d'interpolation de la variable de champ (FV) se lisent ainsi :

$$FV_{ij^*} = \begin{cases} \frac{4}{3} \mu_{0-ij^*} \cdot \mu_{1-ij^*} - \frac{1}{3} & \text{for } 0.25 \leq \mu_{0-ij^*} \cdot \mu_{1-ij^*} \leq 1 \\ 0 & \text{for } \mu_{0-ij^*} \cdot \mu_{1-ij^*} \leq 0.25 \end{cases} \quad (10)$$

où  $ij^*$  représente l'indicateur de position MIM.

Les FIGURE 2-b, c, d montre la distribution FV pour les surfaces coulées et gainées et la prédiction du spécimen T1-1 à partir des résultats expérimentaux de Shen et Brühwiler (Shen et Brühwiler, 2020). Quant à la ductilité du BFUP, le modèle FEM-MIM développé prédit bien l'effet de la non-uniformité de la distribution locale des fibres sur la déformation d'écroutissage  $\varepsilon_{Um}$ . L'approche proposée peut prédire la grande variation de la ductilité du BFUP due à la distribution non uniforme des fibres.



**FIGURE 2.** (a) méthode inductance magnétique (MIM) ; Cartes de contour des variables de champ FV : (b) surfaces de coulées ; (c) surfaces gainées ; (d) Comparaison de la contrainte - moyenne de déformation simulée et expérimentale et du processus de rupture pour T1-1.

### III. APPLICATIONS AUX STRUCTURELLES COMPLEXES

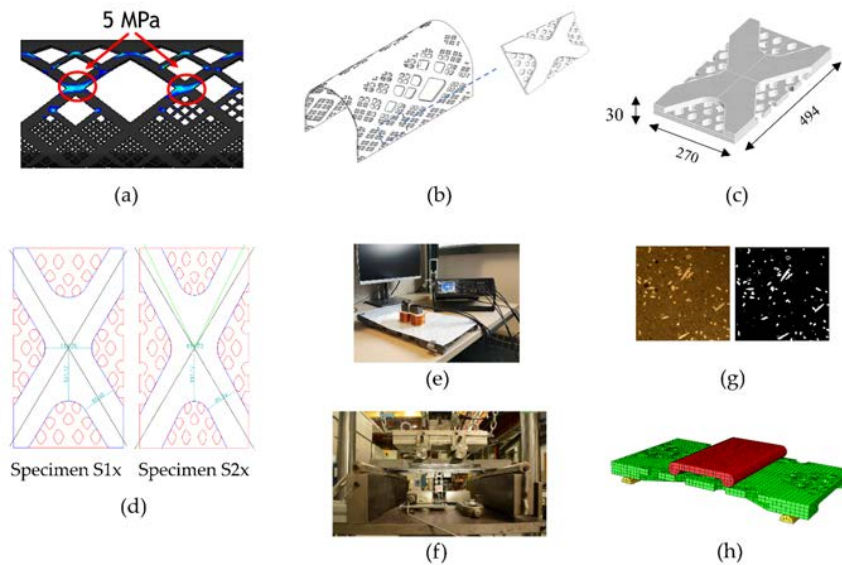
Avec une étude plus approfondie du projet de la passerelle en BFUP pour la ville de Québec, on va appliquer FEM-MIM pour évaluer l'élément « X-connection » dans laquelle une contrainte de traction critique de 5 MPa est estimée par l'analyse non linéaire par éléments finis (NLFEA) dans la « X-connection » lors de l'application de la charge utile (Sorelli et al., 2022 - FIGURE 3-a). Il est alors essentiel de s'assurer que la résistance du BFUP est supérieure à 5 MPa dans de telles « X-connection ». Les FIGURE 3-b, c montrent les détails clé de ce projet qui est la « X-connection » de l'élément préfabriqué en treillis avec la dimension (270x494x30mm). L'angle de croisement de la forme X a été réduit de 15% en passant du spécimen série S1x (60) au spécimen série S2x (52) (la FIGURE 3-d). Chaque série se compose de trois spécimens (S11, S12, S13 et S21, S22, S23).

## IV. RÉSULTATS PRÉLIMINAIRES

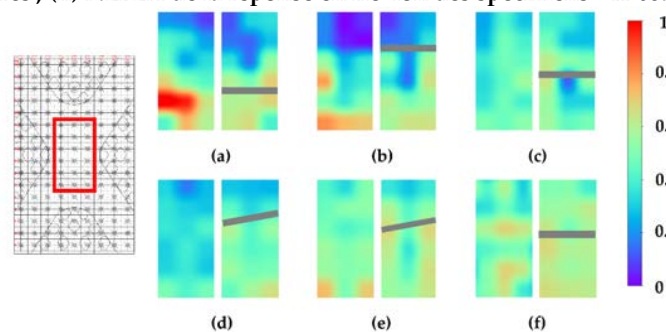
### IV.1 Résultats expérimentaux

#### IV.1.1 Distribution des fibres

Les spécimens « X-connection » ont été mesurée par MIM (FIGURE 3-e) à partir des surfaces en hautes et en bases. La FIGURE 4 montre les cartes de contour des valeurs normalisées  $\lambda = \mu_0 \mu_1 V_f$ , qui affectent principalement la résistance à la traction, dans la zone centrale de la surface en bas (qui est la région de tension dans le test de flexion). Une faible valeur de contour fait référence à une zone faible en termes de performances de traction. De plus, la fissure localisée est également présentée avec une ligne grise.



**FIGURE 3.** (a) Analyse NLFEA de la passerelle avec concentration de contrainte dans la « X-connection » après l'application d'une charge uniforme et permanente ; (b) module « X-connection » de la passerelle; (c) dimension de la « X-connection »; (d) Spécimen S1x et Spécimen S2x avec un changement d'angle de croisement ; (e) Mesure MIM ; (f) essai de flexion 4 points (4PBT) ; (g) Analyse d'image de la distribution des fibres ; (h) NLFEA de la réponse en flexion des spécimens « X-connection »



**FIGURE 4.** Cartes de contour de  $\lambda$  normalisé au centre (a) S11 – haut, bas ; (b) S12 – haut, bas ; (c) S13 – haut, bas ; (d) S21 – haut, bas ; (e) S22 – haut, bas ; (f) S23 – haut, bas.

#### IV.1.2 Réponse en flexion de la « X-connection »

La « X-connection » a été testée en flexion 4 points (FIGURE 3-f) pour des raisons de simplicité. L'essai de flexion a été réalisée sur une machine d'essai servo-hydraulique d'une capacité de 500kN. Deux transducteurs à déplacement variable linéaire (LVDT) avec une base de mesure de 150 mm ont été placés sous le support central. Le test a été contrôlé en déplacement en utilisant la valeur

moyenne des 2 LVDT pour obtenir une réponse stable de l'échantillon pendant tout le test. La FIGURE 5-a montre les résultats des tests de flexion en termes de résistance à la flexion - déflexion, la ligne noire épaisse correspond à la réponse moyenne. Tous les spécimens présentent un comportement de flexion-écrouissage significatif, la résistance à la flexion étant comprise entre 17,5 et 34,2 MPa à la section du milieu (114,7x30 mm).

IV.1.3 Analyse d'image de la distribution des fibres

La distribution des fibres est importante dans le comportement structurel de « X-connection », de sorte que chaque échantillon s'est coupé près de la fissure localisée et le nombre de fibres a été compté après le test de flexion (FIGURE 3-g). Après avoir compté les fibres avec le programme MATLAB, le facteur d'orientation de la fibre  $\mu_0^{IA}$ , qui est défini comme la probabilité qu'une seule fibre soit intersectée par une section considérée, est obtenu par l'équation suivante (Aveston et Kelly, 1973; Bastien-Masse et al., 2016) :

$$\mu_0^{IA} = n_f \frac{A_f}{v_f} \tag{11}$$

où  $n_f$  est le nombre de fibres interceptant une unité de surface,  $A_f$  est la section d'une fibre.

Les coefficients de corrélation élevés  $R^2$  confirment la relation linéaire entre  $M_{max}$  et le nombre de fibres interceptant la fissure localisée (FIGURE 5-b, c). Comme on peut le voir sur la FIGURE 5-d,  $\mu_0^{MIM}$  a été estimé par MIM qui n'est pas bien corrélée avec  $\mu_0^{IA}$  surtout pour les 2 spécimens S12, S21. Cela montre la limitation de l'application d'une telle technique sur des éléments de BFUP de forme complexe en raison des effets possibles dus au bord sur le volume de référence sondé par l'instrument.

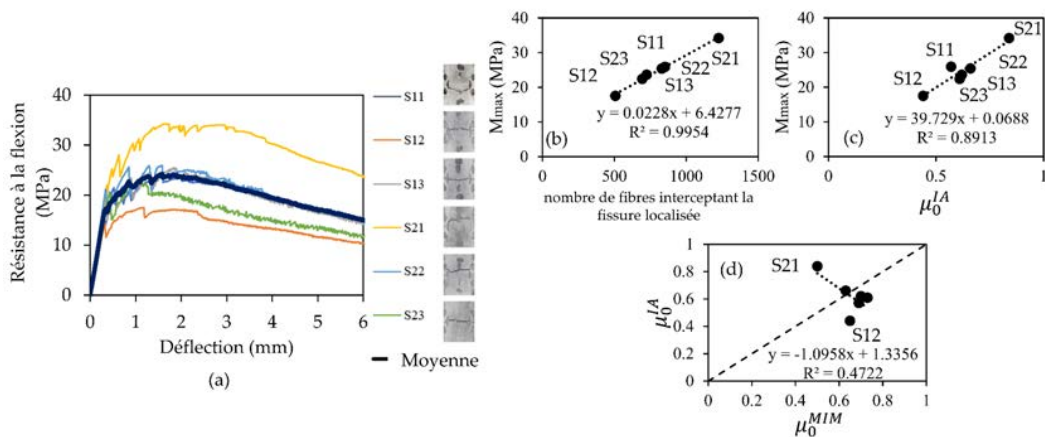
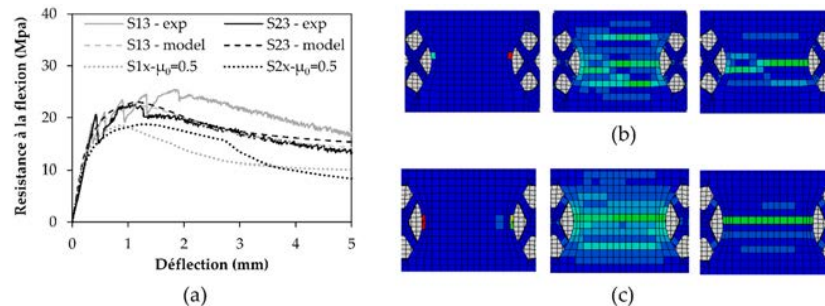


FIGURE 5. (a) Résistance à la flexion – déflexion réponse de 6 spécimens au milieu de la section ; Recherche de corrélation entre (b)  $M_{max}$  -  $\mu_0^{IA}$  - nombre de fibres interceptant la fissure localisée ; (c)  $M_{max}$  -  $\mu_0^{IA}$  ; (d)  $\mu_0^{IA}$  -  $\mu_0^{MIM}$  ;

IV.2 Résultats numériques

Pour toutes ces raisons, il est important de prendre en compte la distribution des fibres dans l'analyse non linéaire par éléments finis (NLFEA) de la réponse en flexion des spécimens « X-connection » (FIGURE 3-h). Basée sur l'analyse d'image, les spécimens S13 et S23 ont été choisies pour étudier NLFEA car  $\mu_0^{MIM}$  est bien corrélée avec  $\mu_0^{IA}$ .

La FIGURE 6-a montre la prédiction de NLFEA qui utilise la loi de traction moyenne avec  $\mu_0 = 0.5$  et la loi de traction locale avec les spécimens S13 et S23. Cette moyenne de la loi de traction est à comparer les deux versions des spécimens. En effet, les spécimens de la série S2x ont une résistance à la flexion au point de rupture  $M_{\max}$  plus élevée que les spécimens de la série S1x, mais la différence n'est pas significative entre les deux versions des spécimens. En revanche, le modèle avec la loi de traction locale est sous-estimé par rapport à l'expérimental de S13, mais il fonctionne bien pour la prédiction de  $M_{\max}$  avec le spécimen S23. Les FIGURE 6-b, c montrent le processus de fracture des deux spécimens par NLFEA. FEM-MIM est un outil prometteur pour des recherches ultérieures qui permettrait de contrôler la qualité des éléments architecturaux en BFUP aux formes complexes avec des distributions des fibres non uniforme.



**FIGURE 6. (a) Prédiction de NLFEA avec la loi de traction uniformément et avec la loi de traction locale des spécimens S13 et S23 ; (b) Processus de fracture S13 par NLFEA; (c) Processus de fracture S23 par NLFEA**

## V. CONCLUSION

Ce travail vise à rechercher l'effet de la distribution des fibres sur le comportement en flexion de la « X-connection ». C'est un détail de conception critique d'un nouveau concept de passerelle en BFUP faite de coffrage en cire recyclée par une approche de recherche interdisciplinaire. Sur la base des résultats présentés, les conclusions suivantes peuvent être établies :

- L'utilisation d'un coffrage en cire est économiquement et écologiquement prometteur. A l'issue de ce test, le coffrage en cire pourra être recyclé pour un autre projet.
- Basée sur la distribution des fibres mesurée par des analyses d'image de la section fissurée, une bonne corrélation a été trouvée entre le nombre de fibres rencontrées et la résistance à la flexion. Cela signifie que la distribution des fibres est critique car elle affecte fortement la résistance à la flexion d'une telle « X-connection ».
- Une étude de corrélation entre la méthode NDT et l'analyse d'image a été réalisée pour comprendre l'applicabilité de la sonde magnétique aux éléments en BFUP de forme complexe. Seuls S13 et S23 ont montré une bonne concordance entre le MIM et l'analyse d'image pour la distribution des fibres. Cela peut être dû à la taille du volume sondé par MIM qui peut être affecté par l'effet de bord et les trous.
- Comme pour les éprouvettes pour lesquelles les mesures MIM étaient fiables (S13 et S23), le NLFEA a pu reproduire le comportement mesuré en flexion en termes de moment-déformation. La « X-connection » concentre les contraintes et favorise la localisation des fissures.

Les travaux futurs devraient se concentrer sur différentes méthodes de coulée plus réalistes (par exemple, pressuriser le flux ou imprimer en 3D). De plus, une modélisation de traction NLFEA devrait être effectuée pour mieux comprendre le comportement de l'application réelle.

## REFERENCES

- Aubry, S., Bompas, P., Vaudeville, B., Corvez, D., Lagrange, T., Mazzacane, P., Brizou, A., 2016. A UHPFRC cladding challenge: the foundation Louis Vuitton pour la création "Iceberg. Newsletter.
- Aveston, J., Kelly, A., 1973. Theory of multiple fracture of fibrous composites. *J Mater Sci* 8, 352–362. <https://doi.org/10.1007/BF00550155>
- Baril, M.A., Sorelli, L., Réthoré, J., Baby, F., Toutlemonde, F., Ferrara, L., Bernardi, S., Fafard, M., 2016. Effect of casting flow defects on the crack propagation in UHPFRC thin slabs by means of stereovision Digital Image Correlation. *Construction and Building Materials* 129, 182–192.
- Bastien-Masse, M., Denarié, E., Brühwiler, E., 2016. Effect of fiber orientation on the in-plane tensile response of UHPFRC reinforcement layers. *Cement and Concrete Composites* 67, 111–125. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2016.01.001>
- Bayard, O., 2003. Approche multi-échelles du comportement mécanique des bétons à ultra hautes performances renforcés par des fibres courtes (Ph.D. Thesis). Cachan, Ecole normale supérieure.
- Behloul, M., 1996. Analyse et modélisation du comportement d'un matériau à matrice cimentaire fibrée à ultra hautes performances (bétons de poudres réactives). Du matériau à la structure.
- Guenet, T., 2012. UN MODÈLE NUMÉRIQUE POUR STRUCTURES EN BÉTON FIBRÉ À ULTRA-HAUTES PERFORMANCES : PRISE EN COMPTE DE L'ORIENTATION DES FIBRES PAR UNE APPROCHE D'ENDOMMAGEMENT MICROMÉCANIQUE 154.
- Guénet, T., Baby, F., Duhamel-Labrecque, Y., Meulenyzer, S., Sorelli, L., Toutlemonde, F., Bernardi, S., 2016. Numerical Modeling of UHPFRC Tensile Behavior by a Micromechanics FEM Model Taking into Account Fiber Orientation. Presented at the 9th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures, IA-FraMCoS. <https://doi.org/10.21012/FC9.010>
- Hannant, P.J., 1978. *Fiber Cements and Fiber Concretes*. England: Wiley & Sons 231.
- Li, V. C., Stang, H., Krenchel, H., 1993. Micromechanics of crack bridging in fibre-reinforced concrete. *Materials and Structures* 26, 486–494. <https://doi.org/10.1007/BF02472808>
- Li, Victor C., Stang, H., Krenchel, H., 1993. Micromechanics of crack bridging in fibre-reinforced concrete. *Materials and structures* 26, 486–494.
- Lin, Z., Li, V.C., 1997. Crack bridging in fiber reinforced cementitious composites with slip-hardening interfaces. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids* 45, 763–787.
- Mazzacane, P., Ricciotti, R., Lamoureux, G., Corvez, D., 2013. Roofing of the stade Jean Bouin in UHPFRC. Presented at the Symposium on ultra-high performance fibre-reinforced concrete. Marseille: RILEM, RILEM PRO 87, Marseille, pp. 59–68.
- Mazzacane, P., Ricciotti, R., Teply, F., Tollini, E., Corvez, D., 2015. MUCEM: The builder's perspective. Newsletter.
- Mimram, M., Bonera, M., Barrau, G., Mazzacane, P., 2017. Roofing of Montpellier—South of France TGV Station, in: Proc. Int. Conf. on Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete. pp. 837–856.
- Naaman AE., 1972. A Statistical Theory of Strength for Fiber Reinforced Concrete. PhD Thesis. Boston: Massachusetts Institute of Technology; 196 p.
- Nunes, S., Pimentel, M., Ribeiro, F., Milheiro-Oliveira, P., Carvalho, A., 2017. Estimation of the tensile strength of UHPFRC layers based on non-destructive assessment of the fibre content and orientation. *Cement and Concrete Composites* 83, 222–238. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2017.07.019>
- Reinhardt, H.W., 1985. Crack softening zone in plain concrete under static loading. *Cement and Concrete Research* 15, 42–52. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(85\)90007-9](https://doi.org/10.1016/0008-8846(85)90007-9)
- Ricciotti, R., Portelatine, J., Nicolas, F., 2013. Museum of European and Mediterranean Civilizations (MuCEM): High UHPFRC Content Structure Design, in: *Designing and Building with UHPFRC*. John Wiley & Sons, pp. 487–500.
- Shen, X., Brühwiler, E., 2020. Influence of local fiber distribution on tensile behavior of strain hardening UHPFRC using NDT and DIC. *Cement and Concrete Research* 132, 106042. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2020.106042>
- Simon, A., Corvez, D., Marchand, P., 2013. Feedback of a ten years assessment of fibre distribution using K factor concept, in: *UHPFRC 2013-International Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete*. pp. 669–678.
- Xu, M., Wille, K., 2015. Fracture energy of UHP-FRC under direct tensile loading applied at low strain rates. *Composites Part B: Engineering* 80, 116–125. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2015.05.031>
- Zhou, Z., Xie, R., Qiao, P., Lu, L., 2019. On the modeling of tensile behavior of ultra-high performance fiber-reinforced concrete with freezing-thawing actions. *Composites Part B: Engineering* 174, 106983. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2019.106983>

# Propriétés électriques et capacité d'auto-détection d'un béton haute performance renforcé par des fibres métalliques amorphes

**Théophile Bouillard<sup>1,2</sup>**

<sup>1</sup>Agence Nationale pour la gestion des Déchets Radioactifs (ANDRA)

<sup>2</sup>Laboratoire Matériaux et Durabilité de la Construction (LMDC)

## RESUME

Dans le cadre du projet Cigéo, l'Andra étudie, comme solution alternative aux bétons armés, des bétons renforcés par des fibres résistantes à la corrosion. L'objectif de ce travail de thèse est d'optimiser et de caractériser des bétons haute performance renforcés par des fibres métalliques amorphes, dans le but de substituer, du moins partiellement, les armatures dans le béton armé. En plus de l'apport sur les performances mécaniques, ces fibres sont aussi utilisées pour le monitoring de l'endommagement du béton à partir de mesures électriques. L'article se divise ainsi en deux parties, la première est consacrée à la compréhension des propriétés électriques des bétons, et la deuxième à son potentiel d'auto-détection.

**Mots-clefs :** Béton fibré, Fibres métalliques amorphes, Flexion, Auto-détection.

## I. INTRODUCTION

L'Andra a la responsabilité du projet de stockage géologique profond Cigéo, dans lequel les déchets radioactifs seront stockés dans des galeries souterraines. Le réseau de galeries sera situé à environ 500 m de profondeur dans une formation argileuse stable et imperméable. Les galeries s'étendront sur environ 15 km<sup>2</sup>, avec une longueur cumulée de 270 km et permettront de stocker environ 83 000 m<sup>3</sup> de déchets. Ce stockage est prévu sur plusieurs milliers d'années. A l'issue de la phase d'exploitation, les galeries seront scellées et les interventions humaines ne seront plus possibles. De ce fait, les enjeux liés à la durabilité et la surveillance des éléments structuraux sont importants. Les alternatives au béton armé classique pourraient permettre d'accroître la durabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures. C'est dans cette optique que l'Andra a financé une thèse sur l'étude d'un béton haute performance renforcé par des fibres résistantes à la corrosion. En effet, l'ajout de fibres dans le béton peut permettre de réduire en partie les armatures, et donc de réduire les risques liés à la corrosion notamment la production de dihydrogène dans ce milieu anoxique.

L'un des objectifs de ce travail est de mieux comprendre les propriétés électriques des différents bétons étudiés. Dans ce cadre, un suivi de la résistivité électrique des bétons subissant un séchage progressif a été réalisé. L'étude est réalisée dans le but de développer un « smart material » ou « matériau intelligent » en français. Le principe du smart material traduit la capacité d'auto-détection d'un matériau, c'est-à-dire sa capacité à renseigner sur son état de contrainte, de

déformation et/ou d'endommagement par des mesures non destructives. Dans cette étude, c'est la réponse électrique du béton qui est exploitée. Pour le moment, ces essais d'auto-détection ont été réalisés sur des éprouvettes à l'état saturé, dans la suite de ces travaux, ces mêmes essais seront étendus avec des degrés de saturation variables. En effet, il sera montré que le degré de saturation a un impact majeur sur les propriétés électriques du béton.

## II. MATERIAUX

Cinq formulations ont été étudiées pour montrer l'impact du dosage en fibres et de leurs dimensions sur les propriétés du béton. Pour l'ensemble des formulations, les bétons sont autoplaçants de classe SF1 selon la norme NF EN 12350-8, avec une classe de résistance C60/75 selon la norme NF-EN 12390-3. La méthode pour mettre au point les formulations a été de travailler avec quasiment le même squelette granulaire pour toutes les compositions pour se focaliser sur l'effet des fibres. Cependant, le dosage en superplastifiant a été ajusté pour maintenir des maniabilités similaires. Le détail des compositions est donné dans le tableau 1.

**TABLEAU 1. Détail des formulations**

Désignation Composition	BR	FF20- 30L6	FF20- 20L6	FF30- 30L6	FF30- 20L6
Ciment (kg/m <sup>3</sup> )	450	450	450	460	460
Filler (kg/m <sup>3</sup> )	45	45	45	45	45
Sable (kg/m <sup>3</sup> )	984	984	984	984	984
Gravillon (kg/m <sup>3</sup> )	672	672	672	659	659
Fibres (kg/m <sup>3</sup> )	0	20	20	30	30
SP (kg/m <sup>3</sup> )	4,2	6,6	6,5	7,45	7,35
Eau (kg/m <sup>3</sup> )	187	187	187	187	187
Etallement au cône d'Abrams (cm)	65	64	65	57	58
E/C	0,42	0,42	0,42	0,41	0,41
RI	0	0,342	0,227	0,513	0,342

Les fibres métalliques amorphes utilisées sont commercialisées par Saint-Gobain SEVA sous le nom de FIBRAFLEX. Elles sont caractérisées par une résistance à la traction de 1400 MPa et une forte adhérence à la matrice cimentaire. Elles sont réputées résister à la corrosion et mises en œuvre dans des milieux particulièrement agressifs. Deux dimensions de fibres ont été retenues pour cette étude : les « F30-L6 » (30×1,6×0,029 mm) et les « F20-L6 » (20×1,6×0,029 mm). L'indice de renforcement RI, renseigné dans le tableau 1 ci-dessus est souvent utilisé pour caractériser les bétons fibrés. Il est calculé conformément à l'équation (1).

$$RI = V_f \times L/d_{eq} \quad (1)$$

Avec,  $d_{eq}$ , le diamètre équivalent de la fibre, qui est égal à  $\sqrt{4be/\pi}$  (b, la largeur, et e, l'épaisseur des fibres),  $V_f$ , le dosage volumique en fibres (en %), et  $L$ , la longueur de la fibre.



### III. RESISTIVITE ELECTRIQUE DES BETONS EN CURE ET PENDANT UN SECHAGE PROGRESSIF

#### Méthode

La première campagne expérimentale a pour but de suivre l'évolution de la résistivité des différentes formulations en fonction de leur degré de saturation. Dans cette optique, 3 éprouvettes cubiques  $10 \times 10 \times 10 \text{ cm}^3$  ont été préparées pour chacune des compositions étudiées. Après le coulage, les éprouvettes ont été placées dans une salle de cure à  $20^\circ\text{C}$  et 90%HR et ont été démoulées après 24h. Ces conditions de cure ont été maintenues pendant 28 jours, puis les éprouvettes ont été placées en étuve pour un séchage progressif. La température de l'étuve a été fixée initialement à  $50^\circ\text{C}$ , puis a été montée à  $80^\circ\text{C}$  pour accélérer le processus de séchage jusqu'à la stabilisation de la masse des éprouvettes. Tout au long de la campagne, les masses ont été mesurées pour suivre l'évolution du degré de saturation. Comme la température affecte aussi la résistivité électrique du béton ((Liu and Presuel-Moreno, 2014) - (Elkey and Sellevold, 1995)), avant chaque mesure, les éprouvettes ont été au préalable recouvertes de film plastique et maintenu à température ambiante pendant 24h.

Les mesures de résistivités électriques ont été réalisées avec un résistivimètre « Ohmega » commercialisé par MDS. Pour réaliser la mesure, l'éprouvette est placée entre deux plaques métalliques qui servent d'électrodes. Des éponges humidifiées sont intercalées entre l'éprouvette et les plaques métalliques, permettant ainsi d'améliorer le contact entre les deux. La première étape consiste à évaluer la résistance électrique intrinsèque du système de mesure. Ainsi, une première mesure sans échantillon est réalisée. Ensuite celle-ci est placée au centre du dispositif et la mesure est réalisée. Enfin, une autre mesure sans échantillon est faite. La résistance du béton est alors déduite en soustrayant la moyenne des deux mesures à vide à la mesure avec l'éprouvette.

#### Résultats

Après 28 jours de cure humide, juste avant que les éprouvettes ne soient placées en étuve, leur résistivité à l'état saturé a été mesurée. Le tableau 2 illustre les résultats obtenus.

**TABLEAU 2. Résistivité à 28j à l'état saturé**

	BR	FF20-30L6	FF20-20L6	FF30-30L6	FF30-20L6
$\rho_{28j}$ (k $\Omega$ .cm)	$38,09 \pm 1,38$	$22,42 \pm 1,41$	$27,43 \pm 2,51$	$17,38 \pm 0,84$	$22,83 \pm 1,17$

Le béton de référence (BR) est caractérisé par la résistivité électrique la plus élevée. Ne contenant pas de fibre, les propriétés électriques sont essentiellement régies par les caractéristiques de la microstructure et de la nature de la solution interstitielle. Dans ce cas, la conductivité est qualifiée d'électrolytique, c'est-à-dire qu'elle est due au déplacement des ions dans la solution interstitielle (Whittington et al., 1981). Pour les bétons renforcés de fibres (BRF), la conductivité électrolytique cohabite avec la conductivité électronique. Cette dernière est induite par le mouvement des électrons dans les matériaux conducteurs, en l'occurrence les fibres.

Le dosage et l'élançement des fibres impactent la résistivité électrique des BRF. Pour une même géométrie de fibre, c'est la formulation avec un dosage plus important qui présentera une résistivité plus faible. Et pour un même dosage, c'est la fibre la plus longue qui engendrera une résistivité plus faible. Comme le montre la figure 1, il existe une relation linéaire entre la résistivité et l'indice de renforcement (RI). Plus l'indice de renforcement est élevé, plus la résistivité est faible. En effet,

avec des fibres plus longues, la probabilité d'occurrence d'un cheminement plus ou moins continu pour les électrons est élevée (Chiarello and Zinno, 2005). Cette théorie probabiliste, appelée théorie de la percolation permet d'expliquer ce phénomène (Sassani et al., 2017).

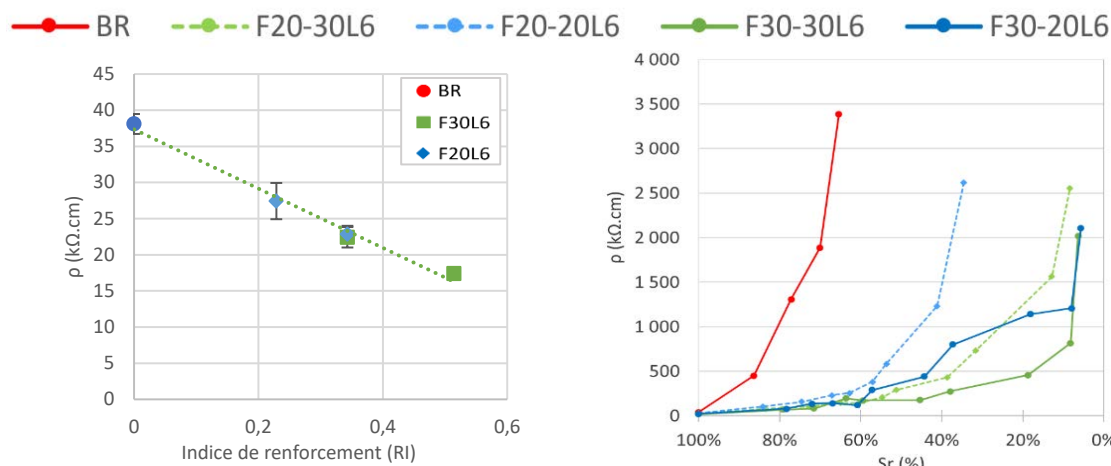


FIGURE 1. Résistivité à 28 jours, à l'état saturé en fonction de RI

FIGURE 2. Résistivité en fonction du degré de saturation (Sr)

La figure 2 illustre l'évolution de la résistivité en fonction du degré de saturation (Sr). Lorsque que le BR est séché, Sr diminue, les pores se vident petit à petit de la solution interstitielle qui est remplacée par de l'air. Le matériau devient alors de plus en plus électriquement isolant et assez rapidement la résistance est trop élevée pour pouvoir être mesurée avec le matériel disponible. En-dessous de 65% de saturation, il n'y a plus assez de connectivité par le biais de la solution interstitielle pour que les ions circulent en phase aqueuse. Il en découle une très forte augmentation de la résistivité après une courte période de séchage.

Pour les BRF, il faut descendre à des valeurs de degré de saturation plus faibles pour observer une variation significative de la résistivité. Jusqu'à 60% de degré de saturation, les résistivités restent du même ordre de grandeur. C'est en dessous de 60% de saturation que des changements significatifs peuvent être observés. Les fibres contribuent à la conductivité du béton du fait de leur capacité à faire transiter les électrons. A l'état saturé, les électrons circulent de fibres en fibres de 3 manières. La première par contact direct entre deux fibres (s'il y a lieu), la deuxième par effet tunneling et la dernière en étant relayés par les ions présents dans la solution interstitielle. Lorsque le béton est suffisamment sec, ces échanges se font plus difficilement. A partir d'un certain seuil de saturation, la résistivité augmente drastiquement. Cette augmentation apparaît d'autant plus précocement que les fibres sont plus courtes et que le dosage est plus faible. Pour toutes les formulations, on peut remarquer un degré de saturation seuil à partir duquel la résistivité augmente rapidement. Dans le cas du béton sans fibre, ce seuil est atteint très tôt car l'évaporation de l'eau interstitielle entraîne une diminution de l'interconnectivité entre les pores. Alors que les fibres peuvent faire le pont à travers une zone sèche vers une zone contenant encore de la solution interstitielle. Par exemple, pour le BR, entre l'état saturé et 86% de saturation, la résistivité a été multipliée par 11,2. A contrario, les formulations renforcées par des fibres ont vu leurs résistivités être multipliées par seulement 3,2 ; 3,5 ; 3,8 et 3,5 pour des degrés de saturation de 83%, 84%, 79%, 78% et les formulations F20-30L6, F20-20L6, F30-30L6 et F30-20L6 respectivement. Cela montre que

la conductivité des BRF est bien moins impactée par la variation de degré de saturation, et par conséquent, que la conductivité est majoritairement électronique.

#### IV. POTENTIEL D'AUTO-DETECTION SOUS EFFORTS DE TRACTION PAR FLEXION

##### Méthode

Pour mettre en évidence le potentiel smart material des différentes formulations, des essais de traction par flexion 3 points en chargement cyclique ont été réalisés sur des éprouvettes prismatiques ( $100 \times 100 \times 500 \text{ mm}^3$ ) conservées en salle de cure à  $20^\circ\text{C}$  et 90% HR pendant 28 jours. Pour localiser la fissuration, ces éprouvettes ont été entaillées à la scie sur une profondeur de 17,5 mm et une largeur de 3 mm à mi-travée de l'éprouvette. Pour le suivi des propriétés électriques, un pont de Wheatstone a été utilisé. Un tel montage permet de déterminer une résistance électrique inconnue et par le même principe, de quantifier précisément de faibles variations d'une résistance électrique. Le principe consiste à brancher dans une boucle 4 résistances, parmi celles-ci, 3 ont des valeurs ajustables et 1 résistance a une valeur inconnue (ici celle du béton). Au milieu de la boucle, un multimètre y est branché pour mesurer la différence de potentiel entre les deux branches. Au début de l'essai, les deux branches sont équilibrées en réglant les 3 potentiomètres afin d'obtenir une différence de potentiel ( $V_{b0}$ ) la plus proche possible de 0 V. On admet comme postulat que l'endommagement du béton impacte sa résistance électrique avec pour effet de déséquilibre le pont. Ainsi, l'initiation d'une fissure va entraîner un déséquilibre du pont et ainsi faire apparaître une différence de potentiel ( $\Delta V$ ). Il est donc possible de suivre l'évolution de la résistance électrique du béton par le biais de la différence de potentiel au milieu de la boucle du pont de Wheatstone.

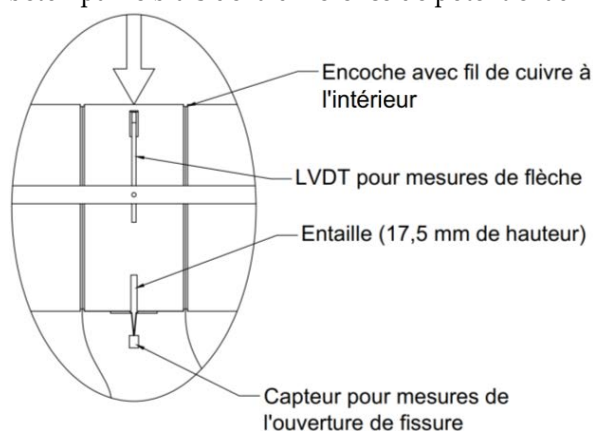


FIGURE 3. Installation des électrodes

Pour l'application du champ électrique au béton, des électrodes externes ont été installées. A cette fin, des fils de cuivre de 0,8 mm de diamètre encerclant l'éprouvette ont été mis en place à 25 mm de part et d'autre de la mi-travée. Pour faciliter la mise en place et pour améliorer le contact entre le béton et ces électrodes, deux fines gorges ont été taillées dans le béton, et une peinture conductrice a été appliquée avant d'y loger les fils de cuivre. Le schéma de l'installation est présenté sur la figure 3.

L'essai a été inspiré des travaux de T. Ferdiansyah (Ferdiansyah et al., 2022). Il s'agit d'un essai de traction par flexion 3 points dont le scénario de chargement comporte 5 cycles de chargement - déchargement contrôlés par la vitesse d'ouverture de la fissure à raison de  $30 \mu\text{m}/\text{min}$  dans les deux sens. Ces cycles se sont déclenchés à différents pourcentages du pic de chargement ( $F_{max}$ ), ce dernier ayant été déterminé par une campagne d'essais préliminaires. Un premier cycle a été réalisé avant le pic de charge, plus précisément lorsque la charge a atteint 60% de  $F_{max}$ , dès lors l'éprouvette a été déchargée jusqu'à 1 kN. Les quatre autres cycles ont lieu dans le domaine post pic et ont été déclenchés à 80%, 60%, 40% et 20% de  $F_{max}$ . Pour chaque boucle, la phase de déchargement a été poursuivie jusqu'à une force de 1 kN.

### Résultats

Les courbes Force-CMOD présentées sur les figures 4 et 5 illustrent la réponse mécanique des différentes formulations. Les cycles de chargement-déchargement entraînent des boucles d'hystérésis. Lors du premier cycle, le chargement équivaut à 60% de la charge maximale, de ce fait, le béton n'est pas endommagé car la courbe Force-CMOD évolue de manière quasi linéaire. Durant la phase de déchargement, la courbe suit la même pente que pendant chargement. Il est en de même pour le début du 2<sup>ème</sup> cycle. C'est seulement lorsque la charge se rapproche du pic que la courbe n'est plus linéaire, indiquant ainsi que le béton est à présent irrémédiablement endommagé.

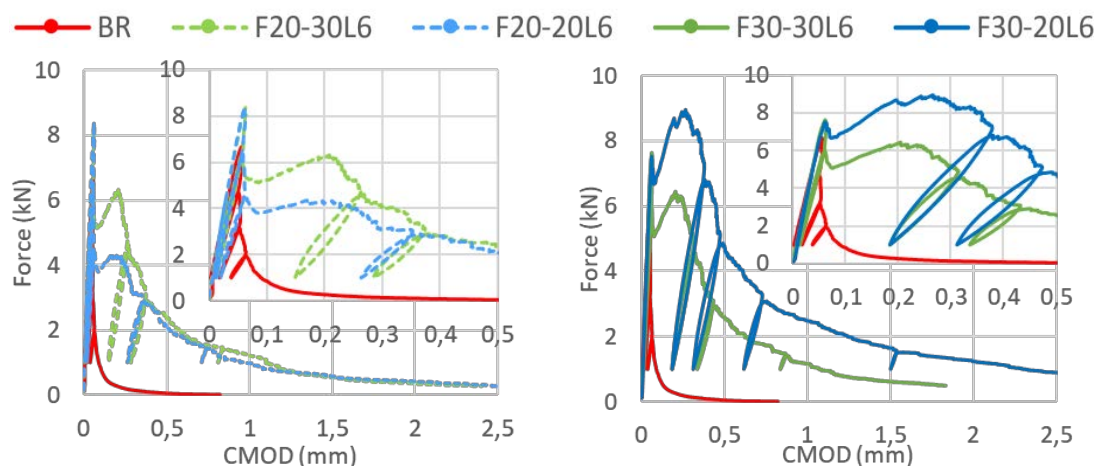


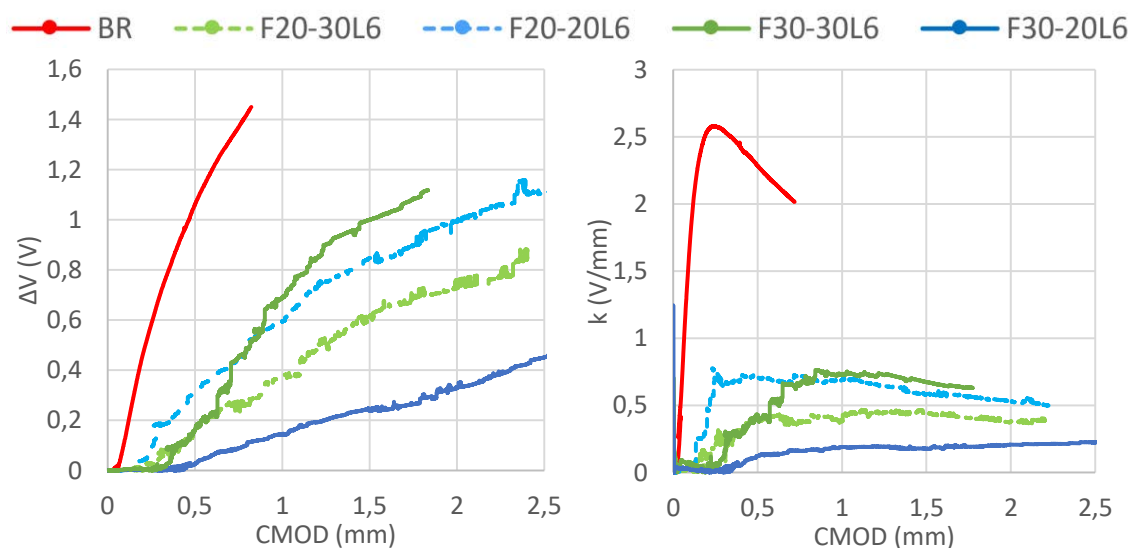
FIGURE 4. Force en fonction de la CMOD – formulations à 20 kg/m<sup>3</sup>

FIGURE 5. Force en fonction de la CMOD – formulations à 30 kg/m<sup>3</sup>

Le BR offre une faible capacité de déformation et une chute rapide de la capacité portante post-pic. Sans fibre, le béton offre qu'une faible résistance à la propagation de la fissure. De ce fait, les cycles s'enchaînent rapidement avec de faibles valeurs de CMOD. La réponse des BRF en post-pic est significativement différente. Les cycles ont lieu pour des valeurs de CMOD beaucoup plus importantes que pour le BR. Une fois que le pic est atteint, les premières microfissures se sont développées et de leur coalescence résulte une ou plusieurs macrofissures au fond de l'entaille. Pendant la phase de déchargement, la fissure se referme partiellement sans revenir à la valeur initiale car le matériau est endommagé. La pente de la courbe force-CMOD est alors plus faible que pendant le cycle précédent, ce qui indique une perte de raideur de l'éprouvette, conséquence de l'endommagement. Le comportement des bétons fibrés pendant le troisième cycle est particulier. En effet, un comportement durcissant est observé, la charge continue à augmenter alors que les fissures s'ouvrent davantage. Ce phénomène se produit pendant ce cycle car la CMOD est alors dans une plage où sont les fibres les plus efficaces (entre 0,1 mm et 0,2 mm). Pour les derniers cycles, le béton est dans un état d'endommagement avancé, les fibres confèrent encore une résistance résiduelle mais sont de moins en moins efficaces car elles rompent les unes après les autres jusqu'à la fin de l'essai.

La figure 6 illustre l'évolution de la différence de potentiel  $\Delta V$  en fonction de la *CMOD*. Les courbes  $\Delta V$  - *CMOD* des formulations fibrées ont toutes la même évolution qui est divisée en trois phases. Dans un premier temps, la réponse est quasi nulle : le matériau n'est pas assez endommagé pour donner une réponse électrique significative. Il faut attendre une *CMOD* de l'ordre de 0,15 mm pour

les formulations à 20 kg/m<sup>3</sup> et de l'ordre de 0,2 mm pour les formulations à 30 kg/m<sup>3</sup> pour amorcer une sensibilité. A partir de ce stade, la relation entre  $\Delta V$  et la *CMOD* devient plus ou moins linéaire jusqu'à la fin de l'essai. Les résultats montrent que lorsque l'ouverture de la fissure augmente,  $\Delta V$  augmente également, ce qui traduit une augmentation de la résistance électrique entre les deux électrodes. Le BR montre la meilleure sensibilité à cette variation, car pour une *CMOD* donnée, le  $\Delta V$  correspondant est plus élevé. En l'absence de fibres, l'endommagement du béton entraîne de plus forte variation de résistance électrique. Contrairement au béton fibré, l'ouverture de la fissure atteint rapidement une valeur critique à partir de laquelle il n'y a plus de contact entre les lèvres de la fissure entraînant ainsi une discontinuité occupée par l'air. Dans le cas des BRF, malgré l'ouverture de la fissure, les fibres continuent d'assurer à la fois une continuité structurelle mais aussi une continuité électrique entre les deux lèvres de la fissure. Cette continuité est assurée jusqu'à la rupture de la fibre. Cependant, d'autres phénomènes entrent en jeu. Lorsque les fibres sont sollicitées, elles s'allongent entraînant ainsi une augmentation progressive de leur résistance électrique. Une fois que la contrainte atteint la résistance à la traction de la fibre, celle-ci casse et n'assure plus son rôle de transfert et de contraintes et d'électrons de part et d'autre de la fissure. Toutefois, il est toujours possible que des électrons parviennent à circuler grâce à l'effet tunnel dans le cas où les deux faciès de rupture de la fibre sont encore très proches. Une fois que les deux parties de la fibre sont assez éloignées, le pont est rompu et donc la résistance globale du béton augmente.

FIGURE 6.  $\Delta V$  en fonction de la *CMOD*FIGURE 7.  $k$  en fonction de la *CMOD*

Le facteur de jauge ( $k$ ) présenté sur la figure 7 permet de caractériser le potentiel d'auto-détection d'un matériau. Ce facteur  $k$  correspond au ratio  $\Delta V/CMOD$ . Plus la valeur de  $k$  est élevée, plus le matériau est considéré comme sensible. Avec un facteur de jauge plus élevé, le matériau a la capacité de renseigner des informations plus précisément sur son état par le biais de ses propriétés électriques. Le facteur de jauge du BR augmente drastiquement après avoir atteint le pic mais diminue significativement à partir de 0,2 mm de *CMOD*. Pour les BRF, la sensibilité est quasi nulle avant d'atteindre un certain niveau d'endommagement. Mais il tend à se stabiliser assez rapidement. La stabilité du facteur de jauge est un point important dans l'application du monitoring. En effet, avec un facteur de jauge stable, il est possible de lier directement  $\Delta V$  à la

CMOD et ce, indépendamment de l'état structurel du matériau. Au contraire, si le facteur de jauge n'est pas stable sur l'ensemble de l'essai, cela signifie que la relation entre  $\Delta V$  et la CMOD n'est plus linéaire et qu'il n'est donc plus possible de passer directement de l'un à l'autre.

## V. Conclusion

Cette contribution a permis de mettre en évidence le potentiel d'auto-détection du béton via des mesures électriques et de mieux en comprendre les phénomènes physiques qui y conduisent. Les mesures de résistivités à l'état saturé ont montré qu'il existe une corrélation entre l'indice de renforcement (RI) et la résistivité électrique. En séchant progressivement les éprouvettes, il a été montré qu'il y a un seuil critique de séchage à partir duquel la résistivité augmente drastiquement. Ce seuil critique, directement lié à la théorie de la percolation, est atteint plus rapidement pour les formulations dont le dosage en fibres est plus faible et avec des fibres plus courtes. Ainsi, il a été possible de montrer l'importance de la conductivité électronique, c'est-à-dire apportée par les fibres, par rapport à la conductivité électrolytique, c'est-à-dire apportée par la solution interstitielle contenue dans les pores. Enfin, la capacité d'auto-détection a été investiguée sur des éprouvettes en flexion 3 points. Ces essais réalisés sur des échantillons saturés ont montré qu'il faut atteindre une fissuration déjà bien initiée avant de pouvoir mesurer un changement significatif des propriétés électriques. Cependant, dans le cas des BRF, une fois ce stade atteint, il existe une relation plus ou moins linéaire entre la variation de la résistance électrique et l'ouverture de fissure. Quand cette dernière augmente, la résistance augmente aussi et inversement. Plusieurs phénomènes physiques induits par les fibres ou par la matrice cimentaire elle-même sont à l'origine d'une telle relation. Vis-à-vis de la sensibilité des mesures, le BR est capable de d'avoir une réponse électrique dès les plus faibles ouvertures de fissures et a une sensibilité plus élevée. D'autre part, en plus de meilleures performances mécaniques, les BRF gardent un facteur de jauge beaucoup plus stables mais plus faible que celui du BR. Les essais d'auto-détection ont ici été réalisés sur des bétons saturés, mais d'autres essais sont en cours avec des éprouvettes partiellement séchées. Ces essais permettront de vérifier dans quelles mesures les BRF et le BR sont capables de donner des informations sur leurs états lorsque le béton n'est pas saturé en eau.

## VI. Références

- Chiarello, M., Zinno, R., 2005. Electrical conductivity of self-monitoring CFRC. *Cem. Concr. Compos.* 27, 463–469. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2004.09.001>
- Elkey, W., Sellevold, E.J., 1995. Electrical resistivity of concrete.
- Ferdiansyah, T., Balayssac, J., Turatsinze, A., n.d. Mesure de la variation de la résistance électrique du béton par pont de Wheatstone : application au suivi de la fissuration 38, 130–133.
- Liu, Y., Presuel-Moreno, F.J., 2014. Normalization of temperature effect on concrete resistivity by method using Arrhenius law. *ACI Mater. J.* 111, 433–442. <https://doi.org/10.14359/51686725>
- NF EN 12350-08 (2019) : Essais pour béton frais - Partie 8 : Béton auto-plaçant - Essai d'étalement au cône, NF EN 12390-3 (2003) : Essais pour béton durci - Partie 3 : Résistance à la compression des éprouvettes
- Sassani, A., Ceylan, H., Kim, S., Gopalakrishnan, K., Arabzadeh, A., Taylor, P.C., 2017. Influence of mix design variables on engineering properties of carbon fiber-modified electrically conductive concrete. *Constr. Build. Mater.* 152, 168–181.
- Whittington, H.W., McCarter, J., Forde, M.C., 1981. The conduction of electricity through concrete. *Mag. Concr. Res.* 33, 48–60. <https://doi.org/10.1680/mac.1981.33.114.48>

# Développement d'un outil pour la prédiction de l'initiation de la corrosion dans les ouvrages en béton armé

**Paulo Claude**

*Affiliations :*

*CERIB (Centre d'Etude et de Recherche de l'Industrie du Béton), Département Matériaux et Economie Circulaire, 1 Rue des Longs Réages, 28231 Epernon, France*

*Université de Toulouse, UPS, INSA, LMDC (Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions), 135 Avenue de Rangueil, 31077 Toulouse, France*

*Arcadis ESG, 200-216 Rue Raymond Losserand, 75014 Paris, France*

**RESUME** Cet article présente un outil de prédiction de l'initiation de la corrosion dans le béton armé. Son utilisation est destinée à des gestionnaires et maitres d'ouvrages, pour l'aide à la décision concernant la réalisation d'opérations de maintenance et de réparation. L'application mise au point est composée d'une interface graphique développée sous Python qui permet à l'utilisateur un accès simplifié à différents modèles (numériques et analytiques) pour l'estimation de la durabilité du béton armé. Les phénomènes de carbonatation et de pénétration des ions chlorure ainsi que la propagation de la corrosion associée sont considérés. Différentes méthodes mathématiques permettent à l'utilisateur l'estimation des paramètres d'entrée des modèles à partir de la seule connaissance de la formulation du béton et de son environnement. Enfin, une approche probabiliste (FORM) peut être mise en œuvre pour l'ensemble des modèles et permet d'estimer différentes valeurs telles que la probabilité de dépassivation. Une étude de cas sur un béton à base de CEM III/A est réalisée à titre d'exemple.

**Mots-clefs** Dépassivation, Corrosion, Modélisation, Approche probabiliste, Maintenance

## I. INTRODUCTION

La maintenance des ouvrages d'art et maritimes en béton armé constitue un enjeu fort pour les maitres d'ouvrage et les exploitants d'infrastructures existantes. L'une des principales causes menant à la perte de performance (ou de service) d'une structure en béton armé est la corrosion des armatures en acier [1]. Ce phénomène intervient généralement en deux étapes, la phase d'initiation et la phase de propagation [2]. Le béton qui protège l'armature en acier est un matériau basique avec un pH supérieur à 13 dans le cas d'un béton traditionnel [3]. L'acier contenu dans le béton est donc maintenu dans des conditions de passivation qui le protège de la corrosion (diagramme de Pourbaix [4]). La phase d'initiation de la corrosion correspond donc à la pénétration d'espèces agressives dans le béton qui vont altérer la matrice cimentaire. Lorsque ces espèces atteignent la zone proche de l'armature, la dépassivation de l'acier se produit et permet l'initiation de la corrosion.

Les deux principaux phénomènes responsables de l'initiation de la corrosion sont la pénétration des ions chlorure et la carbonatation [5]. La pénétration des ions chlorure en quantité suffisante au niveau de l'armature entraîne la dissolution du film de passivation [6]. La carbonatation correspond à la pénétration du CO<sub>2</sub> dans le matériau et sa réaction avec les hydrates de la pâte cimentaire. Elle entraîne une chute du pH et l'instabilité du film passif d'oxyde protégeant les armatures [7].

Il existe donc un réel besoin pour les ingénieurs en génie civil de prédire ces phénomènes afin d'optimiser la prévision des opérations de maintenance et de réparation des structures en béton armé. Afin de considérer de manière adéquate ces phénomènes et la corrosion subséquente, il est possible de recourir à différents modèles de durabilité [5, 8, 9].

Afin de prendre en compte la complexité des phénomènes liés à la durabilité du béton armé ainsi que la variabilité des paramètres intrinsèques au matériau, il est possible d'avoir recours à une approche probabiliste. Ce type d'approche, plus poussée qu'une approche déterministe, permet à l'utilisateur de prendre en compte l'incertitude des paramètres d'entrée d'un modèle prédictif, de même que celle liée au modèle lui-même, à travers l'utilisation de lois de distribution et d'estimer ainsi la probabilité d'occurrence d'un événement, comme l'atteinte d'un état limite.

L'objectif de ces travaux consiste à élaborer un outil regroupant plusieurs modèles et différents algorithmes. Ils permettent une prédiction aisée du temps avant l'initiation de la corrosion dans une structure. Parmi ces outils, une approche probabiliste opérant grâce à la méthode FORM (First Order Reliability Method) permet à l'utilisateur d'estimer la fiabilité structurale associée aux différents modèles de durabilité. Les parties suivantes détaillent le fonctionnement global de l'outil.

## II. DONNEES D'ENTREE

La première étape de l'utilisation de l'outil consiste à entrer les données nécessaires pour faire fonctionner l'ensemble des modèles. Les paramètres accessibles par les utilisateurs de l'outil, principalement des ingénieurs en génie civil, correspondent généralement peu aux paramètres d'entrée des modèles analytiques ou numériques. Il est donc nécessaire d'intégrer dans l'outil des méthodes permettant d'estimer des données d'entrée plus complexes à partir des paramètres de formulation et environnementaux renseignés de façon systématique. Pour l'utilisateur, les paramètres d'entrée seraient ainsi :

- La composition du béton : les quantités (et les types) de ciments, d'additions minérales, de granulats, d'adjuvants et d'eau ;
- La géométrie : l'enrobage, le diamètre d'armature et le type d'acier ;
- Les conditions environnementales : les classes d'expositions [10], l'humidité relative, la température, l'exposition à la pluie et aux sels de déverglaçage.

Il reste cependant possible pour l'utilisateur, s'il en a la connaissance, de renseigner les résultats d'essais ou des données sur la microstructure permettant le fonctionnement des modèles de durabilité. Ce dernier point est détaillé dans la section suivante. La géométrie doit être obligatoirement renseignée car elle est nécessaire et ne peut pas être estimée sans mesures expérimentales.



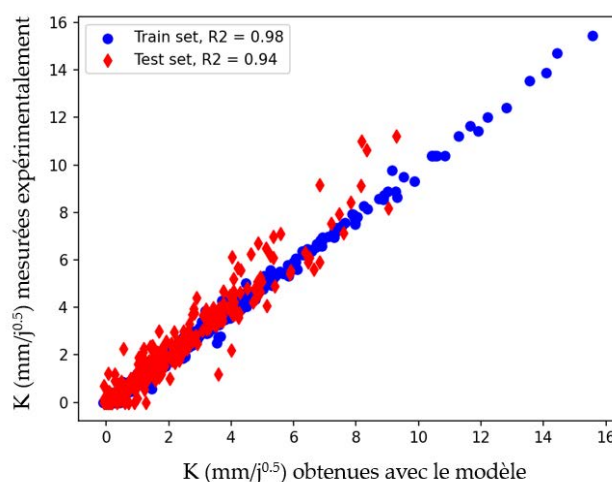
### III. PROPRIETES SPECIFIQUES

Parmi les paramètres nécessaires aux différents modèles de durabilité, il y a :

- La résistance en compression du béton ;
- Des données de composition de la matrice cimentaire, dont les quantités d'hydrates : la portlandite, les C-S-H, les monosulfoaluminates et l'ettringite
- Des propriétés de transfert : l'isotherme de désorption.
- Des indicateurs de durabilité : la porosité accessible à l'eau, la résistivité électrique
- Des grandeurs associées à la durabilité : la vitesse de carbonatation naturelle ou accélérée, le coefficient de diffusion des ions chlorure et le facteur de vieillissement associé.

Pour chacun de ces paramètres, il est donc nécessaire d'avoir une méthode d'estimation à partir des paramètres de formulation (paragraphe II).

Des modèles décrits dans la littérature ont donc été transcrits sous python et intégrés dans l'application. Parmi ceux-ci, il est possible de citer le modèle de porosité proposé par Powers [11] ainsi que le modèle d'hydratation développé par Lacarrière [12] et Kolani [13].



**FIGURE 1.** Apprentissage (points bleu) et validation (losanges rouge) d'un modèle RNA pour l'estimation de la vitesse de carbonatation.

En complément des modèles, une base de données de résultats extraits de la littérature est associée à l'application. A ce jour, cette base comporte des résultats provenant de 54 sources, soit un total de 1661 formulations de bétons pour l'ensemble des grandeurs intégrées dans l'application. Un Réseau de Neurones Artificiels (RNA) et une régression polynomiale permettent d'exploiter la base et de couvrir l'ensemble de paramètres d'entrée des modèles de durabilité (voir exemple sur la **figure 1** pour l'estimation de la vitesse de carbonatation notée K).

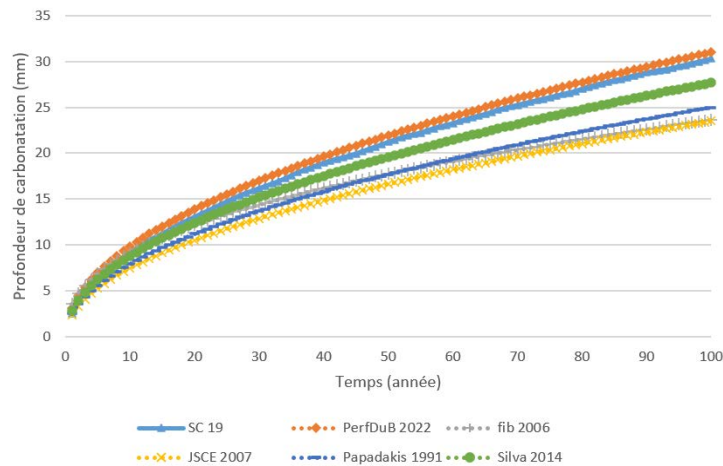
Une fois que l'ensemble des paramètres d'essais est obtenu, l'utilisateur peut choisir les modèles qu'il souhaite exécuter pour la réalisation des prédictions des phénomènes de dépassivation et de corrosion.

**IV. MODELES DE DURABILITE**

Afin de vérifier les estimations du temps de dépassivation d’un ouvrage ou d’autres grandeurs liées à la durabilité, il a été choisi de mettre à la disposition de l’utilisateur un choix conséquent de modèles pour la carbonatation et la pénétration des ions chlorure. Le but est ici d’avoir une étude comparative, permettant de vérifier la cohérence entre les résultats des modèles utilisés. Pour chacun d’eux, une description est fournie à l’utilisateur afin de lui permettre de faire un choix en fonction de la situation qu’il considère. En effet, chaque modèle est développé et validé pour une ou plusieurs situations spécifiques, et son utilisation requiert de connaître son domaine de validité. Un algorithme de tri intégré à l’outil accompagne l’utilisateur lors de sa sélection en éliminant certains modèles en fonction des données de formulation et environnementales renseignées par l’utilisateur.

Dans le tableau 1 sont décrits certains des modèles intégrés à ce jour dans l’outil et définis comme utilisables pour une classe d’exposition XC4 [10] pour un béton formulé à base de CEM III/A possédant un ratio E/L de 0,5.

Les propriétés probabilisées pour chaque modèle sont résumées dans le tableau 1. Seules les valeurs moyennes des paramètres sont utilisées pour les calculs déterministes de profondeurs de carbonatation en fonction du temps présentés sur la figure 2.



**FIGURE 2. Profondeurs de carbonatation en fonction du temps estimées avec les différents modèles.**

Les modèles présentés sont tous analytiques à l’exception de SDReaM-crete (SC) qui est un modèle numérique (résolution par éléments finis). Son développement fait partie des travaux de la présente thèse et fait suite à deux précédents doctorats [14, 5]. Afin de réduire le temps de calcul, un modèle de substitution est construit sur la base d’un chaos polynomial ( $R^2 = 0.986$ ). Il est capable de considérer le couplage de la carbonatation et de la pénétration des ions chlorure, ainsi que la corrosion induite.

**TABLEAU 1. Moyennes et écart-types des différents paramètres des modèles de carbonatation -  $\mu$  ( $\sigma$ ).**

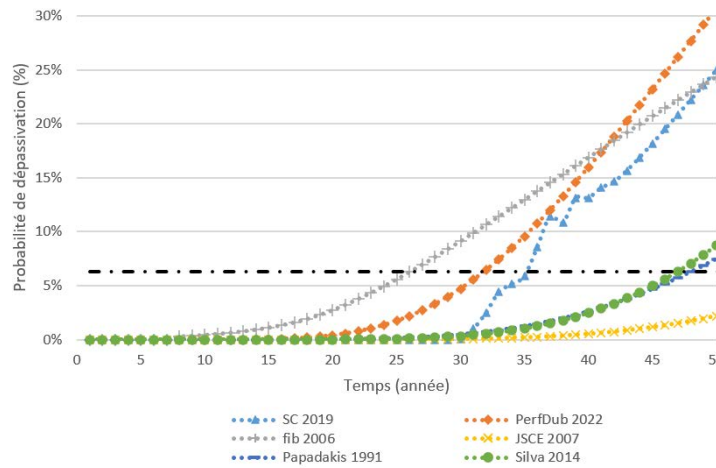
Paramètres	Valeurs $\mu$ ( $\sigma$ )	SC 2019 [5, 14]	PerfDub 2022 [8]	<i>fib</i> 2006 [15]	JSCE 2007 [16]	Papadakis 1991 [17]	Silva 2014 [18]
Ratio pluie (-)	0,05 (0,01)		X	X			
$P_{CO_2}$ (%)	0,04 (0,005)			X		X	X
Taux pluie forte	0,3 (0,1)			X			
HR (%)	65 (15)	X	X	X		X	
Eau (kg/m <sup>3</sup> )	190 (10)				X		
Ciment (kg/m <sup>3</sup> )	152 (10)				X		X
Laitier (kg/m <sup>3</sup> )	228 (10)				X		
C <sub>3</sub> S (mol/m <sup>3</sup> )	400 (40)					X	
C <sub>2</sub> S (mol/m <sup>3</sup> )	200 (40)					X	
CH (mol/m <sup>3</sup> )	250 (50)	X				X	
CSH (mol/m <sup>3</sup> )	1980 (200)	X				X	
Afm (mol/m <sup>3</sup> )	235 (25)	X					
Aft (mol/m <sup>3</sup> )	122 (25)	X					
Porosité (-)	0,14 (0,02)	X				X	
Knat (mm/an <sup>0.5</sup> )	3,1 (0,5)		X	X			
fc (MPa)	35 (2,5)						X

## V. APPROCHE PROBABILISTE

La méthode FORM permet d'estimer la probabilité de défaillance (correspondant ici à la dépassivation des aciers) [19]. Afin de simplifier l'étude de cas, des lois normales sont considérées pour l'ensemble des paramètres. D'autres distributions peuvent cependant être considérées dans l'application au besoin (Lognormale, Beta...).

Les résultats de cette méthode sont montrés sur la figure 3 pour le cas d'étude présenté dans la section 3. Un enrobage de 25 mm considéré avec une loi normale et un écart-type de 3 mm est choisi et correspond aux recommandations de [20] pour 50 ans. De manière générale, des valeurs critiques de fiabilité sont considérés comme seuils à ne pas dépasser [20]. Dans l'étude de cas présentée comme exemple, l'indice de fiabilité  $\beta = 1,5$ , qui correspond à une probabilité  $P_f$  de 6,68%, est choisi et permet de remonter à un temps de dépassivation. L'indice de fiabilité est défini tel que la probabilité  $P_f$  corresponde à la densité de probabilité de  $\beta$  selon une loi normale centrée réduite. La figure 3 montrent une dispersion importante des résultats. Ces écarts sont certainement liés aux différences de paramètres considérés dans les modèles et de l'impact des écarts-types choisis menant à différentes dimensions stochastiques. Il est important pour l'utilisateur d'avoir la possibilité d'éliminer certains modèles non-pertinents pour les conditions choisies. Pour cette raison, la création de documentations sur l'utilisation de l'outil, donnant les domaines d'application des différents modèles de durabilité est indispensable. Une autre possibilité consiste à vérifier les résultats déterministes à un temps donné, avec par exemple des essais in-situ de mesure de front de carbonatation, pour éliminer les modèles donnant des résultats éloignés avant la réalisation de l'approche probabiliste pour l'estimation du temps avant dépassivation. Les valeurs prises pour les écarts-types peuvent aussi entraîner des écarts importants et doivent donc être choisies avec précaution. L'évolution différente de la probabilité de dépassivation du modèle SC 2019 est

certainement liée à un apprentissage non complet du chaos polynomial utilisé pour la création du méta-modèle sur la plage de données considérée ici. Ce point expliquerait les variations des valeurs obtenues pour des temps allant de 30 à 40 ans.



**FIGURE 3. Probabilité de dépassivation en fonction du temps estimée avec les différents modèles en considérant un enrobage moyen de 25 mm (FORM).**

Un deuxième exemple d’application envisagée concerne l’aide à la conception d’ouvrage. En effet, il est, par exemple, possible d’estimer l’enrobage nécessaire pour garantir une fiabilité ( $\beta$ ) de la structure pour une formulation (voir le tableau 1 pour l’exemple du béton à base de CEM III/A) et un temps donné (ici 50 ans). Des valeurs sont estimées pour le cas d’étude en considérant différentes valeurs pour  $\beta$  (voir le tableau 2).

Cette dernière méthode présente un intérêt, notamment dans le cadre de l’approche performantielle et pourrait permettre d’optimiser une formulation de béton en amont de la réalisation du protocole décrit par le récent fascicule FD P18-480 [21].

**TABLEAU 2. Valeurs d’enrobages (mm) estimées pour 50 ans et pour des indices de fiabilité  $\beta$  de 1,3, 1,5 et 2.**

Indice de fiabilité	SC 2019	PerfDub 2022	fib 2006	JSCE 2007	Papadakis 1991	Silva 2014
$\beta = 1.3$	27	28	31	21	23	24
$\beta = 1.5$	28	30	35	22	25	25
$\beta = 2$	30	33	70	24	27	27

Enfin, cet outil propose aussi la génération automatique d’un rapport au format .word qui récapitule l’ensemble des données entrées par l’utilisateur et des résultats.

## VI. CONCLUSION

Les travaux présentés ci-dessus ont plusieurs finalités. La première est opérationnelle : Ces travaux doivent permettre à des ingénieurs génie civil et des maitres d’ouvrages des gains de temps et des gains économiques. En effet, des prédictions d’indicateurs associés à la durabilité d’un ouvrage, tel

que le temps avant la dépassivation des aciers, permettent de définir les moments opportuns pour la réalisation de réparations et de maintenances [22]. La deuxième finalité de ce travail concerne l'optimisation de l'utilisation de modèles dans un contexte opérationnel. En effet, la possibilité d'employer différents modèles de façon simultanée permet de comparer une quantité importante de travaux de la littérature, à la manière d'un état de l'art. De plus, la base de résultats développée lors de ces travaux, intégrant des bétons à base de liants décarbonés ou encore de granulats de béton recyclés, dresse un premier panorama sur l'état de la littérature concernant la durabilité de ces bétons.

Aujourd'hui, la littérature ne fait pas état du développement d'outils aussi complets pour la prédiction de l'initiation de la corrosion de structures en béton armé. Le développement de cet outil présente donc un avantage technique évident de par sa nature, mais nécessite de prendre en compte de multiples modèles de durabilité intégrés ou des méthodes mathématiques pour l'obtention des données d'entrée et de sortie.

## REFERENCES

- [1]. L'Hostis V, et Al., (2009) Characterization of longterm corrosion of rebars embedded in concretes sampled on French historical buildings aged from 50 to 80 year. *Materials and Corrosion*, vol.60, n°2, pp 93-98.
- [2] Tuuti K, (1982) Corrosion of steel in concrete. Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm.
- [3]. Bullard, J., Jennings, et Al. (2011), Mechanisms of cement hydration. *Cement and Concrete Research*, 41(12), pp.1208-1223.
- [4] M. Pourbaix (1966), « Atlas of Electrochemical Equilibrium in Aqueous Solutions », Pergamon Press.
- [5] J. Mai-Nhu (2013), Corrosion des armatures du béton : couplage carbonation/chlorures en présence de cycles hydriques, *Thèse de doctorat de l'Université de Toulouse III*.
- [6] M.D.A. Thomas, P.B. Bamforth (1999), Modelling chloride diffusion in concrete Effect of fly ash and slag, *Cement and Concrete Research* 29 pp487-495.
- [7]. Turcry P, Oksri-Nelfia L, Younsi A, Ait Moktar A, (2014), Analysis of an accelerated carbonation test with severe preconditioning. *Cement and Concrete Research*, 57, pp 70-78.
- [8] M. Carcassès, F. Cussigh, F. Toutlemonde (2021), PerfDuB, Définition de seuils de performance en fonction des classes d'exposition, Rapport de synthèse/livrable GT2B.
- [9] E. Bastidas-Arteaga (2010), Contribution for sustainable management of reinforced concrete structures subjected to chloride penetration, PhD thesis, Nantes university.
- [10] AFNOR (2022), Béton – spécification, performance, production et conformité – complément national à la norme NF EN 206, NF EN 206/CN.

[11] T. Powers, L. Copeland, J. Hayes, H. Mann (1954), Permeability of Portland cement past, *Journal of American Concrete Institute*, 51, pp285-298.

[12] L., Buffo-Lacarière (2007), « Prévion et évaluation de la fissuration précoce des ouvrages en béton », *thèse de doctorat de l'université de Toulouse*, INSA, LMDC.

[13] B., Kolani (2012), Comportement au jeune âge des structures en béton armé à base de liants composés aux laitiers, *thèse de doctorat*, Université de Toulouse.

[14] Schmitt L, (2019), Durabilité des ouvrages en béton soumis à la corrosion : optimisation par une approche probabiliste. PhD, LMDC Toulouse, France.

[15] Fib model code (2006), Model code for service life design, fib bulletin N°34.

[16] JSCE. (2007). Standard Specification for Concrete Structures – 2007 (Maintenance). Japan Society of Civil Engineers.

[17] V. Papadakis, C. Vayenas, M. Fardis (1991), Durability of building materials and components, chapter Fundamental concrete carbonation model and application to durability of reinforced concrete, pp. 27-38.

[18] A., Silva, R., Neves, J., De Brito (2014). Statistical modelling of carbonation in reinforced concrete. *Cement and Concrete Composites*, 50, pp73-81. doi:10.1016/j.cemconcomp.2013.12.001

[19] M. Broniatowski, K.G. Hermann (2014), Méthodes Form et Sorm. <hal-00966695v2>.

[20] Eurocodes 2 – norme NF EN 1992-2 (2015). Calcul des structures en béton Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments, 2005 et Annexe Nationale à la NF EN 1992-1-1:2005.

[21] AFNOR (2022), Béton – Justification de la durabilité des ouvrages en béton par méthode performantielle, FD P18-480, ISSN 0335-3931.

[22] *fib Bulletin 44* (2008): Concrete structure management : Guide to ownership and good practice guide to good practice, ISBN 978-2-88394-084-0.

# Le réemploi appliqué au domaine de la construction : principe, impact environnemental et mesure dans le cadre d'une économie circulaire

**Ambroise LCHAT**

*Navier, École des Ponts, Univ Gustave Eiffel, CNRS, Marne-la-Vallée, France*

**RESUME** Responsable de la moitié des extractions de matière première à l'échelle européenne, le secteur du bâtiment et des travaux publics fait face au risque de pénurie des ressources. Le réemploi se présente comme une alternative à développer. Néanmoins, pour que les matériaux de la construction puissent être réemployés à bon escient, il est nécessaire de disposer d'un outil d'aide à la décision multicritère et synthétique. Ainsi, ce travail, mené au sein du laboratoire Navier avec le soutien du lab Recherche Environnement, se propose de réfléchir à la systématisation du réemploi. Dans cette optique, une démarche exploratoire de caractérisation physique d'éléments de structure en béton existants ainsi qu'un indicateur d'aide à la décision traduisant le potentiel de réemploi d'un élément de construction ont été développés.

**Mots-clefs** réemploi, économie circulaire, structure, béton

## I. INTRODUCTION

Il ne fait plus de doute que le changement climatique est réel. Ce changement se traduit par un dérèglement de la température sur toute la surface du globe (IPCC, 2021). En parallèle, on assiste progressivement au dépassement de l'ensemble des limites planétaires. Ces limites, introduites par (Rockström et al., 2009) puis complétées par (Steffen et al., 2015) définissent un « espace de développement sûr et juste pour l'humanité, fondé sur des processus biophysiques qui régulent la stabilité de la terre ». Par conséquent, leur dépassement impacte la durabilité de l'environnement. Or, six de ces neuf limites ont été franchies (Wang-Erlandsson et al., 2022).

Par ailleurs, le sable est, après l'eau, la deuxième ressource la plus exploitée dans le monde (UNEP, 2019). Dans le domaine de la construction, le sable entre dans la composition du béton et du verre. Son extraction augmente fortement et a atteint entre 40 et 50 milliards de tonnes en 2019 (UNEP, 2019). Le secteur du Bâtiment et des Travaux Publics (BTP) est ainsi responsable de la moitié des extractions des matières premières et de la consommation d'énergie à l'échelle européenne, mais également de la production de 46 millions de tonnes de déchets en 2014 en France, dont 23 issus de la démolition (MTECT, 2020a). De plus, en France, le secteur du Bâtiment représente 43 % des consommations énergétiques et 23 % des émissions de gaz à effet de serre (MTECT, 2020b).

L'ensemble de ces éléments chiffrés montre l'urgence d'agir sur nos consommations et modes de production. Aussi, dans leur rapport (UNEP, 2022), les nations unies recommandent de

reconnaître le sable comme une ressource stratégique et d'intégrer des politiques pour un avenir circulaire (promotion de l'usage efficace et de la circularité de la ressource).

Face au constat du changement climatique et de la finitude des ressources, ce travail de thèse se pose la question de la réduction des impacts environnementaux de la construction, notamment pour les éléments en fin de vie. Ainsi, nous nous intéressons aux enjeux du réemploi des éléments de structure du bâtiment afin d'en comprendre les gains face aux autres méthodes de valorisation, dans le cadre d'une économie circulaire. À l'échelle de la construction en béton armé, technique omniprésente dans la construction de nos jours, nous cherchons à développer l'usage du réemploi de ses éléments de structure.

Dans un premier temps, nous nous sommes intéressés à la faisabilité technique et à l'intérêt environnemental du réemploi d'éléments de structures en béton armé, et en particulier au maintien de la performance de l'élément pour son futur usage. Dans un deuxième temps, nous avons analysé le réemploi structurel sous le prisme de l'économie circulaire en évaluant le gain en termes de consommation de matière. Enfin, nous avons proposé un indicateur multicritère pour déterminer le potentiel de réemploi d'un objet et ainsi mieux détecter les éléments réemployables.

Cet article présentera la démarche et les conclusions des deux premiers points de manière synthétique. Le reste de la réflexion est disponible dans le manuscrit de thèse et fera l'objet d'un article scientifique.

## II. LE RÉEMPLOI DE POUTRES EN BETON ARMÉ

D'après les statistiques de l'observatoire bâtiment énergie carbone en date du 19 janvier 2022, sur plus de 1200 bâtiments de logement et tertiaire confondus, l'impact sur le changement climatique du lot structure est responsable de plus de 17 % du total de l'impact des produits de construction et équipements. Il semble donc que réutiliser et réemployer les structures des bâtiments soit un enjeu primordial. Pour les bâtiments en béton, des recherches et expérimentations sont en cours mais peu d'applications sont effectuées. À l'inverse, le bâtiment De Drie Hoven, conçu initialement par Herman Hertzberg pour être modulable à l'aide d'un système d'assemblage simple, a été malheureusement démolé de manière classique en 2015 (Ghyoot et al., 2018).

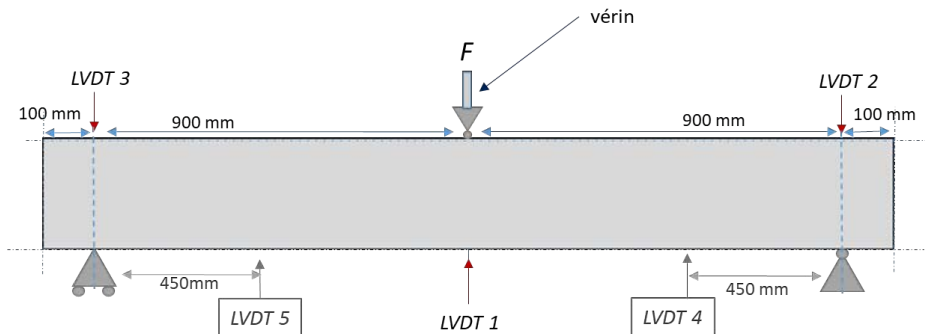
Concernant les éléments en béton coulés en place, le réemploi est une « pratique exceptionnelle ». Toutefois, pour des raisons de déconstruction en zone urbaine dense, des techniques de « démontage soigneux » (Küpfer and Fivet, 2021) ont été développées. Ces techniques pourraient ouvrir la voie au réemploi d'éléments de structure en béton. Il existe un réel besoin d'étude sur la possibilité du réemploi d'éléments en béton armé coulés en place.

### A. Faisabilité technique

Pour proposer une première étude de faisabilité technique du réemploi de structure en béton (poutre en béton), nous entreprenons une série de tests sur deux éléments de structure (poutres) que nous avons pu récupérer sur un chantier de déconstruction du groupe Vinci, situé en région parisienne, grâce au lab Recherche Environnement. Il s'agit de poutres provenant de l'intérieur d'un bâtiment tertiaires, et qui n'ont donc pas subi d'agressions du milieu extérieur.



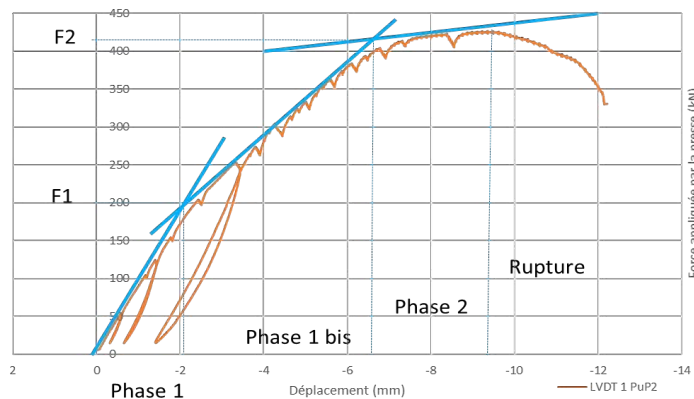
Pour évaluer la résistance résiduelle des éléments déconstruits, nous réalisons un essai de flexion trois points sur ces poutres (FIGURE 1).



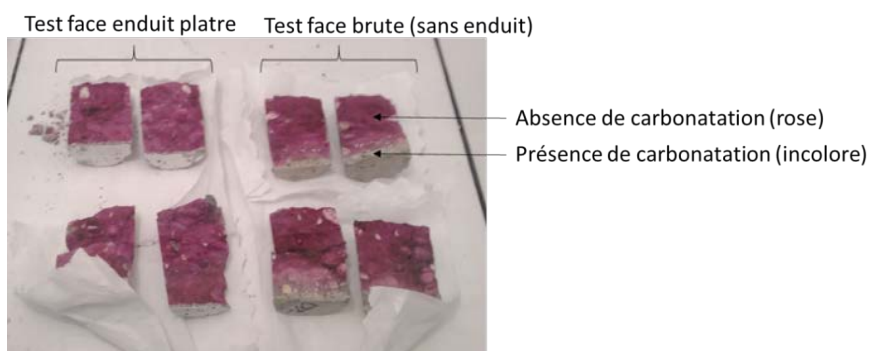
**FIGURE 1.** Évaluation de la résistance résiduelle d’une poutre en béton armé issue de la démolition d’un bâtiment : essai de flexion 3 points

Les résultats des essais FIGURE 2 montrent un comportement élasto-plastique classique pour une poutre en béton armé. La rupture apparaît à 421 kN pour cet essai, soit une perte de résistance de 8 % par rapport à une poutre neuve théorique similaire (par un calcul de structure : même dimension, même ferrailage) en prenant des hypothèses réalistes sur les caractéristiques des matériaux. Sur l’ensemble des essais et en retenant les hypothèses les plus défavorables, la perte de résistance obtenue est au maximum de 30 %. Ces résultats ne sont valables que pour un seul chantier et une seule typologie de structure, ils permettent de proposer une méthodologie et un premier ordre de grandeur ; de nouveaux essais sont nécessaires pour généraliser ces conclusions.

En complément, nous évaluons la durabilité de ces éléments en analysant l’avancée de la carbonatation, qui nous renseigne sur le risque de corrosion des armatures, la principale cause de ruine des structures en béton armé. Pour ce faire, nous réalisons ainsi des tests à la phénolphthaléine sur des carottes fendues prélevées sur les poutres (FIGURE 3) selon la norme NF EN 14630. Nous obtenons une profondeur du front de carbonatation d’au maximum 1 cm sur l’ensemble des carottes testées. La poutre ayant un enrobage de 2,5 cm mesuré, la durabilité face à la carbonatation est encore bonne après 50 ans de vie en œuvre (bâtiment des années 80).



**FIGURE 2.** Évolution de l’effort appliqué par la presse en fonction du déplacement (flèche) au centre de la poutre lors d’un essai de flexion 3 points sur une poutre en béton armé issue de la démolition d’un bâtiment



**FIGURE 3.** Évaluation de la durabilité d'une poutre en béton armé issue de la démolition d'un bâtiment : analyse de l'avancée du front de carbonatation par un test à la phénolphthaléine

#### B. Intérêt environnemental

Le réemploi de poutres en béton armé est donc techniquement faisable (techniques de déconstruction existantes et résistance résiduelle significative), mais est-ce environnementalement intéressant ? Pour répondre à cette question, nous réalisons une Analyse du Cycle de Vie (ACV) (Jolliet et al., 2010), selon la norme EN NF 15804+A1 sur trois cycles de vie consécutifs : de l'extraction de la matière à la mise en décharge. L'ACV est réalisée sur le logiciel OpenLCA de Greendelta et utilise la base de données Ecoinvent 3.5. Nous analysons trois scénarios de vie : poutre réemployée, poutre contenant du granulat recyclé, poutre à partir de matière vierge (

FIGURE 4). L'unité fonctionnelle de notre étude est la suivante : *Poutre permettant de franchir une portée de 1,80 m et de supporter une charge maximale (ponctuelle en son centre) de 463 kN pendant 50 ans puis de 426 kN pendant 50 ans supplémentaires et enfin de 393 kN pendant encore 50 ans.*

Les résultats de cette ACV sont présentés sur la FIGURE 5. On peut observer que le scénario de réemploi est le moins impactant (en prenant une incertitude de 10 %) pour 5 indicateurs sur les 7. Pour l'indicateur de formation d'ozone photochimique, nous observons que le scénario de réemploi semble équivalent voire plus impactant que le scénario vierge en raison de l'utilisation de la lame de scie pour démonter la poutre. Ainsi, dans un objectif d'écoconception, il s'agirait de minimiser les coups de scie pour minimiser le transfert de pollution en vue d'obtenir un procédé à minima égal à la poutre neuve. Le réemploi est donc une solution de valorisation pertinente du point de vue environnemental, avec un gain de 30 % pour l'indicateur sur le changement climatique notamment. Toutefois, il serait intéressant de comparer cette solution avec une réhabilitation, où la structure resterait en place et où il y aurait donc peu d'impact supplémentaire d'un cycle à l'autre.

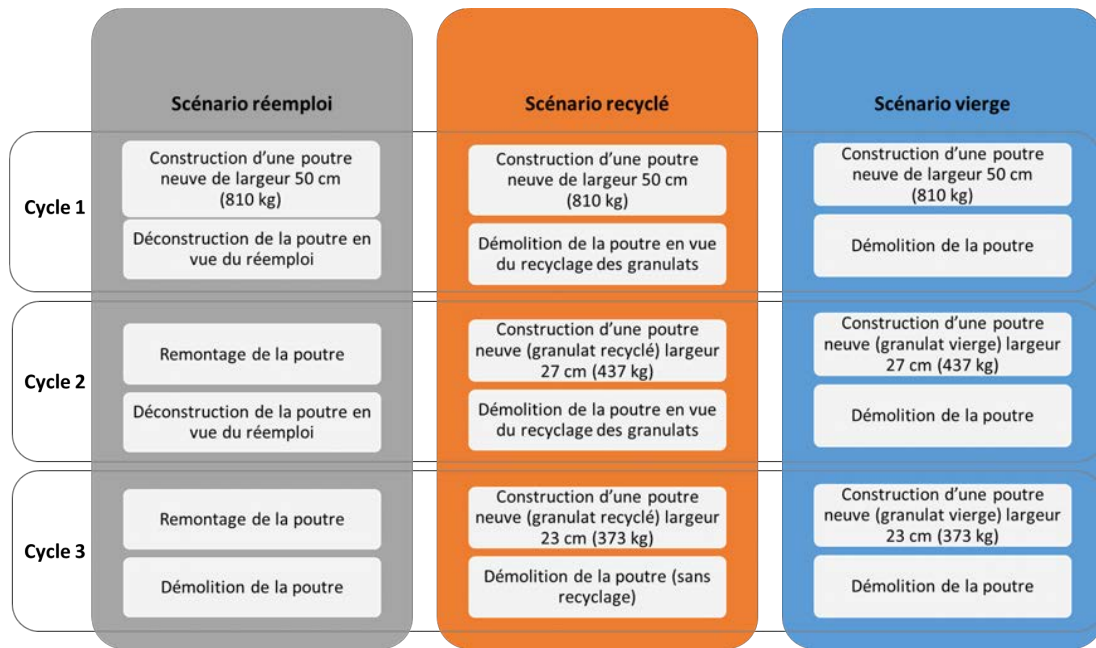


FIGURE 4. Système d'étude de l'ACV pour les trois scénarios de poutres : réemploi, granulats recyclés et granulats vierges

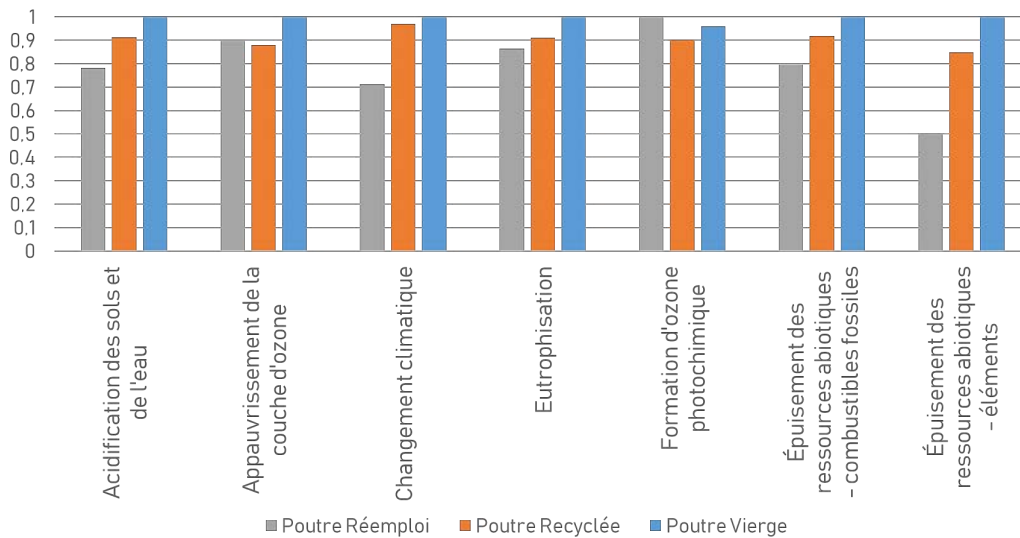


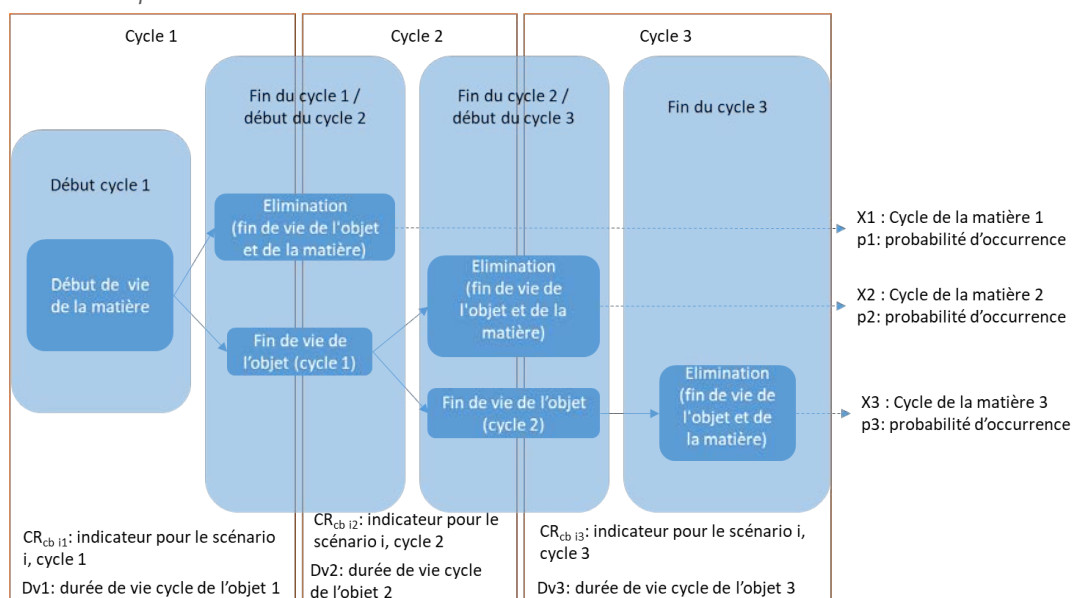
FIGURE 5. Impact relatif pour les indicateurs d'impact de la NF 15804 +A1 retenus pour les trois scénarios de poutres : réemploi, granulats recyclés et granulats vierges

### III. RÉEMPLOI ET ÉCONOMIE CIRCULAIRE

Dans un contexte de crise environnementale, de finitude des ressources et de grande production de déchets, le concept d'économie circulaire (EC) fait désormais partie du discours politique, professionnel et académique (Kirchherr et al., 2017). Si l'économie circulaire admet de nombreuses définitions (Appendino et al., 2018), dans notre étude, nous sélectionnons la

définition du code de l'environnement, L.110-1-1, qui la décrit comme « un modèle économique dont l'objectif est de produire des biens et des services de manière durable, en limitant la consommation et les gaspillages de ressources ainsi que la production de déchet ». Nous nous intéressons donc principalement au gain en termes de matière, qui n'est pas mis en évidence par les indicateurs de l'ACV notamment pour les matériaux du béton (ciment, sable). En effet, l'indicateur épuisement des ressources abiotiques est évalué dans un contexte global sans prendre en compte les spécificités locales (granulats alluvionnaires moins accessibles par exemple). Des indicateurs de circularité ont ainsi été développés dans la littérature pour pallier ce manque. (Lachat et al., 2021) appliquent certains de ces indicateurs au cas d'étude d'une structure nexorade en bois pour comprendre leur comportement et montrent que les principaux indicateurs existants ne prennent pas en compte la différenciation de valorisation (perte de qualité intrinsèque et perte de valeur d'usage). De plus, ils se focalisent sur un unique cycle de vie et perdent donc l'information du cycle de la matière (les autres cycles), principe premier de l'économie circulaire. Nous avons donc décidé d'adapter un indicateur existant pour prendre en compte ces limites.

A. Principe de l'indicateur de circularité



**FIGURE 6. Principe de l'amélioration de la méthode de calcul de (Zhang et al., 2021) pour prendre en compte l'intégralité du cycle de la matière**

Nous partons de l'indicateur développé par (Zhang et al., 2021) qui implémente une méthode pour intégrer la diversité des valorisations (recyclage, réutilisation, réemploi). Pour prendre en compte le cycle de la matière, nous commençons par énumérer les futurs possibles de l'extraction de la matière à l'élimination (tel que visible FIGURE 6). Pour chaque cycle de vie et chaque scénario nous calculons l'indicateur CR<sub>cb</sub> de Zhang et al. Ensuite, à chaque cycle de la matière Xi possible, nous associons une probabilité d'occurrence selon la politique de développement du traitement des déchets. Le résultat final consiste en une moyenne pondérée de chaque cycle en fonction de cette probabilité d'occurrence.

B. Application au cas d'une poutre en béton armé

Pour mieux comprendre, nous appliquons ce principe sur une poutre en béton armé potentiellement réemployable. On dénombre 5 cycles de la matière possibles (FIGURE 7). Nous envisageons trois scénarios : Sc1 : politique favorisant le recyclage ; Sc2 : politique favorisant le réemploi ; Sc3 : politique favorisant l’allongement de l’usage de la matière quel que soit le type de valorisation, (FIGURE 8). Nous pouvons voir que la circularité reste faible (inférieure à 50 %) (0 : non circulaire ; 1 : circulaire) mais qu’elle varie fortement selon la politique choisie (i.e. le devenir réel des éléments).

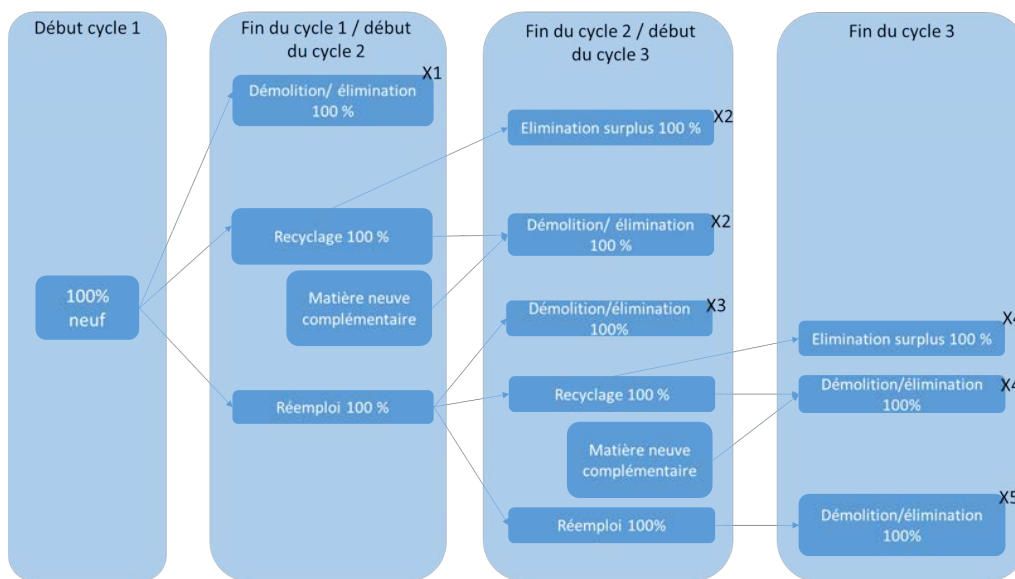


FIGURE 7. Les cycle de la matière pour une poutre en béton armé

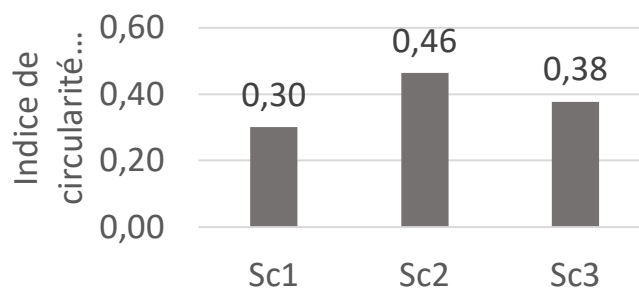


FIGURE 8. Résultats de l’indicateur de circularité modifié pour trois scénarios de politique de développement du traitement des déchets (0 : non circulaire ; 1 : circulaire)

IV. Conclusion

Cette étude permet de mettre en avant la méthodologie pour évaluer l’intérêt de déconstruire des structures en béton armé en vue de les réemployer. Des tests sur des éléments de structure issus de la déconstruction montrent que la résistance résiduelle est significative tandis que l’ACV

confirme un intérêt environnemental pour la plupart des indicateurs, avec 30 % de gain pour le changement climatique. Toutefois, du point de vue de l'économie circulaire, si cette solution présente un allongement de l'usage de la matière, la circularité est loin d'être parfaite. Une réflexion approfondie doit donc être menée avant toute déconstruction de bâtiment afin d'évaluer la pertinence d'une réhabilitation. Si la déconstruction est absolument nécessaire, il s'agira de privilégier le réemploi. Ce travail apporte une première vision globale de la question du réemploi appliquée à une structure en béton armé : technicité, environnement, circularité. Axé sur le développement d'une méthodologie, ce travail demande à être testé sur d'autres cas d'études pour en généraliser les conclusions.

## V. REFERENCES

- Appendino, F., Roux, C., Peuportier, B., 2018. *Projet Pulse Paris, livrable 1 : état de l'art et revue des choix méthodologiques*, Expertise. ADEME.
- IPCC, 2021. *Climate Change 2021: The Physical Science Basis. Contribution of Working Group I to the Sixth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change (Full report)*. Cambridge University Press.
- Jolliet, O., Saadé, M., Crettaz, P., 2010. *Analyse du cycle de vie: comprendre et réaliser un écobilan*. PPUR Presses polytechniques.
- Kirchherr, J., Reike, D., Hekkert, M., 2017. Conceptualizing the circular economy: An analysis of 114 definitions. *Resources, Conservation and Recycling* 127, 221–232. <https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2017.09.005>
- Küpfer, C., Fivet, C., 2021. *Déconstruction sélective - Construction Réversible: recueil pour diminuer les déchets et favoriser le réemploi dans la construction.*, EPFL. ed. Zenodo. <https://doi.org/10.5281/zenodo.4314325>
- Lachat, A., Kuzmenko, K., Colas, A.-S., Feraille, A., 2021. *Evaluating Circular-Economy Indicators: A Case Study*. MTECT, 2020a. *Déchets du bâtiment [WWW Document]*. Ministères Écologie Énergie Territoires. URL <https://www.ecologie.gouv.fr/dechets-du-batiment> (accessed 6.28.22).
- MTECT, 2020b. *Construction et performance environnementale du bâtiment [WWW Document]*. Ministères Écologie Énergie Territoires. URL <https://www.ecologie.gouv.fr/construction-et-performance-environnementale-du-batiment> (accessed 6.28.22).
- Rockström, J., Steffen, W., Noone, K., Persson, Å., Chapin, F.S., Lambin, E.F., Lenton, T.M., Scheffer, M., Folke, C., Schellnhuber, H.J., Nykvist, B., de Wit, C.A., Hughes, T., van der Leeuw, S., Rodhe, H., Sörlin, S., Snyder, P.K., Costanza, R., Svedin, U., Falkenmark, M., Karlberg, L., Corell, R.W., Fabry, V.J., Hansen, J., Walker, B., Liverman, D., Richardson, K., Crutzen, P., Foley, J.A., 2009. A safe operating space for humanity. *Nature* 461, 472–475. <https://doi.org/10.1038/461472a>
- Steffen, W., Richardson, K., Rockström, J., Cornell, S.E., Fetzer, I., Bennett, E.M., Biggs, R., Carpenter, S.R., Vries, W. de, Wit, C.A. de, Folke, C., Gerten, D., Heinke, J., Mace, G.M., Persson, L.M., Ramanathan, V., Reyers, B., Sörlin, S., 2015. Planetary boundaries: Guiding human development on a changing planet. *Science* 347. <https://doi.org/10.1126/science.1259855>
- UNEP, 2022. *Sand and sustainability: 10 strategic recommendations to avert a crisis*. GRID-Geneva, United Nations Environment Programme, Geneva, Switzerland.
- UNEP, 2019. *Sand and Sustainability: Finding New Solutions for Environmental Governance of Global Sand Resources*.
- Wang-Erlandsson, L., Tobian, A., van der Ent, R.J., Fetzer, I., te Wierik, S., Porkka, M., Staal, A., Jaramillo, F., Dahlmann, H., Singh, C., Greve, P., Gerten, D., Keys, P.W., Gleeson, T., Cornell, S.E., Steffen, W., Bai, X., Rockström, J., 2022. A planetary boundary for green water. *Nat Rev Earth Environ* 3, 380–392. <https://doi.org/10.1038/s43017-022-00287-8>
- Zhang, N., Han, Q., de Vries, B., 2021. Building Circularity Assessment in the Architecture, Engineering, and Construction Industry: A New Framework. *Sustainability* 13, 12466. <https://doi.org/10.3390/su132212466>

# Etude de la variabilité aléatoire des propriétés hygrothermiques de la bauge aux échelles du matériau et de la paroi

Junior Tchiotsop<sup>1,2</sup>

<sup>1</sup> Nantes Université, EC Nantes, CNRS, GeM, UMR 6183, F-44600 Saint-Nazaire Cedex 1, France

<sup>2</sup> ADEME, BP 90406 49004 Angers Cedex 01, France

## RESUME

La construction en bauge est une technique traditionnelle de construction en terre crue, retrouvée à travers les peuples du monde sous diverses appellations locales. Contrairement aux matériaux conventionnels, le matériau bauge est difficile à caractériser à cause de sa forte variabilité intrinsèque. Et si cette variabilité était en réalité une « méta-propriété » de la bauge ? Je vous propose dans cet article une investigation sur cet aspect du matériau à l'aide des méthodes de caractérisation conventionnelles pour deux propriétés hygrothermiques : la conductivité thermique et la perméabilité à la vapeur d'eau. Ces mesures seront réalisées aux échelles du matériau (adaptation du protocole de fabrication en laboratoire) et de la paroi (in-situ). A l'échelle du matériau, trois composites à base d'ajouts végétaux (fibres de lin, tiges de foin et chènevotte) ont été testés et ce, pour deux teneurs en fibres (1% et 3%). Les composites de lin réduisent la variabilité de la conductivité thermique du matériau avec un coefficient de variation de 3,34% (FL-1%) contre 4,13% pour le matériau non fibré (WF). Les deux autres ajouts augmentent la variabilité de la conductivité thermique : 7,19% pour les composites à base de foin et 8,18% pour les composites à base de chènevotte. La variabilité de la conductivité thermique des composites augmente avec le taux de fibres. Pour la perméabilité à la vapeur d'eau des composites, un maximum de variabilité fut obtenue pour une teneur en fibre entre 1 et 3%. Des niveaux de représentativité acceptables de la moyenne des propriétés furent obtenus entre les deux échelles, contrairement à la variabilité. Des fonctions densité de probabilité ont été proposées aux deux échelles ainsi que le degré de représentativité de leurs statistiques, utiles pour de futures études probabilistes.

**Mots-clés** Bauge, variabilité aléatoire, conductivité thermique, perméabilité à la vapeur d'eau

## I. INTRODUCTION

Le secteur du résidentiel est responsable de 35% de la consommation énergétique et 38% des émissions des gaz à effet de serre à l'échelle mondiale (Environnement, 2019). Ceci très corrélé au fort usage des matériaux à fort impact environnemental tels le béton et l'acier, du polyuréthane, ayant de faibles performances thermiques et produisant d'énormes quantités de CO<sub>2</sub>.

La construction en bauge, technique ancestrale de construction en terre crue, pourrait relever le défi de la transition énergétique et environnementale. En effet, elle possède une capacité de stockage de la chaleur élevée et pourraient réduire des impacts environnementaux jusqu'à 75% par rapport aux

constructions à base de matériaux cimentaires (Alassaad et al., 2022; Melià et al., 2014). Ces dernières années, la maîtrise des géomatériaux montre qu'ils sont le siège de transferts couplés de chaleur et d'humidité, et force à la recherche des propriétés hygrothermiques, dont les méthodes de mesure en laboratoire sont bien maîtrisées à l'heure actuelle (Philip and De Vries, 1957).

Cependant, contrairement à la plupart des matériaux conventionnels, où la mise en œuvre sur site et l'échantillon représentatif en laboratoire sont bien corrélées, la bauge présente des difficultés, fortement liées à sa mise en œuvre sur site, consistant de manière succincte à (Niroumand et al., 2013) :

- Fouler du pied un mélange de sol, ajouts végétaux et eau, à l'état plastique ;
- Former des mottes de terre et les assembler en couches successives de 30 à 60 cm environ, en laissant sécher les couches 2-3 jours en fonction du climat local.

La paroi finie présente ainsi beaucoup d'hétérogénéité, d'ailleurs très visible en surface : zones fissurées (i), teneurs en ajout végétal différentes (ii), gravillons arrachés (iii), limites des couches (iv), etc. De plus, à chaque couche, des énergies de compactage non maîtrisées sont appliquées pour limiter les pores dans le mur fini (coups de pelles/trident par exemple). Ainsi, représenter l'échantillon au laboratoire s'avère être une tâche complexe.

Par ailleurs, très peu de travaux abordent cette problématique. La solution actuellement adoptée est de proposer des énergies de compactages maîtrisées en laboratoire, offrant les propriétés physiques et mécaniques moyens du matériau sur site, nonobstant des coefficients correcteurs (Azil et al., 2022; Sangma et al., 2022). Ces approches sont faibles, car annihilent la caractéristique « variable » du matériau. En effet, en moyennant les mesures sur un faible nombre d'échantillons (3 à 6), prélevés sur une paroi en bauge, il est difficile de représenter totalement l'ensemble des hétérogénéités locales de la paroi.

Dans cet article, l'approche envisagée est d'accepter la variabilité aléatoire des propriétés de la bauge comme faisant partie intégrante du matériau et de l'étudier à partir des essais de reproductibilité sur plusieurs échantillons de la même formulation (échelle du matériau). Les études seront menées pour une propriété de transfert thermique (**la conductivité thermique**) et une propriété de transfert hydrique (**la perméabilité à la vapeur d'eau**), à l'échelle du matériau et pour plusieurs espèces d'ajout végétal. Ensuite, pour la formulation à base d'ajouts de chènevottes, nous allons mener une étude **à l'échelle de la paroi**. En effet, une paroi de 3 m<sup>2</sup> sera construite et carottée afin de procéder à une évaluation de la représentativité du protocole de fabrication des échantillons en laboratoire.

## II. MATERIAUX ET METHODES

### A. Matériaux

Le sol utilisé est un déchet d'excavation provenant de l'éco-quartier « Maison Neuve » de Guérande (France). C'est un sable-limoneux contenant 8% d'argile, 47% de limons et 45% de sable (Selon la NF EN ISO 17892-4, 2018). A partir des corrélations faites des données de la littérature, il a été démontré qu'il est parfaitement adapté à la construction en bauge (Tchiotsop et al., 2022). Les composites ont été fabriqués à partir de trois types d'ajouts végétaux : les fibres de lin, les tiges de



foin et la chènevotte. Leur paramètres physiques sont décrits dans (Tchiotsoy et al., 2022). Les fibres ont été coupées à 5 cm environ (sauf la fibre de chènevotte qui est déjà calibrée par le fabricant CHANVRIBAT) Deux (02) formulations correspondantes à deux teneurs en fibres<sup>a</sup> (1% et 3%) ont été réalisées pour chaque ajout (TABLEAU 1).

Cependant, pour l'étude à l'échelle de la paroi, la formulation He-3% fut retenue étant donné qu'elle a affichée la plus forte variabilité des propriétés à l'échelle du matériau (partie III.A) et surtout, parce qu'elle est accessible sur le marché français pour des études approfondies (matériau commercialisé et bien calibré des points de vue physique et minéralogiques).

TABLEAU 1. Composites étudiées

Formulation	Composite :	Teneur en fibre (g/kg de sol sec)	Teneur en eau du mélange frais (%)	Masse volumique sèche moyenne (kg/m <sup>3</sup> )
WF	non fibrée	0	19	1837
FL-1%	Fibres de lin à 1%	10	23	1845
Ha-1%	Tiges de foin à 1%	10	24	1749
He-1%	Chènevotte à 1%	10	25	1709
FL-3%	Fibres de lin à 3%	30	24	1733
Ha-3%	Tiges de foin à 3%	30	23	1471
He-3%	Chènevotte à 3%	30	23	153

#### B. Fabrication des échantillons et de la paroi en bauge

En vue de fabriquer le matériau, les différentes étapes du protocole de fabrication sur chantier ont été représentées en laboratoire :

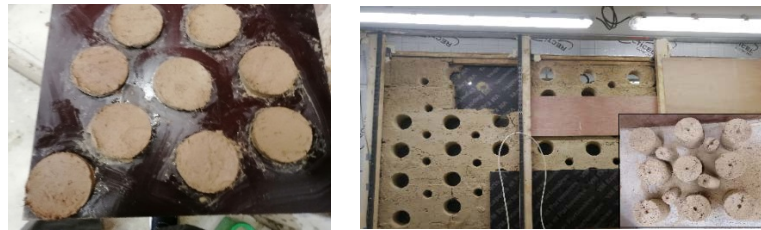
- « le foulage au pied du mélange successif terre-fibre-eau » a été représenté par un pétrissage au fouet du mélange, dans un malaxeur (similaire à celui de la fabrication de la pâte à pain). Une teneur en eau de 19% fut rajouté pour le pétrissage du sol uniquement, et par la suite des fibres humidifiées pendant 10 minutes afin d'obtenir une consistance uniforme entre les formulations (TABLEAU 1). En effet, il a été démontré que la cinétique d'absorption d'eau des fibres végétales se passe durant les premières minutes
- pour la fabrication des échantillons, des moules métalliques ont été utilisés. Deux couches successives de matériaux frais ont été rajoutées en vue de représenter les couches successives sur site. Le compactage aléatoire des couches est représenté par des pressions aléatoires, fait aux doigts. Des échantillons prismatiques de 40 x 40 x 160 mm<sup>3</sup> sont utilisés pour la conductivité thermique (**18 échantillons**, 4 mesures par échantillon) et des ø100x25mm, pour la perméabilité à la vapeur d'eau (**4 – 9 échantillons**) ;
- la paroi a été réalisée suivant le procédé de la bauge coffrée. Les échantillons furent carottés à sec (ø100mm). Sur chaque carotte, deux échantillons de 25mm et de 45mm d'épaisseurs ont été sciés à l'aide d'une scie meuleuse, pour les essais de perméabilité à la vapeur d'eau (**24 échantillons**, coupelle sèche : 4 – 9 échantillons, Gravitest : 7 échantillons) et de conductivité thermique respectivement (**20 échantillons**, 10 mesures par échantillon).

#### C. Méthode de mesure des propriétés et d'estimation de la variabilité

<sup>a</sup> Dans la suite de cette étude, nous utiliserons le terme « fibre » pour désigner toutes les espèces d'ajout végétal

La conductivité thermique ( $\lambda$ ) a été évaluée à partir de la méthode du disque chaud (HotDisk). L'appareillage est constitué d'une source électrique, d'une sonde (en alliage de Nickel) qui sert en même temps de capteur de température, par mesure du changement de la résistivité. La sonde était de diamètre 12 mm, une puissance de source de 20mW était appliquée à la surface du matériau pendant 20 secondes. La profondeur de pénétration théorique de la chaleur a été vérifiée à chaque test, par rapport aux dimensions de l'échantillon.

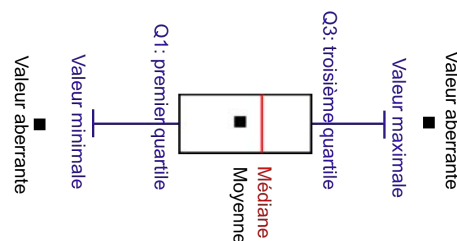
La perméabilité à la vapeur d'eau ( $k_m$ ) fut mesurée et évaluée suivant la norme NF EN 12572 à partir de deux méthodes : la méthode de la coupelle sèche et la méthode du Gravitest. Les tests ont été réalisés à une ambiance de 23°C en température et 50% en humidité relative.



**FIGURE 1.** Echantillons de perméabilité à la vapeur d'eau fabriqués (échelle du matériau) et parois carottée

Comme estimateur de variabilité uni-varié, l'Intervalle Quartaire ( $IQR = Q3 - Q1$ ) et le Coefficient de Variation (CoV) furent utilisés. L'IQR présente l'avantage de s'affranchir des valeurs aberrantes. Les boîtes à moustaches seront ainsi utilisées pour décrire la variabilité (FIGURE 2).

Afin de procéder plus tard à des études probabilistes des modèles de transfert couplés, des Fonctions Densité de Probabilité (FDP) des propriétés ont été proposées. Une comparaison entre les statistiques de ces dernières aux deux échelles a été proposée. Pour cela, la loi Log-normale a été utilisée, étant donnée qu'elle propose la meilleur valeur-p après un test khi-carré ( $\chi^2$ ) sur l'ensemble des valeurs à l'EM et à l'EP.



**FIGURE 2.** Boite à moustache

### III. RESULTATS

#### A. Echelle du matériau : étude statistique

La FIGURE 3 expose la variabilité de la conductivité thermique de chaque formulation. Les composites de lin à un taux de substitution de 1% (FL-1%) ont montré une moyenne comparable par rapport au matériau non-fibré (WF) de 1,08 et 1,06 W/(m.K), mais une variabilité plus faible (3,34% et 4,13% respectivement). Une observation au microscope optique de l'état de surface interne

des formulations a été réalisée dans (Tchiotsop et al., 2022). En effet, la faible variabilité s’explique par la texture fine des fibres de lin, extraite des cellules de tige de lin, qui remplissent les pores du matériau non-fibré : le matériau ainsi obtenu est plus homogène. Contrairement au composite de lin, ceux de chènevette et de foin montre une augmentation de variabilité de la conductivité thermique. L’observation au microscope des échantillons montre que les composites de chènevette et de foin ont une distribution de taille de pores variée. De plus, une adhérence moins forte est remarquée entre les fibres et la matrice terre, en comparaison avec l’adhérence des fibres de lin.

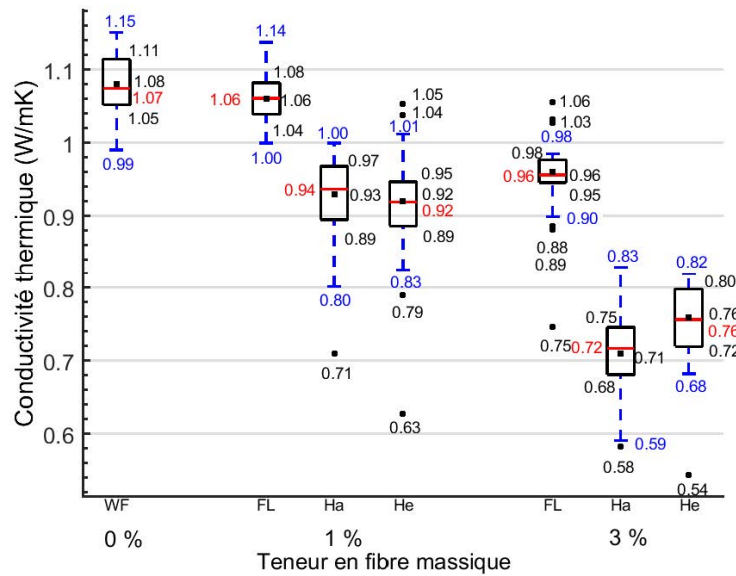


FIGURE 3. Variabilité de la conductivité thermique des formulations étudiées à l’échelle du matériau

TABLEAU 2. Statistiques des propriétés hygrothermiques des formulations étudiées

Propriétés		WF	FL-1%	FL-3%	Ha-1%	Ha-3%	He-1%	He-3%
<b>Moyenne (M)</b>								
Conductivité thermique (W/(m.K))		1,08	1,06	0,96	0,93	0,71	0,92	0,76
Perméabilité à la vapeur (kg/(m.s.Pa))	Coupelle	9,13. 10 <sup>-12</sup>	8,69. 10 <sup>-12</sup>	6,48. 10 <sup>-11</sup>	1,32. 10 <sup>-11</sup>	1,05. 10 <sup>-11</sup>	1,14. 10 <sup>-11</sup>	1,05. 10 <sup>-11</sup>
	Gravitest	8,26.10 <sup>-12</sup>	8,26.10 <sup>-12</sup>	-	7,51.10 <sup>-12</sup>	-	9,01.10 <sup>-12</sup>	-
	Total	8,46.10 <sup>-12</sup>	8,65. 10 <sup>-12</sup>	6,48. 10 <sup>-11</sup>	9,66. 10 <sup>-12</sup>	1,05. 10 <sup>-11</sup>	1,01. 10 <sup>-11</sup>	1,05. 10 <sup>-11</sup>
<b>Intervalle quartile (IQR)</b>								
Conductivité thermique (W/(m.K))		0,062	0,043	0,031	0,073	0,065	0,061	0,079
<b>Coefficients de variation (%)</b>								
Conductivité thermique (W/(m.K))		4,13	3,34	7,19	8,18	9,37	10,89	11,06
Perméabilité à la vapeur	Coupelle	4,49	55,73	26,71	15,84	26,90	50,05	18,49
	Gravitest	16,30	13,92	-	25,09	-	7,25	-
	Total	11,71	35,66	26,71	36,02	26,90	37,09	18,49

Quel que soit l’estimateur de variabilité, le composite de chènevette affiche la plus grande variabilité, parmi les composites à 1% et 3% (TABLEAU 2). Cela est certainement dû à la variation de longueur des ajouts de chènevettes, entre 25 et 50mm (Viel et al., 2019). En effet, plusieurs

travaux ont mis en évidence la corrélation négative entre la conductivité thermique des matériaux en terre crue et la longueur des ajouts végétaux (Ba et al., 2021; Laibi et al., 2018; Millogo et al., 2014). En nous basant sur l'IQR comme estimateur de la variabilité, un accroissement avec la teneur en fibre de la variabilité de la conductivité thermique a été remarqué pour les composites de foin et de chènevottes. Pour les premiers, un accroissement de  $\frac{IQR_{\lambda_{Ha-3\%}} - IQR_{\lambda_{Ha-1\%}}}{IQR_{\lambda_{Ha-1\%}}} = 15\%$  (IQR de 8,18% à 9,37%) et pour les seconds, un accroissement de 2% (IQR de 10,89 à 11,06%). En utilisant le Coefficient de Variation (CoV) comme estimateur de la variabilité l'on note un accroissement de 115% pour les composites de lin. Cela est dû au nombre important de valeurs aberrantes de la formulation FL-3% (5 valeurs).

Le TABLEAU 2 affiche aussi les statistiques de la perméabilité à la vapeur ( $k_m$ ) pour les formulations étudiées. En comparant les moyennes des essais à la coupelle sèche et au Gravitest, l'on note des écarts non négligeables pour les formulations Ha-1% et He-1% ( $5,69 \cdot 10^{-12}$  et  $2,39 \cdot 10^{-12}$  kg/(m.s.Pa) respectivement). Cependant avec WF et FL-1%, de faibles écarts de  $0,87 \cdot 10^{-12}$  et de  $0,43 \cdot 10^{-12}$  kg/(m.s.Pa) ont été calculés. Ainsi, comme avec la conductivité thermique, l'écart est d'autant plus faible que le matériau est homogène. Etant donné le faible nombre d'échantillons, le calcul de l'intervalle quartile n'est pas approprié. Contrairement à  $\lambda$ , de fortes variabilités (CoV) ont été calculées. Le matériau non fibré a eu la plus faible variabilité et aucune tendance monotone avec la teneur en fibre n'a été identifiée. En effet, l'on remarque qu'il existe probablement des teneurs en fibres intermédiaire pour lesquelles l'on obtient un maximum de variabilité. En nous référant à la variabilité sur l'ensemble des échantillons, cette teneur en fibre est comprise entre 1 et 3% pour tous les composites. Cependant, un nombre d'essai plus conséquent devrait être réalisé pour confirmer cette hypothèse.

#### B. Echelle de la paroi : étude statistique et degré de représentativité des propriétés

Le TABLEAU 3 résume les statistiques de la variabilité des propriétés aux deux échelles pour la formulation He-3%. Des valeurs similaires ont été retrouvées pour la moyenne de la conductivité thermique : 0,76 W/(m.K) à l'Echelle du Matériau (EM) et 0,74 W/(m.K) à l'Echelle de la Paroi (EP). Néanmoins, un écart plus important de  $2,96 \cdot 10^{-12}$  kg/(m.s.Pa) est calculé sur les moyennes de  $k_m$ . A l'échelle de la paroi l'on note un accroissement de la variabilité des propriétés par rapport à l'échelle du matériau (CoV) : de 11% pour  $\lambda$  (11,06% à 12,30%) et de 82% pour  $k_m$  (18,49% à 33,74%). Cependant, les statistiques de  $k_m$  sont aussi influencées par le nombre d'échantillons (9 à l'EM et 22 à l'EP). Sous réserve de cette analyse, cette étude montre que la méthode de fabrication des échantillons pour  $k_m$  devrait être améliorée. Par ailleurs, une tendance d'évolution de la conductivité thermique avec la hauteur de la paroi a été identifiée, contrairement à la perméabilité à la vapeur. Deux courbes ont été identifiées : l'une en éliminant les mesures aux bords supérieurs et inférieurs de la paroi ( $\lambda = 0,0033y + 0,584$ ) et l'autre en prenant en compte toutes les mesures ( $\lambda = 0,0023y + 0,699$ ).

TABLEAU 3. Statistiques de la variabilité des propriétés hygrothermiques aux deux échelles pour He-3%

Echelle d'étude	Moyenne (M)		Intervalle quartile (IQR)		Coefficient de Variation (CoV)	
	E.M.	E.P.	E.M.	E.P.	E.M.	E.P.
Conductivité thermique $\lambda$ (W/(m.K.))	0,76	0,74	0,079	0,098	11,06	12,30

Perméabilité à la vapeur (kg/(m.s.Pa))	8,94.10 <sup>-12</sup>	1,19.10 <sup>-11</sup>	3,01.10 <sup>-12</sup>	5,50.10 <sup>-12</sup>	18,49	33,74
---	------------------------	------------------------	------------------------	------------------------	-------	-------

C. Fonctions densité de probabilité (FDPs)

Toujours en vue de procéder à des simulations probabilistes, des fonctions densité de probabilités ont été proposées. La FIGURE 4 illustre les FDPs aux deux échelles<sup>b</sup> et le TABLEAU 4, les statistiques de ces fonctions (moyenne et CoV) et les Degrés de Représentativité (DR) de ces dernières (statistique à l'EMx100/statistique à l'EP). Plus DR se rapproche de 100%, plus les études aux deux échelles sont similaires.

Ainsi, des DR de 102% et de 7% ont été obtenus pour la moyenne (M) et le Coefficient de Variation (CoV) de la conductivité thermique. Des valeurs de 73% et 42% ont été obtenus pour M et CoV de la perméabilité à la vapeur d'eau. Comme retrouvé précédemment, les faibles représentativités du CoV indiquent qu'une amélioration de la fabrication des échantillons en laboratoire est nécessaire.

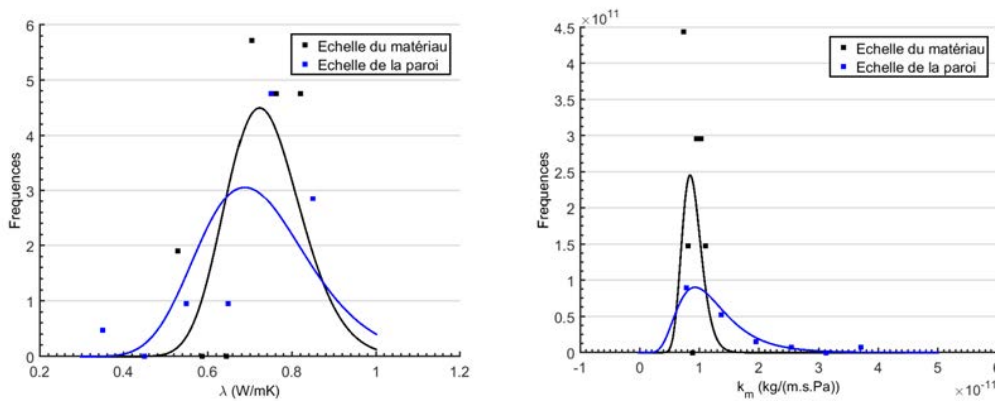


FIGURE 4. Fonctions densité de probabilité des propriétés

TABLEAU 4. Statistiques des FDPs

Propriétés	EM		EP		DR (EMx100/EP)	
	M	CoV (%)	M	CoV (%)	M	CoV (%)
$\lambda$ (W/(m.K))	0,74	12,21	0,73	18,76	102	65
$k_m$ (kg/(m.s.Pa))	8,96.10 <sup>-12</sup>	18,94	1,23.10 <sup>-11</sup>	45,20	73	42

III. CONCLUSION

Ce travail met en évidence l'intérêt de l'étude de la variabilité naturelle des propriétés hygrothermiques de la bauge. En effet, elle montre que les méthodes déterministes de simulation des transferts de chaleur et/ou d'humidité sont insuffisantes.

En procédant à des mesures à l'échelle du matériau, une confrontation entre les formulations WF et FL-1% par exemple affiche des moyennes similaires, mais la différence est marquée au niveau de

<sup>b</sup> Il est à noter que les données utilisées pour  $k_m$  sont l'ensemble des mesures au Gravitest et à la coupelle

la variabilité. Les formulations à base de tiges de foin et de chènevottes affichent des variabilités aléatoires plus importantes, liée à la microstructure même des matériaux.

En comparaison à des mesures réalisées à l'échelle de la paroi, d'excellents niveaux de représentativité ont été obtenus sur la moyenne des propriétés, contrairement aux indicateurs de variabilité, démontrant ainsi une nécessité d'améliorer le protocole de fabrication.

Enfin, fonctions densité de probabilité ont été proposées afin de procéder plus tard, à des études probabilistes du comportement hygrothermique des parois en bauge, ainsi que l'étude énergétique des bâtiments en bauge. Le degré de représentativité de la statistique « Moyenne » des FDPs des propriétés fut satisfaisant, contrairement la statistique « CoV ».

## REFERENCES

- Alassaad, F., Touati, K., Levacher, D., Mendili, Y.E., Sebaibi, N., 2022. Improvement of cob thermal inertia by latent heat storage and its implication on energy consumption. *Construction and Building Materials* 329, 127163. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.127163>
- Azil, A., Le Guern, M., Touati, K., Sebaibi, N., Boutouil, M., Streiff, F., Goodhew, S., Gomina, M., 2022. Earth construction: Field variabilities and laboratory reproducibility. *Construction and Building Materials* 314, 125591. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.125591>
- Ba, L., El Abbassi, I., Ngo, T.-T., Pliya, P., Kane, C.S.E., Darcherif, A.-M., Ndongo, M., 2021. Experimental Investigation of Thermal and Mechanical Properties of Clay Reinforced with *Typha australis*: Influence of Length and Percentage of Fibers. *Waste Biomass Valor* 12, 2723–2737. <https://doi.org/10.1007/s12649-020-01193-0>
- Barnaure, M., Poullain, P., Stéphanie, B., 2019. Earth buildings with local materials: Assessing the variability of properties. FIB Symposium.
- Clerc, R., Mestapha, O., Schoefs, F., 2019. SCAP-1D : A Spatial Correlation Assessment Procedure from Unidimensional Discrete Data. *Reliability Engineering & System Safety* 191, 106498. <https://doi.org/10.1016/j.ress.2019.106498>
- Environment, U.N., 2019. 2019 Global Status Report for Buildings and Construction Sector. UNEP - UN Environment Programme.
- Issaadi, N., 2015. Effets de la variabilité des propriétés de matériaux cimentaires sur les transferts hygrothermiques : développement d'une approche probabiliste (phdthesis). Université de La Rochelle ; École Royale Militaire (Bruxelles).
- Laibi, A.B., Poullain, P., Leklou, N., Gomina, M., Sohounhoulou, D.K.C., 2018. Influence of the kenaf fiber length on the mechanical and thermal properties of Compressed Earth Blocks (CEB). *KSCE J Civ Eng* 22, 785–793. <https://doi.org/10.1007/s12205-017-1968-9>
- Larrard, T. de, 2010. Variabilité des propriétés du béton : caractérisation expérimentale et modélisation probabiliste de la lixiviation (phdthesis). École normale supérieure de Cachan - ENS Cachan.
- Melià, P., Ruggieri, G., Sabbadini, S., Dotelli, G., 2014. Environmental impacts of natural and conventional building materials: a case study on earth plasters. *Journal of Cleaner Production* 80, 179–186. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2014.05.073>
- Millogo, Y., Morel, J.-C., Aubert, J.-E., Ghavami, K., 2014. Experimental analysis of Pressed Adobe Blocks reinforced with *Hibiscus cannabinus* fibers. *Construction and Building Materials* 52, 71–78. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.10.094>
- Niroumand, H., Zain, M.F.M., Jamil, M., 2013. Various Types of Earth Buildings. *Procedia - Social and Behavioral Sciences*, 2nd Cyprus International Conference on Educational Research (CY-ICER 2013) 89, 226–230. <https://doi.org/10.1016/j.sbspro.2013.08.839>
- Philip, J.R., De Vries, D.A., 1957. Moisture movement in porous materials under temperature gradients. *Trans. AGU* 38, 222. <https://doi.org/10.1029/TR038i002p00222>
- Sangma, S., Tripura, D.D., Deshmukh, A., Shaikh, A., 2022. A study on cob sample production and techniques. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Forensic Engineering* 1–11. <https://doi.org/10.1680/jfoen.22.00022>
- Tchiotsop, J., Issaadi, N., Poullain, P., Bonnet, S., Belarbi, R., 2022. Assessment of the natural variability of cob buildings hygric and thermal properties at material scale: Influence of plants add-ons. *Construction and Building Materials* 342, 127922. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.127922>
- Viel, M., Collet, F., Pretot, S., Lanos, C., 2019. Hemp-Straw Composites: Gluing Study and Multi-Physical Characterizations. *Materials* 12, 1199. <https://doi.org/10.3390/ma12081199>

# Prédiction du degré d'homogénéité de mélange entre les constituants neufs et les agrégats d'enrobé (AE) par un modèle hétérogène triphasique

**Elio Ziade**

*Université de Limoges, laboratoire GC2D, Egletons, France*

*Spie Batignolles malet, direction technique, Toulouse, France*

**RESUME.** Dans le contexte de l'économie circulaire, l'utilisation des enrobés recyclés dans la construction routière est devenue une nécessité forte. L'incorporation d'Agrégats d'Enrobés (AE) dans les enrobés nous mène à poser des questions sur l'homogénéité de mélange avec les matériaux neufs. Cette dernière présente une problématique qui influe sur les performances finales d'une chaussée. Plusieurs chercheurs ont essayé de mettre en place un essai afin de mesurer l'homogénéité du mélange tel que la lixiviation séquentielle. Cependant, ces méthodes restent compliquées à réaliser et non normalisées. D'où l'objectif de cet article de proposer une méthode basée sur une approche numérique permettant de déterminer ce pourcentage. Un modèle hétérogène triphasique est développé en se basant sur la méthode des éléments finis et sur un logiciel de générations de géométries développé dans notre laboratoire. Un mortier numérique est formé de mortiers neuf, vieux et mélange. Variant le volume des différentes phases, on pourra piloter le pourcentage d'homogénéité. En comparant le module du mélange numérique au module d'un mortier mélange testé au labo, on aura le degré expérimental d'homogénéité du mélange. Cette méthode sert à économiser de ressources ; elle est simple à réaliser en comparaison aux essais expérimentaux, compliqués et pas encore normalisés.

**Mots-clefs** Recyclage, AE (agrégats d'enrobé), mortier, mélange, degré d'homogénéité.

## I. INTRODUCTION

Le recyclage des enrobés est devenu courant au cours des dernières années. En effet, la substitution d'une partie des matériaux neufs par les vieux permet la réalisation d'économies substantielles sur le coût de construction des nouvelles voiries tout en contribuant à la préservation des ressources naturelles.

Le recyclage des enrobés, qui bénéficie de plus de trente ans d'expérience en France, a pris un nouvel essor par les directives de ces dernières années jusqu'au Pacte d'engagement des acteurs du secteur routier, signé en 2021. Dans ce pacte, la réintroduction d'au moins 20% d'agrégats d'enrobé (AE) dans les nouvelles formules d'enrobés bitumineux (Routes de France, rapport annuel 2022) figure parmi les objectifs à l'horizon 2025/2030.

Les agrégats d'enrobé sont des matériaux récupérés du fraisage des couches bitumineuses sur les chantiers, de la déconstruction des chantiers d'enrobé et du surplus de production dans les usines d'enrobé. Plusieurs projets de recherche (le Projet National Mure par exemple (Pouget et al.,

2023)) ont permis de consolider les connaissances scientifiques et techniques dans le domaine du recyclage des chaussées. Cependant, la confiance reste limitée quant à la réutilisation des AE sans doute en raison d'un manque de connaissances scientifiques sur l'interaction entre les matériaux d'apport et les AE au sein d'un enrobé recyclé. Plus particulièrement, la question de l'homogénéité de mélange entre les matériaux d'apport et les AE est au cœur du débat et de nombreuses études sont menées afin de répondre à cette question.

Dans la pratique, le liant d'agrégats d'enrobé se trouve en une fine couche recouvrant les granulats d'AE et n'existe pas en tant que masse libre ce qui ne favorise pas un mélange mécanique entre le matériau d'AE et le liant d'apport pendant la phase de mélange. D'autres phénomènes peuvent aider deux liants à se mélanger lorsqu'ils sont exposés à des températures précises pendant un temps donné. Ce mécanisme appelé diffusion, permet le transfert des molécules dans la matière lorsqu'elles ont suffisamment d'énergie pour se déplacer. En fonction du degré d'homogénéité de mélange, plusieurs cas de figure peuvent être identifiés :

- Black Rock (Zero Blending) : le liant d'AE ne se mélange pas avec le liant d'apport, on parle de 0% d'homogénéité de mélange.
- Partial Blending : le liant d'AE se mélange partiellement avec le liant d'apport, on parle d'homogénéité intermédiaire ou indéterminée.
- Total Blending : le liant d'AE se mélange totalement avec le liant d'apport, on parle d'un mélange homogène.

L'homogénéité du mélange entre le liant d'AE et le liant d'apport est une problématique qui influe sur les performances finales d'une chaussée (Rad, 2013, Gaspar et al., 2020). Plusieurs chercheurs ont essayé de mettre en place un essai afin de mesurer l'homogénéité du mélange ou le degré de remobilisation du constituant vieux dans le mélange. Parmi les différentes méthodes disponibles, il y a celle qui consiste à séparer de manière séquentielle les couches successives du liant enrobant les granulats. Cette technique utilise la méthode de lixiviation au perchloroéthylène. Pour Navaro, 2011, la distinction entre le liant d'agrégats d'enrobé et le liant d'apport se fait en utilisant la spectrométrie infrarouge à transformée de Fourier IRTF. Pour Gaspar et al., 2020, les liants récupérés sont testés au laboratoire par des essais rhéologiques afin d'évaluer les propriétés des couches extraites et, à partir de là, d'obtenir une indication de l'homogénéité des couches de liant, qui est supposée être liée au degré de mélange des liants.

Ces méthodes restent des méthodes non normalisées, compliquées à réaliser et nécessitent du temps. De plus, le mélange se fait au niveau du film qui existe entre ces granulats. Ce film n'est pas seulement un mélange de bitume vieux et neuf mais aussi de fines et du sable ce qu'on appelle mastic ou mortier. D'où l'intérêt de comprendre l'influence d'AE au niveau de ce film. Par conséquent, l'objectif de ce papier est de proposer un modèle numérique hétérogène afin d'évaluer le pourcentage d'homogénéité d'un mortier mélange.

## II. Simulation numérique

Dans cette section, les différentes étapes de la modélisation d'un mortier mélange sont présentées, depuis la création de la microstructure jusqu'à la réalisation des calculs.



Au début, le mortier mélange, peut être considéré comme un composite à deux phases, le constituant neuf et le constituant vieilli. En s'inspirant du travail réalisé par Rad, 2013, les deux phases commenceront à se mélanger au niveau des surfaces de contact. Dans ce cas, une troisième phase, qui est un mélange de matériau neuf et vieux, se formera dans le composite. Comme la diffusion dépend du temps et de la température, les phases diffusantes se diffusent progressivement dans le milieu. Par conséquent, la procédure suppose que le composite est formé d'une couche de matériau neuf, d'une couche de composant vieux et d'une couche correspondante à leur mélange. En d'autres termes, en fonction du temps, les épaisseurs des composants neuf et vieux vont diminuer continuellement tandis que l'épaisseur du mélange augmente jusqu'à ce que le mélange complet entre eux soit atteint. Dans notre étude, le phénomène est simulé sans prendre en compte le temps et le coefficient de diffusion de chaque constituant.

#### *Modèle triphasique*

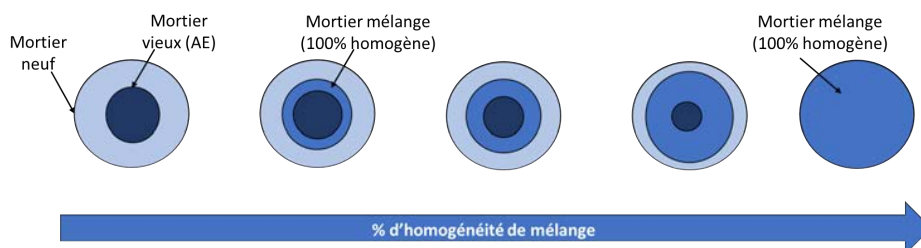
Cette modélisation consiste à déterminer le degré d'homogénéité de mélange des constituants vieux et neuf. Le mortier mélange est formé du mortier neuf et du mortier vieux. Dans le cas où un mélange existe entre ces deux constituants, un troisième composant apparaît. Ce dernier représente la partie mélangée (considérée 100% homogène) des constituants vieux et neuf.

Ainsi, l'objectif est de modéliser le mortier mélange en utilisant l'approche triphasique :

- La première phase est constituée des inclusions 1 (le mortier d'AE dans notre cas),
- La seconde phase est constituée des inclusions 2 (le mortier mélange 100% homogène dans notre cas)
- La troisième phase est la matrice (le mortier neuf dans notre cas).

En variant le volume de chaque phase, le pourcentage d'homogénéité de mélange est piloté. En comparant le module du mélange numérique au module d'un mortier mélange testé au laboratoire, le degré d'homogénéité de mélange expérimental du constituant vieux est déterminé.

Le concept de la modélisation triphasique, afin de déterminer le pourcentage de mélange, est présenté dans la Figure 1.



**Figure 1. Le concept de la modélisation triphasique adoptée**

#### *Création des modèles numériques*

Le mortier mélange est formé de 51% de volume d'un mortier neuf (d'apport) et 49% de volume d'un mortier vieux (d'AE). Variant les volumes des différents mortiers, le degré d'homogénéité de mélange est piloté. 12 modèles numériques d'un mortier mélange sont développés en simulant 12 étapes de mélanges entre les constituants neufs et vieux. La Figure 2 illustre ces étapes de

mélange. A chaque étape, 5% du mortier vieux est mélangé avec 5% du mortier neuf donnant un mortier mélange homogène. La cinétique de diffusion est prise, en première approche, égale pour les différents constituants dans ce travail de recherche. Le premier modèle correspond à 0% d'homogénéité et peut être présenté par un modèle biphasique. Ensuite, des modèles triphasiques sont développés représentant les différents degrés d'homogénéité de mélange entre les constituants. Enfin, le dernier modèle formé d'une seule phase (le mortier 100% homogène) correspond à un mélange homogène entre les mortiers neuf et vieux.



Figure 2. Les différentes étapes de mélange entre les mortiers neuf et vieux

*Génération des différentes phases*

Le logiciel ABAQUS est utilisé pour réaliser les calculs numériques basées sur la méthode des éléments finis. Vu que les granulats possèdent des formes irrégulières, des angularités complexes et des tailles différentes, ABAQUS est incapable de créer ces agrégats et de les distribuer aléatoirement dans un domaine donné. C'est pourquoi un logiciel appelé MOA (acronyme de modeleur d'objet aléatoire) est introduit. Ce logiciel est développé dans notre laboratoire et est écrit en langage C++. Il a été validé dans le travail de Tehrani et al., 2012 et il a été utilisé par Ziade et al., 2021. Cet outil permet de générer des objets de manière aléatoire dans un espace défini en deux ou trois dimensions.

En adoptant la modélisation triphasique, le mortier vieux est considéré comme des inclusions et le mortier neuf comme la matrice. Le mortier (100% homogène) correspond à la couche de mortier qui existe entre le mortier neuf et le mortier vieux. Deux générations sont réalisées en utilisant le logiciel MOA (Voir Tableau 1). Les générations résultantes sont présentées dans la Figure 3. Un exemple d'un mortier triphasique correspondant à la 4ème étape de mélange (36% neuf, 30% mélange et 34 % vieux) est présenté dans la Figure 4.

**Tableau 1. Pourcentage volumétrique des générations résultantes**

Générations	Phase	Diamètre des sphères (µm)	Pourcentage volumétrique (%)
1	Mortier AE	50/250	$V_{\text{mortier AE}}$
2	Mortier AE+ Mortier mélange (homogène)	100/400	$V_{\text{mortier AE}} + V_{\text{mortier mél}}$

Plusieurs modèles sont générés en variant la taille des objets tout en respectant le pourcentage volumétrique de chaque phase. Ces modèles donnent des résultats de module complexe très proches avec des différences de moins de 3%. Concernant l'impact de la forme des objets sur le module dynamique des enrobés bitumineux calculé numériquement, Fakhari Tehrani et al., 2013 ont déterminé que l'effet de la forme des inclusions n'est pas significatif.

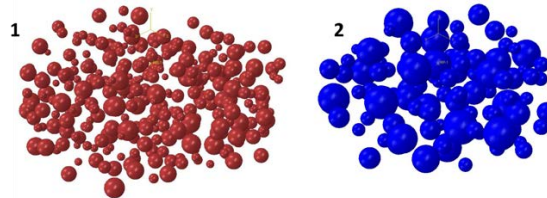


Figure 3. Les deux générations obtenues par MOA

#### Création de l'échantillon de mortier numérique

Après avoir importé ces deux générations dans le logiciel Abaqus, les trois phases sont créées et enfin le mortier numérique est obtenu en les combinant. Dans ce but, des opérations booléennes sont effectuées comme le montre la Figure 4. Ces opérations sont :

- Une première : sert à créer le mortier avec un degré d'homogénéité de mélange de 100%.
- Une deuxième : sert à créer la troisième phase qui est le mortier neuf.
- Une troisième : sert à créer le mortier mélange triphasique.

Le volume de chaque phase est vérifié après chaque opération booléenne afin de respecter les pourcentages volumétriques souhaités.

Le modèle est assimilé à un cylindre de 4 mm de diamètre et de 1 mm de hauteur afin de représenter l'échantillon expérimental de mortier bitumineux.

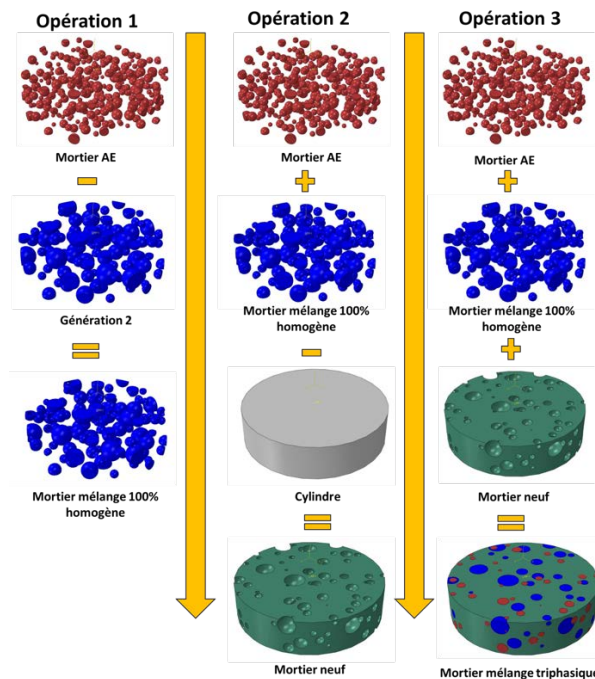


Figure 4. Opérations booléennes pour un modèle de mortier triphasique

Une cohésion parfaite entre les trois phases est considérée. Pour ce faire, la fonction "Tied Contact" intégrée dans le code MEF était utilisée. Cette fonction permet de relier les nœuds situés aux interfaces entre les deux domaines adjacents, éliminant ainsi tout degré de liberté et garantissant la continuité des déplacements et l'égalité des contraintes sur toute la surface des différentes phases.

### *Propriétés mécaniques*

Après avoir créé la structure du modèle, chaque phase est affectée par des propriétés mécaniques différentes. L'exemple présenté dans cette section concerne la simulation d'un mortier à une température de 15°C et une fréquence de 10Hz. Les différentes phases sont affectées par des propriétés élastiques linéaires pour de petites valeurs de déformation. Ces propriétés sont définies par le module d'Young E et le coefficient de Poisson  $\nu$  à chaque température et fréquence en utilisant les résultats expérimentaux des mortiers testés grâce à l'utilisation d'un rhéomètre à cisaillement dynamique (DSR) (voir Tableau 2 pour l'exemple présenté).

**Tableau 2. Propriétés élastiques des différentes phases**

Phase	Module d'Young E (MPa) à 15°C et 10 Hz	Coefficient de Poisson
Mortier AE	2236	0.4
Mortier mélange 100% homogène	1366	0.4
Mortier Neuf	413	0.4

### *Chargement et conditions aux limites*

Pour définir les conditions aux limites à fixer numériquement, les conditions expérimentales sont simulées. Expérimentalement, les éprouvettes sont fixées à une extrémité et une charge ou un déplacement est imposé à l'autre extrémité. En général, la surface inférieure des modèles est encastree, ce qui signifie que les déplacements sont annulés. Cependant, un déplacement rotatif  $\theta$  de 0.0003 (correspondant à  $\gamma = 0.06\%$ , trouvée expérimentalement) est imposé à un point de référence créé au centre de la surface supérieure du modèle.

L'essai de module complexe de cisaillement est simulé à différents taux de chargement en imposant différentes fréquences de déplacement sinusoïdal à la surface supérieure de l'échantillon à différentes températures (voir Figure 5 (gauche)).

### *Maillage*

Pour obtenir un état de cohésion entre la matrice et les inclusions, une fonction de liaison, prédéfinie dans le logiciel ABAQUS, est imposée, assurant un degré de liberté nul entre les nœuds, garantissant une distribution égale des déformations et une transmission égale des contraintes aux interfaces, ainsi que la continuité d'un déplacement. Pour obtenir une distribution uniforme des contraintes et des déformations dans le modèle, l'opération de maillage est effectuée en choisissant l'élément tétraédrique quadratique à dix nœuds (C3D10) (voir Figure 5 (droite)).

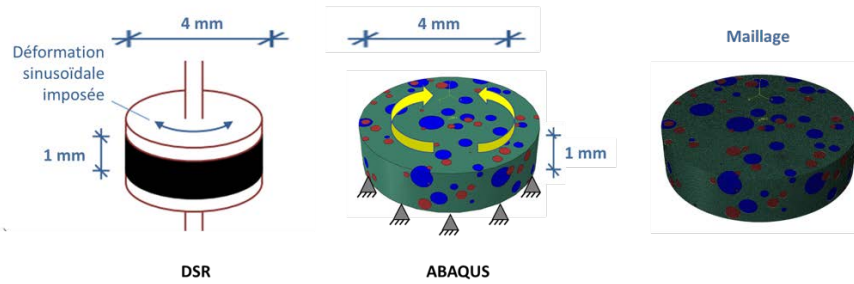


Figure 5. Chargement et conditions aux limites (gauche) et maillage du modèle (droite)

*Calcul du module complexe de cisaillement*

Une analyse pseudo-élastique est appliquée, ce qui signifie que le module complexe de chaque phase est attribué à un modèle correspondant à une certaine température et fréquence. Le coefficient de Poisson a été supposé égal à 0.4 indépendamment de la température et de la fréquence. L'analyse pseudo-élastique est adoptée pour étudier la validité et l'efficacité des modèles triphasiques. Ces derniers sont considérés comme des modèles très complexes vu qu'ils correspondent à 3 phases de propriétés différentes et à un nombre d'éléments très important.

*Résultats*

La norme du module complexe  $|E^*|$  est mesurée en variant le degré de mélange entre le mortier vieux et le mortier neuf. Pour chaque cas de mélange, cinq modèles numériques de mortiers sont réalisés, chacun est créé avec des générations différentes d'inclusions. Ces dernières ont été achevées d'une façon aléatoire à l'aide du logiciel MOA tout en respectant les taux de remplissage volumiques qui correspondent à chaque cas de mélange. Les modules complexes des mortiers résultants sont similaires avec une différence inférieure à 3%. Enfin, les valeurs calculées sont la moyenne des modules complexes de ces cinq modèles.

Ce module  $E^*$  est obtenu à partir de module complexe de cisaillement  $G^*$  à l'aide de l'équation 1 en prenant le coefficient de Poisson  $\nu = 0.4$  pour les mortiers.

$$G^* = E^* / (2(1+\nu)) \text{ Équation 1}$$

La Figure 6 représente les résultats obtenus à 15°C et à 10 Hz en fonction du degré de mélange du mortier triphasique.

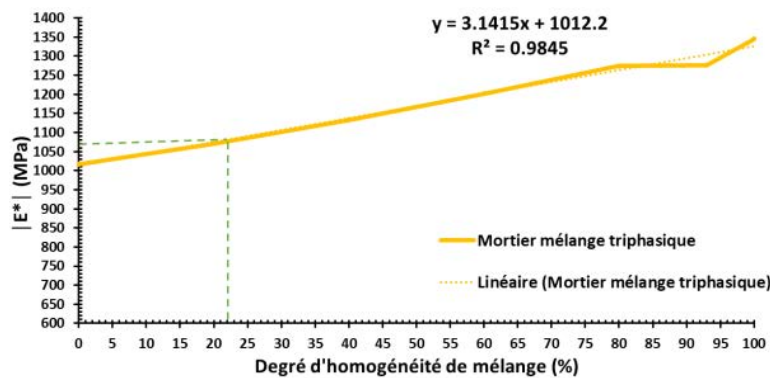


Figure 6. La norme du module complexe  $E^*$  en fonction du degré d'homogénéité de mélange du mortier triphasique obtenue à 15°C, 10Hz

Le module mesuré représente une fonction linéaire avec le degré d'homogénéité de mélange. Cette fonction est représentée par l'équation suivante :

$$E^{*\%mélange} = 3.14 \times \%mélange + E^{*0\%mélange} \quad \text{Équation 2}$$

Avec,  $\%mélange$  est le pourcentage d'homogénéité de mélange.

On peut conclure que plus le mélange est homogène c'est-à-dire plus le constituant vieux se remobilise dans le mélange, plus la rigidité du mélange augmente. Ainsi, peut-on justifier l'importance d'estimer et de contrôler le pourcentage d'homogénéité de mélange entre les différents constituants.

A partir d'un mélange 90% homogène, des irrégularités sont observées concernant la linéarité de la courbe. Cela pourrait être expliqué par le passage d'un modèle triphasique à un modèle biphasique à partir de ce pourcentage vu que le constituant vieux se remobilise en totalité dans le mélange et il ne reste qu'un petit volume du mortier neuf qui n'est pas encore mélangé. A 100% d'homogénéité de mélange, tous les constituants sont mélangés et le modèle correspond à un mortier monophasique dont les propriétés sont égales à celles mesurées expérimentalement du mortier mélange 100% homogène.

Rappelons que ce modèle est développé afin de prédire le taux d'homogénéité d'un mortier mélange. Ayant le module calculé en fonction du pourcentage d'homogénéité, on compare ce module numérique au module d'un mortier mélange testé au labo et on obtiendra le degré d'homogénéité de mélange expérimental entre les constituants neuf et vieux. Prenons l'exemple du mortier mélange avec le pourcentage inconnu d'homogénéité fabriqué en mélangeant le mortier neuf et le mortier d'AE. Ce mortier est obtenu après mélange manuel au niveau des mortiers neufs et vieux alors que le mortier 100% homogène est obtenu après un mélange manuel au niveau des liants neufs et vieux. Il est testé au laboratoire par un DSR. Ce mortier a un module  $E^* = 1076$  MPa (à 15°C et 10Hz). En plaçant ce module sur le graphe de la Figure 6, on peut estimer que le degré de mélange entre les constituants est de 22%.

Chaque étape de notre modélisation est basée sur une hypothèse de simplification : 5% de volume de mortier vieux se mélange avec 5% de volume du mortier neuf. Notre modèle peut être optimisé en considérant différentes vitesses de mélange pour les constituants neuf et vieux afin de mieux représenter le mélange.

### III. Conclusion

En adoptant le modèle triphasique, le pourcentage de mélange entre les composants vieux et neuf d'un mortier mélange est prédit. Cette approche peut être optimisée en prenant en compte le coefficient de diffusion du constituant vieux dans le neuf, et en la validant expérimentalement.

Enfin, cette méthode semble être un bon outil pour caractériser l'homogénéisation des constituants vieux et neufs au sein d'un matériau mélange vu qu'elle ne nécessite pas de fabriquer l'échelle finale à tester, donc elle sert à économiser de ressources et elle est simple à réaliser en comparaison aux essais expérimentaux souvent, compliqués et pas encore normalisés.

### REFERENCES

Fakhari Tehrani, F., Absi, J., Allou, F., & Petit, C. (2013). Heterogeneous numerical modeling of asphalt concrete through use of a biphasic approach: Porous matrix/inclusions. *Computational Materials Science*, 69, 186–196. <https://doi.org/10.1016/j.commatsci.2012.11.041>

Gaspar, M. S., Vasconcelos, K. L., Lopes, M. M., & Bernucci, L. L. (2020). Evaluation of binder blending on warm mix asphalt recycling. *Transportes*, 28(2), 87-99. DOI:10.14295/transportes.v28i2.2133

Navaro, J. (2011). Cinétique de mélange des enrobés recyclés et influence sur les performances mécaniques (Doctoral dissertation, Arts et Métiers-ParisTech). <https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-00613960>

Pouget, S., Marsac, P., Pedraza, A., Sauzéat, C., Di Benedetto, H., Gaudefroy, V., ... & Mouillet, V. (2023). Advanced characterisation of multi-recycled warm asphalt pavement (MRWAP) with high content of recycled asphalt pavement. *Road Materials and Pavement Design*, 1-22. DOI: 10.1080/14680629.2021.2018352

Route de France- Etat de la route. (2022). Rapport annuel. Paris. <https://www.routesdefrance.com/wp-content/uploads/2022/06/rdf-edlr2022-web.pdf>

Tehrani, F. F., Quignon, J., Allou, F., Absi, J., & Petit, C. (2012). Modélisations numériques en deux et en trois dimensions de matériaux bitumineux en tant que biphasés à fort contraste de propriétés mécaniques. XXXe rencontres AUGC-IBPSA, 1-12.

Yousefi Rad, F. (2013). Estimating blending level of fresh and RAP binders in recycled hot mix asphalt (Doctoral dissertation). <https://minds.wisconsin.edu/handle/1793/66319>

Ziade, E., Fakhari Tehrani, F., Beghin, A., Petit, C., Absi, J., Millien, A., & Reynaud, P. (2021). Experimental and numerical investigation on the rheological behaviour of bituminous composites via DSR testing. *Road Materials and Pavement Design*, 22(sup1), S328-S344. <https://doi.org/10.1080/14680629.2021.1912812>

# Durabilité d'un béton de laitier activé au carbonate de sodium

Patrick Azar<sup>1</sup>

<sup>1</sup> LMDC, Université de Toulouse, INSA-UPS Génie Civil

**RESUME** Ce travail se focalise sur la durabilité d'un liant alcali activé à base de laitier activé au carbonate de sodium (AAS). Les propriétés étudiées sont dans un premier temps les propriétés mécaniques et de transfert (porosité et coefficient d'absorption d'eau) puis, dans un deuxième temps, les propriétés de durabilité. Des performances équivalentes à un CEM III/C ont été mesurées vis-à-vis de la résistance à la compression, la porosité, l'attaque à l'acide nitrique et aux sulfates externes. L'AAS a présenté de meilleures performances vis-à-vis de l'attaque aux chlorures et de plus faible résistance à la carbonatation. Une étude plus précise de l'effet de la carbonatation sur des pâtes AAS a montré que le pH de stabilisation relativement élevé est probablement dû à l'effet tampon des alcalins provenant de l'activateur.

**Mots-clefs** laitiers de haut fourneau, carbonate de sodium, liant alcali-activé, durabilité, carbonatation

## I. INTRODUCTION

Les matériaux alcali activés sont une catégorie de liants caractérisés par l'activation d'un précurseur (laitier de haut fourneau, cendres volantes, métakaolin) par un activateur alcalin (hydroxyde, silicate, carbonate, sulfate de sodium/potassium), ce qui conduit au durcissement du mélange selon des cinétiques plus ou moins rapides. Ces liants peuvent réduire les émissions de CO<sub>2</sub> jusqu'à 80 % par rapport au ciment Portland (OPC) conventionnel (McLellan et al., 2011). L'activation par le carbonate de sodium (Na<sub>2</sub>CO<sub>3</sub>) présente l'avantage d'être moins nocive pour la santé car l'activateur est une poudre ajoutée au liant et non une solution hautement alcaline comme les hydroxydes et les silicates. Cependant, le laitier (GGBS) activé par le carbonate de sodium (AAS-Na<sub>2</sub>CO<sub>3</sub>) attire moins l'attention en raison de sa prise prolongée et de sa faible résistance mécanique à jeune âge (Bakharev et al., 1999). L'AAS-Na<sub>2</sub>CO<sub>3</sub> a été principalement étudié en termes de formulation, d'état frais et de résistance à la compression (principalement sur du mortier et de la pâte). Cependant, seules quelques études portent sur leur durabilité et des données supplémentaires sont nécessaires pour étudier le comportement à long terme de ce matériau avant toute application industrielle et standardisation.

Selon la littérature, le béton fabriqué avec du laitier activé par le silicate de sodium (AAS-Na<sub>2</sub>SiO<sub>3</sub>) présente une forte résistance à la pénétration des ions chlorure en raison de la capacité élevée des produits de réaction à lier les ions chlorure (Ke et al., 2017; Ma et al., 2016). De plus, l'AAS-Na<sub>2</sub>SiO<sub>3</sub> a montré une meilleure résistance aux attaques chimiques, telles que les acides (y compris nitrique, acétique, chlorhydrique, sulfurique et propionique), que le OPC (Bernal et al.,



2012; Koenig et al., 2017). L'AAS- $\text{Na}_2\text{SiO}_3$  exposé à des attaques au sulfate de sodium a également surpassé les matériaux OPC (Bakharev et al., 2002; Komljenović et al., 2013) et les OPC substitués par du laitier (CEM II, CEM III) (Diaz Caselles et al., 2021; Komljenović et al., 2013). En revanche, dans les matériaux mélangés avec du GGBS, une augmentation du remplacement du OPC a entraîné une diminution de la résistance à la carbonatation (Cyr, 2013; Divsholi et al., 2014; Lye et al., 2016). Les études limitées sur la durabilité de l'AAS- $\text{Na}_2\text{CO}_3$  semblent aller dans la même direction, mais les données sont encore insuffisantes pour caractériser correctement le comportement à long terme de tels liants. Ainsi, cette étude vise à étudier la durabilité d'un béton AAS- $\text{Na}_2\text{CO}_3$  évalué par une approche performancielle. L'AAS a été comparé à un béton CEM III/C (à teneur en GGBS comparable au AAS). Tout d'abord, la résistance à la compression et la porosité des matériaux ont été étudiés. Ensuite, la durabilité a été examinée en termes d'attaques chimiques (acides et sulfates), de résistance aux chlorures et à la carbonatation. Une étude plus détaillée a été menée pour comprendre l'effet de la carbonatation sur le pH du AAS- $\text{Na}_2\text{CO}_3$ .

## II. MATERIAUX ET METHODES

L'AAS a été fourni par Ecocem (composition chimique du laitier donnée dans le tableau 1). Ce liant est principalement composé de laitier et d'un système d'activation dont le composant principal est le carbonate de sodium (99,5%  $\text{Na}_2\text{CO}_3$ ) de Solvay. Les ciments de référence sont un CEM III/C 32,5 N-LH/SR CE PM NF (Eqiom) contenant 82% de laitier et un CEM III/B 42,5 N - LH/SR CE PM NF (La Malle) contenant 71% de laitier. Leur composition chimique est indiquée dans le tableau 1. Les granulats utilisés proviennent du nord-ouest de la France, Sablières Palvadeau - Les Douèmes. Ils sont concassés (silice et quartz) et ont une taille comprise entre 0 et 20 mm. Les proportions des mélanges de béton sont présentées dans le tableau 2, le nom de chaque mélange de béton étant le type de ciment utilisé suivi du rapport eau/liant.

Les essais réalisés, les procédures associées et la durée de cure sont indiqués dans le tableau 3.

**TABLEAU 1. Composition chimique des matériaux**

Mass (%)	$\text{SiO}_2$	$\text{Al}_2\text{O}_3$	$\text{CaO}$	$\text{MgO}$	$\text{Fe}_2\text{O}_3$	$\text{K}_2\text{O}$	$\text{Na}_2\text{O}$	$\text{TiO}_2$	$\text{SO}_3$
GGBS	37,3	10,7	43,0	6,5	0,20	0,35	0,23	0,70	0,10
CEM III/C	31,2	10,2	47,0	6,0	0,90	0,63	0,51	0,54	2,6
CEM III/B	30,0	9,48	48,8	2,7	2,8	-	0,50	0,48	2,9

**TABLEAU 2. Formulation des bétons pour les essais mécaniques et de durabilité ( $\text{kg/m}^3$ )**

	Liant	Granulats	Eau	Adjuvant	E/L*
AAS	425	1725	170	1,1	0,4
CEM III/C 0.4	425	1808	170	0,9	0,4
CEM III/B 0.55	425	1640	234	-	0,55
CEM III/C 0.5	375	1807	187,5	-	0,5
CEM III/B 0.5	375	1807	187,5	-	0,5

\* le Eau/Liant (E/L) a été calculé en utilisant l'eau effective (eau disponible pour participer à l'hydratation du liant) et le liant correspondait à la totalité de la poudre sèche ajoutée.

**TABLEAU 3. Procédures des tests sur béton**

Class d'exposition	Indicateurs généraux		XC	XS, XD	XA	XA
Test effectué	Résistivité	Porosité accessible à l'eau et coefficient d'absorption d'eau	Carbonatation naturelle	Migration accélérée et diffusion naturelle des chlorures	Attaque à l'acide nitrique (HNO <sub>3</sub> )	Attaque au sulfate de sodium (Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> )
Norme	XP P 18-481	NF P 18-459 NF EN 13369	NF EN 12390-10	NF EN 12390-11 NT Build 492	XP P18-482	SIA 262/1
Durée de cure en conditions scellés (jours)	90 et 180	90	4, 5 (AAS)	90	90	90
Propriétés mesurées	$\rho$	$\epsilon$ et WAC	Vitesse de carbonatation	Dnss et Dnssm	Profondeur de dégradation	Expansion longitudinale
Unité	$\Omega.m$	%	mm/année <sup>0.5</sup>	m <sup>2</sup> /s	mm	%
Echéances de mesure	90 et 180 jours	90 jours	1, 3, 6, 12 et 24 mois	90 jours	60 jours après cure	7, 14, 28, 35, 42, 56, 70, 84 jours

Des échantillons de pâte AAS et CEM III/C ont été préparés avec un rapport E/L de 0,4 pour étudier l'effet de la carbonatation sur le pH. Les échantillons de référence ont été conservés dans des conditions de cure endogène et les autres échantillons ont été durcis pendant 5 jours avant d'être concassés ( $D_{max} = 5$  mm) et soumis à une carbonatation naturelle et accélérée à 1% de CO<sub>2</sub>. Les échantillons ont été broyés afin d'assurer leur carbonatation complète, des tests préliminaires ayant montré que le front de carbonatation dépassait 5 mm dans les pâtes AAS et CEM III/C après 1 mois de carbonatation. A différentes échéances (1, 4,5 et 12 mois), des échantillons ont été prélevés et broyés à 80  $\mu$ m. 10 g de pâte broyée ont ensuite été immédiatement mélangés à 10 mL d'eau ultra-pure. La solution obtenue a été agitée à 300 rpm pendant 5 min avant de mesurer le pH à l'aide d'un pH-mètre. Cette méthode a été inspirée de l'étude de Wang et al. (Wang et al., 2021) La méthode a été validée avant d'être utilisée. La solution interstitielle a été extraite d'un échantillon de pâte scellé à l'aide d'un dispositif à haute pression après 45 jours. Le pH a été mesuré et comparé au pH obtenu par suspension de poudre, ce qui a donné des résultats similaires. Des analyses SEM/EDX ont été réalisées sur des échantillons de pâte broyée AAS après 4,5 mois.

### III. RESULTATS

#### A. Propriétés d'usage des bétons

Les bétons AAS, CEM III/C 0.4, CEM III/C 0.5 et CEM III/B 0.5 avaient des affaissements de 20, 16, 17 et 15 cm, respectivement. Pour le CEM III/B 0.55, le mélange de béton était très fluide et avait un affaissement supérieur à 20 cm. Le tableau 4 montre la résistance à la compression des différents bétons, mesurée sur des cubes de 10 cm, durcis dans des conditions scellées ou conservés dans des conditions naturelles de séchage à l'extérieur.

Les résultats ont montré que :

- A un rapport E/L équivalent de 0,4, le béton AAS a une résistance inférieure à celle du CEM III/C. Elle a tout de même atteint plus de 40 MPa à 28 jours et a continué à augmenter avec le temps, atteignant plus de 60 MPa à 1 an.
- A un jeune âge (4-5 jours), l'AAS a présenté une résistance assez élevée en comparaison avec d'autres liants, ce qui est peut-être attribuable au faible rapport entre la quantité d'eau et de liant dans le mélange.
- A des âges plus avancés (comme après 1 an de stockage en conditions extérieures sous abri), l'AAS peut être considéré comme "équivalent" au CEM III/B avec un rapport eau/liant de 0,525 ou au CEM III/C avec un rapport eau/liant de 0,43

**TABLEAU 4.** Résistance en compression jusqu'à 2 ans des bétons conservés en conditions scellées ou en cure endogène pendant 4 ou 5 jours (selon la formule), suivie d'une conservation en condition extérieure sous abri.

age (jours)	Résistance à la compression (MPa)									
	Conditions scellées					Conditions extérieures sous abri				
	AAS	CEM III/C 0.4	CEM III/C 0.5	CEM III/B 0.5	CEM III/B 0.55	AAS	CEM III/C 0.4	CEM III/C 0.5	CEM III/B 0.5	CEM III/B 0.55
4/5 (AAS)	29.7	29.8	22.7	20.9	14.6	-	-	-	-	-
28	45.0	52.6	41.0	52.7	46.2	-	-	-	-	-
36	46.0	54.7	41.2	53.4	47.4	44.2	49.7	41.3	48.1	37.5
97	55.1	57.5	48.4	60.3	52.9	53.7	57.3	43.4	51.8	41.3
188	60.7	63.2	50.6	65.1	57.1	57.3	61.5	43.6	56.0	42.7
371	63.9	69.1	51.7	67.1	60.2	58.6	64.2	43.5	59.2	45.9
737	66.9	72.2	54.9	71.8	-	60.8	66.2	46.0	58.8	-

### B. Durabilité des bétons

L'étude de durabilité a été réalisée sur la base d'une approche performancielle, en se basant sur le béton CEM III/C 0.4 comme référence. Toutefois, pour la carbonatation, plusieurs références ont été utilisées. Le tableau 5 présente un aperçu de tous les tests de durabilité effectués sur l'AAS et le CEM III/C 0.4.

**TABLEAU 5.** Résumé des résultats des essais effectués sur AAS et CEM III/C 0.4.

		Cure (jours)	AAS	CEM III/C 0.4
$f_{c28}$	MPa	28	45.0	52.6
$f_{c90}$	MPa	90	55.1	57.5
Porosité	%	90	14.1	14.6
Resistivité	$\Omega \cdot m$	90	645	396
Diffusion naturelle Cl	$\times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$	90	0.25	0.48
Migration accélérée Cl	$\times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$	90	1.01	1.16
Carbonatation naturelle	mm/année <sup>5</sup>	5 (AAS). 4	8.3	5.9
Acide nitrique pH=4	mm	90	0.28	0.26
Sulfates (Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> )	%	90	0.03-0.07	0.05

Certaines caractéristiques des deux bétons sont quasiment identiques : la porosité accessible à l'eau, la résistance à l'attaque par l'acide nitrique et la résistance à l'attaque externe par le sulfate de sodium. Bien que la résistance du béton AAS soit légèrement inférieure à celle du CEM III/C 0.4 à 90 jours, il peut toujours être considéré comme un béton C35/45 (sur la base de la résistance à la compression à 28 jours), tout comme le CEM III/C 0.4. En revanche, les propriétés liées à la diffusion et à la migration des chlorures sont améliorées pour le béton AAS. Par rapport au CEM III/C 0.4, la résistivité du béton AAS est supérieure de 63 %, et les coefficients de diffusion naturelle et de migration accélérée des chlorures sont plus faibles. Par contre, des cinétiques de carbonatation supérieures ont été mesurées dans le AAS.

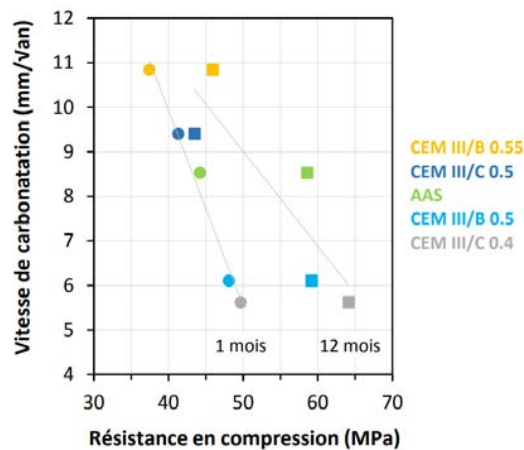
### C. Carbonatation du béton

La figure 1 montre les cinétiques de carbonatation de tous les bétons conservés en extérieur sous abri pendant 1 et 12 mois, en fonction des résistances à la compression. Cette méthode de conservation correspond à celle utilisée dans la mesure du test de carbonatation naturelle. Il convient de noter que la cinétique de carbonatation est identique pour les deux échéances, car elle a été déduite de toutes les mesures de profondeur de carbonatation effectuées entre 1 et 12 mois (la pente de la régression linéaire de la profondeur moyenne de carbonatation a été tracée en fonction de la racine carrée du temps).

Il existe une relation linéaire assez claire entre les taux de carbonatation et la résistance à 1 mois, qui est moins nette à 12 mois. Cette relation montre qu'une augmentation de la résistance est accompagnée d'une diminution significative de la cinétique de carbonatation. Cependant, la seule résistance ne peut pas expliquer cette diminution, d'autres facteurs doivent être pris en compte, tels que la réserve de chaux du système.

Le béton AAS a montré des cinétiques de carbonatation comprises entre les bétons CEM III/B et CEM III/C, avec un effet important du rapport eau/liant. Ainsi, du point de vue de la carbonatation : un béton AAS avec un rapport eau/liant de 0,40 serait similaire à un béton CEM III/B avec un rapport eau/ciment compris entre 0,50 et 0,55 ; ou similaire à un béton CEM III/C avec un rapport eau/liant compris entre 0,40 et 0,50.

Dans l'AAS, la portlandite n'est pas l'un des produits de réaction et les C-(N)-A-S-H sont caractérisés par un rapport Ca/Si (=1,0) plus faible par rapport au béton OPC (entre 1,7 et 2,0) (Lothenbach and Gruskovnjak, 2007; Puertas et al., 2006). Cela signifie qu'il y a moins de Ca disponible dans ces matériaux pour capturer le CO<sub>2</sub> et aucun effet tampon de pH associé ne pouvait être fourni, ce qui a conduit à une résistance inférieure à la carbonatation. En fait, dans une structure en béton armé sans ajouts d'OPC, la carbonatation n'a pas d'effet néfaste direct sur les propriétés du matériau. L'effet négatif de la carbonatation est plutôt la diminution du pH dans le matériau provoquant la corrosion. Dans l'AAS, malgré le taux de carbonatation élevé, leur teneur élevée en alcalins (provenant de l'activateur) pourrait avoir un effet tampon de pH et provoquer une stabilisation plus élevée du pH après la carbonatation. Ainsi, la carbonatation peut ne pas entraîner une forte diminution du pH tout en assurant la passivation de l'armature.



**FIGURE 1.** Vitesse de carbonatation des bétons en fonction des résistances à la compression à 1 et 12 mois. Bétons conservés à l'extérieur sous abri après 4 ou 5 jours de cure (selon la formule).

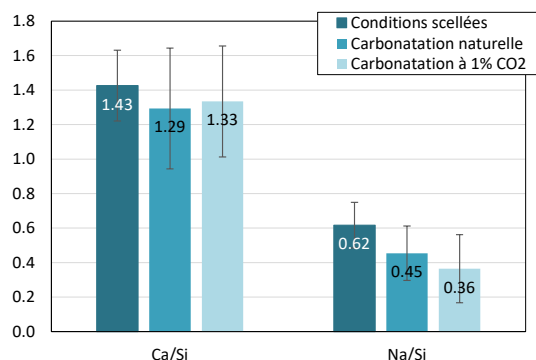
*D. Effet de la carbonatation sur le pH du AAS*

Les mesures de pH obtenues par suspension de poudre de pâte sont présentées dans le tableau 6.

**TABLEAU 6.** pH des échantillons de pâte AAS et CEM III/C après cure en conditions scellées et carbonatation (naturelle, carbonatation accélérée à 1 % de CO<sub>2</sub>) obtenue par suspension de poudre en solution.

Age	AAS			CEM III/C		
	1 mois	4,5 mois	12 mois	1 mois	4,5 mois	12 mois
Conditions scellées	13.3	-	12.9	13.1	-	12.8
Carbonatation naturelle	12.1	11.5	11.5	11.7	10.3	9.9
Carbonatation à 1% CO <sub>2</sub>	10.8	10.8	10.7	8.9	8.9	8.1

Les échantillons AAS et CEM III/C conservés dans des conditions scellées ont maintenu un pH élevé d'environ 13. La carbonatation naturelle a entraîné une stabilisation du pH de la pâte AAS à 11,5 après 4,5 et 12 mois. Cependant, dans la pâte CEM III/C, la carbonatation naturelle a fait chuter le pH à une valeur inférieure de 9,9 après 12 mois. De même, lors de la carbonatation accélérée à 1 % de CO<sub>2</sub>, la diminution du pH était plus faible dans la pâte AAS (10,7) que dans la pâte CEM III/C (8,1) après 12 mois. Le pH de stabilisation élevé dans la pâte AAS est probablement dû au tamponnage du pH de la phase hydrotalcite et à la teneur élevée en alcalins de l'activateur. Les résultats des analyses EDX réalisées pour étudier l'effet de la carbonatation sur le C-(N)-A-S-H (filtrage par élimination des points ayant un rapport Ca/Si > 2) sont présentées dans la figure 2. Après 4,5 mois, le rapport Na/Si a évolué vers des valeurs plus faibles (0,45) après carbonatation naturelle des échantillons et carbonatation à 1% de CO<sub>2</sub> (0,36) par rapport à ceux conservés en condition scellée (0,62). La carbonatation n'a pas provoqué de diminution remarquable du Ca/Si (figure 2).



**FIGURE 2.** Moyenne Ca/Si et Na/Si de l'analyse ponctuelle EDS de la pâte AAS après 4,5 mois conservée en condition scellée et carbonatation naturelle et accélérée à 1% de CO<sub>2</sub>. Les barres d'erreur correspondent à l'écart-type.

Les caractérisations de la microstructure sont en accord avec la modélisation thermodynamique de la carbonatation des C-(N)-A-S-H dans l'AAS-Na<sub>2</sub>CO<sub>3</sub> (Ke et al., 2020), où trois étapes ont été distinguées. Une première étape correspond à la perte des charges Na<sup>+</sup> en inter-couche, un pH élevé supérieur à 13,2 a été prédit. La deuxième étape correspond à la perte de la charge Ca<sup>2+</sup> inter-couche. Le rapport Ca/Si commence à diminuer et le pH a chuté à des valeurs autour de 12,0. Les valeurs de pH se sont stabilisées à une valeur de 12,0 pendant la décomposition de l'hydrotalcite carbonatée, puis diminuer jusqu'à des valeurs supérieures à 10,3 jusqu'à l'épuisement complet du gel de type C-(N)-A-S-H. Après l'épuisement complet du gel de type C-(N)-A-S-H, le pH diminue pour atteindre des valeurs plus basses autour de 7,9.

Dans le matériau AAS, même après la carbonatation, le pH de stabilisation élevé pourrait assurer une protection de l'armature et ne pas provoquer sa corrosion, induisant ainsi un risque limité de corrosion de l'armature.

#### IV. CONCLUSION

L'AAS-Na<sub>2</sub>CO<sub>3</sub> a montré des performances comparables à celles du CEM III/C avec le même rapport E/L en termes de porosité accessible à l'eau, d'attaque par l'acide nitrique et d'attaque externe par les sulfates. L'AAS a présenté une meilleure résistance aux chlorures mais a eu des cinétiques de carbonatation relativement élevées. Bien que la vitesse de carbonatation de l'AAS soit élevée, son impact sur le pH du matériau est moins important que celui du CEM III/C, qui présente des baisses de pH plus faibles. Cela suggère que les baisses de pH induites par la carbonatation dans l'AAS peuvent être insuffisantes pour provoquer la dépassivation et la corrosion des armatures. Pour déterminer les effets de la carbonatation sur les armatures dans les AAS, des échantillons de mortier armé ont été testés dans différentes conditions (cure endogène, carbonatation naturelle et carbonatation au CO<sub>2</sub> à 1 %) à l'aide d'essais électrochimiques non destructifs afin d'évaluer l'état de corrosion des armatures.

## REFERENCES

- Bakharev, T., Sanjayan, J.G., Cheng, Y.-B., 2002. Sulfate attack on alkali-activated slag concrete. *Cement and Concrete Research* 32, 211–216. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(01\)00659-7](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(01)00659-7)
- Bakharev, T., Sanjayan, J.G., Cheng, Y.-B., 1999. Alkali activation of Australian slag cements. *Cement and Concrete Research* 29, 113–120. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(98\)00170-7](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(98)00170-7)
- Bernal, S.A., Rodríguez, E.D., Mejía de Gutiérrez, R., Provis, J.L., 2012. Performance of alkali-activated slag mortars exposed to acids. *Journal of Sustainable Cement-Based Materials* 1, 138–151. <https://doi.org/10.1080/21650373.2012.747235>
- Cyr, M., 2013. 8 - Influence of supplementary cementitious materials (SCMs) on concrete durability, in: Pacheco-Torgal, F., Jalali, S., Labrincha, J., John, V.M. (Eds.), *Eco-Efficient Concrete*, Woodhead Publishing Series in Civil and Structural Engineering. Woodhead Publishing, pp. 153–197. <https://doi.org/10.1533/9780857098993.2.153>
- Diaz Caselles, L., Hot, J., Cassagnabère, F., Cyr, M., 2021. External sulfate attack: comparison of several alternative binders. *Mater Struct* 54, 216. <https://doi.org/10.1617/s11527-021-01813-8>
- Divsholi, B.S., Lim, T.Y.D., Teng, S., 2014. Durability Properties and Microstructure of Ground Granulated Blast Furnace Slag Cement Concrete. *Int J Concr Struct Mater* 8, 157–164. <https://doi.org/10.1007/s40069-013-0063-y>
- Ke, X., Bernal, S.A., Hussein, O.H., Provis, J.L., 2017. Chloride binding and mobility in sodium carbonate-activated slag pastes and mortars. *Mater Struct* 50, 252. <https://doi.org/10.1617/s11527-017-1121-8>
- Ke, X., Bernal, S.A., Provis, J.L., Lothenbach, B., 2020. Thermodynamic modelling of phase evolution in alkali-activated slag cements exposed to carbon dioxide. *Cem. Concr. Res* 136, 106158. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2020.106158>
- Koenig, A., Herrmann, A., Overmann, S., Dehn, F., 2017. Resistance of alkali-activated binders to organic acid attack: Assessment of evaluation criteria and damage mechanisms. *Construction and Building Materials* 151, 405–413. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.06.117>
- Komljenović, M., Baščarević, Z., Marjanović, N., Nikolić, V., 2013. External sulfate attack on alkali-activated slag. *Construction and Building Materials* 49, 31–39. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.08.013>
- Lothenbach, B., Gruskovnjak, A., 2007. Hydration of alkali-activated slag: thermodynamic modelling. *Advances in Cement Research* 19, 81–92. <https://doi.org/10.1680/adcr.2007.19.2.81>
- Lye, C.-Q., Dhir, R.K., Ghataora, G.S., 2016. Carbonation resistance of GGBS concrete. *Magazine of Concrete Research* 68, 936–969. <https://doi.org/10.1680/jmacr.15.00449>
- Ma, Q., Nanukuttan, S.V., Basheer, P.A.M., Bai, Y., Yang, C., 2016. Chloride transport and the resulting corrosion of steel bars in alkali activated slag concretes. *Mater Struct* 49, 3663–3677. <https://doi.org/10.1617/s11527-015-0747-7>
- McLellan, B.C., Williams, R.P., Lay, J., van Riessen, A., Corder, G.D., 2011. Costs and carbon emissions for geopolymers in comparison to ordinary portland cement. *Journal of Cleaner Production* 19, 1080–1090. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2011.02.010>
- Puertas, F., Palacios, M., Vázquez, T., 2006. Carbonation process of alkali-activated slag mortars. *J Mater Sci* 41, 3071–3082. <https://doi.org/10.1007/s10853-005-1821-2>
- Wang, W.-C., Huang, W.-H., Lee, M.-Y., Duong, H.T.H., Chang, Y.-H., 2021. Standardized Procedure of Measuring the pH Value of Cement Matrix Material by Ex-Situ Leaching Method (ESL). *Crystals* 11, 436. <https://doi.org/10.3390/cryst11040436>

# Comportement Mécanique en Torsion des Structures Multi-matériaux et instabilité de déversement. Application aux Structures Mixtes Acier-Bois et Composites-bois.

DARWICH Hassan

*Laboratoire des matériaux composites EA 7427, Université Claude Bernard Lyon 1, France*

**RESUME** Dans la construction, les structures multi-matériaux peuvent être une solution très efficace sur le plan mécanique. En effet, l'hybridation permet de renforcer les profilés ouverts (en I, en C ..., en acier ou en GFRP), face aux instabilités structurelles comme le déversement. Cette étude examine le comportement en flexion à court terme et jusqu'à rupture, des poutres hybrides acier-bois et composite-bois. Plusieurs configurations ont été étudiées avec une connexion par boulonnage. Les résultats des essais ont montré un gain remarquable de la capacité portante apporté par les poutres en bois non classé, par retard de déversement des profilés (GFRP ou acier). Des simulations numériques par éléments finis volumiques ont été effectuées pour évaluer le comportement à la ruine de ces structures hybrides, en introduisant la non-linéarité géométrique des éléments. Une très bonne prédiction de la charge de ruine par déversement est obtenue avec des écarts faibles (de l'ordre de 4%). Des différences plus importantes peuvent être relevées sur les flèches (de l'ordre de 20%) du fait de la variabilité et de l'hétérogénéité du bois non prises en compte dans le modèle. Une étude paramétrique a montré l'influence des propriétés du bois et de la disposition des boulons sur le comportement des poutres hybrides. Cette étude ouvre la voie à une nouvelle hybridation des matériaux de construction afin d'optimiser leur utilisation dans le secteur de la construction.

**Mots-clefs** Profilés GFRP, Poutre Bois, Poutre Hybride, Expérimentations, Modélisations non-linéaires par Eléments Finis.

## I. INTRODUCTION

Dans le domaine de la construction, l'acier est largement utilisé mais son exploitation est limitée par les instabilités. Les matériaux innovants tels que les profilés pultrudés en fibre de verre (GFRP) offrent des avantages mécaniques tels que la résistance à la flexion élevée, la légèreté et la résistance à la corrosion (Z. Jin Yang et al 2012). Cependant, l'utilisation des sections composées de ces matériaux peut également subir des instabilités telles que le déversement. Ces instabilités peuvent compromettre la sécurité des structures et réduire leur durabilité à long terme (F. Aydin, M. Saribiyik. 2013).

L'association des éléments en acier ou en GFRP avec des matériaux traditionnels de la construction comme le bois permet de pallier ces instabilités mais aussi certains inconvénients mécaniques du composite comme ses faibles modules d'élasticité et de cisaillement (F. Aydin, M.



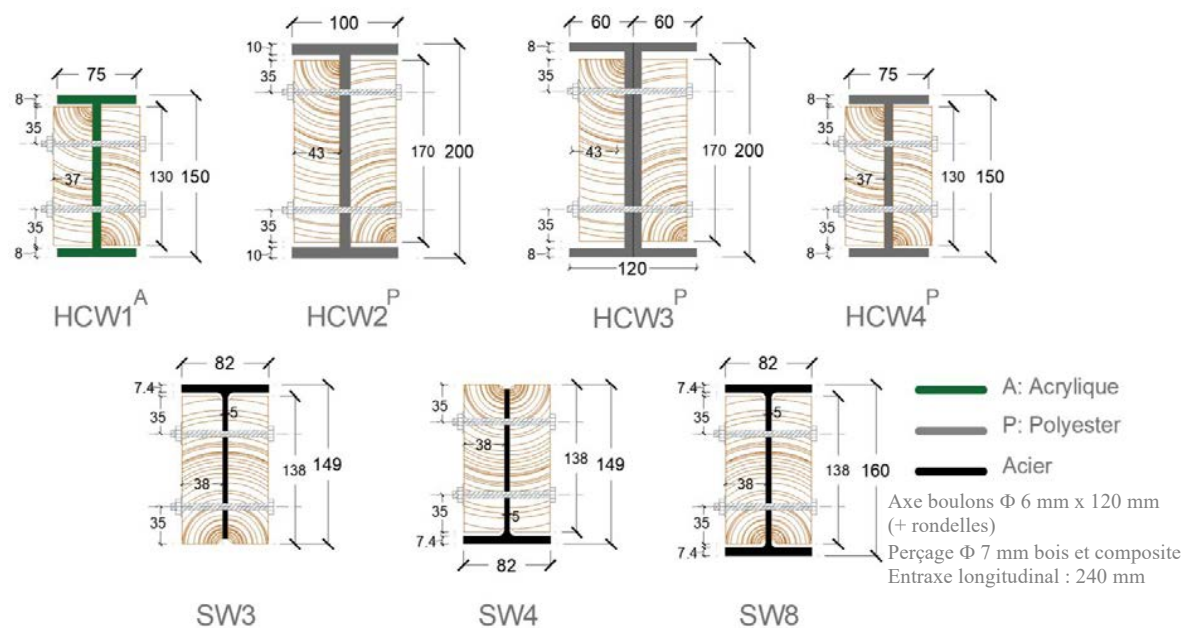
Saribiyik. 2013). Pour relever ce défi, à l’instar des structures mixtes acier-bois, plusieurs études ont proposé d’utiliser des poutres hybrides qui combinent les avantages des matériaux GFRP et traditionnels comme les dalles en béton armé (A. Koaik et al 2017) (J. Correia et al 2007).

Le bois de structure, avec ses avantages tels que sa résistance mécanique élevée, sa légèreté et sa durabilité, s’avère être un matériau idéal pour une bonne hybridation. Ce matériau a été utilisé dans plusieurs formes d’hybridation telles que l’association avec des planchers en béton (E. Augéard et al 2019), ou comme la première génération des « Flitch beams » qui est un assemblage boulonné d’une plaque d’acier au milieu de deux lamelles de bois (M.T. Tsai et T. Le 2018), ou des poutres GFRP-bois (M. Corradi et A. Borri 2007). Dans les deux dernier cas, l’acier ou le GFRP viennent en complément pour renforcer le bois.

Dans le cadre de la présente recherche, le bois de structure non classé sera associé par boulonnage à des poutres en section ouverte (profilés en I d’acier ou de GFRP), pour obtenir une structure hybride innovante. Les poutres en bois servant de renfort aux poutres acier ou GFRP. Les intérêts sont ainsi de conserver la légèreté et d’optimiser les performances mécaniques de ces structures retardant les phénomènes d’instabilité par déversement.

## II. Constitution des poutres hybrides

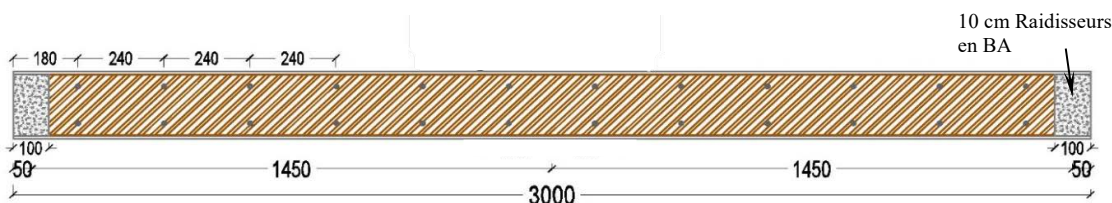
### A. Géométrie



**FIGURE 1.** Configurations des poutres hybrides étudiées (Cotes en mm)

Quatre configurations de poutres hybrides GFRP-bois (10 spécimens) et trois de poutre acier-bois (6 spécimens) ont été étudiées. Avec 3 m de longueur, la géométrie de la section et la nature du profilé - composite (polyester ou acrylique), acier (profilé en I ou en T), sont les principales variables. Chaque profilé est connecté au niveau de l’âme par 12 paires de boulons de diamètre 6

mm (couple de serrage de 8 N.m) espacées de 24 cm, avec deux poutres en bois (Douglas non classé) de section rectangulaire. Des raidisseurs en béton armé de 10 cm de largeur ont été coulés aux deux extrémités pour éviter une rupture prématurée aux appuis. Les configurations des poutres hybrides testées sont présentées sur les figures 1 et 2.



**FIGURE 2.** Configurations longitudinales des poutres hybrides étudiées (Cotes en mm)

### B. Matériaux utilisés et méthodes de caractérisation

Pour constituer ces poutres hybrides, des profilés IPE 160 en acier standard ont été utilisés, avec un module d'élasticité  $f_y=330$  MPa déterminé par des essais de traction jusqu'à rupture des éprouvettes prélevées dans les semelles et âme des profilés (B. Jurkiewicz et al 2018). De plus, des essais de traction ont été menés sur des échantillons pris dans des profilés GFRP qui nous ont permis d'estimer le module d'élasticité longitudinal, le coefficient de Poisson et la contrainte à rupture en traction ( $E_L= 32000$  MPa  $\pm$  9%,  $\nu=0.24$  et  $f_u=420$  MPa). Le bois a été également testé à petite échelle en flexion 4 points avec des échantillons sans et avec défaut, selon la norme française NF EN 408 +A1 et B51-008. Les valeurs du module d'élasticité longitudinal et de la contrainte limite de rupture en flexion ont été obtenues ( $E_L= 5000$  à  $11000$  MPa,  $\sigma_m=21$  à  $60$  MPa) et on remarque une très grande variabilité (de l'ordre de 200% pour le module d'élasticité).

Comme le module de cisaillement peut jouer un rôle important dans le calcul de déversement, et face aux difficultés de le mesurer avec des échantillons à petite échelle et à la grande hétérogénéité présente dans le bois non classé, des essais d'analyse inverse par flexion et torsion (H. Darwich et al 2022) ont été effectués sur les composants des poutres hybrides dans le but d'obtenir le module d'élasticité longitudinal et le module de cisaillement. Les valeurs trouvées pour  $E_L$  correspondent à celles trouvées à petite échelle, celles obtenues pour  $G_{LT}$  sont conformes à la littérature (D. Guitard et F. El Amri 1987).

## III. Programme expérimental

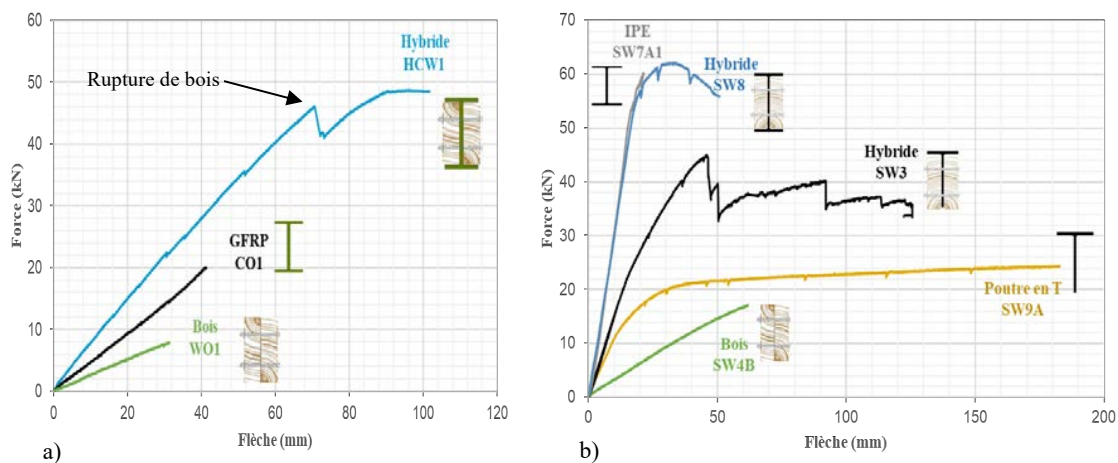
### A. Dispositif de test

Les poutres hybrides ainsi que leurs composants ont été testés en flexion 4 points jusqu'à la rupture, avec une vitesse de déplacement imposé de 4 mm/min. Durant l'essai, différents paramètres ont été mesurés à savoir les déplacements (horizontaux et verticaux) à l'aide des capteurs LVDT (Linear Variable Differential Transformer), les déformations à mi-travée avec des jauges de déformation, ainsi que les rotations (dans le plan et hors plan de flexion) à mi-travée par des inclinomètres. Les détails sont montrés sur la figure 3.



**FIGURE 3.** Dispositif de test de flexion des poutres hybrides

*B. Résultats expérimentaux*



**FIGURE 4.** Comportement de la poutre hybride : a) GFRP-bois, b) acier-bois

Les essais de flexion des poutres hybrides GFRP-Bois présentent un comportement linéaire jusqu'à la ruine qui se produit par déversement généralisé, accompagné par un endommagement par compression de la semelle supérieure du profilé, précédé par la rupture partielle des poutres en bois (sauts sur la courbe HCW1). Pour les poutres hybrides acier-bois, la comparaison avec le comportement de l'IPE seul tend à montrer que pour le comportement en phase élastique, l'amorce du déversement et le mode de ruine ne sont quasiment pas modifiés par la présence du bois (Figure 4.). La charge de ruine est légèrement plus élevée dans le cas des poutres mixtes (environ 5 %). En revanche, pour les poutres hybrides en T, la limite élastique de l'acier a été dépassée et la ruine a eu lieu par la rupture des poutres en bois sans aucun signe d'instabilité. Ceci renforce l'hypothèse que les dimensions de la section sont les facteurs qui influencent le plus ces structures hybrides. Le Tableau 1 montre les charges de ruine des poutres hybrides et leurs composants, ainsi que les gains de capacité portante apportés par le bois sur les profilés GFRP ou acier seul.

**TABLEAU 1.** Charges de ruine des poutres hybrides et de leurs composants et gains apportés par le bois

Poutres Hybrides		HCW1.1	HCW1.2	HCW1.3	HCW2.1	HCW2.2	HCW2.3	HCW3.1	HCW4.1	HCW4.2	SW3	SW4	SW8
Charge de ruine (kN)	Bois (Contrainte de flexion)	7,87 (24 MPa)			29,80 (45 MPa)	33,25 (50 MPa)		20,8 (31 MPa)	7,87 (24 MPa)		17,2 (53,4 MPa)		
	GFRP	20,3			37,1			58,1	18,5		24,5	19,4	60,3
	Hybrides	48,5	46,2	41,5	58,5	67,1	78,8	73,9	38,6	35,5	45,1	36,3	62,1
Gains Hybrides/GFRP		139 %	128 %	104 %	58 %	81 %	112 %	27 %	109 %	92 %	84 %	87 %	3 %

Remarque : les valeurs de charge de ruine et de contrainte à rupture du bois ont été déterminées par des essais effectués sur des éléments du même lot.

#### IV. Modélisation numérique MEF

##### A. Maillage et conditions aux limites

Pour prédire le comportement mécanique instantané de ces structures en flexion et en torsion, un modèle élément finis 3D a été créé sur Cast3m avec des éléments de maillage CUB8 (hexaèdre à 8 nœuds avec interpolation linéaire). La taille des éléments varie entre 2 et 6 mm le long de la poutre. Pour simplifier le maillage et réduire le temps de calcul, les connexions par boulons ont été représentées par des cubes de 6x6x1 mm<sup>3</sup> avec les mêmes propriétés mécaniques que les connecteurs réels. Cette approche simplifiée ne permet pas de modéliser précisément la réponse locale autour des boulons, mais elle est suffisante pour représenter le comportement global et jusqu'à l'instabilité. Certaines propriétés élastiques du GFRP et du bois ( $E_L$  et  $G_{LT}$ ) ont été déterminées par analyse inverse d'essais de flexion 3 points et de torsion selon une procédure décrite par (Almir Barros & Henriette, 2007) (D. Guitard et F. El Amri 1987).

**FIGURE 5.** Détail du maillage des poutres hybrides et conditions aux limites

La figure 5 montre le maillage de la poutre et de la connexion ainsi que les conditions aux limites de modèle de flexion. Le modèle de torsion a été montré par (H. Darwich et al 2022). Le chargement a été appliqué par une pression suiveuse. Pour les appuis, les déplacements verticaux (selon z) ont été bloqués sur une ligne en face inférieure de la semelle inférieure (section A de la figure 3). Pour les points de chargement sur les semelles supérieures, les déplacements horizontaux (selon y) des nœuds des deux surfaces de contact ont été bloqués. La modélisation de

l'instabilité de déversement nécessite la création d'une déformée initiale de la poutre en utilisant la procédure Flamb.

### B. Résultats numériques

Toutes les mesures ont été comparées aux résultats MEF. La figure 6 montre les résultats des déplacements horizontaux et de rotation pour la configuration HCW4.2. Les tendances sont similaires et les écarts restent modérés. Il est important de noter sur la figure 6.a que le capteur de déplacement a été retiré à 30 kN pour éviter de l'endommager, ce qui explique l'absence de variation de force sur la courbe au-delà de 30 kN. La figure 6.b montre clairement l'augmentation croissante de la rotation de torsion à partir de 33kN jusqu'à rupture, annonçant le déversement. Le modèle proposé décrit cet aspect assez précisément. Le tableau 2 montre les écarts entre les charges de ruine numériques et expérimentales. Ces écarts s'expliquent par des ruptures prématurées de certaines poutres en bois, la non-linéarité matérielle et l'endommagement n'étant pas pris en compte dans ces simulations.

**FIGURE 6.** Comparaison MEF/Essai à mi-travée (a) Déplacement horizontal, (b) Rotation pour la poutre HCW4.2

**TABLEAU 2.** Ecart entre charges de ruine des poutres hybrides MEF / Essais

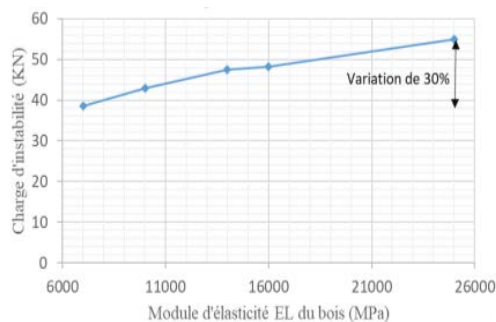
<i>Poutres Hybrides</i>	<i>HCW1.3</i>	<i>HCW2.2</i>	<i>HCW2.3</i>	<i>HCW4.1</i>	<i>HCW4.2</i>	<i>SW3</i>	<i>SW8</i>
<i>Ecart MEF / Exp</i>	<b>11,11 %</b>	<b>10,77 %</b>	<b>1,5 %</b>	<b>0,69 %</b>	<b>0,39 %</b>	<b>2,19 %</b>	<b>2,5 %</b>

La charge de ruine numérique du tableau correspond à la charge maximale où la convergence de calcul n'est plus possible. Ceci est due à l'instabilité géométrique.

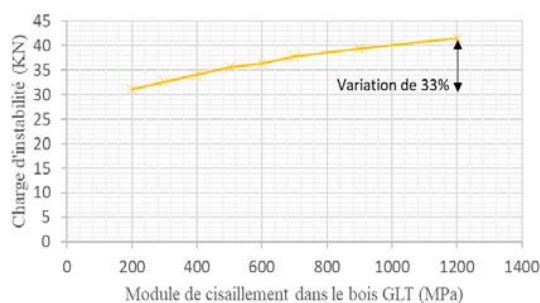
### C. Etude paramétrique

Une étude paramétrique a été menée pour examiner la sensibilité de certains paramètres de calcul comme les propriétés des matériaux par exemple (Module d'élasticité longitudinal du bois, module de cisaillement  $G_{LT}$  du bois) mais également pour permettre une optimisation des sections hybrides. La première étape de cette analyse, montrée sur la figure 7.a, consistait à faire varier le nombre de boulons dans la configuration HCW41 entre 6 et 64 paires (12 paires de boulons ont été testées en réalité). Les résultats ont montré qu'une multiplication par 10 du nombre de boulons

entraînait une augmentation de 33 % de la charge de ruine (instabilité). Au-delà de 24 paires de boulons, les valeurs de charge de ruine étaient presque constantes et proches de la charge de ruine si la connexion entre le bois et le composite était parfaite, comme dans le cas d'un collage.



(b)



(c)

**FIGURE 7. Etude paramétrique menée sur la poutre hybride HCW41**

Le module d'élasticité longitudinal  $E_L$  a été augmenté entre 6000 et 25000 MPa, ce qui a eu pour conséquence une augmentation de 30 % de la charge de ruine (figure 7.b). Le module de cisaillement  $G_{LT}$  a été également augmenté entre 200 et 1200 MPa ce qui a impliqué 33 % d'augmentation de la charge de ruine (figure 7.c). Enfin, nous avons fait varier la largeur de bois entre 10 et 120 mm (figure 7.d) et les résultats montrent qu'une largeur importante permet de multiplier par plus de 4 la charge de ruine, le mode de ruine n'étant plus l'instabilité mais la rupture des matériaux GFRP.

## V. Conclusion

Plusieurs conclusions peuvent être tirées de cette étude :

- L'efficacité de l'association composite-bois et acier-bois conduit à l'augmentation de la capacité portante des poutres hybrides par retardement du déversement.
- Le modèle MEF a été validé et l'étude paramétrique menée permet de mieux comprendre l'influence des propriétés / des dimensions des éléments bois ou du nombre de boulons sur le comportement et la charge de ruine des poutres hybrides.
- Le modèle MEF prédit de façon correcte la charge de ruine et le comportement non-linéaire de ces structures hybrides.

De nombreux points sur le comportement de ces structures restent à approfondir et nécessitent des travaux supplémentaires : essais avec d'autres géométries et prise en compte dans le modèle numérique de la non-linéarité matérielle du bois et de critères de ruine pour le bois et le composite.

## REFERENCE

Z. Jin Yang; Z. Guang You; C. Yun He; L. Shi Zhen. (2012). Experimental Study on the Flexural Property of GFRP I-Beam. *Advanced Materials Research*; 594–597. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMR.594-597.757>

F. Aydin, M. Saribiyik. (2013). Investigation of flexural behaviors of hybrid beams formed with GFRP box section and concrete. *Construction and Building Materials*; 563–569. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.12.060>

A. Koaik, S. Bel, B. Jurkiewicz. (2017). Experimental Tests and Analytical Model of Concrete-GFRP Hybrid Beams under flexure. *Composite Structures*, 180, 192-210. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2017.07.059>

J. Correia, F. A. Branco, J. G. Ferreira (2007). Flexural behavior of GFRP- concrete hybrid beams with interconnection slip. *Composite Structures*, 77 (1), 66-78.

E. Augéard, L. Michel, E. Ferrier (2019). Composite Wood-Concrete Panels - Effect of Cyclic Loading and Creep. *International Interactive Symposium on Ultra-High-Performance Concrete*, 2(1). <https://doi.org/10.21838/uhpc.9735>

M.-T. Tsai et T. Le (2018). Determination of Initial Stiffness of Timber–Steel Composite (TSC) Beams Based on Experiment and Simulation Modeling. *Sustainability*, 10 (4), 1220. <https://doi.org/10.3390/su10041220>.

M. Corradi et A. Borri (2007). Fir and chestnut timber beams reinforced with GFRP pultruded elements, *Compos.Part B Eng* 38 (2), 172-181. <https://doi.org/10.1051/10.1016/j.compositesb.2006.07.003>

H. Darwich, C.Grazide, B.Jurkiewicz (2022). Comportement en flexion des poutres mixtes composites bois. *Academic journal of civil engineering*, 40 (1), 17-20, <https://doi.org/10.26168/ajce.40.1.5>

H. Darwich, C.Grazide, B.Jurkiewicz (2022). Caractérisation en torsion des poutres mixtes Composite-Bois. *Academic journal of civil engineering*, 40 (1), 21-24, <https://doi.org/10.26168/ajce.40.1.6>

D. Guitard et F. El Amri (1987). Modèles prévisionnels de comportement élastique tridimensionnel pour les bois feuillus et les bois résineux, *Ann Sci For* 44 (3), 335-358. <https://doi.org/10.1051/forest:19870305>

A. B. da S. Santos Neto, H. Lebre La Rovere (2007). Flexural Stiffness characterization of fiber reinforced plastic (FRP) pultruded beams. *Composite Structures*, 81 (2), 274-282. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2006.08.016>

# Proposition d'une approche de caractérisation des bétons bas carbone vis-à-vis du risque de corrosion

Imane ELKHALDI<sup>1,2</sup>

<sup>1</sup> Nantes Université, École Centrale Nantes, CNRS, GeM, UMR 6183, F-44000 Nantes, France

<sup>2</sup> Edycem, Rue du Fléchet, 85600 Boufféré, France

**RESUME** La décarbonation de la filière béton est devenue désormais une nécessité surtout avec l'émergence de la réglementation environnementale RE2020. Pour répondre à cet enjeu, la normalisation des ciments a évolué pour intégrer des ciments dits « bas-carbone » à fort taux de remplacement du clinker (EN 197-5). Le travail présenté se focalise sur le comportement des bétons à base de ces nouveaux liants, notamment les mélanges ternaires Clinker-Laitier-Calcaire (K-S-LL) pour des taux de remplacement de clinker élevés. On propose un indicateur qui caractérise à la fois l'empreinte carbone du béton et sa durabilité vis-à-vis du risque de corrosion induite par carbonatation via sa durée de vie (ddv). L'étude réalisée porte sur les propriétés mécaniques et les paramètres qui influencent la durée d'initiation et de propagation de la corrosion qui sont respectivement la vitesse de carbonatation accélérée et la résistivité électrique. Les résultats mettent en évidence la synergie entre le laitier et le calcaire et montrent que le rapport E/CaO réactif et la teneur en laitier peuvent être des indicateurs pertinents pour la durée d'initiation et de propagation de corrosion respectivement. Les bétons à base des ciments ternaires présentent des CO<sub>2</sub>/ddv intéressants liés à une durée de propagation de corrosion élevée par rapport aux bétons à base de ciment portland.

**Mots-clefs** Ciment bas carbone, laitier, calcaire, durabilité, carbonatation, corrosion

## I. INTRODUCTION

Le béton est très utilisé pour son faible coût, sa durabilité et surtout sa disponibilité. Comparé à d'autres matériaux de construction, il a une empreinte carbone massique relativement faible, ce sont surtout les quantités énormes de béton produites annuellement qui sont à l'origine de l'impact sectoriel. Des efforts visant à optimiser l'utilisation des matériaux de base pourraient contribuer à réduire les émissions de gaz à effet de serre de 24 à 50 % en réduisant la demande de clinker, qui est un des principaux contributeurs aux émissions de gaz à effet de serre dans le secteur de la construction (IPCC, 2022).

La norme EN 197, qui définit et présente les spécifications des ciments courants, a évolué en 2021 pour intégrer deux nouveaux types de ciments : CEM II/C et CEM VI. Ces ciments ternaires sont constitués d'un mélange de clinker, de calcaire, de laitier de haut fourneau, de cendres volantes ou de pouzzolanes naturelles. Le pourcentage de clinker varie entre 50 et 64 % pour les ciments CEM II/C-M et entre 35 et 49 % pour les ciments CEM VI.

De nombreuses études ont abordé la définition d'indicateurs spécifiques liés à l'efficacité d'utilisation du ciment parfois relatifs aux émissions de CO<sub>2</sub> pour le béton (Damineli et al., 2010; Proske et al., 2018). La propriété du béton qui a été le plus souvent considérée est la résistance à la



compression, qui est la propriété la plus regardée pour la plupart des applications. Dans son article, (Damineli et al., 2010) propose de remplacer l'unité de volume ou de masse de béton ( $m^3$  ou  $kg$ ), qui est couramment utilisée pour mesurer l'impact environnemental global de la construction en béton, par une unité de performance fonctionnelle, comme la résistance à la compression. Cette approche est plus précise car elle tient compte de la fonction réelle du béton dans différentes applications, plutôt que de simplement mesurer son volume ou sa masse, qui ne restent pas constants si ses performances varient.

L'objectif de ce travail est de caractériser, par une approche globale, le comportement des nouveaux ciments de la norme EN 197-5 et de proposer un nouvel indicateur d'efficacité carbone. Plusieurs compositions de liants ternaires clinker-laitier-calcaire sont étudiées. Les coefficients d'activité des additions sont examinés dans un premier temps. Ensuite, la durabilité des bétons à base de ces liants vis-à-vis de la corrosion induite par carbonatation est étudiée à travers deux indicateurs spécifiques : la vitesse de carbonatation accélérée et la résistivité électrique. Ces deux propriétés sont par la suite exploitées pour prévoir la durée de vie de l'enrobage en béton à partir d'un modèle analytique. L'empreinte carbone des bétons est finalement rapportée à la durée de vie pour caractériser leur efficacité carbone.

## II. CONCEPTION DE LIANTS BAS CARBONE

### A. Méthodologie

Afin de concevoir des liants homogènes avec des propriétés physico-chimiques proches des ciments de cimenterie, les liants utilisés dans cette étude ont été préparés à partir de CEM I et CEM II/B (source du calcaire) de la même cimenterie et de laitier de haut fourneau.

Ces trois poudres ont été proportionnées par masse pour obtenir 17 liants dont 15 ternaires (C1 – C15) conformes à la nouvelle norme EN 197-5 (sauf le C4 et C5) et deux binaires (CEM II, CEM III) conformes à la norme sur les ciments EN 197-1 (figure 1). Sur le diagramme ternaire la zone des ciments CEM II/C-M est représentée par un parallélogramme rouge et celle des CEM VI par un parallélogramme jaune.

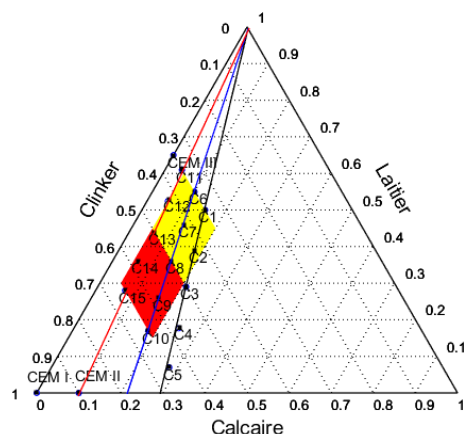


FIGURE 1. Compositions de liants étudiés

La configuration choisie permet d'étudier cinq taux de remplacement du clinker (35 %, 42 %, 50 %, 57 %, 65 %) pour trois rapports Calcaire/Clinker (LL/K) (0,42, 0,28, 0,11) représentés graphiquement dans le diagramme par des droites de couleur respectivement **noire**, **bleue**, et **rouge**. Les liants ont été fabriqués à l'échelle du laboratoire à l'aide d'un mélangeur de poudre en V. Du gypse a été ajouté aux ciments ternaires afin d'avoir un taux de gypse de 3 % constant et conforme aux normes EN 197 sur les ciments. La composition des liants étudiés est fournie dans le diagramme ternaire de la figure 1.

Dans un premier temps, nous évaluons les résistances à la compression de ces liants sur des mortiers normalisés (E/L=0,5, Sable/L=3) à plusieurs échéances : 2, 7, 28, 180 jours. Ces résultats serviront pour calculer les coefficients d'activité des additions ( $\chi_B$ ) par la formule de Bolomey modifiée (Lawrence and Ringot, 2000) (équation 1) :

$$\chi_B = 1 + \frac{\alpha - 1}{p} \left( 1 - 0.5 \frac{E + V}{C_0} \right) \quad (1)$$

Où :

$$\alpha = \frac{f_p}{f_0}$$

Avec  $\alpha$  l'indice d'activité,  $f_0$  et  $f_p$  la résistance à la compression du mélange à 0 et p % d'addition respectivement (en MPa),  $\chi_B$  le coefficient d'activité de Bolomey,  $C_0$  la masse de ciment dans le mélange considéré (en g), E la masse d'eau en (g) et V représente la masse d'eau équivalente au volume occupé par l'air occlus (en g).

Ensuite, nous calculons l'intensité carbone (IC) de ces liants, telle que définie dans les travaux de (Damineli et al., 2010) (équation 2) :

$$IC = \frac{CO_2}{f_c} \quad (\text{kg } CO_{2\text{eq}}/\text{kg de liant}/\text{MPa}) \quad (2)$$

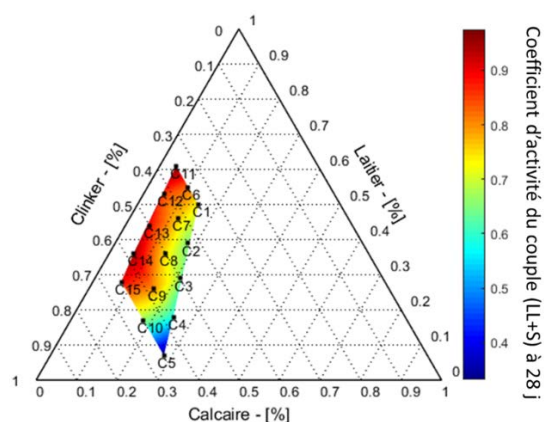
Où  $CO_2$  est l'empreinte carbone émise pour délivrer une unité de résistance mécanique  $f_c$ . Pour le calcul des émissions carbone des liants, on considère un facteur d'émission (en  $\text{kg } CO_{2\text{eq}}/\text{kg}$ ) de 0,881 pour le clinker, 0,114 pour le laitier et 0,0278 pour le calcaire (Proske et al., 2018).

#### B. Effets des additions sur l'intensité carbone des liants ternaires

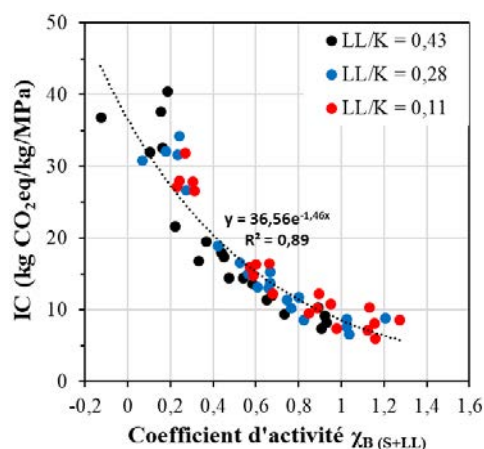
L'évolution du coefficient d'activité du couple d'addition (S+LL) à 28 jours (figure 2) montre que l'ajout du calcaire jusqu'à 15 % permet d'obtenir des  $\chi_B$  à 28 jours supérieurs à 0,7. Ces derniers sont équivalents voire même meilleurs que le coefficient d'activité des cendres volantes (au sens de la norme NF EN 206/CN connues pour leur activité pouzzolanique. Pour certaines compositions ternaires (C11, C14) on obtient des  $\chi_B$  supérieurs à 0,9 qui est le coefficient de prise en compte du laitier selon la même norme. Notons que le laitier, en plus de son activité pouzzolanique, a une hydraulité latente qui est à l'origine de sa réactivité importante à long terme. Ceci souligne la synergie entre le laitier et le calcaire qui est optimale pour des taux faibles en calcaire.

On observe une forte corrélation entre  $\chi_B$  et l'intensité carbone des liants (figure 3). Notons que ces coefficients ont été déterminés aux différentes échéances étudiées (2, 7, 28, 180 j). Cette corrélation met en évidence le rôle important de la réactivité des additions à réduire le coût carbone des liants, et l'intérêt d'exploiter la synergie entre les additions pour améliorer la réactivité globale du couple.

Ainsi, la réactivité des additions peut être un levier important pour la réduction des émissions carbone du ciment tout en visant de bonnes performances mécaniques.



**FIGURE 2.** Evolution du coefficient d'activité du couple (S+LL) des liants étudiés à 28 jours



**FIGURE 3.** Corrélation entre le coefficient d'activité du couple S+LL et l'IC des liants

### III. DURABILITÉ VIS-À-VIS DU RISQUE DE CORROSION INDUITE PAR CARBONATATION

#### A. Méthodologie

En vue d'étudier l'effet de ces liants sur la durabilité des bétons, nous proposons dans cette partie une étude des indicateurs spécifiques de durabilité liés au risque de corrosion induite par carbonatation, à savoir : la vitesse de carbonatation accélérée qui renseigne sur l'initiation de corrosion et la résistivité électrique qui renseigne sur la propagation de corrosion au sens de (Tuutti, 1982). Cette étude concerne les liants C1, C3, C4, C9, CEM II et CEM III (figure 1). Une même formulation de béton a été utilisée pour étudier les indicateurs de durabilité, seul le liant varie. Le béton est formulé avec un rapport E/C = 0,60, des granulats non réactifs (par rapport à la réaction alcali-silice) de diamètre maximal de 10 mm et un volume total de pâte de  $292 \pm 2$  L.

L'essai de carbonatation accélérée est réalisé suivant le protocole français PERFDUD adapté du protocole européen à 3 % de CO<sub>2</sub>. La résistivité électrique est mesurée sur des éprouvettes de bétons de dimensions  $\varnothing 75 \times 70$  mm<sup>2</sup>, carottées au milieu d'un cube de dimensions 150x150x150 mm<sup>3</sup> au moyen d'un dispositif développé à l'université Gustave Eiffel (du Plooy et al., 2013).

#### B. Durabilité des bétons vis-à-vis du risque de corrosion induite par carbonatation

Une bonne corrélation est observée entre les vitesses de carbonatation accéléré des bétons étudiés et le rapport E/CaO<sub>réactif</sub> (figure 4). Le CO<sub>2</sub> qui diffuse dans la matrice cimentaire réagit avec les hydrates pour former du carbonate de calcium et des gels riches en silice. Selon (Leemann and Moro, 2017), plus la teneur en CaO réactif (CaO<sub>réactif</sub>) par volume de pâte est élevée, plus le front de carbonatation progresse lentement dans le béton. Ceci peut être exprimé par le rapport E/ CaO<sub>réactif</sub>. On considère que le CO<sub>2</sub> ne peut réagir qu'avec le CaO présent dans les hydrates et non celui présent dans le ciment anhydre ou les additions minérales et que le CaO contenu dans le calcaire est non

réactif. Ainsi, le  $\text{CaO}_{\text{réactif}}$  peut être obtenu par la somme des teneurs en CaO des clinker et laitier du liant multipliées par leurs degrés d'hydratation ultimes évalués dans les travaux de (Zajac et al., 2018) sur des systèmes ternaires (K-S-LL) à 90 % pour le clinker et 65 % pour le laitier.

La figure 5 montre une bonne corrélation entre la teneur en laitier des liants et la résistivité électrique mesurée. Le remplacement du laitier par du calcaire réduit la résistivité électrique, comme on peut l'observer pour le C4 et C9 à même teneur en clinker. Généralement, les bétons contenant des liants riches en laitier ont des résistivités élevées, liées à une porosité fine et moins connectée et à une alcalinité faible de la solution interstitielle (Chopperla and Ideker, 2022) qui s'explique par l'adsorption des alcalins dans les feuillettes de C-(A)-S-H formés.

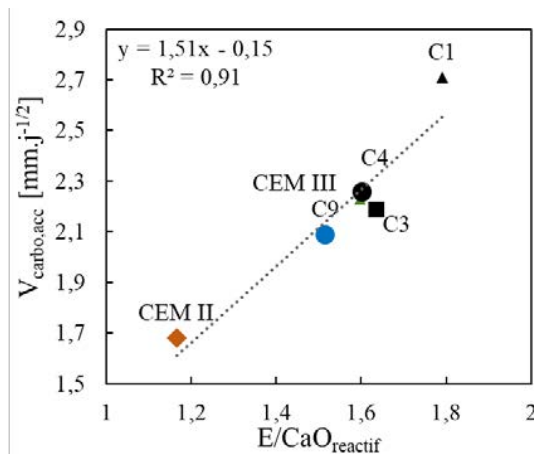


FIGURE 4. Vitesse de carbonatation des bétons en fonction du rapport E/CaO<sub>réactif</sub>

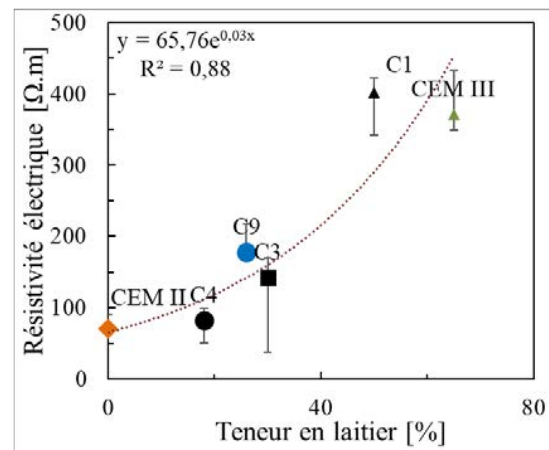


FIGURE 5. Résistivité électrique des bétons en fonction de la teneur en laitier des liants

## VI. VERS UN INDICATEUR GLOBAL DES PERFORMANCES DE DURABILITÉ ET DE L'EMPREINTE CARBONE DES LIANTS TERNAIRES

### A. Méthodologie

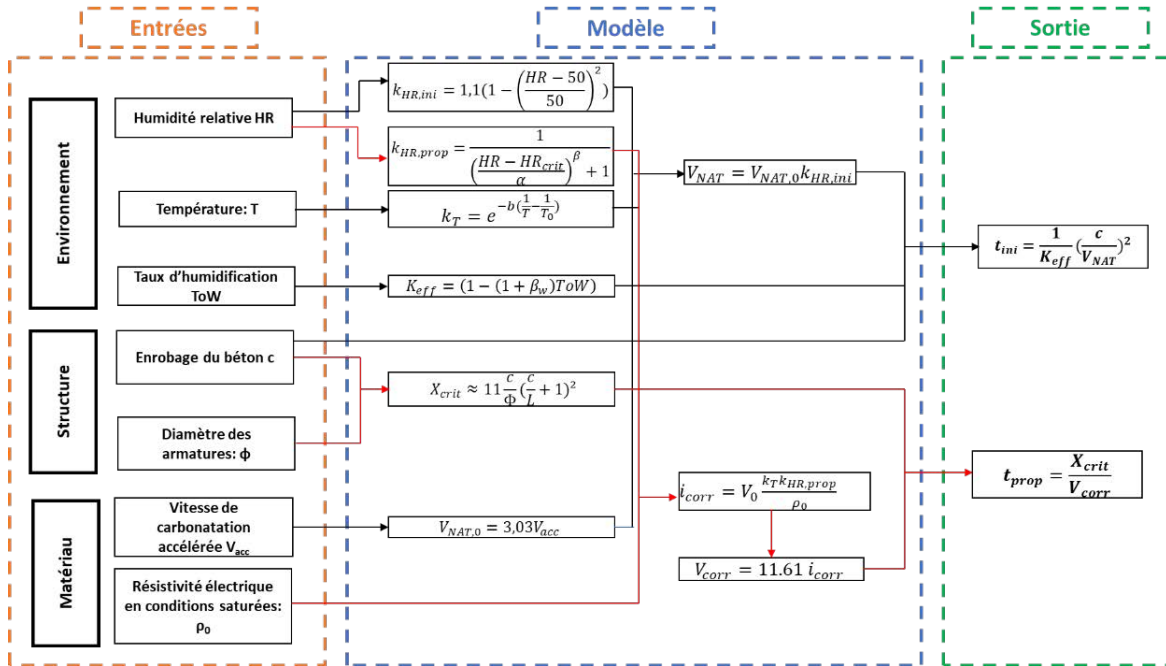
En vue de caractériser l'efficacité des liants étudiés à réduire l'empreinte carbone des bétons, on propose de les comparer au moyen de deux indicateurs :

- Indicateur d'intensité carbone (IC) ( $\text{kg CO}_2, \text{eq}/\text{m}^3 \text{ béton}/\text{MPa}$ ) tel que défini par l'équation 1. Pour ce faire, nous avons mesuré les résistances à la compression sur des éprouvettes cylindriques de béton de dimensions  $\varnothing 110 \times 220 \text{ mm}^2$  à 2, 28 et 180 jours.
- Indice d'Efficacité Carbone (IEC) ( $\text{kg CO}_2, \text{eq}/\text{m}^3 \text{ béton}/\text{année}$ ) qui correspond à l'empreinte carbone par année de service en considérant la durée de vie comme unité fonctionnelle d'un point de vue analyse de cycle de vie (ACV) (Elkhaldi et al., 2022) (équation 3).

$$IEC = \frac{CO_2}{\text{Durée de vie en service}} \quad (3)$$

Pour l'ICE, nous avons adopté un modèle analytique de prévision de la durée de vie de l'enrobage qui a été développé dans le cadre du PN PerfDuB (El Farissi, 2020). Ce modèle permet de prévoir la durée d'initiation ( $t_{ini}$ ) et de propagation ( $t_{prop}$ ) de la corrosion à partir de lois empiriques et analytiques. La figure 6 résume les différentes étapes du calcul afin de parvenir à la prévision de la

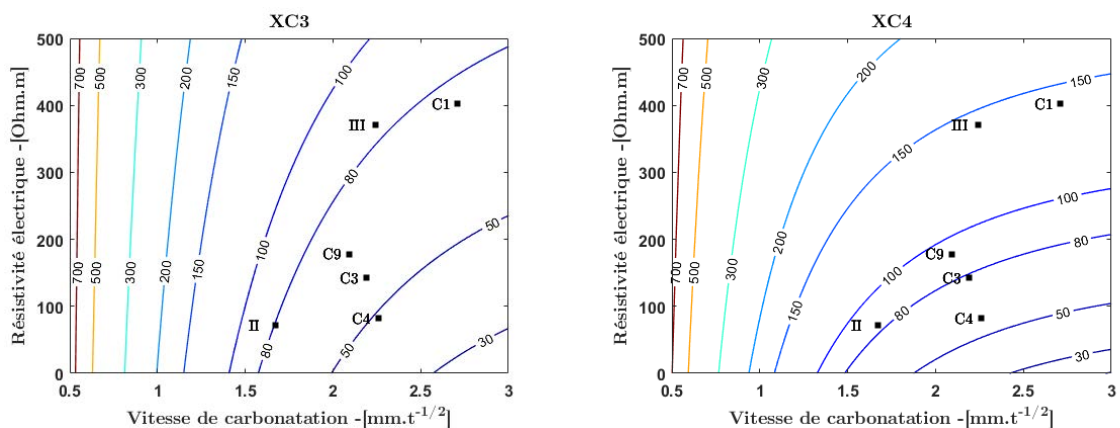
durée de vie ( $t_{adv} = t_{ini} + t_{prop}$ ). La méthodologie ainsi que les différents paramètres considérés sont détaillés dans une publication récente (Elkhaldi et al., 2022). Les sorties de ce modèle sont exploitées pour tracer des lignes iso-ddv en fonction des paramètres matériau pour les classes d'exposition XC3 et XC4, à savoir la vitesse de carbonatation accélérée et la résistivité électrique. Pour ces classes d'exposition, on considère une humidité relative (HR) de 75 % et 65 % un taux d'humidification (ToW) de 0 et 0,05 et un enrobage nominal ( $c_{nom}$ ) de 35 et 40 mm respectivement.



**FIGURE 6.** Organigramme de modélisation de la durée de vie : Itinéraire noir : durée d’initiation, itinéraire rouge : durée de propagation

*B. Cartographies de durée de vie*

Pour les classes XC3 et XC4, on remarque que les iso-ddv sont verticales pour les faibles cinétiques de carbonatation et commencent à s’incliner à partir d’une certaine valeur de  $V_{carbo,acc}$  (figure 7).

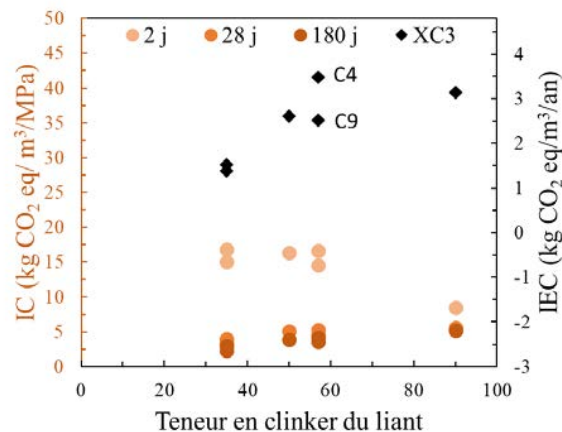


**FIGURE 7.** Cartographies de durée de vie (en années) prédite par le modèle pour les classes XC3 et XC4

Cela signifie que pour les bétons ayant une faible résistance à la carbonatation, une résistivité élevée contribue significativement à améliorer leur durée de vie, comme c'est le cas pour C1 et CEM III, qui ont une résistivité de l'ordre de 400  $\Omega.m$ . On observe également que les conditions environnementales décrites par la classe XC3 conduisent, selon le modèle à des durées de vie plus faibles par rapport à la classe XC4. Avec un enrobage nominal le béton à base du liant C4 qui déroge à la norme actuelle des ciments ternaires n'atteint pas la durée de vie cible, ce qui appuie les recommandations des normes ciment (EN 197) et bétons (EN 206) qui suggèrent de limiter le pourcentage du calcaire dans le liant à 20 %.

### C. Indice d'efficacité carbone

La figure 8 présente une comparaison des indicateurs IC (équation 2) et IEC (équation 3) en fonction de la teneur en clinker des liants étudiés. L'IC calculé à partir des résistances au jeune âge est fonction décroissante de la teneur en clinker montrant ainsi le rôle important du clinker au jeune âge, étant le seul composant réactif à cette échéance. A long terme, la contribution des additions au développement des résistances (figure 2) se traduit par une tendance croissante des intensités carbone en fonction de la teneur en clinker. La même tendance est observée pour l'IEC qui est surtout attribuée aux résistivités importantes des liants ternaires qui contribuent fortement à une durée de propagation importante.



**FIGURE 8. Intensités carbone et indices d'efficacité carbone des bétons étudiés**

L'IEC s'avère cependant plus pertinent puisqu'il permet de distinguer le comportement défavorable de certains liants vis-à-vis de la durabilité comme on peut l'observer pour les liants C4 et C9 qui ont le même facteur clinker, des ICs comparables mais les IECs bien distincts.

## V. CONCLUSIONS

Cette étude propose une nouvelle approche de définition et caractérisation des bétons bas carbone à base des nouveaux ciments de la norme EN 197-5. Les principaux résultats de cette étude sont :

- L'ajout de calcaire jusqu'à 15% dans le ciment permet d'obtenir de bonnes performances mécaniques tout en réduisant les émissions de carbone. Cette amélioration est due à la synergie entre le calcaire et le laitier, qui optimise la réactivité des additions.

- Les vitesses de carbonatation dépendent principalement de la quantité de matière carbonatable, provenant du clinker et du laitier, qui y contribuent à la hauteur de leur degré d'hydratation ultime, par volume de pâte.
- La résistivité électrique du béton est améliorée en présence du laitier. Ceci est expliqué par le raffinement de la porosité et l'alcalinité faible de la solution porale en présence des additions.
- Les bétons à base de ciments ternaires sont avantageux par leurs indices d'efficacité carbone ( $\text{CO}_2/\text{ddv}$ ) intéressants et leurs durées de vie prédites importantes en raison de leurs résistivités élevées.

## REFERENCES

- Chopperla, K.S.T., Ideker, J.H., 2022. Using electrical resistivity to determine the efficiency of supplementary cementitious materials to prevent alkali-silica reaction in concrete. *Cem. Concr. Compos.* 125, 104282. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2021.104282>
- Damineli, B.L., Kemeid, F.M., Aguiar, P.S., John, V.M., 2010. Measuring the eco-efficiency of cement use. *Cem. Concr. Compos.* 32, 555–562. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2010.07.009>
- du Plooy, R., Palma Lopes, S., Villain, G., Dérobert, X., 2013. Development of a multi-ring resistivity cell and multi-electrode resistivity probe for investigation of cover concrete condition. *NDT E Int.* 54, 27–36. <https://doi.org/10.1016/j.ndteint.2012.11.007>
- El Farissi, A., 2020. Prédiction de la durée d'utilisation des ouvrages en béton armé par une approche performantielle dans le cas de la corrosion induite par la carbonatation ou l'attaque des ions chlorure (phdthesis). Université de La Rochelle. <https://doi.org/10/document>
- Elkhaldi, I., Roziere, E., Turcry, P., Loukili, A., 2022. Towards global indicator of durability performance and carbon footprint of clinker-slag-limestone cement-based concrete exposed to carbonation. *J. Clean. Prod.* 380, 134876. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2022.134876>
- IPCC, 2022. Climate Change 2022: Mitigation of Climate Change. Contribution to the IPCC Sixth Assessment Report.
- Lawrence, P., Ringot, E., 2000. Prise en compte des additions minérales dans le calcul des résistances de mortiers: Application aux mortiers de cendres volantes. *Rev. Fr. Génie Civ.* 4, 525–542. <https://doi.org/10.1080/12795119.2000.9692285>
- Leemann, A., Moro, F., 2017. Carbonation of concrete: the role of  $\text{CO}_2$  concentration, relative humidity and  $\text{CO}_2$  buffer capacity. *Mater. Struct.* 50, 30. <https://doi.org/10.1617/s11527-016-0917-2>
- Proske, T., Rezvani, M., Palm, S., Müller, C., Graubner, C.-A., 2018. Concretes made of efficient multi-composite cements with slag and limestone. *Cem. Concr. Compos.* 89, 107–119. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2018.02.012>
- Tuutti, K., 1982. Corrosion of steel in concrete. *Swed. Cem. Concr. Res. Inst. Stockh.*
- Zajac, M., Skocek, J., Adu-Amankwah, S., Black, L., Ben Haha, M., 2018. Impact of microstructure on the performance of composite cements: Why higher total porosity can result in higher strength. *Cem. Concr. Compos.* 90, 178–192. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2018.03.023>

# Impression 3D sous-marine des matériaux cimentaires : Formulation, optimisation du procédé et durabilité des matériaux imprimés.

**Yohan Jacquet**

*Université Bretagne Sud, Institut de Recherche Dupuy de Lôme, UMR CNRS 6027, 56100 Lorient, France*

## RESUME

L'impression 3D est un procédé de fabrication additive devenu courant dans de nombreux secteurs de l'industrie grâce à la liberté de forme qu'elle offre. Dans le domaine de la construction, son utilisation reste aujourd'hui marginale en raison de la complexité des matériaux employés et du manque de standardisation du procédé. Cette étude propose de traiter d'une utilisation particulière : l'impression 3D de structures en béton directement dans l'eau. Ce procédé de mise en forme permet d'envisager de multiples applications, allant des ouvrages sous-marins dédiés aux énergies marines, à la gestion de sédiments, ou encore à l'aménagement d'espaces favorables à la biodiversité marine. Outre les problématiques communes liées à l'impression 3D, le lessivage du béton sous l'action de l'eau constitue un enjeu majeur qu'il convient de maîtriser pour garantir l'intégrité structurelle lors de l'impression du matériau dans l'eau. Alors que le comportement en compression vise à caractériser la stabilité dimensionnelle du matériau soumis à son propre poids, le comportement en traction permet quant à lui de prédire la cinétique de fissuration du matériau frais en tension (formes fléchies courbes, étirement des filaments, ...). Ces mécanismes de fissuration induits par la traction sont directement liés aux indicateurs de durabilité finaux de la structure imprimée et se doivent donc d'être évalués.

**Mots-clefs** Impression 3D, rhéologie, fissuration, durabilité, lessivage.

## I. INTRODUCTION

La fabrication additive dans le domaine du génie civil n'en est aujourd'hui qu'à ses balbutiements et peine à s'imposer en raison des verrous technologiques qu'elle pose. L'impression 3D de matériaux permet de concevoir les structures en fonction de la localisation des sollicitations mécaniques grâce au contrôle du dépôt de matière. L'utilisation d'un tel procédé dans l'industrie de la construction reste à l'heure actuelle marginale et reste réservée à des usages spécifiques ou à quelques démonstrateurs. Un des principaux avantages de cette technologie réside dans la liberté de forme inédite offerte aux architectes et dans la possibilité de se passer de coffrage rigide. Néanmoins, la stabilité de la structure en cours d'impression doit être assurée et le vieillissement du matériau « laissé à nu » au jeune âge contrôlé, ce qui nécessite un travail conséquent sur l'étude du comportement du matériaux à l'état frais (Roussel and Lowke, 2022).

C'est dans ce contexte que s'inscrit cette étude qui vise à proposer une alternative aux travaux de génie civil en milieu sous-marin grâce à des solutions robotisées. Alors que plusieurs solutions commerciales d'impression de matériaux de construction présentent aujourd'hui un niveau de maturité suffisant, l'adéquation entre matériau et procédé reste encore un enjeu important : l'un



d'entre eux réside notamment dans la capacité à assurer l'acheminement du matériau jusqu'au dépôt, tout en contrôlant la prise des matériaux cimentaires de façon optimale afin d'assurer la stabilité structurelle en cours de l'impression. Dans le cadre spécifique de cette étude s'ajoute la nécessité de contrôler la dynamique de lessivage du matériau directement exposé à l'eau.

L'objectif de cette thèse est d'étudier la faisabilité de l'impression de mortier directement dans l'eau et le potentiel de durabilité associé au matériau ainsi produit. Les méthodes couramment employées pour la caractérisation rhéologique des bétons courants ne suffisant pas à décrire pleinement les mécanismes de lessivage encourus par une structure imprimée dans l'eau, de nouveaux essais sont proposés afin de mettre en évidence l'influence de paramètres rhéologiques jusqu'alors peu considérés. Pour les matériaux fermes, le comportement en traction pilote en effet l'apparition de fissures, ou micro-fissures, qui peuvent entraîner dans l'air une fissuration plus importante (retrait, séchage, ...), mais qui, dans l'eau, sont directement responsables du lessivage du matériau, compromettant alors l'intégrité structurelle.

## II. PROGRAMME EXPERIMENTAL ET METHODES D'ESSAI

On distingue dans les pratiques courantes d'impression 3D de béton par couches successives, deux typologies de matériaux : le premier (dit monocomposant) présente un seuil d'écoulement relativement élevé et mise sur son potentiel thixotrope pour gagner en rigidité, tandis que le second (dit bicomposant), est plus fluide et mise sur l'ajout d'accélérateurs de prises pour atteindre un fort niveau de structuration adapté à une impression rapide. Ces deux stratégies imposent un cahier des charges qui diffère de celui de formulations de béton courant du fait de l'addition nécessaire d'agents modificateurs de la viscosité (VMA) permettant d'assurer la qualité des filaments extrudés.

### II - 1. Formulations

Dans cette étude, la formulation de base reste relativement semblable à celles rencontrées couramment dans la littérature, à l'exception près que le volume de sable a été porté à 3,5 fois celui du ciment afin de minimiser l'impact environnemental lié au poids carbone du liant hydraulique. Les contraintes liées à l'imprimante (WASP 3MT) restreignent la plage granulaire du sable utilisable, qui est donc tamisé pour présenter un  $D_{max}$  de 2mm. Au ciment CEM I 52,5 N employé dans cette étude, est associé un plastifiant de type polycarboxylate à un dosage de 0,3% par rapport au liant. Différents dosages en VMA (Hydroxypropylméthylcellulose à 10 000mPa.s) : 0,11% ; 0,23% ; 0,45% et 0,68% par rapport à la masse d'eau sont utilisés afin de faire varier les propriétés rhéologiques des mélanges. A l'échelle de la pâte de ciment, la fraction volumique solide s'étend de 47,5% à 58,8% (i.e rapport E/C compris entre 0,22 et 0,35), tandis que pour le mortier, la fraction volumique solide est comprise entre 72% et 78,7% (i.e rapport E/C variant de 0,39 à 0,56). Dans un second temps, l'ajout d'un agent anti-lessivage (sel de calcium de l'acide formique) suivant des ratios compris entre 0 et 1,5% par pas de 0,5% par rapport à l'eau permet d'étudier la tenue structurelle du matériau imprimé dans l'eau et ses conséquences sur les indicateurs de durabilité associés.

## II - 2 Essais de caractérisation rhéologique

Avant la démocratisation des techniques de fabrication additive appliquées aux matériaux de construction, la dynamique de recherche sur la rhéologie des bétons se concentrait principalement sur la caractérisation des bétons dits autoplaçants. Depuis quelques années, la discipline voit émerger de nouveaux types de matériaux, plus visqueux, plus collants et qui partagent à certains égards, certaines propriétés relatives à la mécanique de solides (fragilité, fissuration, asymétrie de comportement, ...) afin de satisfaire à la stabilité dimensionnelle en l'absence de coffrage.

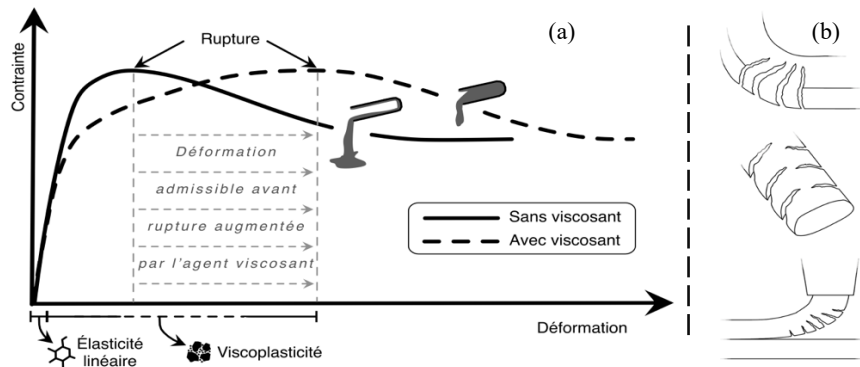
Cette étude propose de se focaliser sur un des aspects développés au cours de la thèse et de décrire principalement le comportement en traction, en raison de son lien présumé avec la cinétique de fissuration du matériau en cours d'impression. Une synthèse des essais développés ou adaptés des travaux issus de la littérature sont néanmoins indispensables à la mise en perspectives du comportement en traction. On distinguera ainsi quatre types d'essais de caractérisation, dont une vue synoptique est proposée en Fig.3 :

- Essai de compression pour matériaux fluides – *gravity driven slump* (GDS) : essai d'affaissement, dit slump test, adapté afin de calculer la compression induite par la gravité ;
- Essai de compression pour matériaux fermes – *squeeze flow* (SF) : essai issu de la littérature, réalisé ici sur des cylindres d'élanement 2 afin de limiter les effets de consolidation ;
- Essai de traction pour matériaux fluides – *gravity driven tension* (GDT) : essai d'extrusion à débit contrôlé permettant de mesurer la contrainte à la rupture sous poids propre ;
- Essai de traction pour matériaux fermes – detachable dumbbell device tensile test (3DTT).

## II - 3 Mécanismes de fissuration

La fissuration des matériaux cimentaires imprimés a trait principalement aux formulations dites monocomposant dont la stabilité structurelle dépend du caractère thixotrope de ce dernier, et ne nécessite pas d'ajuvantation massive pour déclencher la prise chimique. Il convient néanmoins de noter que la fissuration, ou micro-fissuration, est un phénomène qui intervient principalement en raison d'un dépassement localisé de la déformation maximale admissible par le matériau. Pour limiter, ou bien repousser, l'apparition de cette fissuration, il convient d'accroître la déformation admissible à la rupture du matériau.

On considèrera dans cette étude en première approche que le domaine purement élastique est extrêmement faible et trouve son essence dans la structure physico-chimique des hydrates de la pâte cimentaire. La rupture est quant à elle principalement gouvernée par la fraction volumique solide et plus encore, par la présence de granulats qui au-delà d'une certaine fraction, compromettent la continuité de la pâte de ciment.



**FIGURE 1** Mécanisme de déformation et conséquences observables d'une faible déformabilité

La solution adoptée dans cette étude est d'augmenter la déformabilité du mortier en travaillant sur l'accroissement du domaine visco(élasto)-plastique en augmentant la viscosité du fluide interstitiel et par conséquent la viscosité et la stabilité de la pâte de ciment elle-même. L'ajout d'agents modificateurs de viscosité (VMA) permet ainsi, suivant le dosage employé, d'augmenter la déformation admissible à la rupture et par conséquent, de limiter singifiquement l'apparition de micro-fissurations.

Il est courant de rencontrer ces phénomènes de fissuration lors de l'extrusion de matériaux fermes lors de l'écrasement des couches, lorsque la vitesse d'avance du robot est trop élevée pour un débit de matériau donné, ou encore lorsque le matériau est soumis à de la flexion (singularités de formes, hauteur de dépôt, ...). A ces cas courants, présentés sur la Fig.1, viennent s'ajouter des microfissures, qui, si elles ne compromettent pas l'intégrité structurale pendant l'impression, peuvent induire par la suite lors de la prise ou du séchage, une forte dépréciation des indicateurs de durabilité : dans le cas de l'impression 3D sous-marine, il s'agit de voies de pénétration d'eau responsables d'un fort lessivage qu'il convient alors de limiter par l'ajout d'agent anti-lessivage.

## II. RESULTATS ET DISCUSSION

### III - 1 Essais de caractérisation rhéologique en traction

Un essai courant de caractérisation rhéologique consiste à mettre en écoulement le matériau en le cisillant. A la différence des fluides newtoniens dont le lien entre vitesse de sollicitations et contrainte de cisaillement est direct, les matériaux cimentaires présentent un comportement fortement non-linéaire. Il est admis que pour une vitesse de sollicitation suffisamment faible, la contrainte d'écoulement mesurée est proche d'une contrainte seuil qualifiée de statique. La contrainte quasi-statique d'écoulement en cisaillement sera utilisée à des fins de comparaison et dans l'appréciation de la véracité du critère de von Mises, largement employé dans le domaine, qui dans le cas de la traction s'écrit :  $\sigma_{t,0} = \sqrt{3} \cdot \tau_0$  (Jacquet et al., 2021) avec  $\sigma_{t,0}$ , la contrainte à la rupture en traction, et  $\tau_0$ , le seuil d'écoulement statique en cisaillement.

Dans cette étude, on proposera de ne se concentrer que sur les contraintes quasi-statiques en utilisant un taux de cisaillement de  $0,05s^{-1}$  (vane test) pour les essais de cisaillement, et une vitesse de sollicitation en traction (3DTT) de  $0,1mm/s$ . L'essai de traction, réalisé ici Fig.2 sur une pâte de

ciment à une fraction volumique solide de 53% (HPMC=0,68%), montre une forte déformabilité du matériau : la déformation de Hencky vise à réduire les erreurs d’appréciation de ces grandes déformations, pour lesquelles l’emploi de méthodes de corrélation d’images serait pertinent (Jacquet et al., 2022).

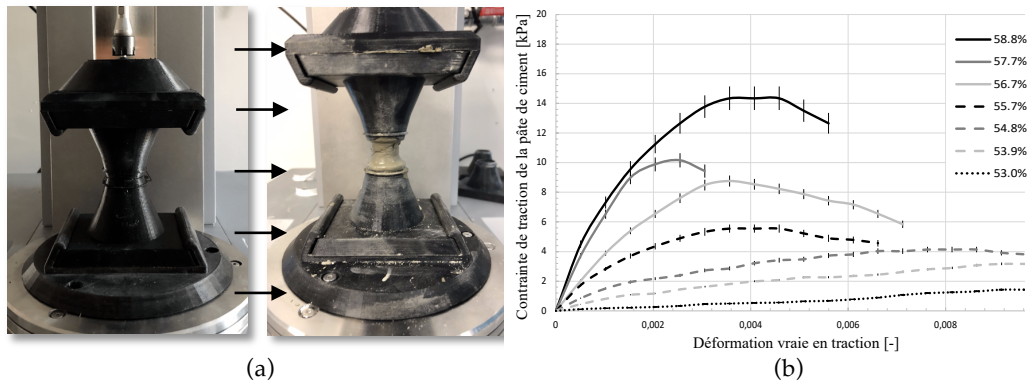


FIGURE 2 Dispositif d’haltères interchangeables pour l’étude du comportement en traction.

III - 2 Asymétrie de comportement traction – compression

De la même façon que pour les essais de cisaillement et de traction sur matériaux fermes présentés précédemment à la partie III-1, de faibles vitesses de sollicitations seront utilisées dans cette partie afin de conserver des conditions d’essais supposées quasi-statiques. Les quatre typologies d’essais sus-cités à la partie II-2 sont réalisés sur une pâte de ciment dont la fraction volumique solide est comprise entre 47,5% et 58,8%. Pour chacune de ces fractions volumiques solides, l’essai de caractérisation adéquat est employé afin de mesurer la contrainte d’écoulement du matériau : la Fig.3 propose une représentation de la contrainte équivalente de von Mises calculée à partir de ces essais de traction et compression en fonction de la fraction volumique solide de pâte de ciment.

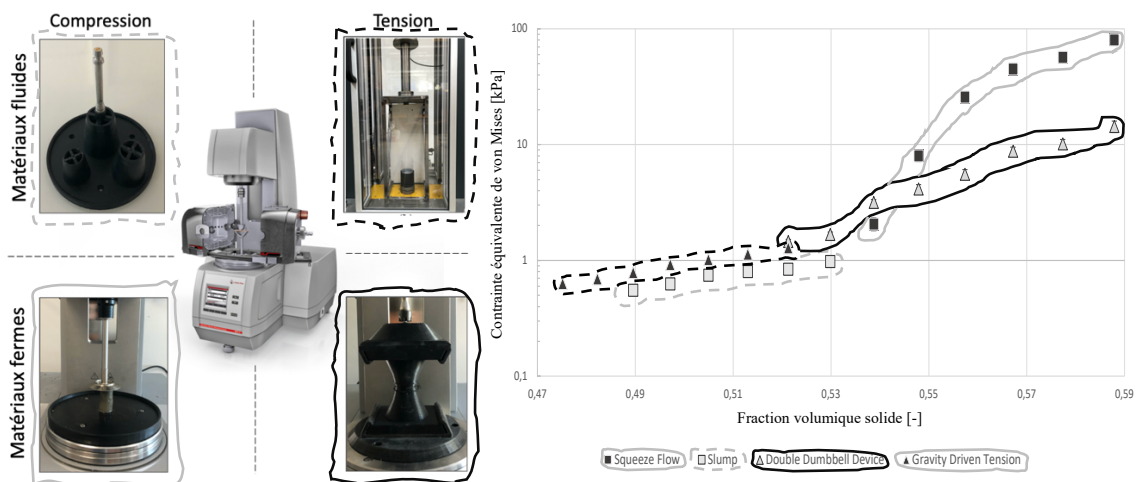


FIGURE 3 Etude de l’asymétrie de comportement traction – compression

Alors que pour les matériaux fluides la contrainte équivalente de von Mises montre une forte corrélation entre traction et compression (*gravity driven tension* et *slump*), au-delà d’une certaine fraction volumique solide (53% dans le cas présent), une asymétrie de comportement entre traction

et compression se dessine et ne cesse de progresser. On peut postuler qu'il s'agit des prémices de l'asymétrie de comportement connue pour les matériaux granulaires et les béton durcis.

L'étude de l'asymétrie de comportement montre ainsi la nécessité de ne pas se limiter à des essais de cisaillement si on souhaite décrire l'impression et la cinétique d'apparition des fissures lors du dépôt de matériaux fermes. Dans cette étude, à partir d'une fraction volumique de 53% (seuil d'écoulement statique en cisaillement de seulement 0,7 kPa), le critère de von Mises est rendu caduc et ceci est d'autant plus vrai avec l'ajout de granulats. Caractériser le comportement d'un matériau en traction devient donc préférable pour un très grand nombre de matériaux imprimables dits monocomposants si on veut estimer la fissuration au jeune âge et ses conséquences potentielles liées au lessivage en conditions immergées ; au retrait empêché et le cas échéant au séchage dans l'air.

### III - 3 Sensibilité à l'eau des matériaux imprimés

Sachant prédire et estimer les mécanismes de fissuration, pour imprimer un matériau directement sous-l'eau, il convient de proposer des mesures préventives permettant de réduire le lessivage du matériau sur le long terme. Deux axes d'études sont suivis :

- Augmenter la déformabilité grâce à l'emploi d'éthers de cellulose (HPMC).
- Ajouter un agent anti-lessivage pour protéger les particules de ciment contre l'eau (CaFo).

Un mortier à l'état frais de fraction volumique solide initiale de 72% est abondé de différentes quantités de ces deux adjuvants dans le but d'évaluer la réaction de l'échantillon sous une perte de charge hydraulique  $\Delta H$  [m]. A partir du débit  $Q$  [m<sup>3</sup>/s] mesuré à la sortie de l'échantillon de hauteur  $H$  [m] et de section  $A$  [m<sup>2</sup>], la conductivité hydraulique peut être calculée suivant la loi de Darcy :

$$K = \frac{H}{A} \cdot \frac{Q}{\Delta H} \text{ [m/s].}$$

La Fig.4 montre une amélioration des performances à courts termes grâce à l'ajout d'éthers de cellulose et une dégradation moindre avec l'augmentation de l'adjuvantation. Ces éthers de cellulose ne permettent que de différer le lessivage du matériau, ce qui se traduit dans le cas d'une application réelle d'impression sous-marine par une tenue de la structure inférieure à la minute. L'ajout de formate de calcium limite significativement l'accroissement de la conductivité hydraulique jusqu'à rendre négligeable la dégradation du matériau après plus de trois heures pour un dosage de 1,5%.

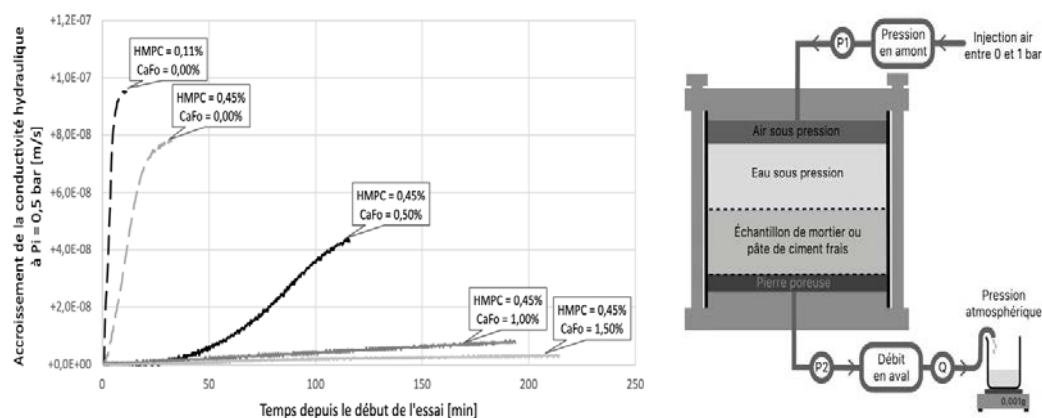


FIGURE 4 Essais de perméabilité à l'eau sur mortiers à l'état frais et dispositif d'essai

Un dosage minimal d’agents modificateurs de viscosité est nécessaire pour assurer la déformabilité du matériau et réduire la fissuration et donc la surface effectivement exposée au lessivage. À ceci s’ajoute la nécessité de protéger dans la durée le matériau contre ce lessivage en ajoutant une barrière hydrophobe : cet ajout peut être pondéré en fonction des conditions de mise en œuvre (profondeur, force des courants, complexité de la structure, taille des granulats, ...)

III - 4 Indicateur de durabilité : perméabilité au gaz

Les leviers de formulation d’un matériau cimentaire imprimable sous l’eau étant clairement identifiés, l’évaluation de l’influence de ces paramètres de formulation sur la durabilité finale de la structure imprimée s’avère indispensable. On se propose ici de faire un focus sur une formulation suffisamment visqueuse pour être imprimée sans pour autant présenter un comportement collant trop prononcé : HMPC 0,23% et CaFo compris entre 0% et 1,5% par pas de 0,5%.

Un échantillon traversé par un gaz noble suivant une différence de pression de percolation en amont et en aval, présente en son centre une pression moyenne  $P_m$ . Celle-ci permet de déterminer une perméabilité apparent  $K_a$ , qui elle-même exprimée en fonction de l’inverse moyenne permet de déterminer la perméabilité intrinsèque  $K_i$  du matériau (ordonnée à l’origine).

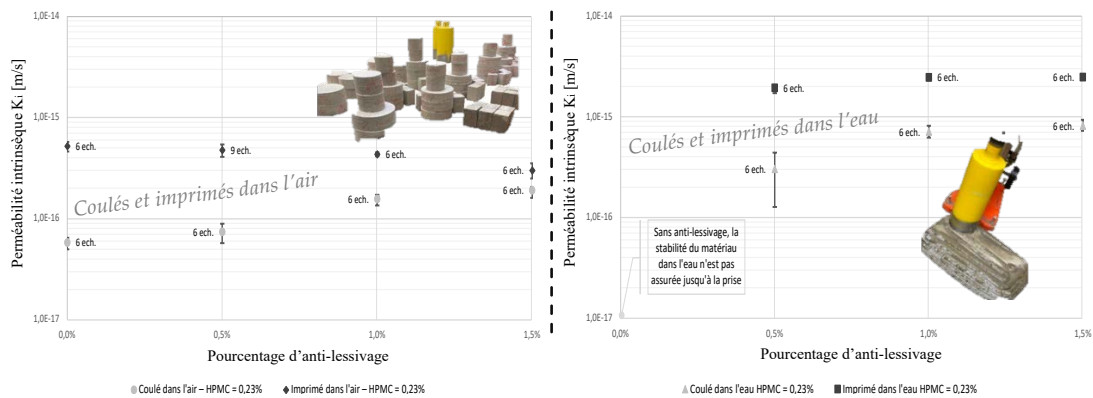


FIGURE 5 Perméabilité intrinsèque au gaz des échantillons coulés/imprimés dans l’air/l’eau (resp.)

La Fig.5 permet d’apprécier, pour un dosage en HPMC de 0,23%, la performance amoindrie des échantillons réalisés dans l’eau, coulés comme imprimés. Les échantillons coulés dans l’air présentent néanmoins de meilleurs indicateurs de durabilité que ceux réalisés dans l’eau.

L’impossibilité de porter à 28 jours la durée d’hydratation des matériaux imprimés dans l’eau en raison de leur perte d’intégrité pendant les premières minutes d’immersion, ne permet d’analyser que les résultats obtenus pour des dosages en anti-lessivage CaFo supérieurs à 0,5%. La diminution des indicateurs de durabilité avec l’accroissement du taux d’agent anti-lessivage pour les matériaux coulés s’explique par la forte augmentation du caractère visqueux collant induit, et donc la difficulté de mise en œuvre par coulage qui en découle. En revanche, la mise en forme par impression 3D permet de réduire ce problème et améliore ainsi que les indicateurs de durabilité associés.

Dans le but de mieux appréhender les différentes contributions des deux adjuvants employés, les rapports entre la perméabilité intrinsèque des matériaux imprimés dans l’air et celle des matériaux imprimés dans l’eau sont synthétisés dans le Tableau 1.

**TABLEAU 1** Facteur de dégradation des perméabilité des échantillons imprimés dans l'air et dans l'eau.  
 $K_{i,imp.eau}/K_{i,imp.air}$

HPMC \ CaFo	0%	0,5%	1%	1,5%
0,11%	<b>1,0</b>	<b>3,2</b>	<b>4,8</b>	<b>7,3</b>
0,23%	<b>1,0</b>	<b>4,0</b>	<b>5,8</b>	<b>8,3</b>
0,45%	<b>1,0</b>	<b>5,1</b>	<b>8,3</b>	<b>12,1</b>

Alors que pour les matériaux sans agent anti-lessivage, il est impossible de garantir l'intégrité du matériau à 28 jours (i.e  $K_{i,imp.eau}/K_{i,imp.air} = 1$ ), on observe une nette amélioration des indicateurs de durabilité avec l'augmentation de la déformabilité (offerte par l'HPMC) et de la résistance au lessivage (offerte par le CaFo). De plus, il est intéressant de constater que l'ajout d'éthers de cellulose pour un dosage en anti-lessivage donné, entraîne un accroissement de la viscosité du mélange qui permet alors de réduire la dégradation des indicateurs de durabilité : la déformabilité accrue du matériau se traduit dans l'air par une diminution de la fissuration, et qui, dans le cas de l'impression 3D sous-marine, permet d'en limiter le lessivage.

## CONCLUSION ET PERSPECTIVES

Imprimer un matériau directement dans l'eau révèle avant tout l'importance de caractériser les mécanismes de fissuration ou de microfissuration des matériaux imprimés. Au-delà de cette étude et de ce cas d'usage spécifique, un large panel d'applications requiert un matériau imprimable présentant une forte stabilité initiale, afin de réduire le recours à une adjuvantation trop massive.

La cinétique de fissuration du matériau frais a été mise en perspective avec les problématiques propres aux fluides complexes : l'asymétrie de comportement traction – compression et la nécessité de la prendre en considération. Il été par la suite mis en évidence que cette fissuration avait une conséquence directe sur le lessivage du matériau à l'état frais, et que si elle n'est pas gérée convenablement en amont, impacte significativement la durabilité des matériaux durcis.

Dans une volonté affichée de réduire l'impact environnemental de la solution, une étude complémentaire a été entreprise sur des mélanges à base de chaux et de matériaux pozzolaniques, suivant la même stratégie de protection contre le lessivage proposée dans cette étude. L'objectif est de proposer un matériau plus durable en milieu marin et de le rendre hautement bio-compatible.

## REFERENCES

- Jacquet, Y., Perrot, A., Picandet, V., 2022. Monitoring Strain Using Digital Image Correlation During Compressive and Tensile Loading: Assessment of Critical Strain of Cement-Based Materials Containing VMA, Third RILEM International Conference on Concrete and Digital Fabrication, RILEM, pp. 324–329. [https://doi.org/10.1007/978-3-031-06116-5\\_48](https://doi.org/10.1007/978-3-031-06116-5_48)
- Jacquet, Y., Perrot, A., Picandet, V., 2021. Assessment of asymmetrical rheological behavior of cementitious material for 3D printing application. *Cem. Concr. Res.* 140, 106305. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2020.106305>
- Roussel, N., Lowke, D. (Eds.), 2022. Digital Fabrication with Cement-Based Materials: State-of-the-Art Report of the RILEM TC 276-DFC, RILEM State-of-the-Art Reports. Springer International Publishing, Cham. <https://doi.org/10.1007/978-3-030-90535-4>

# Caractérisations mécanique et physico-chimique des mortiers « One-Part-Geopolymer » formulés à base de cendres volantes et sédiments de dragage traités thermo-mécaniquement

Elie Mahfoud <sup>1,2,3</sup>

<sup>1</sup>CY Cergy Paris Université, L2MGC, F-95000 Cergy, France. (Correspondant : [elie.mahfoud@cyu.fr](mailto:elie.mahfoud@cyu.fr))

<sup>2</sup>IMT Nord Europe, Institut Mine-Télécom, Centre for Materials and process, F-59000, Lille, France

<sup>3</sup>Univ. Lille, Institut Mine-Télécom, Univ. Artois, JUNIA, ULR 4515 – LGCgE, Laboratoire de Génie Civil et géo- Environnement, F-59000, Lille, France (Correspondant : [elie.mahfoud@imt-nord-europe.fr](mailto:elie.mahfoud@imt-nord-europe.fr))

**RESUME** Dans cet article les sédiments de dragage ont été utilisés pour la formulation des géopolymères de type “One part geopolymer” ou “just add water”. L’effet de la substitution des cendres volantes par des sédiments sur les propriétés mécaniques et microstructurales a été étudié. De plus, l’effet du rapport molaire  $\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$  sur ces deux paramètres a été mis en évidence. Pour ce faire, quatre sources d’aluminosilicates ont été préparées pour obtenir des mortiers géopolymères avec des rapports molaires  $\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$  de 3 ; 3,5 ; 4 ; 4,5 et 5. Les quatre sources aluminosilicates sont les cendres volantes CV, et trois poudres CVSn traitées thermo-mécaniquement et préparées à partir d’un mélange de CV et des sédiments de dragage, avec n le pourcentage de sédiments (n=15, 30 et 50%). Les résultats ont montré que l’incorporation des sédiments augmente la résistance à la compression et diminue la porosité des matrices. De même, il a été démontré que pour chaque pourcentage de sédiments, il existe un rapport molaire  $\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$  optimal (3,5 pour CV, CVS15, CVS30 et 5 pour CVS50). Les résultats des observations au microscope électronique à balayage (MEB) ont démontré la formation de gels géopolymères et des cristaux de zéolithes comme produits secondaires. De ce fait, les sédiments de dragage peuvent constituer une source d’aluminosilicates pour la formulation d’eco-liants géopolymères.

**Mots-clés** Sédiments, Cendres volantes, Géopolymères, Performances mécaniques, Microstructure, Durabilité

## I. INTRODUCTION

Chaque année une grande quantité de sédiments est draguée pour maintenir la navigation dans les cours d’eau et les ports maritimes. En France, environ 50 millions de  $\text{m}^3$  sont produits par les ports, ce qui représente à la fois de réels enjeux économiques et environnementaux (Wang, 2011). Les quantités de ces sédiments deviennent de plus en plus problématique pour les gestionnaires de ces ouvrages, qui n’auront plus le droit de les remettre en mer à partir du 1<sup>er</sup> janvier 2025 (“Article 85 - LOI n° 2016-816 du 20 juin 2016 pour l’économie bleue (1) - Légifrance,” 2016). Par ailleurs, le secteur de la construction connaît ces dernières années une forte demande sur les matériaux de construction. De ce fait, le secteur de la construction, et en particulier la filière béton, semble être un exutoire prometteur pour la valorisation de sédiments. Le béton est le matériau le



plus utilisé dans le monde, après la ressource en eau. Dans la composition du béton, le ciment portland constitue le liant le plus utilisé. En France, la production du ciment est responsable d'environ 8% du rejet de CO<sub>2</sub> dans l'atmosphère. Une des pistes pour diminuer l'empreinte carbone du secteur de la construction est l'utilisation de liants alternatifs bas carbone tels que les liants géopolymères. Les géopolymères sont des matériaux très prometteurs grâce à leurs nombreuses propriétés et avantages comparés aux bétons standards : prise rapide, excellente résistance d'adhérence, une résistance mécanique élevée, une bonne résistance au feu et aux acides (Zerzouri et al., 2021). Néanmoins, ces performances dépendent de plusieurs paramètres comme la solution d'activation, le type de cure, le rapport molaire SiO<sub>2</sub>/Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, etc. De par leur composition minéralogique, les sédiments peuvent constituer une source d'aluminosilicate pouvant être utilisée dans les formulations des géopolymères. Cette étude vise donc à valoriser les sédiments de dragage avec des cendres volantes dans un éco-liant géopolymère (One-Part-Geopolymer). Un traitement thermo-mécanique a été effectué sur ces sources afin de les rendre plus réactives. La formulation du « One-Part-Geopolymer » consiste à ajouter immédiatement de l'eau à un mélange solide composé de sources d'aluminosilicates, de granulats et d'une poudre d'activation (Luukkonen et al., 2017). Plusieurs formulations ont été réalisées en faisant varier le pourcentage de sédiments et le rapport molaire SiO<sub>2</sub>/Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>. En fonction des exigences mécaniques des applications, plusieurs types de formulations optimales seront choisis pour chaque liant préparé avec un pourcentage de sédiments. Des tests de microstructure et de minéralogie (MEB, DRX et IRTF) ont été réalisés afin de vérifier la formation de gels de géopolymérisation lors de l'utilisation de sédiments.

## II. MATERIAUX ET METHODE

### A. Préparation des matériaux

Quatre sources aluminosilicates ont été utilisées, la cendre volante **CV** de la société SURSCHISTE en tant que témoin et trois poudres nommées **CVSn** préparées à partir d'un mélange de **CV** et de sédiments de dragage fluvial de Noyelles-sous-Lens **SD** avec n le pourcentage de sédiments (n=15, 30 et 50%). Ces mélanges ont subi un traitement thermo-mécanique afin d'augmenter la réactivité. Ce traitement consiste à faire une calcination à 800°C durant 2h suivie d'un broyage avec le broyeur à disques vibrants Retsch RS200 (750 rpm pendant 1 min). La température de calcination a été choisie suite aux résultats thermogravimétriques réalisées sur les sédiments. Concernant l'activateur alcalin, la poudre d'activation nommée **SS** est composée de 75% en masse de silicate de sodium commercial (fournisseur fisher) et 25% du soude NaOH. Le rapport molaire SiO<sub>2</sub>/Na<sub>2</sub>O dans **SS** est égale à 1,2. Un sable normalisé a été utilisé pour la formulation de mortiers.

### B. Caractérisations des matériaux

Des caractérisations physico-chimiques, minéralogiques et environnementales ont été effectuées sur le sédiment brut **SD** et les sources aluminosilicates **CV**, **CVS15**, **CVS30** et **CVS50**. La minéralogie des poudres a été étudiée à travers des analyses DRX (appareil DRX Bruker D2 Advance). Les résultats de cette analyse ont révélé que les sédiments bruts contiennent trois phases principales : les silicates (silice), les carbonates (calcite) et les argiles (kaolinite, albite, muscovite). Les cendres volantes contiennent majoritairement de la silice et de la mullite.

Concernant les mélanges **CVSn** calcinés, ils contiennent de la silice, de la mullite et de la calcite dans le cas de CVS30 et CVS50 à cause du taux élevé de sédiments. Suite à la calcination des sédiments, les phases argileuses (kaolinite, albite, muscovite) sont transformées en phases amorphes. Un test environnemental de lixiviation a été réalisé sur les sédiments bruts et les sources aluminosilicates utilisées selon la norme (NF EN 12457-2, 2002). Les résultats montrent que ces poudres sont classées comme déchets inertes, conformément aux seuils définis par l'arrêté du 12 décembre 2014 relatif aux installations de stockage de déchets inertes. Les propriétés physico-chimiques des différents matériaux utilisés sont présentées dans le TABLEAU 1 ci-dessous.

**TABLEAU 1 : Propriétés physico-chimiques des différents matériaux utilisés**

<i>Propriétés Physiques</i>	<i>SD</i>	<i>CV</i>	<i>CVS15</i>	<i>CVS30</i>	<i>CVS50</i>
<i>SS BET (cm<sup>2</sup>/g)</i>	43765	26021	31756	34686	60849
<i>Densité (g/cm<sup>3</sup>)</i>	2,43	2,10	2,54	2,59	2,60
<i>D10 (µm)</i>	0,72	1,31	0,78	0,73	0,67
<i>D50 (µm)</i>	4,61	9,78	6,51	5,63	4,18
<i>D90 (µm)</i>	19,12	20,97	23,03	22,68	18,81
<b><i>Éléments majeurs (%)</i></b>					
<i>SiO<sub>2</sub></i>	39,62	51	49,6	48,9	48
<i>Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub></i>	9,64	26,1	24,6	22,6	19,8
<i>Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub></i>	5,12	5,8	6,1	6,1	5,7
<i>CaO</i>	10,57	2,3	3,4	5,7	8,3
<i>Na<sub>2</sub>O</i>	0,69	1	0,8	0,9	0,7

### C. Formulations

Considérant que l'un des freins au développement des géopolymères est la méthodologie d'activation (la préparation de la solution alcaline n'est pas facilement applicable sur site). Cependant, le processus d'activation implique des solutions alcalines aqueuses concentrées, qui sont corrosives, visqueuses et, en tant que telles, difficiles à manipuler (Luukkonen et al., 2017). Ce travail propose d'utiliser la méthode "One-Part-Geopolymer" qui facilite la formulation et contribue ainsi au développement de l'utilisation des géopolymères dans les applications de béton préfabriqué. Cette méthode innovante consiste à ajouter immédiatement de l'eau à un mélange solide composé de sources d'aluminosilicates (cendres volantes et sédiments calcinés), de granulats et d'une poudre d'activation composée de silicate de sodium commercial anhydre et d'hydroxyde de sodium. Les formulations de mortiers 4x4x16 cm<sup>3</sup> ont été réalisées selon la norme (NF EN 196-1, 2016). En tout, 17 formulations ont été réalisées (4 pour chaque type de liant, CV, CVS15, CVS30, CVS50), tout en variant le rapport molaire  $m = \text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$  entre 3 ; 3,5 ; 4 et 4,5 et on a ajouté le rapport 5 pour CVS50. Le rapport molaire  $\text{SiO}_2/\text{Na}_2\text{O}$  varie en même temps avec le changement de la quantité d'activateur SS : pour les liants CV, CVS15 et CVS30 ce rapport est entre 2 – 4 par contre pour CVS50 il est entre 2 – 7. Les échantillons formulés ont été conservés à 50 °C dans des sacs fermés durant 72h et le reste du temps de cure à 20°C dans des sacs fermés. Pour varier le rapport molaire  $\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$ , on a optimisé la quantité de la poudre d'activation SS. Le rapport eau sur liant E/L (Eau par rapport à la source aluminosilicate) a été fixé à 0.5 pour toutes les formulations suite à une optimisation de la demande en eau. Chaque formulation de

mortiers est nommée CVSn-m avec n le pourcentage de sédiments et m le rapport molaire  $\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$ .

#### *D. Caractérisation mécanique*

Le rapport molaire  $\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$  a un effet très important dans la réaction de géopolymérisation et par conséquent sur les performances mécaniques des mortiers géopolymères. Le but de cette caractérisation mécanique est de choisir une formulation optimale (rapport optimal) pour chaque liant préparé, c'est-à-dire pour chaque pourcentage de sédiments incorporés en termes de résistance à la compression. Les résistances à la compression à 7 et 28 jours ont été déterminées pour toutes les formulations sur 3 échantillons  $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$  selon la norme (NF EN 196-1, 2016) à l'aide de la presse mécanique / 5500R - 150 kN (Instron).

#### *E. Caractérisation microstructurale des formulations optimales*

La porosité est un indicateur de durabilité très important car les interactions avec le milieu extérieur passent par cette porosité. Les essais de poromercure ont été réalisés avec l'appareil Micromeritics Autopore V 9600 selon la norme (ISO 15901-1:2016, 2016). Les mesures ont été prises à 28 jours pour 3 échantillons de chaque formulation optimale.

La microscopie électronique à balayage (MEB) a été réalisée à l'aide d'un Hitachi S-4300SE/N équipé d'un détecteur Thermo Scientific Ultradry EDS sur les mortiers des formulations optimales sélectionnés à 28 jours afin d'évaluer la principale phase minérale formée. L'image électronique secondaire (SE) sur un échantillon non poli recouvert d'or (une fine couche conductrice) a été utilisée pour visualiser une image de la morphologie.

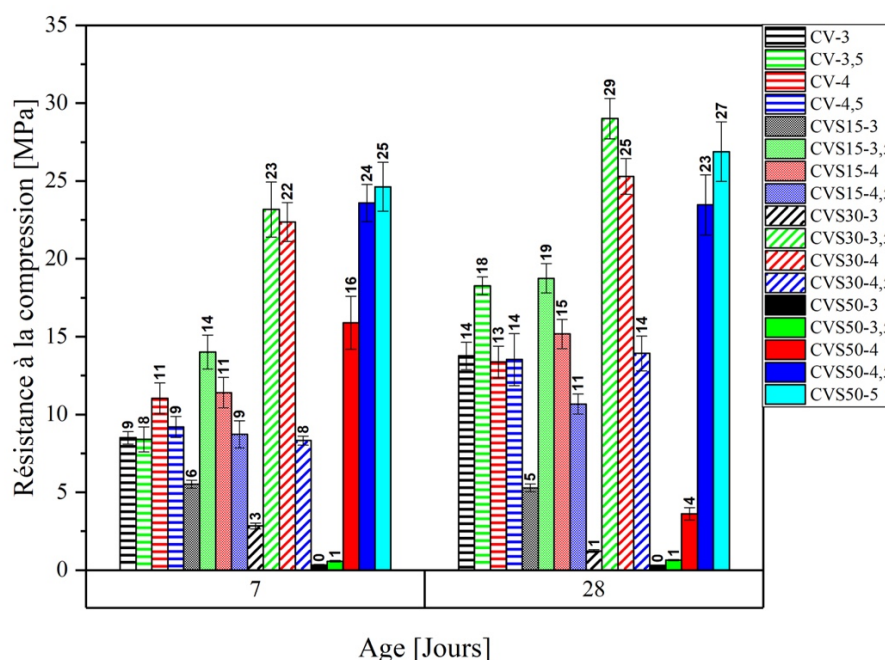
Pour ces deux essais, les éprouvettes ont été séchées à  $40 \text{ }^\circ\text{C}$  jusqu'à stabilisation de la masse.

### III. RESULTATS

#### *A. Optimisation du rapport $\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$ en terme de performance mécanique*

La FIGURE 1 montre les résultats de la résistance à la compression. Le rapport molaire optimal  $\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$  est de 3,5 pour les poudres CV, CVS15, CVS30 et 5 pour CVS50 avec un rapport molaire  $\text{SiO}_2/\text{Na}_2\text{O}$  de 2.6 pour CV-3.5 ; 2.8 pour CVS15-3.5 ; 3 pour CVS30-3.5 et 2,3 pour CVS50-5. D'après ces résultats, la résistance à la compression augmente entre 7 et 28 jours de cure. Les résultats montrent que l'augmentation du rapport  $\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$  à une valeur optimale a provoqué une amélioration significative de la résistance à la compression avant de diminuer de nouveau pour un rapport plus élevé (pour CV, CVS15 et CVS30). La tendance à l'augmentation et à la diminution de la résistance à la compression observée en augmentant le rapport  $\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$  est similaire à celle rapportée dans la littérature pour les géopolymères (Duxson et al., 2007; Kioupis et al., 2020). Selon Kioupis et al., 2020, l'introduction de silicium supplémentaire par la solution d'activation améliore les performances mécaniques. En se référant à Duxson et al., 2007, les ions silicium supplémentaires améliorent la formation de la matrice géopolymère en agissant comme des points de nucléation pour les réactions de polycondensation. L'ajout de silice au-delà de l'optimum a un effet négatif sur le développement de la résistance. Il semble que l'excès d'ions silicium dans la solution d'activation limite la dissolution du précurseur d'aluminosilicate en inhibant la réaction de dissolution (Kioupis et al., 2020). Il semble également que la valeur optimale du rapport  $\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$  varie d'un liant à l'autre en raison de la vitesse de dissolution, qui

peut varier considérablement d'un liant à l'autre. Ceci pourrait être expliqué par la différence du taux de SiO<sub>2</sub> réactif. Sur la base de ces résultats, les résistances mécaniques des formulations préparées par les liants **CVSn** sont supérieures à celles du témoin. L'augmentation de la résistance avec l'ajout de sédiments peut être expliquée de deux points de vue. Le premier étant physique, l'ajout de sédiments a augmenté la finesse de la source aluminosilicates et par conséquent sa réactivité, entraînant une augmentation de la résistance. Le second étant chimique, l'ajout de sédiments a augmenté le pourcentage de CaO comme le montre l'analyse de la fluorescence de rayons X (FX) (**TABLEAU 1**). Cela pourrait entraîner la formation de nouveaux gels à côté du N-A-S-H comme le C-A-S-H et le C-S-H. Selon Yip et al. (Yip et al., 2005), qui ont travaillé sur l'alcali-activation du metakaolin et du laitier, les résistances à la compression sont nettement améliorées suite à la coexistence de gels C-S-H, C-A-S-H et N-A-S-H avec l'ajout du laitier. Par conséquent, les sédiments peuvent être utilisés comme source d'aluminosilicate pour le processus de géopolymérisation (Lirer et al., 2017; Mostefa et al., 2018).



**FIGURE 1 : Résistance à la compression de toutes les formulations**

*B. Caractérisation microstructurale des formulations optimales*

La porosité au mercure des quatre formulations optimales (CV-3,5 ; CVS15-3,5 ; CVS30-3,5 ; CVS50-5) a été mesurée. Le pourcentage total de porosité au mercure de chaque formulation a été calculé (CV-3,5 : 19,08% ; CVS15-3,5 : 19,32% ; CVS30-3,5 : 19,11% ; CVS50-5 : 17,21%). La FIGURE 2 montre la distribution des pores des mesures de porométrie effectuées sur toutes les quatre formulations optimales. Il existe deux familles de taille des pores pour chaque formulation : (3.7 µm et 0,04 µm) pour CV-3,5, (10.7 µm et 0,032 µm) pour CVS15-3,5, (9.5 µm et 0,026 µm) pour CVS30-3,5 et (16 µm et 0,011 µm) pour CVS50-5. L'augmentation du pourcentage de sédiments a entraîné une augmentation de la finesse des pores. La FIGURE 3 montre la classification de la porosité en fonction du diamètre des pores et elle permet de distinguer quatre types de porosité : la porosité inoffensive (<20 nm), la porosité moins nocive (20-50 nm), la porosité nocive (50-200 nm) et la porosité plus nocive (>200 nm) (Zhao et al., 2021). Cette classification peut être

considérée comme un indicateur de durabilité. Ces résultats montrent une augmentation du pourcentage des porosités fines lors de l'ajout de sédiments. En effet, pour CVS30-3,5 et CVS50-5, le pourcentage de pores fins (c'est-à-dire inoffensifs) augmente, expliquant ainsi leur résistance à la compression élevée par rapport aux autres. La diminution de la taille des pores avec l'augmentation de la quantité de sédiments peut s'expliquer d'un point de vue physique, par l'empilement granulaire des sédiments non réagis en raison de leur finesse. De plus, cette diminution peut être liée chimiquement à la formation d'un nouveau gel géopolymère (C-A-S-H) en raison de la quantité de calcium dans les sédiments (Yip et al., 2005).

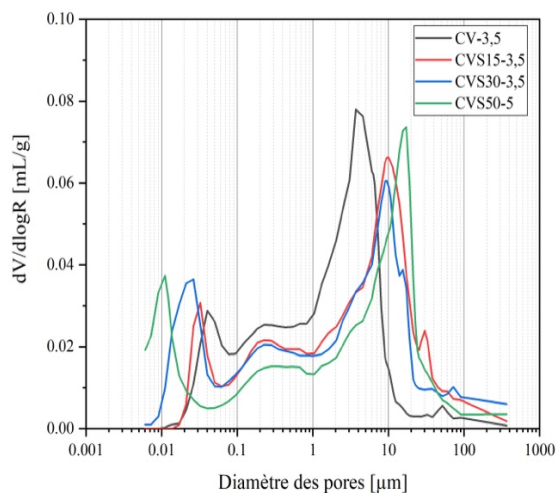


FIGURE 2 : Distribution des pores

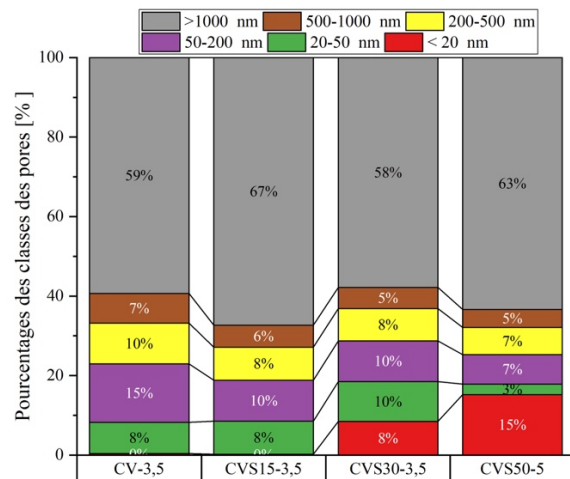


FIGURE 3 : Classification des familles des pores

La FIGURE 4 montre les observations de la morphologie des deux mélanges de mortiers (CV-3,5 et CVS30-3,5) au MEB. Ces observations montrent la formation des gels de géopolymérisation (N-A-S-H dans CV-3,5) et (N-A-S-H et/ou C-A-S-H dans CVS30-3,5 selon les résultats EDS) présentés par des blocs lisses (Zerzouri et al., 2022, 2021), ainsi que la formation de produits secondaires, parmi lesquels des zéolithes (Faujasite - Zéolithe X ou Y, Sodalite, Zéolithe A et Na-chabazite...) (Hafid and Hajjaji, 2018; Liu et al., 2016; Zerzouri et al., 2022, 2021). Selon la littérature, les gels amorphes N-A-S-H ont une forme lisse, tandis que les cristaux de zéolithes sont représentés comme des polyèdres réguliers ou irréguliers où les particules peuvent être sphériques ou irrégulières (Liu et al., 2016; Zerzouri et al., 2021). Hafid et Hajjaji (Hafid and Hajjaji, 2018) ont travaillé sur la géopolymérisation de l'argile calciné à 700 °C durant 2h contenant du verre et du silicate. D'après leurs résultats de MEB, ils ont montré la formation de Na-Chabazite sous forme d'aiguilles denses comme produit secondaire de la géopolymérisation. La formation de ces produits de géopolymérisation a été validée par des essais DRX et IRTF sur des pâtes présentant les quatre formulations optimales choisies.

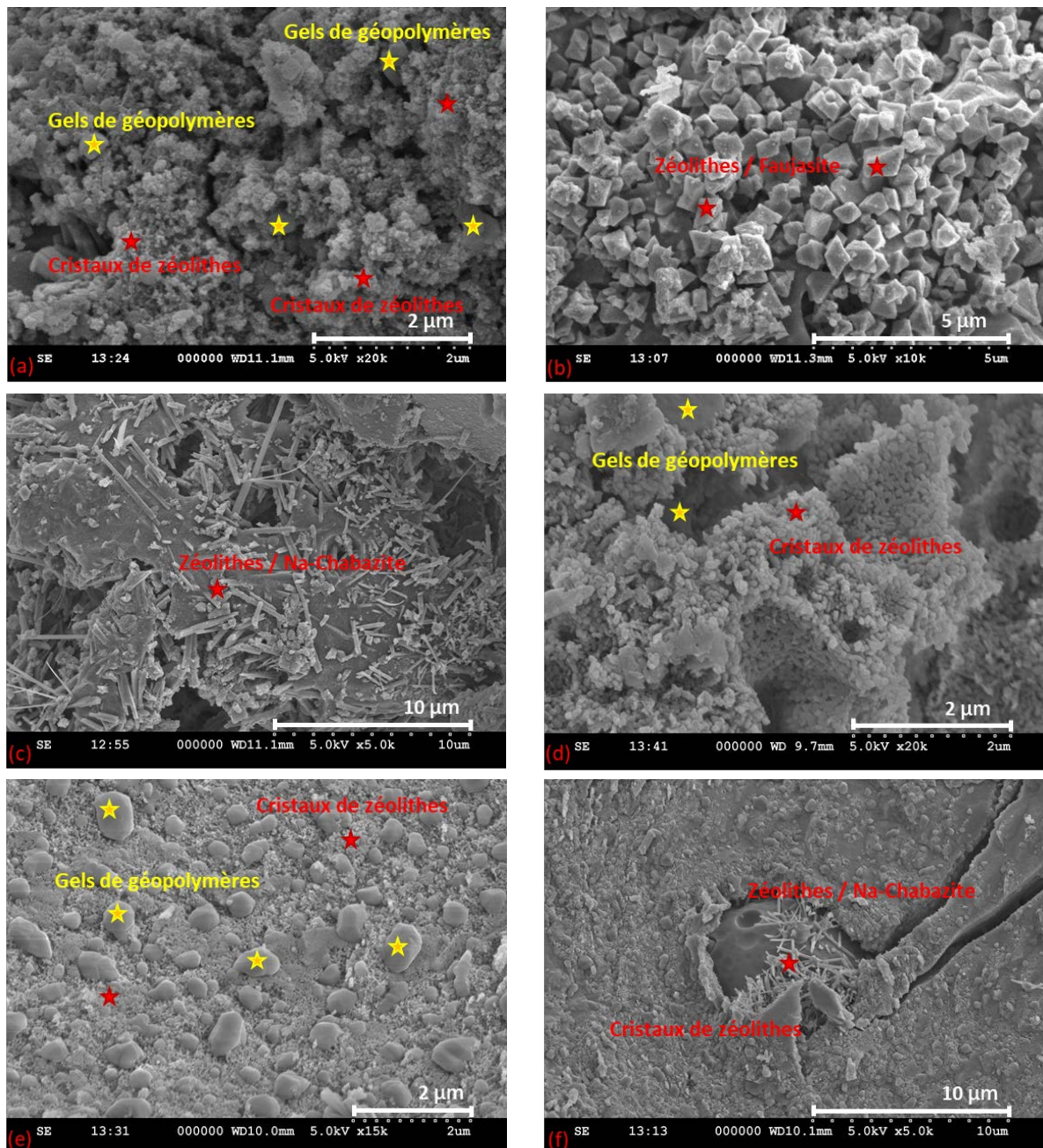


FIGURE 4 : Observations morphologiques MEB des mortiers CV-3,5 (a, b, c) et CVS30-3,5 (d, e, f)

## CONCLUSION

Ce travail a porté sur la valorisation des sédiments de dragage dans un éco-liant géopolymère. L'effet de l'incorporation des sédiments comme un substituant des cendres volantes a été étudié, ainsi que l'effet du rapport molaire  $\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$ . Les résultats de cette étude ont montré que :

- La substitution des cendres volantes par des sédiments améliore les performances mécaniques et conduit à l'augmentation du pourcentage des porosités très fines ( $< 50 \text{ nm}$ ), qui peuvent contribuer à améliorer la durabilité des mortiers.

- L'amélioration de ces propriétés avec l'ajout de sédiments est liée à deux phénomènes : la finesse des sédiments, qui jouent le rôle de zone de nucléation dans la matrice et la coexistence de gels C-A-S-H et N-A-S-H.

- Les essais de caractérisations microstructurales ont confirmé la formation de gels géopolymères et des cristaux de zéolithes comme produits secondaires. Ainsi, les sédiments de dragage peuvent constituer une source d'aluminosilicates pour la formulation d'éco-liants géopolymères.

- Le rapport  $\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$  a un effet sur les résistances à la compression et dépend du type de liant. Le rapport molaire  $\text{SiO}_2/\text{Na}_2\text{O}$  varie entre 2.3 et 3 selon la formulation optimale. Ceci peut être expliqué par la différence de réactivité de la silice dans chaque source d'aluminosilicate.

Par ailleurs, la durabilité est un critère important pour le choix d'un matériau de construction. Par conséquent, elle sera étudiée pour évaluer la stabilité chimique (lixiviation, carbonatation accélérée), la stabilité volumique (retraits, attaques sulfatiques), la stabilité thermique (gel/dégel) des matrices géopolymères optimales.

## REFERENCES

- Article 85 - LOI n° 2016-816 du 20 juin 2016 pour l'économie bleue (1) - Légifrance [WWW Document], 2016.
- Duxson, P., Mallicoat, S.W., Lukey, G.C., Kriven, W.M., van Deventer, J.S.J., 2007. The effect of alkali and Si/Al ratio on the development of mechanical properties of metakaolin-based geopolymers. *Colloids and Surfaces A: Physicochemical and Engineering Aspects* 292, 8–20. <https://doi.org/10.1016/j.colsurfa.2006.05.044>
- Hafid, K.E., Hajjaji, M., 2018. Geopolymerization of glass- and silicate-containing heated clay. *Construction and Building Materials* 159, 598–609. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.11.018>
- ISO 15901-1:2016, 2016. Evaluation de la distribution de taille des pores et la porosité des matériaux solides par porosimétrie à mercure et l'adsorption des gaz - Partie 1 : Porosimétrie à mercure [WWW Document].
- Kioupis, D., Skaropoulou, A., Tsivilis, S., Kakali, G., 2020. Valorization of Brick and Glass CDWs for the Development of Geopolymers Containing More Than 80% of Wastes. *Minerals* 10, 672. <https://doi.org/10.3390/min10080672>
- Lirer, S., Liguori, B., Capasso, I., Flora, A., Caputo, D., 2017. Mechanical and chemical properties of composite materials made of dredged sediments in a fly-ash based geopolymer. *Journal of Environmental Management* 191, 1–7. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2017.01.001>
- Liu, Y., Yan, C., Qiu, X., Li, D., Wang, H., Alshameri, A., 2016. Preparation of faujasite block from fly ash-based geopolymer via in-situ hydrothermal method. *Journal of the Taiwan Institute of Chemical Engineers* 59, 433–439. <https://doi.org/10.1016/j.jtice.2015.07.012>
- Luukkonen, T., Abdollahnejad, Z., Yliniemi, J., Kinnunen, P., Illikainen, M., 2017. One-part alkali-activated materials: A review. *Cement and Concrete Research* 103. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2017.10.001>
- Mostefa, F., Bouhamou, N.E., Mesbah, H.A., Aggoun, S., Mekhatria, D., 2018. Sedimentary Clays as Geopolymer Precursor. *JERA* 39, 97–111. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/JERA.39.97>
- NF EN 196-1, 2016. Méthodes d'essais des ciments - Partie 1 : détermination des résistances [WWW Document].
- NF EN 12457-2, 2002. Caractérisation des déchets - Lixiviation - Essai de conformité pour lixiviation des déchets fragmentés et des boues - Partie 2 : essai en bûchée unique avec un rapport liquide-solide de 10 l/kg et une granularité inférieure à 4 mm (sans ou avec réduction de la granularité) [WWW Document].
- Wang, D., 2011. Solidification et valorisation de sédiments du port de Dunkerque en travaux routiers [WWW Document]. URL <https://www.semanticscholar.org/paper/Solidification-et-valorisation-de-s%C3%A9diments-du-port-Wang/db3482b733fcb6945064b3cc134a23a1f6e32ee2> (accessed 3.24.22).
- Yip, C.K., Lukey, G.C., van Deventer, J.S.J., 2005. The coexistence of geopolymeric gel and calcium silicate hydrate at the early stage of alkaline activation. *Cement and Concrete Research* 35, 1688–1697. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2004.10.042>
- Zerzouri, M., Bouchenafa, O., Hamzaoui, R., Ziyani, L., Alehyen, S., 2021. Physico-chemical and mechanical properties of fly ash based-geopolymer pastes produced from pre-geopolymer powders obtained by mechanosynthesis. *Construction and Building Materials* 288, 123135. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.123135>
- Zerzouri, M., Hamzaoui, R., Ziyani, L., Alehyen, S., 2022. Influence of slag based pre-geopolymer powders obtained by mechanosynthesis on structure, microstructure and mechanical performance of geopolymer pastes. *Construction and Building Materials* 361, 129637. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.129637>
- Zhao, S., Xia, M., Yu, L., Huang, X., Jiao, B., Li, D., 2021. Optimization for the preparation of composite geopolymer using response surface methodology and its application in lead-zinc tailings solidification. *Construction and Building Materials* 266, 120969. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.120969>

# Evaluation du risque de corrosion en présence de chlorures au sein de trois bétons bas carbone : bas clinker, alcali-activé et sursulfaté

**Lola Doussang**

*Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions (LMDC)*

**RESUME** Une évaluation des vitesses de corrosion en présence de chlorures est menée sur trois bétons bas carbone (bas clinker (LCK), laitier alcali-activé (AAS) et ciment sursulfaté (SSC)), par une mesure de courant galvanique combinée à de la perte de masse. Cette méthode peu utilisée dans la littérature, consiste à mesurer le courant galvanique échangé entre une anode contaminée par les chlorures et une cathode saine, spatialement séparées. L'influence de deux concentrations en chlorures sur les vitesses de corrosion est également étudiée :  $[\text{NaCl}] = 30 \text{ g/L}$  (eau de mer) ou  $300 \text{ g/L}$  (sels de déverglaçage). Enfin, une comparaison avec des mesures électrochimiques classiques (potentiel de corrosion  $E_{\text{corr}}$ , résistance de polarisation  $R_p$ ) est réalisée, pour illustrer que ces méthodes ne sont pas adaptées aux liants à forte teneur en laitier. Les résultats montrent que le courant galvanique dépend principalement de la différence de potentiel et de la résistance totale des matériaux entre l'anode et la cathode, ainsi que de la concentration en chlorures. Le courant galvanique mesuré est faible à  $30 \text{ g/L}$  pour AAS et LCK puis devient important à  $300 \text{ g/L}$ , alors qu'il reste négligeable sur la formule SSC pour les deux concentrations. Les vitesses de corrosion dues aux chlorures sont tout de même élevées pour les trois formules car le courant galvanique mesuré s'additionne à une densité de courant locale élevée au niveau de l'anode.

**Mots-clefs** : bétons bas carbone, durabilité, chlorures, corrosion, courant galvanique

## I. INTRODUCTION

Ce travail se focalise sur trois bétons bas carbone : bas clinker (LCK), laitier alcali-activé (AAS) et ciment sursulfaté (SSC). L'objectif est de caractériser leur comportement vis-à-vis de la corrosion en présence de chlorures, car ce manque d'information limite leur utilisation. En effet, aucune information n'est disponible à ce sujet pour le SSC et elles sont limitées pour le LCK (0-35% de fillers dans le liant considérés dans la littérature, contre 70% pour LCK). Pour l'AAS des études complémentaires sont nécessaires, car les mesures électrochimiques couramment utilisées sur les matrices à base de ciment Portland sont inappropriées pour rendre compte de l'état de corrosion des armatures dans les liants à forte teneur en laitier (Criado et al., 2018), ce qui justifie la proposition d'une méthode alternative. Par conséquent, l'objectif de cet article est de combler ce manque d'information, en évaluant de façon originale les vitesses de corrosion en présence de chlorures dans les trois bétons bas carbone étudiés. L'évaluation des vitesses de corrosion est faite par une mesure de courant galvanique ( $I_g$ ) entre une anode (mortier armé contaminé) et une cathode (béton armé sain) spatialement séparées, puis par perte de masse. L'influence sur le courant



galvanique de deux concentrations en chlorure pour contaminer les anodes,  $[\text{NaCl}] = 30 \text{ g/L}$  (eau de mer) et  $[\text{NaCl}] = 300 \text{ g/L}$  (sels de déverglaçage), est également étudiée. Enfin, une comparaison avec des mesures électrochimiques classiques (potentiel de corrosion  $E_{\text{corr}}$ , résistance de polarisation  $R_p$ ) est réalisée, pour illustrer que ces méthodes ne sont pas adaptées aux liants à forte teneur en laitier.

## II. Matériaux et méthodes

### A. Composition des bétons et mortiers

Les trois bétons bas carbone considérés ont été formulés pour correspondre à des bétons de bâtiment C25/30 autoplaçants : bas clinker (LCK), laitier alcali-activé (AAS) et ciment sursulfaté (SSC). Pour les besoins de l'essai, ces formules ont été adaptées à l'échelle du mortier en utilisant la méthode de mortier de béton équivalent (Schwartzentruber and Catherine, 2000). Les compositions sont données dans le TABLEAU 1.

**TABLEAU 1. Composition des bétons et mortiers LCK, AAS et SSC.**

Composition (kg/m <sup>3</sup> )	Béton			Mortier		
	LCK	AAS	SSC	LCK	AAS	SSC
CEM I	136,8			136,8		
Filler calcaire	375,0		49,1	375,0		49,1
Laitier		481,7	329,3		481,7	329,3
Na <sub>2</sub> CO <sub>3</sub>		20,3			20,3	
Chaux vive		5,1			5,1	
Anhydrite			29,6			29,6
CEM III/B			11,1			11,1
Adjuvant réducteur d'eau	6,0	11,2	5,1	6,0	11,2	5,1
Sable normalisé (0-2 mm)				1281,2	1090,6	1176,9
Sable (0-5 mm)	678,5	686,5	739,7			
Granulats fins (5-10 mm)	272,1	609,6	656,9			
Granulats grossiers (> 10 mm)	827,1	229,6	247,4			
Eau	130,0	220,0	210,0	116,9	206,7	195,7
Ratio $e/l$	0,25	0,43	0,50	0,23	0,41	0,47
Ratio $e_{\text{eff}}/l$	0,22	0,40	0,46	0,22	0,40	0,46
Ratio granulats/liant	3,47	3,01	4,58	2,50	2,15	3,92

### B. Protocole de mesure du courant galvanique

La mesure de courant galvanique se fait entre une anode (mortier armé) et une cathode (béton armé) de même formulation. Différentes étapes de préparation sont réalisées en parallèle sur chaque échantillon, comme illustré sur la FIGURE 1. Au milieu de la frise chronologique sont résumés les essais réalisés. Le protocole expérimental utilisé dans cette étude est inspiré de la littérature (Chalhoub, 2020). Les cathodes et les anodes sont coulées et curées pendant 28 jours avant d'être caractérisées à l'état sain par des tests électrochimiques classiques fondés sur une mesure de potentiel de corrosion  $E_{\text{corr}}$  et de résistance de polarisation  $R_p$ .

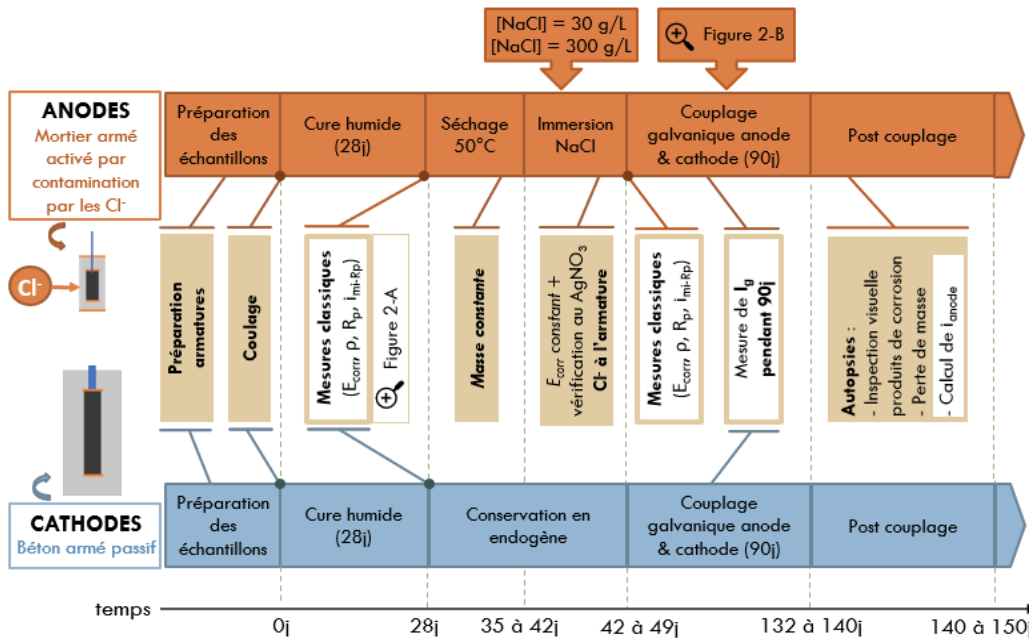
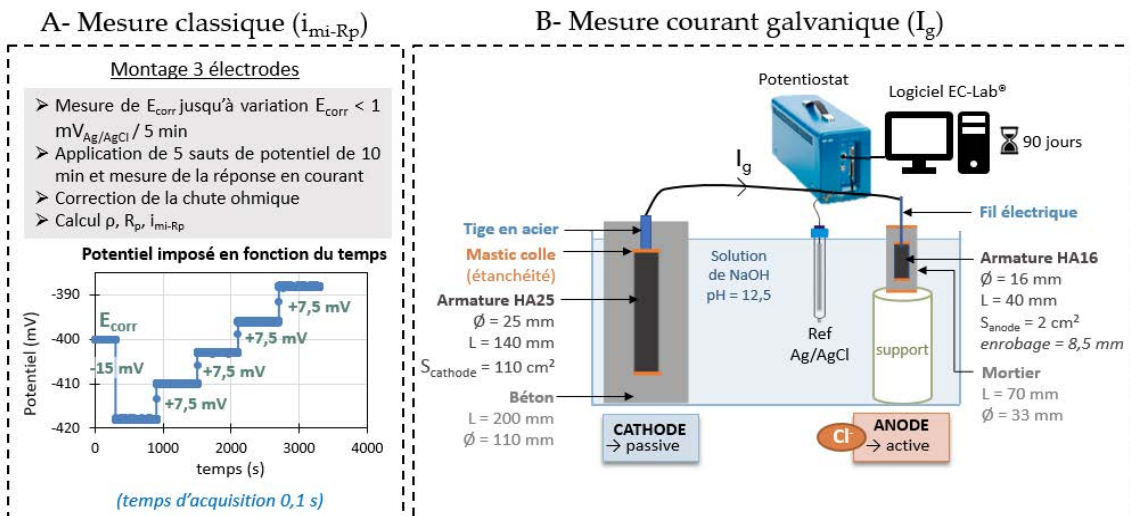


FIGURE 1. Vue générale de la campagne expérimentale associée aux mesures classiques et à la mesure de courant galvanique. Les encadrés sans remplissage correspondent aux résultats présentés dans cet article.

Le protocole de mesure, détaillée sur la FIGURE 2-A permet d’obtenir différents paramètres : la résistivité  $\rho$  ( $\Omega.m$ ) et la résistance de polarisation  $R_p$  ( $\Omega.cm^2$ ), ainsi que la densité de courant apparente  $i_{mi-Rp}$  ( $\mu A/cm^2$ ) par le calcul classique présenté par l’Equation 1, où  $B$  est un coefficient communément égal à 52 mV pour un acier passif, 26 mV pour un acier actif (Andrade and González, 1978). La densité de courant est dite apparente car la surface considérée est celle de l’armature de l’anode (2 cm<sup>2</sup>) alors que cette dernière n’est pas uniformément active dans la réalité (spots de corrosion localisés).

$$i_{mi-Rp} = \frac{B}{R_p \cdot S_{anode}} \tag{1}$$



**FIGURE 2. Montages et protocoles pour mesures électrochimiques -A- Mesures classiques -B- Mesure de courant galvanique.**

Les anodes sont ensuite séchées et immergées dans une solution de NaCl à 30g/L ou 300 g/L, jusqu'à ce que les chlorures aient atteint l'armature. Les anodes actives sont alors à nouveau caractérisées pour suivre l'évolution des paramètres électrochimiques. Enfin, un couplage galvanique est réalisé en connectant une cathode passive et une anode active spatialement séparées, comme illustré sur la FIGURE 2-B. La différence des potentiels  $E_{corr}$  de l'acier actif de l'anode et de l'acier passif de la cathode génère alors un courant galvanique  $I_g$ , enregistré pendant 90 jours à l'aide d'un potentiostat. A la fin du couplage les anodes sont fendues afin d'observer visuellement la présence de corrosion, puis les produits de corrosion sont quantifiés par une mesure de perte de masse en suivant la norme ASTM G01-03 (ASTM International, 2012).

*C. Préparation des échantillons : cathodes et anodes*

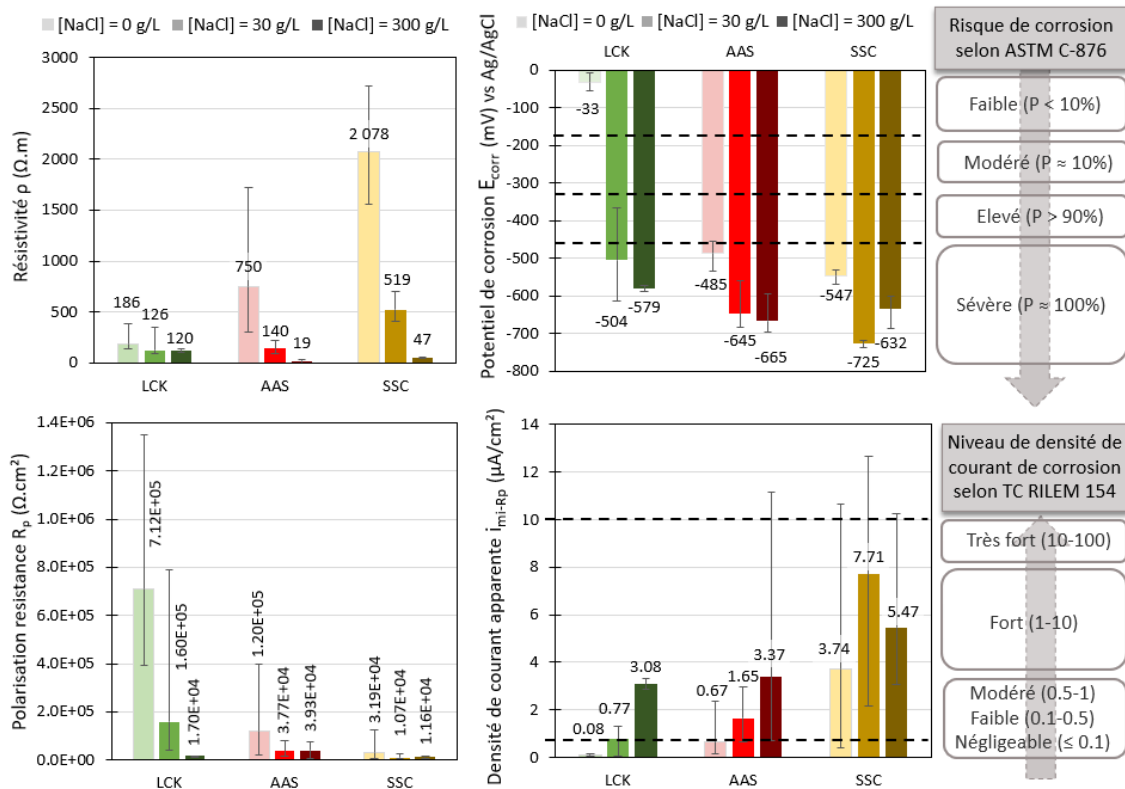
Deux types d'échantillons sont utilisés pour cet essai : les anodes (mortier armé) et les cathodes (béton armé). Les dimensions et géométries de chacune sont présentées sur la FIGURE 2-B). L'anode est réalisée en mortier pour avoir un échantillon de petite taille. En effet, le faible enrobage (8,5 mm) permet de réduire le temps d'arrivée des chlorures à l'armature, alors que l'armature de petite dimension par rapport à la cathode (ratio surfacique de 55) permet de maximiser les valeurs de courant échangées (Chalhoub, 2020) et ainsi la précision lors de la mesure. Une fois l'armature positionnée à la verticale dans les moules cylindriques, chaque échantillon est rempli en 3 couches, chacune vibrée 30 s. Les échantillons sont démoulés à 48h, puis placés en cure dans une salle à 95% d'humidité relative.

### III. Résultats

*A. Mesures électrochimiques classiques*

Concernant le potentiel de corrosion  $E_{corr}$ , celui de la formule LCK (-33 mV vs Ag/AgCl) est logiquement associé à un risque de corrosion faible en absence de chlorures et la faible  $i_{mi-Rp}$  (< 0,1  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ ) est considérée comme négligeable (FIGURE 3). Un comportement classique est en effet attendu pour la matrice LCK, à base de ciment Portland. Au contraire, toujours en absence de chlorures et dans le cas d'armatures passives, pour les formules AAS et SSC, les  $E_{corr}$  et  $i_{mi-Rp}$  mesurés sont associés respectivement à un risque de corrosion sévère (-485 à -547 mV vs Ag/AgCl) et un niveau de densité de courant apparente modéré pour AAS (0.67  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ ) à fort pour SSC (3.74  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ ). Cela est dû à la présence de soufre dans le laitier qui réagit avec l'oxygène de la solution porale et crée ainsi un environnement très réducteur, réduisant le potentiel redox de cette dernière. Les  $E_{corr}$  très électronégatifs et les forts  $i_{mi-Rp}$  alors mesurés correspondent aux réactions chimiques du soufre dans la solution porale et non à un état actif de corrosion au niveau de l'armature. Les valeurs obtenues ( $E_{corr}$ ,  $R_p$  et  $i_{mi-Rp}$ ) pour AAS et SSC ne représentent donc pas un état de corrosion des armatures. Cela met en évidence que les mesures classiques et les critères utilisés pour les ciments Portland ne sont pas adaptés et ne peuvent pas être appliqués directement aux liants à forte teneur en laitier, d'où le recours à la mesure de courant galvanique présentée dans la section suivante. Malgré tout, il peut être observé qu'une contamination par les chlorures entraîne, pour les trois formules considérées, une chute des paramètres  $\rho$ ,  $E_{corr}$  et  $R_p$ , ainsi qu'une augmentation de  $i_{mi-Rp}$ . Ce comportement est en accord avec la littérature (Chalhoub, 2020). Après contamination par

les chlorures la formule LCK à base de ciment Portland, pour laquelle les recommandations sont applicables, présente un  $E_{corr}$  associé à un risque de corrosion élevé et un  $i_{mi-Rp}$  considéré comme fort, ce qui montre que les anodes ont bien été activées.



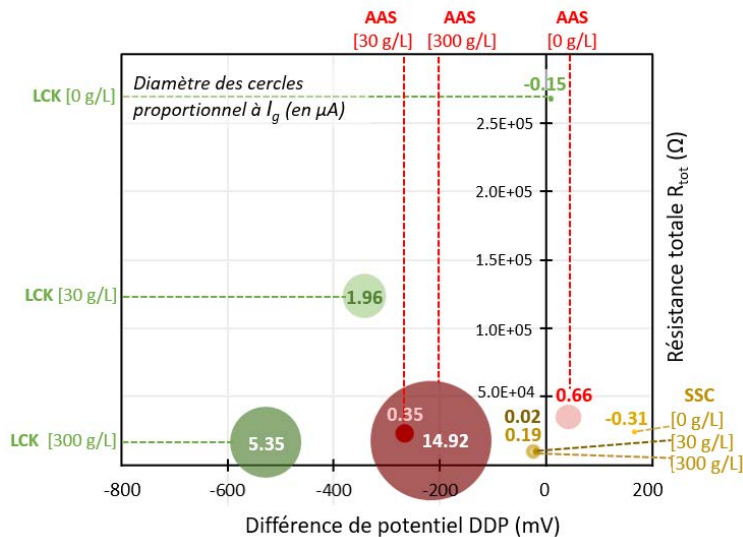
**FIGURE 3.** Paramètres électrochimiques classiques ( $\rho$ ,  $E_{corr}$ ,  $R_p$  et  $i_{mi-Rp}$ ) mesurés sur les anodes avant et après contamination par les chlorures (0 g/L, 30 g/L ou 300 g/L, respectivement du plus clair au plus foncé sur les histogrammes).

*B. Mesure de courant galvanique*

Le courant galvanique  $I_g$  obtenu à l'issu des 90 jours de couplage pour chaque formule et chaque concentration de chlorure est représenté sur la FIGURE 4, sous forme de cercles dont le diamètre est proportionnel à  $I_g$ . Les valeurs associées à la concentration 0 g/L servent de référence et ont été obtenues à partir d'un couplage avec une anode non contaminée par les chlorures, pour vérifier que le courant galvanique  $I_g$  associé est négligeable. Les valeurs de  $I_g$  à 30 g/L sont la moyenne de 4 à 8 couplages et celles à 300 g/L de 2 à 3 couplages. La FIGURE 4 propose également une mise en relation du courant galvanique  $I_g$  obtenu, avec la résistance totale  $R_{tot}$  et la différence de potentiel (DDP) entre anode et cathode avant le couplage, puisque ces deux paramètres pilotent probablement le niveau de courant galvanique  $I_g$  produit (Andrade et al., 1992). En effet, la DDP constitue la force électromotrice capable de générer  $I_g$  : une DDP élevée favoriserait donc un  $I_g$  élevé. La résistance totale  $R_{tot}$  entre anode et cathode prend en compte à la fois les résistances électrolytiques des matériaux et les  $R_p$  aux interfaces acier/béton-mortier, comme décrit par l'Equation 2, dans laquelle la résistance électrolytique de la solution est négligeable. Une  $R_{tot}$  faible favoriserait donc un  $I_g$  élevé.

$$R_{tot} = R_{p,cathode} + R_{cathode} + (R_{solution})_{négligeable} + R_{anode} + R_{p,anode} \quad (2)$$

Pour la formule LCK à base de ciment Portland,  $I_g$  augmente lorsque la DDP augmente et  $R_{tot}$  diminue, comme expliqué précédemment. En effet, une augmentation de la concentration en chlorures entraîne une chute de  $R_{tot}$  (chute de  $R_{p,anode}$  et  $R_{anode}$ ) et une augmentation de la DDP, favorisant ainsi une augmentation de  $I_g$ . Pour les formules AAS et SSC, cette tendance n'est pas vérifiée. Cela est dû en partie au fait que le paramètre  $R_{tot}$  ne peut pas être utilisé pour interpréter les différentes valeurs de  $I_g$  obtenues, car il se base sur les valeurs de  $R_p$  (Equation 2) qui ne sont pas représentatives de l'état de corrosion des armatures, mais plutôt des réactions d'oxydation du soufre. Concernant la formule SSC, la très faible DDP explique malgré tout les valeurs de  $I_g$  quasiment nulles peu importe la concentration en chlorure. Enfin, pour la formule AAS des valeurs de  $I_g$  très différentes sont mesurées à 30g/L et à 300 g/L, malgré des DDP similaires. Il semble donc qu'un autre paramètre intervienne dans ce cas, car la DDP n'est pas suffisante pour entraîner un fort  $I_g$  au vu des résultats à 30g/L. Une hypothèse est que le seuil de chlorure critique, entraînant l'initiation de la corrosion, pourrait avoir été franchi à 300 g/L contrairement à 30 g/L, ce qui ne peut pas être vérifié par les valeurs de  $R_p$  (qui ne renseignent pas sur l'état de corrosion des armatures).



**FIGURE 4.** Mise en relation du courant galvanique  $I_g$  mesuré, avec la résistance totale  $R_{tot}$  associée à chaque couple anode-cathode et la différence de potentiel (DDP) mesurée entre les deux avant couplage.

*C. Conclusions vis-à-vis du risque de corrosion dans les trois bétons bas carbone considérés*

A l'issue du couplage galvanique, l'autopsie des anodes (FIGURE 1) permet de quantifier la perte de masse associée à chaque armature, qui correspond à la quantité de produits de corrosion formée. La perte de masse  $m$  est proportionnelle au courant total  $I_{tot}$  circulant lors du couplage et ces deux grandeurs sont reliées entre elles par la loi de Faraday (Equation 3).

$$m = \frac{A \cdot I_{tot} \cdot t}{n \cdot F} \quad (3)$$

Avec  $m$  la perte de masse (g),  $A$  la masse molaire du fer (55,84 g/mol),  $I_{tot}$  le courant total (A),  $t$  la durée du couplage (s),  $n$  le nombre d'électrons de valence (2 pour Fe) et  $F$  la constante de Faraday (96485 C/mol). Le courant total  $I_{tot}$  obtenu à partir de la mesure de perte de masse, est donc la somme

du courant galvanique  $I_g$  circulant entre l’anode et la cathode et mesuré pendant l’essai et d’un autre courant  $I_{mi-anode}$  circulant au niveau de l’anode, comme illustré sur la **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**  $I_{mi-anode}$  peut donc être déduit selon l’Equation 4, connaissant  $I_g$  et  $I_{tot}$ .

$$I_{tot} = I_g + I_{mi-anode} \tag{4}$$

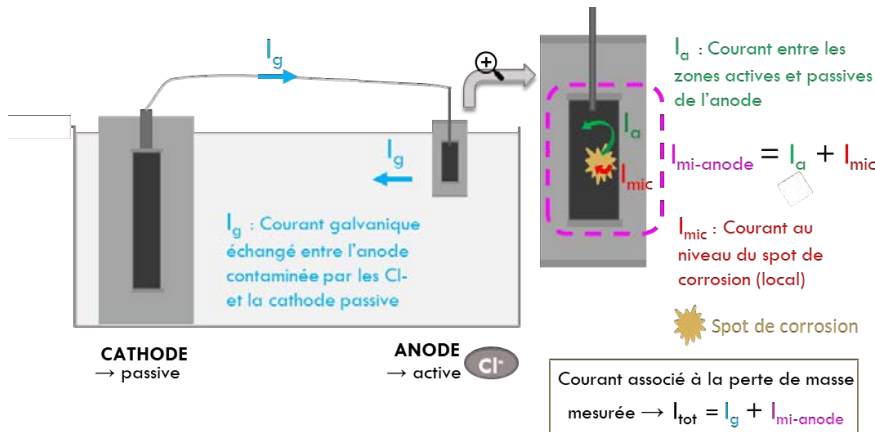


FIGURE 5. Détails des composantes du courant total  $I_{tot}$ .

La FIGURE 6 représente sous la forme d’un histogramme la contribution de  $i_g$  et  $i_{mi-anode}$  dans le courant total  $i_{tot}$ . Toutes les valeurs sont des densités de courant apparentes pour faciliter la comparaison. La répartition entre  $i_g$  et  $i_{mi-anode}$  est différente pour chaque formule.

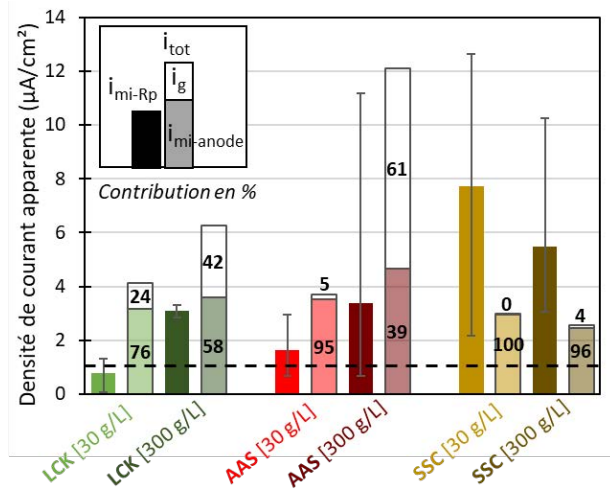


FIGURE 6. Comparaison de la densité de courant apparente mesurée sur les anodes avant couplage ( $i_{mi-Rp}$ ) avec celle qui se développe pendant le couplage anode-cathode ( $i_{tot}$ ). Les nombres sur les barres montrent la répartition en pourcentage entre la densité de courant apparente d’origine galvanique ( $i_g$ ) et celle locale au niveau de l’anode ( $i_{mi-anode}$ ). La ligne noire pointillée indique le seuil associé à de forts niveaux de corrosion ( $> 1 \mu A/cm^2$ ).

Tout d’abord, il ressort que  $i_{mi-anode}$  est non négligeable ( $> 1 \mu A/cm^2$ ) pour chaque condition, dû à l’activation par les chlorures qui a entraîné une chute de résistivité et de  $R_p$  (FIGURE 3). Alors que de manière générale,  $i_g$  est faible dans le cas d’une contamination à 30 g/L et augmente à 300 g/L

(non négligeable par rapport à  $i_{mi-anode}$  pour LCK et AAS), comme expliqué dans la section précédente. Enfin, la **FIGURE 6** propose une comparaison entre  $i_{mi-Rp}$  mesuré sur l'anode avant couplage et  $i_{tot}$  mesuré pendant le couplage, ce qui met en évidence l'intérêt de la mesure de courant galvanique pour quantifier les cinétiques de corrosion dues aux chlorures dans les bétons bas carbone, par rapport aux mesures électrochimiques classiques. En effet, sur une structure réelle la contamination par les chlorures entraîne l'apparition d'un spot de corrosion localisé qui va être couplé avec le reste du réseau d'armature passif, générant un courant galvanique en plus du courant local, comme représenté par le protocole de cet article. L'intérêt de la méthode présentée est de prendre en compte ce  $i_g$ , qui se révèle non négligeable pour la formule LCK et AAS à 300 g/L et qui n'est pas pris en compte par la mesure classique qui renseigne seulement sur le courant à l'échelle locale. De plus, cet essai est adapté pour les formules à forte teneur en laitier (AAS et SSC), car  $i_{mi-Rp}$  surestime les cinétiques de corrosion à cause du soufre présent dans le laitier.

## CONCLUSION

Cette campagne expérimentale a permis de montrer l'intérêt de la mesure de courant galvanique pour caractériser les vitesses de corrosion dans les bétons à forte teneur en laitier et également pour sa représentativité de ce qui se passe dans des structures réelles (courant galvanique et courant local pris en compte). Elle a aussi permis d'apporter des réponses sur les vitesses de corrosion des trois bétons bas carbone étudiés vis-à-vis de la corrosion en environnement marin, ce qui est intéressant car les informations disponibles dans la littérature restent limitées ou sans consensus sur ce risque de corrosion. Les principales conclusions montrent que les vitesses de corrosion dues aux chlorures sont élevées pour les trois formules car le courant galvanique mesuré s'additionne à un courant local élevé au niveau de l'anode. Enfin, cette méthode d'évaluation des cinétiques de corrosion (adaptée aux chlorures ou à la carbonatation) est prometteuse car elle pourrait être appliquée à d'autres types de bétons bas carbone (à base d'argiles calcinées...).

## REFERENCES

- Andrade, C., González, J.A., 1978. Quantitative measurements of corrosion rate of reinforcing steels embedded in concrete using polarization resistance measurements. *Materials and Corrosion* 29, 515–519. <https://doi.org/10.1002/maco.19780290804>
- Andrade, C., Maribona, I.R., Feliu, S., González, J.A., Feliu, S., 1992. The effect of macrocells between active and passive areas of steel reinforcements. *Corrosion Science* 33, 237–249. [https://doi.org/10.1016/0010-938X\(92\)90148-V](https://doi.org/10.1016/0010-938X(92)90148-V)
- ASTM International, 2012. ASTM G01-03: Standard Practice for Preparing, Cleaning, and Evaluating Corrosion Test Specimens.
- Chalhoub, C., 2020. Study of the initiation and propagation phases of chloride induced corrosion in reinforced concrete structures (Thesis). Université Toulouse 3 Paul Sabatier, Toulouse.
- Criado, Bernal, Garcia-Triñanes, Provis, 2018. Influence of slag composition on the stability of steel in alkali-activated cementitious materials. *Journal of Materials Science* 53, 5016–5035. <https://doi.org/10.1007/s10853-017-1919-3>
- Schwartzentruber, A., Catherine, C., 2000. Method of the concrete equivalent mortar (CEM) - A new tool to design concrete containing admixture. *Materials and Structures* 475–482.

# Méthodologie pour l'évaluation du coefficient de diffusion des chlorures dans le béton armé sous chargement de traction

**Amandine Asselin**

*Université Paris-Saclay, CentraleSupélec, ENS Paris-Saclay, CNRS, LMPS - Laboratoire de Mécanique Paris-Saclay, 91190, Gif-sur-Yvette, France. Centre de recherche sur les infrastructures en béton (CRIB), Groupe de recherche en génie des structures, Département de génie civil, géologique et des mines, Polytechnique Montréal, Montréal H3C 3A7, Canada.*

**RESUME** L'exposition à un environnement marin ou à des sels de déverglaçage est à l'origine de phénomènes de corrosion des armatures dans les structures en béton armé : les chargements mécanique, thermique et/ou hydrique entraînent effectivement la formation de fissures, lesquelles sont alors un chemin privilégié pour la pénétration des chlorures jusqu'aux armatures. La mesure du coefficient de diffusion des chlorures dans le béton est un bon indice de la résistance du béton à cette pénétration. Il est actuellement souvent mesuré sur des bétons sans armature, sains ou dans une condition fissurée après déchargement. Or, les structures comportent des armatures et sont en réalité soumises à des chargements conduisant à la création de fissures même en conditions de service en règle générale. Afin de rendre compte de l'impact de ces conditions sur la mesure du coefficient de diffusion, un protocole expérimental a été développé : le coefficient de diffusion est mesuré pendant un essai de migration sous champ électrique en régime permanent dans un tirant en béton armé maintenu sous un chargement de traction.

**Mots-clefs** diffusion, chlorures, béton armé, fissuration, traction.

## I. INTRODUCTION

Les structures en béton armé présentent souvent des fissurations en conditions de service à cause des chargements (mécaniques, thermiques, etc.) qu'elles subissent. Du fait de l'environnement, elles peuvent également être exposées à des agents agressifs comme les chlorures présents dans les embruns marins ou dans les sels de déverglaçage. Les fissures sont alors les chemins privilégiés par les chlorures, entraînés par l'eau, pour pénétrer le béton d'enrobage, atteindre les barres d'armatures en acier et initier la corrosion de ces dernières, entraînant ainsi la dégradation progressive de la structure.

Le coefficient de diffusion des chlorures dans le béton est un bon indicateur de la capacité de ce dernier à résister à la pénétration des chlorures. Il est généralement mesuré sur un béton sain non fissuré (Sanchez, 2018) ou sur un béton préalablement fissuré par un chargement de traction directe (Fu et al., 2016) ou de traction indirecte (Djerbi et al., 2008 ; Jang et al., 2011), mais jamais en présence d'armatures et uniquement après déchargement. Or, dans les structures, en plus de



présenter des fissures liées au chargement, le béton est généralement renforcé d'armatures en acier et sous chargement.

À partir de ce constat, ce doctorat a eu pour premier objectif de développer un protocole de mesure du coefficient de diffusion des chlorures dans un tirant en béton renforcé d'une armature en acier et représentatif d'une structure pendant un chargement de traction, dans le but de connaître l'impact de la micro- et de la macro-fissuration sur ce phénomène de transport. Un deuxième objectif de ce doctorat était de développer une modélisation des phénomènes de fissuration et de diffusion des chlorures dans le tirant en béton armé à l'aide d'un modèle lattice-particulaire. Seul le premier objectif sera abordé dans cet article.

La mesure du coefficient de diffusion des chlorures a été réalisée sous champ électrique pendant le régime permanent sur la base de la norme NT Build 355 (Nordtest method, 1997). Des ajustements de paramètres ont été effectués en raison de la présence d'armature et de l'épaisseur du tirant, celle-ci étant plus importante que l'épaisseur des spécimens généralement utilisés pour de tels essais afin de représenter une épaisseur d'enrobage de l'armature représentative de la réalité des structures (FIGURE 1a). Les paramètres d'essais ont été ajustés à la fois pour obtenir une fissuration uniquement transversale, similaire à des fissures de flexion et pour réaliser des essais de migration accélérée dans un temps raisonnable. Par ailleurs, un système de maintien de la charge de traction a été développé afin d'effectuer l'essai de migration en dehors de la presse, tout en maintenant le chargement (FIGURE 1b). L'optimisation du dispositif a été réalisée par un modèle aux éléments finis, tandis que la vérification du maintien de la charge s'est faite par l'intermédiaire de corrélation d'images et de capteurs de déplacement. Enfin, la combinaison des deux parties précédentes a rendu possible la réalisation d'un essai de migration accélérée sur un tirant maintenu sous charge de traction (FIGURE 1c), ce qui a permis d'obtenir des coefficients de diffusion dans différents états du béton : sain (sur une référence non-chargée), micro-fissuré et macro-fissuré (sur les tirants chargés).

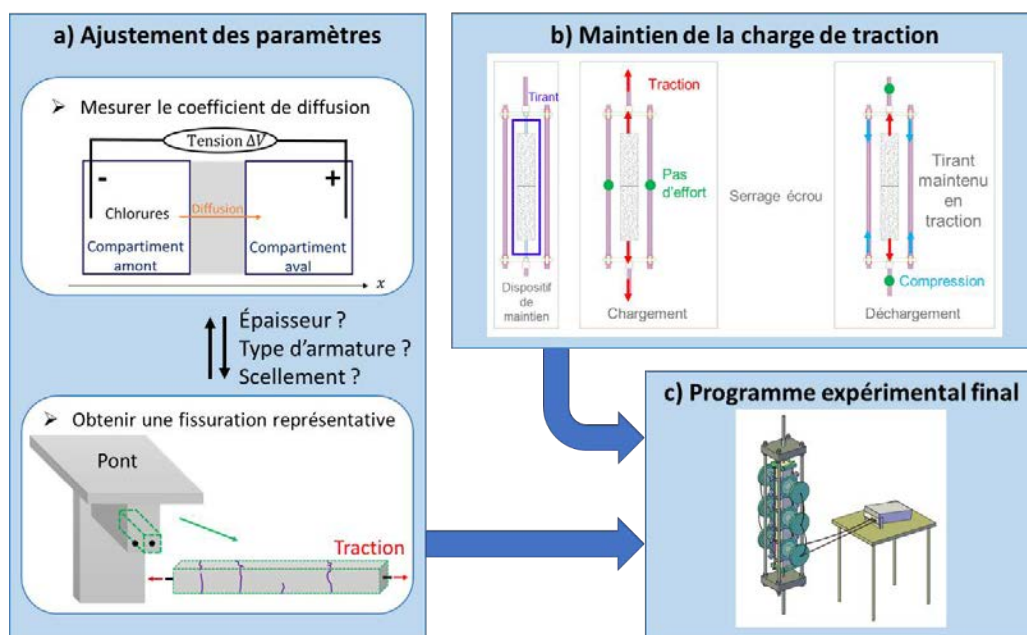


FIGURE 1. Phases du projet.

## II. AJUSTEMENT DES PARAMÈTRES D'ESSAI

### A. Méthodologie d'un essai de migration accélérée

Les essais de migration accélérée sont réalisés sur la base de la norme NT Build 355 (Nordtest method, 1997). Un échantillon de béton est placé entre deux compartiments contenant des solutions de soude caustique (0,3 mol/L). La solution en amont contient également des chlorures à une concentration connue (0,5 mol/L), tandis que la solution en aval n'en contient pas initialement (FIGURE 2). Un potentiel électrique constant est imposé entre les deux compartiments par l'intermédiaire d'électrodes et permet d'accélérer la traversée des chlorures du compartiment amont vers le compartiment aval. Le suivi de la concentration en chlorures dans le compartiment aval est effectué grâce à des prélèvements réguliers de solution qui sont ensuite analysés par titration potentiométrique au nitrate d'argent. L'évolution de la concentration dans le compartiment aval s'effectue en trois temps :

- Tout d'abord, les chlorures n'ont pas encore traversé l'échantillon de béton et la concentration en aval reste nulle ;
- Puis la concentration augmente progressivement et de façon non linéaire pendant le régime transitoire ;
- Enfin, la concentration en chlorures dans le compartiment aval augmente linéairement avec le temps pendant le régime permanent. La pente de l'évolution est alors proportionnelle au coefficient de diffusion, ce qui permet de le déterminer.

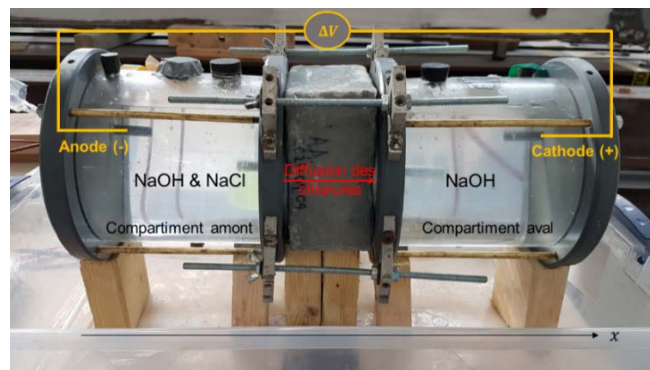


FIGURE 2. Dispositif d'essai de migration accélérée.

Dans ce projet, les essais de migration accélérée sont non conventionnels parce qu'ils sont réalisés sur des tirants en béton armé représentatifs d'une structure et maintenus en chargement, ce qui a nécessité des adaptations qui seront détaillées dans la suite de l'article.

### B. Paramètres généraux

Afin de représenter les structures existantes et leur chargement, le spécimen choisi pour l'étude est un tirant en béton armé maintenu sous une charge de traction représentant une armature entourée de son enrobage de béton et située à la fibre tendue d'une poutre en flexion (par exemple dans un pont). Bien que les structures en béton armé soient généralement composées d'armatures en acier conventionnel, l'utilisation de telles armatures pose problème pour les essais de diffusion. En effet,

la présence de chlorures, associée au champ électrique conduit à une corrosion rapide des armatures, entraînant la fissuration du spécimen étudiée avant la fin de l'essai de migration accélérée (Petre-Lazar, 2001). Il a par conséquent été choisi de travailler avec des armatures en acier recouverte d'époxy (Asselin et al., 2022). Ces dernières n'ont pas montré d'influence notable sur la mesure du coefficient de diffusion et ont permis de reproduire des patrons de fissuration similaires à ceux obtenus avec une armature conventionnelle, contrairement à des armatures composites en fibre de verre et résine époxy également étudiées en début de projet. Bien que la résine époxy modifie l'adhérence entre l'armature et le béton, la présence de l'armature a permis de retrouver le pincement de la fissure comme dans une structure réelle. De plus, l'épaisseur du tirant a également été choisie pour représenter un enrobage classique dans les structures et pour limiter les impacts sur le déroulement de l'essai de migration accélérée.

Les paramètres de l'essai de migration ont également été adaptés par rapport à la norme NT Build 355 (Nordtest method, 1997) pour pouvoir réaliser les essais de migration accélérée dans les meilleures conditions (Asselin et al., 2022). Ainsi, le potentiel imposé aux bornes du béton a été diminué pour éviter la formation de composés chlorés empêchant la détermination du coefficient de diffusion. Un changement de solution aval pendant l'essai a également permis de réduire ces risques.

### *C. Dispositif de maintien de la charge*

Étant donné la durée de l'essai de migration accélérée sur plusieurs jours, il était impossible de laisser le tirant maintenu sous charge de traction dans la presse pour des raisons de sécurité. Une fois que le chargement appliqué par la presse atteint le niveau souhaité dans le tirant, un dispositif développé à partir du dispositif de maintien de la charge de (Desmettre, 2011) maintient la charge dans le tirant et permet le déchargement de la presse (FIGURE 3). L'armature utilisée dans le tirant en béton armé est filetée à ses extrémités avec un filet conique afin de pouvoir y visser un manchon permettant la transmission de l'effort de la presse à l'armature. Avant le chargement, le tirant en béton armé est placé dans le dispositif de maintien de charge, il y est maintenu par l'intermédiaire des deux manchons placés à l'extérieur de chacune des plaques d'acier. Des tiges filetées en acier sont vissées de l'autre côté des manchons et permettent de transmettre l'effort entre la presse de traction et le tirant : ce sont elles qui se trouvent par la suite dans les mors de serrage de la presse de traction. Pendant le chargement, les écrous situés dans la partie haute du dispositif ne sont pas serrés et la plaque d'acier est laissée libre, tandis que la plaque du bas est bloquée à l'aide des écrous, ce qui permet de ne transmettre l'effort de traction que dans le tirant en béton armé. À la fin du chargement, tous les écrous du dispositif de maintien de la charge sont serrés, puis le déplacement de la presse est ramené à zéro. Ainsi, l'effort de traction dans le tirant est maintenu constant par l'intermédiaire des quatre tiges filetées du dispositif, lesquelles se trouvent comprimés. À l'inverse, les tiges filetées vissées sur le manchon et reliées à la presse sont déchargées et peuvent ainsi être retirées pour faciliter la sortie du spécimen de la presse de traction (FIGURE 1).

Le développement du dispositif s'est effectué par l'intermédiaire d'un modèle aux éléments finis pour déterminer les épaisseurs des pièces d'acier nécessaires à la reprise du chargement de traction. Des essais de validation en laboratoire effectués avec des capteurs de déplacement placés entre les plaques d'acier ont permis de valider que la flexion des plaques était faible et que le

déplacement imposé au tirant en béton armé était bien maintenu lors du transfert d'effort entre la presse et le dispositif de maintien de la charge.

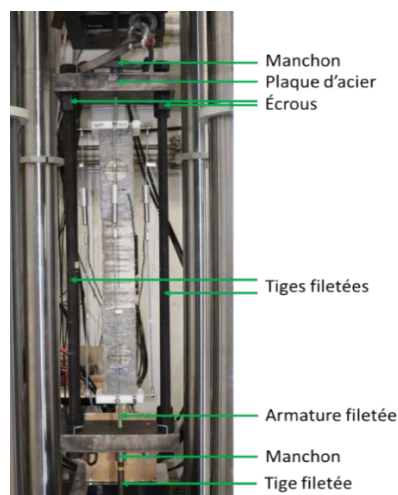


FIGURE 3. Dispositif de maintien de la charge de traction.

### III. METHODOLOGIE D'UN ESSAI SOUS CHARGEMENT MECANIQUE

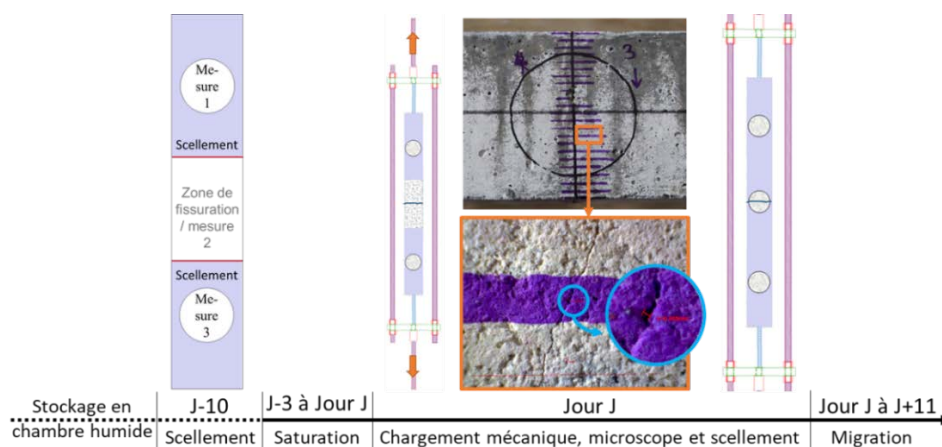
Les essais finaux ont été réalisés sur des tirants en béton armé, de dimensions  $100 \times 10 \times 11 \text{ cm}^3$ , composé d'un béton ordinaire, de rapport eau sur ciment (E/C) égal à 0,6, fabriqué à partir de ciment Portland canadien d'usage général (GU). La résistance à la compression du béton est 37,6 MPa, sa résistance en traction est 2,3 MPa et son module d'Young est 28,7 GPa. Pour chaque tirant testé sous chargement, un essai de migration accélérée est réalisé dans les mêmes conditions sur un spécimen de béton sain, non chargé, de dimensions  $25 \times 10 \times 11 \text{ cm}^3$  et contenant également une armature (référence). Les spécimens ont été placés en chambre humide (HR > 95%) dès le décoffrage à 24h et jusqu'à 3j avant le début de l'essai. Le scellement des surfaces des tirants a été réalisé 10 jours avant le début de l'essai autour des zones pour lesquelles la micro-fissuration sera étudiée, tandis que celui autour de la macro-fissuration a été réalisé après le chargement mécanique pour cibler précisément l'endroit où la fissure s'est développée. Enfin, 3 jours avant le début de l'essai, le spécimen a été placé en saturation dans une solution de soude caustique (0,3 mol/L) similaire à la solution du compartiment aval.

L'essai mécanique débute par la mise en place du tirant en béton armé dans le dispositif de maintien de la charge présenté précédemment. Des capteurs LVDT de la longueur du spécimen sont également installés sur les 4 faces. Le dispositif de maintien de la charge ainsi que le tirant sont alors chargés en traction à une vitesse de 0,1 mm/min. L'arrêt du chargement de traction s'effectue lorsque la valeur moyenne de deux capteurs LVDT placés sur des faces parallèles atteint 0,2 mm. Une fois le chargement arrêté, le déplacement est alors maintenu dans le tirant et le dispositif, le tout pouvant être éventuellement un peu déchargé pour obtenir une ouverture de fissure plus faible. Les écrous du dispositif de maintien de la charge sont ensuite serrés avant le déchargement complet de tout le dispositif. À la fin du déchargement, le tirant est maintenu en traction par le dispositif et il est possible de sortir tout le dispositif de la presse de chargement pour la suite des manipulations. Le spécimen

alors obtenu est macro-fissuré sur la zone centrale et micro-fissuré sur les extrémités en raison du champ de déformation non homogène dans le spécimen.

Par la suite, la fissure obtenue dans le spécimen est observée à l'aide d'un microscope optique afin de déterminer son ouverture. Pour cela, les mesures sont faites tous les 5 mm sur chacune des faces. Le scellement est ensuite appliqué autour de la zone de mesure fissurée pour maintenir la saturation du spécimen pendant l'essai. Une seconde mesure de l'ouverture de fissure est effectuée après l'essai de migration afin de vérifier que l'éventuelle relaxation des armatures n'a pas eu d'effet sur la fissuration. Cette mesure permet aussi de contrôler qu'il n'y a pas eu de variation de longueurs des tiges filetées pendant l'essai.

Enfin, les essais de migration sont lancés de façon parallèle sur le spécimen de référence, et sur les zones micro-fissurées du tirant maintenu sous charge. L'essai sur zone fissurée est démarré un jour plus tard pour permettre au scellement de sécher. Les essais de migration accélérée durent alors 11 jours pendant lesquels un changement de solution dans les compartiments en aval est réalisé et 6 prélèvements de solution aval pour analyse de la concentration sont effectués. La FIGURE 4 récapitule le déroulement complet d'un essai de migration accélérée sous chargement de traction.



**FIGURE 4.** Chronologie d'un essai de migration accélérée sous chargement de traction.

#### IV. RESULTATS ET DISCUSSION

Dans cette partie, les résultats présentés sont issus d'un tirant et d'un spécimen de référence âgés de 138 jours le jour du chargement mécanique et du début de l'essai de migration accélérée. Le chargement mécanique a entraîné l'ouverture d'une seule macro-fissure au milieu du spécimen, qui a été en partie déchargé avant de maintenir le chargement via le dispositif expérimental. L'ouverture de fissure moyenne mesurée sur les 4 faces est de 140  $\mu\text{m}$ . La FIGURE 5 donne l'évolution temporelle de la concentration avale en chlorures dans les compartiments aval pendant l'essai de migration ainsi les coefficients de diffusion effectifs ( $D_e$ ) calculés pour le spécimen de référence en béton sain, les zones micro-fissurées 1 et 2, et la zone macro-fissurée du tirant maintenu sous chargement de traction.

Le spécimen de référence non chargé présente un coefficient de diffusion de  $1,7 \times 10^{-12}$  m<sup>2</sup>/s. Les zones micro-fissurées du tirant chargé se distinguent du spécimen de référence par un coefficient de diffusion des chlorures supérieurs de 24% à celle de la référence. Cet écart est suffisamment grand pour être considéré en dehors de la variabilité intrinsèque du béton et s'explique par le fait que le chargement mécanique a entraîné une ouverture de la porosité invisible à l'œil nu, mais permettant une diffusion plus facile des chlorures.

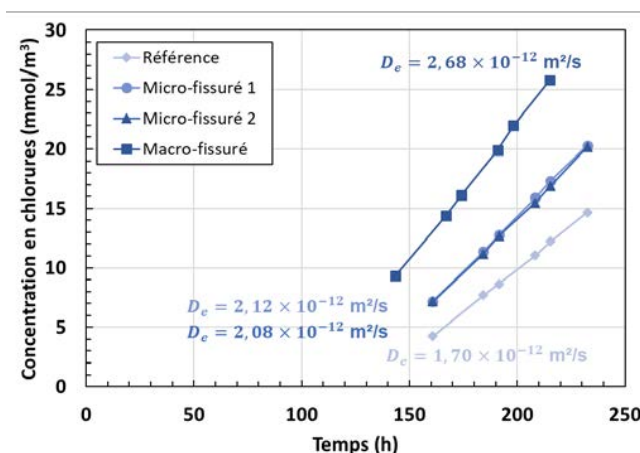


FIGURE 5. Évolution de la concentration aval en chlorures en fonction du temps et coefficient de diffusion effectif pour le spécimen de référence et les 3 zones de mesure du tirant en béton armé maintenu sous chargement de traction.

Concernant la zone macro-fissurée du tirant chargé, le coefficient de diffusion des chlorures mesuré est supérieur de 58% au coefficient de diffusion de la référence et de 28% des zones micro-fissurée. La macro-fissure a donc un impact très significatif sur la diffusion des ions chlorures. Il est possible de comparer ce résultat avec un modèle parallèle de fissure droite introduit par (Djerbi et al., 2008) donnant le coefficient de diffusion dans le béton fissuré sans armature à partir de celui dans le béton sain, de celui dans la fissure et de l'ouverture de cette dernière. Le coefficient de diffusion dans la fissure est pris égal au coefficient de diffusion dans l'eau ( $1,4 \times 10^{-9}$  m<sup>2</sup>/s). Avec les données de l'essai, ce modèle permet de trouver la valeur théorique de  $3,6 \times 10^{-12}$  m<sup>2</sup>/s, soit une différence de 36,6% avec la mesure expérimentale. Cette différence peut s'expliquer par la géométrie de la fissure. En effet, en présence d'une armature, la fissure se trouve pincée et plus fine localement. La diminution de son ouverture et par conséquent la réduction de la diffusion dans cette zone, explique probablement en partie le coefficient de diffusion expérimental réduit par rapport à celui du modèle théorique à fissure droite. Une seconde explication est liée à la tortuosité de la fissure. La fissure dans le tirant n'est pas symétrique comme dans le modèle théorique, la tortuosité conduit également une diminution globale de la valeur du coefficient de diffusion.

## V. CONCLUSION

Ce projet de recherche avait pour objectif de comprendre l'influence de la micro- et de la macro-fissuration sur la diffusion des chlorures dans le béton armé maintenu dans des conditions représentatives d'une structure en conditions de service, c'est-à-dire à l'état fissuré et sous

chargement. Pour cela, un protocole de mesure du coefficient de diffusion dans un tirant en béton armé maintenu sous chargement de traction a été développé.

La méthode choisie pour la mesure du coefficient de diffusion a été l'essai de migration accélérée sous champ électrique pendant le régime permanent. Le développement du protocole expérimental a nécessité des ajustements sur certains paramètres puisque, par exemple, la norme NT Build 355 (Nordtest method, 1997) ne prévoit pas la présence d'une armature. La nécessité d'obtenir une fissure uniquement transversale a orienté le choix de l'armature en acier recouverte d'époxy ainsi que le choix de l'épaisseur du tirant. La tension imposée pendant l'essai de migration a été adaptée à l'épaisseur de tirant et un changement de solution aval a aussi été ajouté. Enfin, un système de maintien de la charge a également été développé afin de sortir le tirant en béton armé de la presse pour effectuer l'essai de migration accélérée tout en maintenant le chargement de traction.

Pendant la réalisation d'un essai de migration accélérée sur un tirant en béton armé, il a été montré que la micro-fissuration entraînait une augmentation de 24% du coefficient de diffusion par rapport à un béton armé sain. La macro-fissuration entraîne une augmentation de 150% du coefficient de diffusion par rapport à celui de la référence. L'effet mesuré expérimentalement est inférieur à celui calculé avec un modèle théorique de fissure droite pour la même ouverture de fissure. Cette différence pourrait s'expliquer par le pincement de la fissure au niveau de l'armature et la tortuosité de la fissure, qui réduirait par conséquent l'ouverture moyenne de la fissure sur le volume du spécimen. Dans une autre partie de la thèse, l'utilisation d'un modèle lattice-particulaire pour la fissuration et la diffusion pourrait permettre de confirmer cette hypothèse. Enfin, l'obtention et l'analyse des résultats expérimentaux est encore en cours et permettra d'affiner les résultats présentés.

## REFERENCES

Asselin, A., Charron, J.-P., Desmettre, C., Simon-Boursier, O., Benboudjema, F., Oliver-Leblond, C., 2022. Évaluation du coefficient de diffusion des chlorures dans le béton armé sous chargement mécanique. Présenté au Congrès Français de la Mécanique, Nantes.

Desmettre, C., 2011. Contribution à l'étude de la perméabilité du béton armé sous sollicitations statiques et cycliques (Mémoire). École Polytechnique de Montréal.

Djerbi, A., Bonnet, S., Khelidj, A., Baroghel-Bouny, V., 2008. Influence of traversing crack on chloride diffusion into concrete. *Cement and Concrete Research* 38, 877–883.

Fu, C., Ye, H., Jin, X., Yan, D., Jin, N., Peng, Z., 2016. Chloride penetration into concrete damaged by uniaxial tensile fatigue loading. *Construction and Building Materials* 125, 714–723.

Jang, S.Y., Kim, B.S., Oh, B.H., 2011. Effect of crack width on chloride diffusion coefficients of concrete by steady-state migration tests. *Cement and Concrete Research* 41, 9–19.

Nordtest method, NT Build No. 355, Chloride diffusion coefficient from migration cell experiments, 1997.

Petre-Lazar, I., 2001. Évaluation du comportement en service des ouvrages en béton armé soumis à la corrosion des aciers, outil d'aide à la décision (Mémoire). Université Laval, Québec.

Sanchez, T., 2018. Étude comparative de la diffusion d'espèces anioniques et cationiques dans les matériaux cimentaires : étude expérimentale et numérique (Mémoire). Université de La Rochelle.

# Etude de la carbonatation des matériaux cimentaires à base d'un ciment à forte teneur en laitier de haut fourneau

Elodie Piolet<sup>1</sup>

<sup>1</sup>LGCGM, INSA Rennes - 20 Avenue des Buttes de Coësmes CS 70839, 35708 Rennes Cedex 7, France

**RESUME** Dans le contexte actuel de volonté de réduction des émissions de gaz à effet de serre, il est essentiel de réduire celles émises par la production du ciment Portland et surtout du clinker. Pour cela, il est possible de diminuer la proportion de clinker du liant en le remplaçant ou en substituant une partie par des déchets ou des co-produits de l'industrie tel que des laitiers de haut fourneau. Cependant, l'utilisation de ces liants modifie le processus d'hydratation et les propriétés physiques et chimiques des matériaux les contenant tel que la porosité, les propriétés de transport... Ces liants à base de laitier doivent donc présenter de bonnes propriétés mécaniques et une bonne durabilité pour répondre aux exigences qui leur seront imposées. En effet, les structures contenant ces ciments peuvent être exposées à l'air ambiant donc à l'humidité, à la carbonatation et simultanément soumises à des contraintes mécaniques. Ces recherches visent à étudier principalement les propriétés de durabilité d'un ciment à très forte teneur en laitier de haut-fourneau (CEM III/C). De plus, l'étude étant inscrite dans le cadre du WG4 du groupe de travail RILEM TC 281-CCC, les effets de la carbonatation sur le comportement mécanique et inversement les effets de la sollicitation mécanique lors du processus de carbonatation accélérée ou naturelle sont étudiés. Différentes concentrations en CO<sub>2</sub> (0,03%, 2% et 20%) et différents taux de chargement sont testés. Les résultats ont montré que le chargement mécanique imposé lors des essais de carbonatation a un impact sur la flèche en flexion et sur l'épaisseur carbonatée ainsi que sur la résistance à la flexion.

**Mots-clefs** Laitier de haut-fourneau, Carbonatation, Flexion 4-points, Retrait, Fluage

## I. INTRODUCTION

Le secteur de la construction est l'un des plus gros émetteurs de gaz à effet de serre. Le béton et plus particulièrement la production du ciment Portland (CEM I) y contribue grandement. En effet, sa production génère 7% des émissions mondiales de dioxyde de carbone (CO<sub>2</sub>), selon la GCCA, donc un facteur d'émissions de 866 kgCO<sub>2</sub>éq. /tonne de ciment (AQC, 2021). Or au vu des problématiques environnementales actuelles, il est primordial de réduire cet impact. Pour remédier à cela, il est possible de diminuer la proportion de clinker du liant en le remplaçant ou en substituant une partie par des déchets ou des co-produits de l'industrie tel que des laitiers de haut fourneau granulés (LHF). Les LHF sont des coproduits de la production de l'acier formés lors de l'élaboration de la fonte à partir de minerai de fer. Ce sont des laitiers vitrifiés qui sont utilisés pour les liants cimentaires. Ils sont obtenus en faisant subir au laitier en fusion une trempe par de l'eau pour empêcher sa cristallisation. Ces matériaux sont sous forme de poudre fine et sèche qui



possèdent des propriétés hydrauliques latentes et pouzzolaniques. Les LHF nécessitent une activation par ajout de chaux, soude ou gypse (CTPL, 2012). Les effets moyens de la production, du broyage et du transport du laitier de haut fourneau auront un impact de l'ordre de 100 kg CO<sub>2</sub> éq. /t. de laitier de haut fourneau, soit environ 9 fois moins important que la production du ciment Portland (CERIB, 2022). Donc pour réduire les émissions de CO<sub>2</sub> liés à la production de ciment portland, il est possible d'utiliser un ciment à très forte teneur en laitier de haut-fourneau tel que le CEM III/C. Ce ciment contient plus de 80% de LHF et est activé avec du ciment portland en faible quantité. Il est déjà connu et utilisé depuis quelques années car il a une bonne résistance aux ions chlorure et aux attaques sulfatiques internes mais de nombreux aspects de ses réactions et propriétés sont encore méconnus. Ces recherches visent à approfondir les connaissances mécaniques et de durabilité sur ce matériau. En effet, les structures contenant ces ciments peuvent être exposées à l'air ambiant donc à l'humidité relative, la carbonatation... et simultanément soumises à des contraintes mécaniques qui peuvent affecter la durabilité.

La carbonatation est un processus naturel influencé par de nombreux facteurs dans lequel le CO<sub>2</sub> de l'atmosphère diffuse sous forme gazeuse dans les pores du béton et se dissout (von Greve-Dierfeld, S. & al., 2020). Cette dissolution forme un acide au contact de la solution interstitielle du ciment réduisant la valeur du pH du système de 13 à moins de 9 (Valsaraj, K.T., 1995). Lorsque le CO<sub>2</sub> diffuse, il modifie progressivement la composition chimique et la microstructure interne du béton. Il crée des déséquilibres chimiques, qui entraînent des réactions avec les hydrates de la pâte de ciment (Guiraud, P., 2019). La portlandite (Ca(OH)<sub>2</sub>.CH) réagit avec les ions carbonates formés, créant ainsi des carbonates de calcium :  $Ca(OH)_2 + CO_2 \rightarrow CaCO_3 + H_2O$  (équation 1) (Hoyle, 1951, Younsi, A., 2011). Le silicate de calcium hydraté (C-S-H) réagit en créant du carbonate de calcium et un gel de silice :  $(CaO)_n(SiO_2)_2(H_2O)_m + nCO_2 \rightarrow nCaCO_3 + 2(SiO_2).(H_2O)_{\frac{m}{2}}$  (Gendron, F., 2020) (équation 2). Les silicates présents dans le ciment réagissent également :  $3CaO.SiO_2 + 3CO_2 + vH_2O \rightarrow SiO_2.vH_2O + 3CaCO_3$  (équation 3) et  $2CaO.SiO_2 + 2CO_2 + vH_2O \rightarrow SiO_2.vH_2O + 2CaCO_3$  (équation 4) (Papadakis & al., 1989). Ensuite le monosulfoaluminate de calcium (AFm) réagit en produisant du gypse, (Thiery, M., 2005) et enfin le trisulfoaluminate de calcium (AFt) forme de la calcite, du gypse et du gel d'alumine :  $3CaO.Al_2O_3.3CaSO_4.32H_2O + 3CO_2 \rightarrow Al_2O_3.vH_2O + 3(CaSO_4.2H_2O) + 3CaCO_3 + (26 - v)H_2O$  (équation 5) (Nishikawa, T., & al., 1992). De plus les deux principaux composés hydratés du laitier autres que les C-S-H, et qui se carbonatent sont la strätlingite (C<sub>2</sub>ASH<sub>8</sub>)  $2CaO.Al_2O_3.SiO_2.8H_2O + 2CO_2 \rightarrow 2CaCO_3 + 2Al(OH)_3 + SiO_2$  et l'aluminate de calcium hydraté  $4CaO.Al_2O_3.vH_2O + 4CO_2 \rightarrow 4CaCO_3 + 2Al(OH)_3 + (v - 7)H_2O$  ( $13 \leq v \leq 19$ ) (Houst, Y.F., 1992). Le phénomène de carbonatation peut engendrer des problèmes structurels sur le matériau tel que des fissures et du retrait. En effet, les phases de carbonates de calcium (CaCO<sub>3</sub>) qui se forment lors de la carbonatation ont un volume plus élevé par rapport à la portlandite contenu dans le matériau. Cela conduit à une diminution de la porosité du béton. L'augmentation de volume des solides est comprise entre 12 % et 19 % selon que le produit de la réaction est de la calcite, de l'aragonite ou de la vaterite (Pihlajavaara, S.E., 1968). Cependant, malgré l'augmentation du volume des phases, ce n'est pas un gonflement mais un retrait qui est observé. Différentes hypothèses ont été émises, notamment que le retrait serait dû à la dissolution des cristaux d'hydroxyde de calcium alors que ceux-ci sont soumis à une contrainte de compression (Powers, T.C., 1962). En effet, la carbonatation, en progressant provoque un retrait

non uniforme. L'extérieur du béton a tendance à se retirer, tandis que l'intérieur est stable. Le retrait est compensé par des déformations dues à des contraintes internes, de traction proche de la surface et de compression dans le cœur.

Outre les phénomènes naturels qui peuvent affecter la durabilité des structures, celles-ci peuvent être soumises à des contraintes mécaniques statiques ou cycliques au fil du temps, telles que la compression, la torsion et la flexion, qui peuvent provoquer le fluage des structures. A ce jour, très peu de recherches ont été menées sur le couplage de la carbonatation et d'une contrainte de flexion. Lorsqu'un échantillon est soumis à une charge de flexion, on peut distinguer trois zones différentes. Un plan neutre situé au centre de l'éprouvette sépare la zone de traction sur la partie inférieure de l'éprouvette et la zone de compression sur la partie supérieure de l'éprouvette. Dans ces différentes zones des variations de la microstructure sont observées, le réseau de pores est modifié et les fissures ne sont pas identiques. Il en résulterait des différences dans la vitesse de carbonatation des zones de l'échantillon et dans sa résistance (Liu, Z.Y. & al., 2021).

C'est dans ce contexte que s'inscrit ce travail dont l'objectif principal est d'étudier la carbonatation du CEM III/C sous ses différents états (anhydre à hydraté) et à différentes échelles (de la poudre au mortier) ainsi que ses caractéristiques mécaniques et de durabilité (retrait, fluage, carbonatation...). Les effets de la carbonatation sur le comportement en flexion 4-points et inversement les effets de la sollicitation mécanique lors du processus de carbonatation accélérée ou naturelle sont étudiés.

## II. MATERIAUX ET METHODES

### A. Matériaux

Le ciment étudié est un CEM III/C 42.5 L-LH/SR dont la composition et les propriétés physiques sont données au tableau 1. Les mortiers ont été fabriqués avec un sable siliceux normalisé, de l'eau du robinet et du ciment. Le protocole de préparation est inspiré de la norme EN 196-1. L'impact du couplage mécanique/carbonatation en flexion 4-points est étudié sur des éprouvettes de mortier de  $7 \times 2 \times 28 \text{ cm}^3$ . Le processus de carbonatation naturelle étant long, il a été choisi de réaliser des échantillons fins pour avoir des résultats plus rapidement et un effet significatif du chargement mécanique. Le retrait a été étudié sur des éprouvettes  $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$ . Les mortiers ont un  $E/C=0.5$ , ils sont vibrés 11 secondes pour assurer une bonne mise en place dans les moules et une relative bonne homogénéité.

**TABLEAU 1. Composition et propriétés physiques des ciments utilisés**

	Rc à 28 jours (MPa)	Perte au feu %	Masse volumique (g/cm <sup>3</sup> )	Ciment Portland	Laitier de haut fourneau
CEM III/C	49	0.9	2.97	15%	85%

Après fabrication, les moules contenant les éprouvettes ont été conservés sous film plastique dans une chambre climatique à  $(98 \pm 2) \%$  de HR et  $(20 \pm 2) \text{ }^\circ\text{C}$  pendant 72h. Après démoulage, les échantillons ont subi une période de durcissement telle que prescrite par le comité RILEM TC281 WG4, c'est-à-dire 6 jours dans une solution saturée de chaux à  $(20 \pm 2) \text{ }^\circ\text{C}$  suivi d'une cure de 19 jours dans une salle régulée à  $(20 \pm 2) \text{ }^\circ\text{C}$  et  $(65 \pm 5) \%$  d'HR. Soit une durée de cure totale de 28 jours,

leur âge de maturation. Le durcissement sous l'eau favorise l'hydratation et conduit à des bétons moins poreux donc plus résistants à la carbonatation (Atis, 2003, Ammar & al., 2017).

### B. Méthodes

- Etude du ciment anhydre

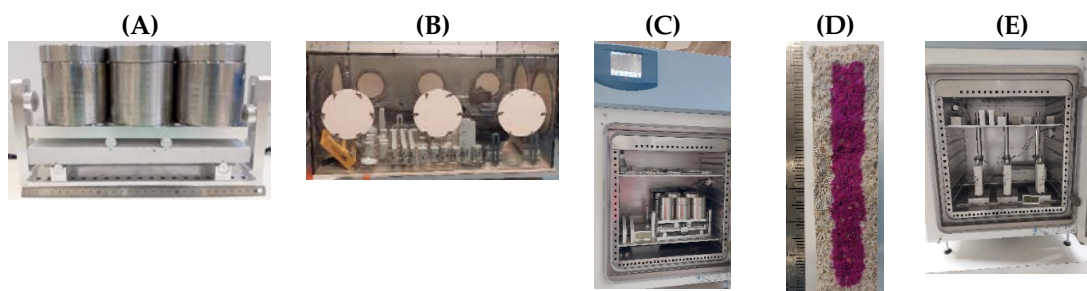
Du ciment anhydre a été mis en carbonatation naturelle et accélérée à 2% et 20% CO<sub>2</sub>, (22±2) °C et (65±5) %HR. Les ciments ont été caractérisés par analyse thermogravimétrique (ATG) et diffraction des rayons X (DRX) à différentes échéances (7, 28, 90 et 224 jours).

- Etude du retrait de carbonatation

Le retrait des échantillons de mortier a été étudié dès le démoulage, pendant la période de maturation des échantillons puis lors d'une maturation en fonction de la concentration en CO<sub>2</sub> (naturelle et accélérée à 2% et 20%CO<sub>2</sub>) pendant 28 jours à (20 ± 2) °C et (65 ± 5) % d'HR. Des mesures ponctuelles ont été faites avec un dilatomètre et pour les échantillons en carbonatation à 20%CO<sub>2</sub>, des mesures continues ont aussi été faites avec des capteurs LVDT (Figure 1.E). A la fin de l'essai, les éprouvettes sont soumises à la flexion 3-points puis à la compression.

- Etude de l'impact du chargement en flexion

Après maturation, les échantillons utilisés ont été placés à (22±2°C) et à (65±5%)HR dans des cellules de carbonatation contrôlées (Figure 1.B, 1.C). Il a été démontré que le taux de carbonatation est maximal lorsque l'humidité relative est autour de 65% (Houst, Y.F.,1992). Certains échantillons ont été placés dans les cellules sans chargement pour étudier l'impact de la carbonatation sur la résistance mécanique et d'autres ont été placés sur des cadres de flexion 4-points (Figure 1.A) inspiré de la norme NF EN 12390-5 dans la cellule pour étudier le couplage carbonatation/chargement mécanique. Le chargement est maintenu constant pendant la durée de carbonatation. Cette dernière a été fixée à 7 jours pour les essais à 20 %CO<sub>2</sub>, 14 jours pour 2 % de CO<sub>2</sub> et à 196 jours pour la carbonatation naturelle pour éviter la carbonatation totale de la section transversale et pouvoir comparer la profondeur de carbonatation entre les échantillons chargés et non chargés. La variation de la flèche des échantillons chargés est suivie à l'aide de capteur LVDT (Figure 1.C). Différents taux de chargement ont été considérés et un minimum de 4 éprouvettes par condition est testé.



**FIGURE 1.** (A) Dispositif de chargement de flexion 4-points pour l'essai de carbonatation sous charge, (B) Chambre de conservation et de carbonatation naturelle, (C) Cellule de carbonatation à 2% et 20% CO<sub>2</sub>, (D) Echantillon carbonaté naturellement à 196j, (E) Système de mesure du retrait sous carbonatation accélérée

### III. RESULTATS

#### A. Caractérisation physico-chimique du ciment

Le CEM III/C est composé de ciment portland et de laitier de haut-fourneau. Ces différents matériaux anhydres ont été mis en carbonatation naturelle et accélérée pour connaître leur comportement à la carbonatation lorsqu'ils sont bruts. Les résultats montrent que les ciments s'hydratent avec l'humidité ambiante et se carbonatent également tout comme le laitier (figure 2). En effet, les résultats de DTG, pour le laitier brut montrent une très légère variation de la quantité d'eau libre et une faible carbonatation due probablement à la présence de CaO dans le matériau (figure 2 et tableau 2). Pour le CEM I, la disparition de la portlandite (325-425°C) est constatée, ce qui confirme sa carbonatation. De plus pour les deux ciments, le calcul de la teneur massique de CaCO<sub>3</sub> (Tableau 2), montre que la quantité de carbonate de calcium, aragonite (550°C-720°C) et calcite (720°C-950°C) augmente également de façon importante (Lothenbach & al., 2015). La formation d'agglomérat est observée dans les échantillons ce qui confirme la coagulation des grains entre eux. Il en découle que le CEM III est sensible à l'humidité et au CO<sub>2</sub> présents dans l'air. En effet, le taux de CO<sub>2</sub> (figure 2.E, 2.F) influence plus la carbonatation du CEM III que celle du CEM I. De plus à 90j (tableau 2) les variations de masses entre le CEM I et le CEM III sont quasiment identiques. En fonction du taux de CO<sub>2</sub> et de la durée de carbonatation, les mêmes phases ne sont pas présentes et leur quantité varie ce qui est également confirmé par les résultats de DRX.

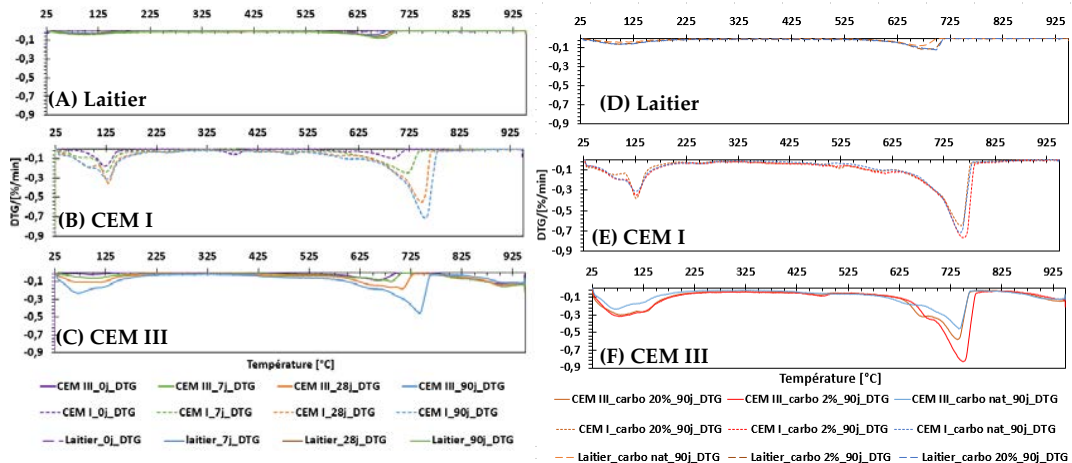


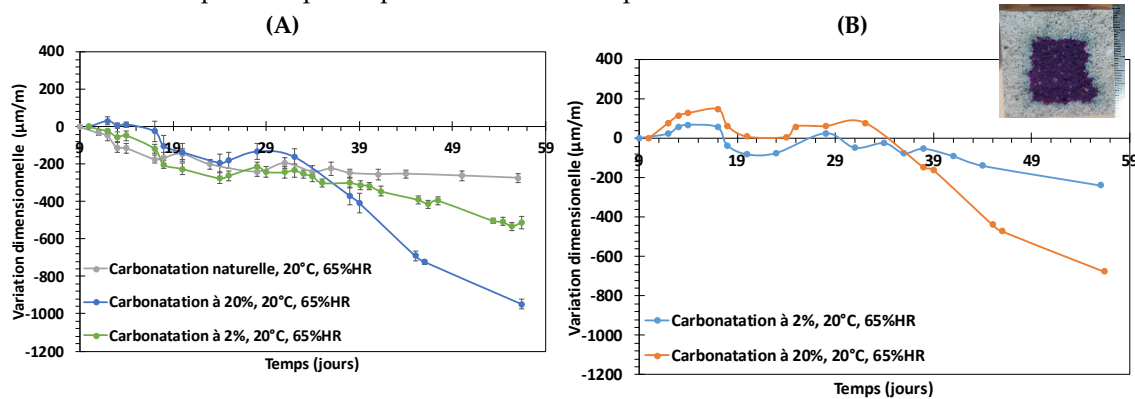
FIGURE 2. Résultats des essais d’ATG à différentes échéances (A, B et C) pour du Laitier, du CEM I et du CEM III/C anhydre carbonatés naturellement et avec différents taux de CO<sub>2</sub> (D, E et F)

TABLEAU 2. Teneur massique en carbonates de calcium dans le laitier, le CEM I et CEM III/C lors de sa carbonatation à l’air à (22±2°C) et à (65±5%)HR

âge de l'échantillon	Δm(total)			m(CaCO <sub>3</sub> ), Aragonite			m(CaCO <sub>3</sub> ), Calcite		
	Laitier	CEM I	CEM III	Laitier	CEM I	CEM III	Laitier	CEM I	CEM III
brut	0,14	-1,8	-2,78	X	0,49	0,41	X	1,08	0,81
7j	-0,7	-4,14	-3,74	0,77	1,01	1,11	0,05	3,62	1,00
28j	-0,93	-6,95	-5,33	1,07	4,75	3,13	0,05	4,97	2,15
90j	-1,14	-8,67	-8,73	1,3	5,51	6,36	0,05	7,23	3,81

*B. Variation dimensionnelle en l'absence de charge extérieure*

La variation dimensionnelle des échantillons a été suivie pendant 56 jours dans différentes conditions. Pour les éprouvettes mises en carbonatation accélérée à 2% et 20%CO<sub>2</sub>, les résultats montrent bien la présence d'un retrait de carbonatation important. En effet les éprouvettes sont dans les mêmes conditions d'humidité et de température et seul le taux de CO<sub>2</sub> varie. Il est observé que le retrait de carbonatation à 2% est 2 fois plus important qu'en carbonatation naturelle et le retrait en carbonatation accélérée à 20%, lui, est environ 4 fois plus important. En carbonatation à 20% de CO<sub>2</sub>, les éprouvettes sont totalement carbonatées à la fin de l'essai alors qu'elles sont carbonatées sur une épaisseur de 1cm environ à 2% de CO<sub>2</sub> (Figure 3.A). De plus, le retrait couplé à la carbonatation accélérée génère une diminution de la résistance à la compression (tableau 3). Des pertes de masse plus importantes sont également constatées dues à la carbonatation des phases telles que les C-S-H qui libèrent de l'eau en se carbonatant (Houst, Y.F., & al., 1989). Pour les essais à 20%CO<sub>2</sub>, une variation dans la pente de la courbe est observée vers 39 jours, moment correspondant à la carbonatation totale de l'éprouvette. Il n'y a ainsi plus de force de compression au centre de l'éprouvette. Le retrait excédentaire dû au retrait de carbonatation a pu être calculé (Figure 3.B). Le retrait augmente lorsque la carbonatation est accélérée. Ces variations dimensionnelles peuvent provoquer des fissures compromettant la durabilité des structures.



**FIGURE 3.** (A) Graphique des résultats de retrait dans différentes conditions, (B) Photo de l'éprouvette carbonatée à 2% après essai et graphique du retrait excédentaire dû au retrait de carbonatation par rapport à la carbonatation naturelle

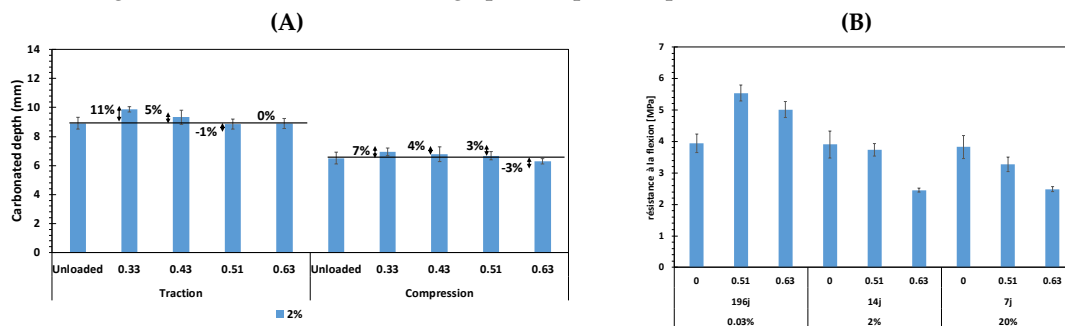
**TABLEAU 3.** Résistance à la compression des éprouvettes 4x4x16cm<sup>3</sup> après maturation et carbonatation

	28 jours	56 jours, 0.03%	56 jours, 2%	56 jours, 20%
Résistance à la compression (MPa)	43.27±0.55	47.71±1.8	41.16±1.03	33.04±1.34

*C. Déformation sous chargement mécanique de flexion 4-point : fluage*

Les échantillons ont été soumis à des contraintes statiques sous différentes masses en flexion 4-points tout en étant également soumis à différents taux de carbonatation. Les éprouvettes ont été retournées pour l'essai, c'est-à-dire que la zone la plus poreuse de l'éprouvette (zone arasé) est mise en traction et la face coffrée de l'éprouvette moins poreuse est mise en compression car une légère différence de porosité est observée sur les échantillons entre le haut (22,11±0,06%) et le bas (20,71±0,05%) à maturation. Un minimum de 4 échantillons a été testés par essai. La figure 4.A montre que le chargement mécanique n'a pas un effet notable sur la profondeur de carbonatation

pour des mortiers de ciment au laitier, contrairement à un effet plus important observé sur des mortiers de ciment portland, d'après Lui & al.. En effet, les mortiers de CEM I se carbonatent moins vite mais s'ils sont chargés, la profondeur carbonatée est plus grande. Alors que la variation de profondeur de carbonatation pour les mortiers CEM III est négligeable. Inversement la carbonatation a un impact important sur la résistance à la flexion car en carbonatation accélérée, les éprouvettes avec une charge de 63% (soit 31kg) par rapport à la résistance à 28 jours ont toutes cassé en quelques jours durant l'essai sous charge, alors qu'en carbonatation naturelle, les éprouvettes ont bien résisté. Cependant l'épaisseur carbonatée est moindre donc à plus long terme les éprouvettes pourraient potentiellement casser ou avec une charge plus importante. En effet, en carbonatation naturelle, les éprouvettes cassent dans les 24h avec une charge de 51kg (soit 104%). De plus, plus la charge appliquée pendant l'essai est élevée, plus la résistance à la flexion est faible (Figure 4.B). Lors de l'essai sous charge, il a été observé une variation de la flèche de l'échantillon due au fluage de ce dernier, avec un fluage plus important pour la carbonatation accélérée.



**FIGURE 4.** (A) Résultats de carbonatation des mortiers au CEM III en fonction du taux de charge (par rapport à la résistance à la rupture) et de la zone de l'éprouvette pour une carbonatation à 2%CO<sub>2</sub> pendant 14 jours, (B) Résultats de résistance à la flexion en fonction de la charge appliquée pour différents taux de CO<sub>2</sub>

## CONCLUSION

Pour conclure, le ciment à fort taux de laitier de haut fourneau est un ciment utilisé pour réduire l'impact environnemental du béton. Tous les constituants qui le composent se carbonatent à l'air en captant du CO<sub>2</sub>, libérant de l'eau et formant une quantité importante de CaCO<sub>3</sub>. L'eau libérée et les carbonates de calcium formés entraînent des variations dimensionnelles pouvant générer des fissures et une perte de résistance. En effet, plus le taux de carbonatation augmente plus le retrait est important. Le retrait est environ 4 fois plus important en carbonatation à 20% de CO<sub>2</sub> qu'en carbonatation naturelle. De plus, en condition d'utilisation les structures peuvent avoir une charge statique imposée. Les résultats ont montré que le chargement de flexion imposé lors des essais de carbonatation a un impact sur la flèche et sur la résistance en flexion mais l'impact est négligeable pour la carbonatation. En effet, plus la charge augmente, plus la résistance à la flexion diminue. Inversement, le taux et la cinétique de carbonatation ont également un impact sur la résistance mécanique (Leducq, 2012, Pons et al., 2008). En effet, pour un même taux de chargement mais une concentration en CO<sub>2</sub> différente, des éprouvettes sont amenées à être endommagées voir ruinées avec une augmentation de la carbonatation. Or la carbonatation, le fluage et le retrait des structures dépendent principalement de l'humidité ambiante et de la composition notamment du ciment. Le fluage dépend également de la maturité du béton lors du premier chargement ainsi que de la durée

et de l'intensité de la charge. Donc lors des formulations de bétons avec ce ciment ayant un plus faible impact pour l'environnement, il faut donc bien prendre en compte tous ces paramètres.

## REFERENCES

- AQC (2021). Béton bas carbone : perspectives et recommandations, 24(9).
- Ammar, B.K.B., Mellas, M., Mezghiche, B. (2017). Caractérisation des bétons d'enrobage pour les bétons de préfabrication soumis à la carbonatation. *Courrier du Savoir*, no. 24, p. 9
- Atis, C.D. (2003). Accelerated carbonation and testing of concrete made with fly ash, *Construction and Building Materials*, 17 (3), 147-152.
- CERIB, (2022). Impact carbone des laitiers de haut fourneau utilisés dans les ciments.
- CTPL (2012). Les laitiers sidérurgiques, des produits industriels valorisés de longue date. Relations Presse : BC Consultants.
- Gendron, F., (2019). Carbonatation des matériaux cimentaires : étude de la diffusion du CO<sub>2</sub>. Thèse de Doctorat de l'Université de La Rochelle. LaSIE.
- Guiraud, P., (2019). Les ciments courants font l'objet de la norme NF EN 197-1 « Ciment – partie 1 : composition, spécifications et critères de conformité des ciments courants ». Infociment.
- Houst, Y.F. (1992). Diffusion de gaz, carbonatation et retrait de la pâte de ciment durcie. Thèse de Doctorat de l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- Houst, Y.F., Wittmann, F.H. (1989). Le retrait de carbonatation. Rapport AIPC
- Liu, Z.Y., Van Den Heede, P., De Belie N. (2021). Effect of the Mechanical Load on the Carbonation of Concrete: A Review of the Underlying Mechanisms, Test Methods, and Results, *Materials*. 14(16) (2021) 4407. <https://doi.org/10.3390/ma14164407>
- Leducq, J.-A. (2012). Le fluage, ce compagnon silencieux. Compagnie des experts architectes près la cours d'appel de paris.
- Lothenbach, B., Durdzi, P., Weerdt, K.D., 2015. Thermogravimetric analysis, in: *A Practical Guide to Microstructural Analysis of Cementitious Materials*. p. 35.
- Nishikawa, T. & al. (1992). Decomposition of synthesized Ettringite by carbonation. *Cement and Concrete Research*. 22 (1). 6-14.
- V.G. Papadakis, V.G. & al. (1989). A reaction engineering approach to the problem of concrete carbonation. *Journal of the American Institute of Chemical Engineers*. vol. 1(11). p.110-122.
- Pihlajaavaara, S.E. (1968). Some results of the effect of carbonation on the porosity and pore size distribution of cement paste. *Mat. Constr.*, I. 521 -526.
- Pons, G. Torrenti, J.-M. (2008). Retrait et fluage. Chapitre
- Powers, T.C. (1962). A Hypothesis on Carbonation Shrinkage, *J. PCA R. & D. Lab*. p. 40-50.
- Thiery, M. (2005). Modélisation de la carbonatation atmosphérique des matériaux cimentaires – Prise en compte des effets cinétiques et des modifications microstructurales et hydriques, Thèse de Doctorat de l'École Nationale des Ponts et Chaussées de Paris.
- Valsaraj, K.T., 1995. Elements of environmental engineering. Thermodynamic sand kinetics, CRC Press, 1995, p.649.
- von Greve-Dierfeld, S. & al. (2020). Understanding the carbonation of concrete with supplementary cementitious materials: a critical review by RILEM TC 281-CCC. *Mater Struct*. vol. 53. n° 6. p. 136. doi: [10.1617/s11527-020-01558-w](https://doi.org/10.1617/s11527-020-01558-w).
- Younsi, A. (2011). Carbonatation de bétons à forts taux de substitution du ciment par des additions minérales. Thèse de Doctorat. Université de La Rochelle. p. 177.

# Sustainable engineering of rammed earth construction. Material, design and performances optimization

Giada Giuffrida

*Univ. Paris Est Creteil, CERTES, F-94010 Creteil, France*

**ABSTRACT** Les bâtiments du futur doivent répondre à des exigences de plus en plus élevées en matière de performances énergétiques et de durabilité environnementale, pour l'ensemble des chaînes de production et construction. Cette question a suscité un vif intérêt vers l'utilisation de matériaux naturels comme la terre crue dans la construction, caractérisée par une intrinsèque disponibilité, durabilité et recyclabilité.

En Europe, la diffusion des technologies en terre crue a été entravée par l'absence de législation spécifique réglementant son utilisation à des fins portantes, en particulier dans les territoires à haut risque sismique.

La thèse a eu pour objectif la conception d'un type de construction modulaire renforcée en pisé, réalisée avec des matériaux naturels, peu coûteux ou de réemploi. Elle comprenait la conception de mélange de terre adaptée aux applications porteuses, la définition d'une technologie constructive pour les zones à haut risque sismique et l'évaluation des performances thermiques et énergétiques attendues au moyen de simulations numériques calibrées sur une campagne de caractérisation des matériaux. Les principaux résultats des travaux sont présentés et commentés.

**Keywords** raw earth, material characterization, seismic resistant design, thermal and energy performance

## I. INTRODUCTION

In line with international and European directives, the construction sector today must respond to a series of new demands, being the most pressing those concerning the reduction of available resources, the containment of energy consumption and the abatement of CO<sub>2</sub> emissions (European Parliament, 2019). Construction based on the use of natural building materials have attracted international attention in response to the current energy crisis and the deterioration of natural resources due to their availability, lack of toxicity, recyclability, low energy incorporated in the manufacturing/production phase and good hygrothermal and acoustic performances.

In the context of new construction, solid rammed earth (from now on RE) building systems have undoubted environmental benefits compared to conventional technologies. Indeed, as shown by Ben-Alon et al. (2021), insulated RE walls system outperforms conventional construction solutions (insulated CMU), with embodied reductions of 78% for global climate change, 72% for energy demand, 90% for air acidification and 98% for air particulate pollution impacts. Furthermore, environmental impacts of uninsulated RE technologies are even lower, even if the expected heating and cooling loads are expected to be higher especially in continental climates (Ben-Alon et al. 2021). In Mediterranean and arid climates, characterized by a large thermal oscillation between day and night, RE walls have good thermal performances due to their



high thermal mass, which stabilizes and balances the internal temperatures and humidity of the buildings, ensuring internal comfort conditions (Giuffrida et al., 2021). Several authors point out the importance of the adoption of climate-specific design choices for buildings (shape, size and location of windows) and bioclimatic strategies (cross night ventilation, rooves and windows shading elements) to decrease the energy demands for heating and cooling in several climates (Ben-Alon et al. 2023, Giuffrida et al. 2021). Recent contributions (Carrobé et al. 2021), concerning simulation studies on RE building characteristics and thermal performances reveal that RE walls used in temperate and arid climates manage to attain decrement factors of 0.14-0.23 and thermal amplitude variations from  $<1$  °C to 2 °C; moreover, time lag is found to be ranging between 1 h and 14 h. Thermal comfort is estimated to be maintained within 73-81% of the time during summer. When considering heat and mass transfers, energy demands for heating and cooling are estimated to be in the range of 36-38 kW/m<sup>2</sup> (Losini et al. 2023) in arid climates.

Nonetheless, massive RE walls have poor seismic behavior. Indeed, the greater is the mass of walls, the higher are the induced seismic forces; this issue is moreover worsened by the weak RE response under compression forces, and the very low tensile strength, with a mechanical performance which is significantly influenced by hygrothermal conditions (Villacreses et al., 2021). This issue can be partially solved by the addition of fibers in the RE mixes, which creates a three-dimensional mesh which can enhance the tensile properties of the mixes while creating a ductile behavior of the walls (Jannat et al., 2020). Still, RE buildings are very vulnerable to earthquake excitations. Widely observed failure modes in previous earthquakes include the following mechanisms: brittle failures such as falling over due to out of plane actions, cracks at edges and at loading points where the load of the roof is transferred to the wall, loss of connectivity due to weak connections and propagation of cracks due to close distance between openings and corners (Correia et al., 2015). Several seismic resistant devices are proposed in the literature to mitigate vulnerability conditions of earthen structures (Giuffrida et al., 2021).

The following contribution aims at reviewing the main research steps, which led to the prototyping of a novel type of reinforced and modular RE construction made with natural, low-cost, or recycled materials. The contribution will focus on the main parts of the research. The first one is the study of a suitable RE material with enhanced mechanical, physical and thermal performances. The second one is the design procedure which led to the refinement of an innovative reinforced RE construction system. The last one is the assessment of the main thermal and energy performances of the designed technology when applied at a building scale.

## II. METHODOLOGY

### A. Material

The base material used in the experimental campaign is a soil quarried in Florida, a city in the nearby of Syracuse (Sicily, Southern Italy), comprising 3 % of gravel, 70 % of sand, 17 % of silts and 10 % of clays. The particle size distribution has been obtained by means of sieving and sedimentation, according to ASTM D7928 – 17. The Atterberg limits of the soil fine fraction are LL=47.3%, PL=30.68% and PI=16.62%. The chosen soil thus presents an acceptable plastic index adapted to RE construction (Houben et Guillaud, 2006). Several mixes are designed on the base of previous experimental campaigns (Giuffrida et al., 2019), using the soil in combination with a local volcanic sand called “azolo” (with diameters below 4 mm), hydraulic lime, a filler derived

from the sawing of marble and 20 mm long natural sisal fibers. Eight cubic-shaped samples for each mix design, with dimensions 150 \* 150 \* 150 mm, were manufactured. Samples were tested under unconfined compressive strength test (3 samples), capillary water absorption test (3 samples), moisture dependent thermal conductivity test (1 sample, 3 points of measure) and specific heat capacity assessment by means of DSC equipment. Sizes, manufacturing and curing processes were carried out in accordance with the New Zealand (2020) and Peruvian (2017) raw earth standards. The manufacturing protocol and testing methodology are described in Giuffrida et al. (2023).

#### B. Construction system

A design-simulation-validation approach, characterized by several design iterations, has been carried out for the prototyping and validation procedures useful to define the reinforced and modular constructive technique and building process. Particularly, the first design of the constructive system was carried out at the *Centro Tierra* of the *Pontificia Universidad Católica de Peru*, the main formulator of the Peruvian Standard on reinforced raw earth construction (NTE E 080). According to this standard, the construction system must use at least a solid 40 cm thick RE wall and the building characteristics (wall's height, spacings between loadbearing elements, voids width) must respect specific geometrical features. The first design solution involved the use of prefabricated RE panels (produced under controlled conditions to ensure a high-quality product) to be used together with a timber reinforcement frame (Schmidt 2016) to improve the overall strength. According to this system, the earthen masonry responds mainly to vertical loads, while the timber elements absorb the bending and shear stresses caused by any earthquakes, increasing the inertia of the cross-section. Moreover, an auxiliary horizontal surface reinforcement made by ropes was adopted to prevent from out of plane mechanisms (Blondet et al. 2013). This design was validated by a qualitative comparative dynamic test (Giuffrida et al., 2021).

The results of this test showed the effectiveness of the chosen seismic resistant design, but during model preparation, the need to simplify the constructive process forced us to abandon the idea of prefabricating the RE panels and to favor on-site built walls. This option was then pursued at University of Catania and in collaboration with Coop. Guglielmino (Sicily), by adopting a controlled premixed earth material and prefabricated reinforcing elements (timber posts and ring beams, rope reinforcement). In the final design solution for the constructive system, the reinforcing timber frame has a dual function: it works as a support element for the formworks during the construction phase, and it acts as a reinforcement for the walls in the event of an earthquake. This double function of the constructive system was validated by the construction of a prototype wall (Giuffrida et al., 2021). The structural performances of the proposed constructive system have been deduced from the literature (Blondet et al. 2017).



FIGURE 1. Different phases of the construction of the full-scale prototype.

### C. Thermal and Energy Performances

The methodological approach adopted for the evaluation of the thermal and energy performances of the designed solution included:

- The design of a RE building model with geometrical and technological features based on the constructive system described in paragraph IIB.
- Dynamic thermal simulations on Design Builder software to compare the thermal and energy behaviors and the expected comfort provided by several uninsulated and insulated RE walls solutions.

The building model consists of a rectangular-shaped box, with three rooms facing South and two rooms facing East and West. All the load-bearing RE walls are 40 cm thick, while the partitions are made of lightweight materials. The stratigraphy of the designed walls, roof and solid ground floor and the characteristics of the materials are shown in Giuffrida et al. (2021). The net internal height of the walls is 3.00 m, the total envelope area is 825.9 m<sup>2</sup>, while the gross volume is 261.4 m<sup>3</sup>. The shape factor is 3.16, and the net usable area is 58.92 m<sup>2</sup>.

The dynamic thermal behavior of the representative RE building was analyzed using Design Builder software, version 6.0, which is based on the Energy Plus calculation engine. In this simulation study, the effect of moisture storage and transport on the heat flux and consequently on the overall thermal behavior of the building has not been considered given the lack of experimental data (the study was conducted during 2020 COVID-19 outbreak). In the Design Builder reference residential building model, all rooms are accounted as occupied zones. Occupants, electrical devices, cooking, and lighting systems constitute the internal loads with power densities reported in Giuffrida et al. (2021). A constant air exchange of 0.5 V/h is set for outside air infiltration. Meteorological data from the Energy Plus Weather (EPW) file for the city of Catania (Italy) updated to 2019 were used as meteorological input. The simulations aimed at identifying the best RE wall design solutions, their energy consumptions when using HVAC systems and the expected comfort in free-running conditions (EN 16798-1/2019).

## II. RESULTS

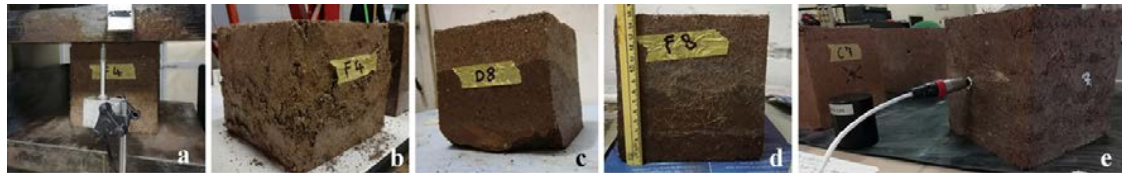
### A. Material

The results of the overall experimental campaign are described elsewhere (Giuffrida et al. 2023). For the sake of brevity, we herein show the best mixture's properties, which is the one composed by the soil, the filler (marble sawing waste) and sisal fibers. Results are summarized in Table 1, where it is possible to appreciate that the resistance exceed the limits of 1.3 MPa and 1.0 prescribed by the New Zealand and the Peruvian Standard. This fiber-reinforced mix have the highest compressive strength (6.9 MPa) and one of the highest Young Modulus (264 MPa) between all the tested mixes. Results concerning the material behavior in terms of capillary rising water revealed that using marble sawing waste enables a decrease of water absorption until the 6.9%, deeming with the prescriptions set out in HBE 195-2002. As regards thermal conductivity, at a constant temperature of 20°C, thermal conductivity increases when the relative humidity increases. Thermal conductivity for the chosen mix design ranges between 0.508 and 0.588 W/mK. Specific heat capacity is consistent for all the examined mixes and for the chosen mix is 1000 J/kg K, which entails good inertial properties.

In Giuffrida et al. (2023) it is included a comparison of the obtained thermal conductivity and compressive strength values with other RE materials results found in the literature.

**TABLE 1. Results of RE material characterization**

Mix	Dry density	Compr. strength	Young Mod.	Water absorp.	$\lambda_{dry}$	$\lambda_{30\%RH}$	$\lambda_{50\%RH}$	$\lambda_{70\%RH}$	c
	[kg/m <sup>3</sup> ]	[MPa]	[MPa]	[%]	[W/mK]	[W/mK]	[W/mK]	[W/mK]	[J/kg K]
MFRE	1989	6.69	264	6.9	0.508	0.540	0.582	0.588	1000

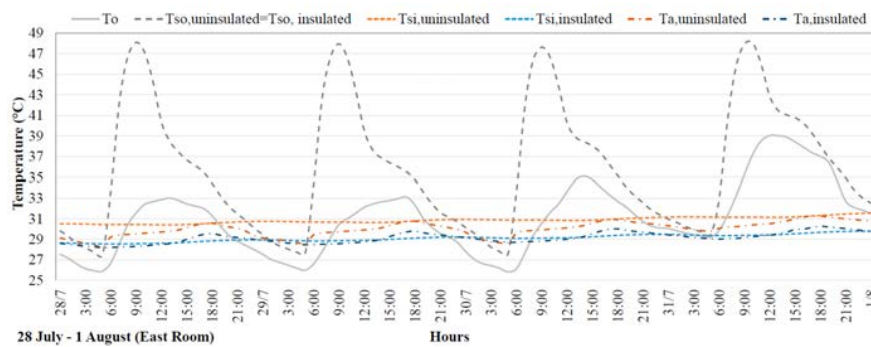


**FIGURE 2.** Compressive strength (a-b); water capillary absorption (c-d); thermal conductivity (e) tests for RE materials.

*B. Thermal and Energy Performances*

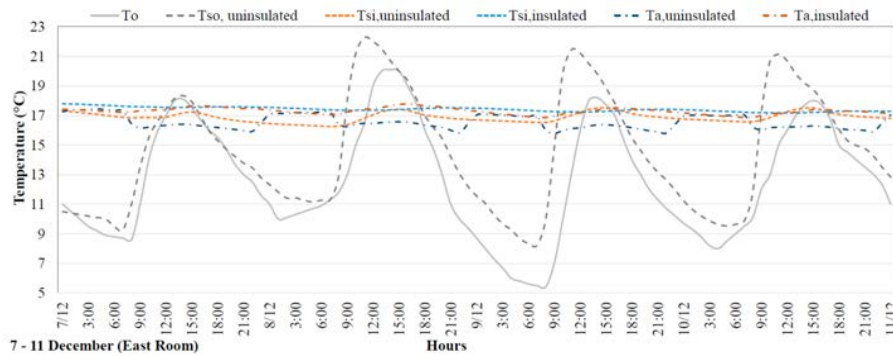
As abovementioned, an accurate dynamic thermal analysis was performed on a representative RE building in Mediterranean climate, to evaluate and compare the thermal behavior of an uninsulated and several biobased insulated RE envelope solutions in free-running conditions.

The following Figures 3 and 4 show two graphs for two representative periods of 2019: the warmest summer week (28 July–1 August) and the coldest winter (7–11 December) week. In both figures, dry bulb outdoor temperature ( $T_o$ ), indoor and outdoor surface temperatures (respectively  $T_{si}$  and  $T_{so}$ ), and average indoor air temperatures ( $T_a$ ) profiles are depicted. These profiles refer to the uninsulated RE configuration (using only bioclimatic strategies as roof overhangs and night cross ventilation) and to an insulated one (using the abovementioned bioclimatic strategies and an exterior lime hemp insulation layer on the RE wall). All the simulations are run under free-running conditions (in the absence of an HVAC system). As can be seen from Figure 3, given a profile of outdoor temperature ( $T_o$ ) and outdoor surface temperature ( $T_{so,uninsulated} = T_{so,insulated}$ ), the indoor surface temperature profile of the insulated case ( $T_{si,ins}$ ) is on average 1.77 °C lower than the uninsulated case ( $T_{si,un}$ ) throughout the period considered. Moreover, the indoor air temperature values in the insulated case ( $T_{a,ins}$ ) are always below 30 °C and on average 2 °C lower than those in the uninsulated case ( $T_{a,un}$ ). For the insulated solution the decrement factor value is 0.0057 and the time lag is 24 h, slightly worst compared to the uninsulated solution which shows a decrement factor of 0,0034 and a time lag of 26h.



**FIGURE 3.** Thermal performance of the uninsulated and insulated RE wall (summer)

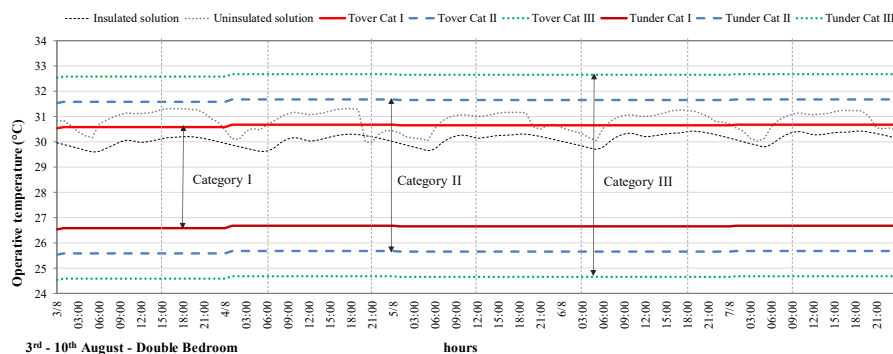
Observing the graph in Figure 4 allows us to make interesting considerations. Given the profiles of outdoor temperature ( $T_o$ ) and outdoor surface temperature ( $T_{so,uninsulated} = T_{so,insulated}$ ), the profile of indoor surface temperatures in the insulated case ( $T_{si,ins}$ ) is almost always above the profile of indoor surface temperatures in the uninsulated case ( $T_{si,un}$ ). The minimum values of indoor surface temperatures in the insulated case are on average  $0.78\text{ }^{\circ}\text{C}$  higher than those in the uninsulated case. Moreover, minimum values of indoor air temperature in the insulated case ( $T_{a,ins}$ ), which are on average  $0.87\text{ }^{\circ}\text{C}$  higher than in the uninsulated case ( $T_{a,un}$ ) and always above  $17\text{ }^{\circ}\text{C}$ .



**FIGURE 4.** Thermal performance of the uninsulated and insulated RE wall (winter)

The indoor thermal comfort of the building was evaluated according to the adaptive comfort model. The operative temperature ( $T_{op}$ ), calculated under freerunning conditions for the entire year and for all investigated cases, was used as the reference parameter for assessing the indoor thermal comfort. The hourly variations in  $T_{op}$  during the selected period (28 July to 2 August) are depicted in Figure 5 as well as the range of the comfort temperatures for categories I, II, and III. The uninsulated scenario falls within the limits of normal comfort expectations for more than the 80% of the analyzed time without use of HVAC system. Compared to this scenario, the insulated solution using an exterior layer of 10 cm thick lime hemp insulation, enables a further reduction in discomfort hours in summer conditions of around 20%, with comfort conditions maintained for more than the 95% of the analyzed time.

Furthermore, when using a HVAC system, the use of an insulation layer have a good influence in the reduction of total energy demand for cooling and heating with respect to the uninsulated case (which was equal to  $75\text{ KWh/m}^2$ ) by the 45%.



**FIGURE 5.** Adaptive comfort model for uninsulated and insulated RE buildings

### III. CONCLUSIONS

This contribution focused on the main research steps which led to the prototyping of a novel type of reinforced and modular RE construction technology made with natural, low-cost or recycled materials.

According to the circular economy approach, this study focused on combined stabilization methods for RE material by using natural, recyclable materials, and by-products from other production chains to improve different material properties. Natural sisal fibers were adopted to improve the mechanical strengths, thus enhancing the ductility of materials, while marble sawing waste was used to reduce the issue of capillary water absorption. Experimental activities proved that the stabilization strategy using fibers and marble sawing waste allowed reaching:

- Compressive strength up to 6.69 MPa by adopting sisal fibers in the mixes; use of marble sawing waste does not significantly alter the mechanical properties of the samples.
- Young's modulus values of 260 MPa.
- Low capillary absorption water values, equal to 6.9%.
- Moisture dependent thermal conductivity values between 0.508 W/mK and 0.588 W/mK.
- Specific heat capacity around 1000 J/ kg K.

Both the material composition and the designed reinforced RE constructive system are the object of the Italian Patent N. 102021000006644.

The thermal performance validation herein presented showed the feasibility of using massive RE walls in Mediterranean climates to ensure adequate indoor conditions in summer conditions. In particular, the analysis showed that during summer, the RE material used for the envelope behaves as a thermal flywheel and remarkably dampens the incoming heat wave, keeping the curve of the inner surface temperature almost constant compared to the outdoor one. In the uninsulated scenario, indoor air temperature is maintained below 30 °C, but this value can be further reduced by about 1 °C by the addition of a layer of bio-based insulation. The use of thermal insulation improves winter performances by maintaining an average indoor air temperature of 17 °C with an increase of 0.87 °C compared to the uninsulated case. Moreover, indoor thermal comfort is maintained for the 95% of time.

These results are important for the future generation of raw earth materials and buildings because they conjugate the environmental sustainability of bio-based building technologies with the reduction of waste from architecture, engineering and construction sector. This aim is pursued by using locally available materials and inexpensive technologies, with low environmental and economic costs, with consequent positive effects for the environment and local economies.

## REFERENCES

Direttiva UE 2018/2002 del Parlamento Europeo e del Consiglio dell'11 dicembre 2018. <https://eur-lex.europa.eu/legal-content/IT/TXT/PDF/?uri=CELEX:32018L2002&from=EN>.

EN 16798-1:2019 Energy performance of buildings - Ventilation for buildings - Part 1: Indoor environmental input parameters for design and assessment of energy performance of buildings addressing indoor air quality, thermal environment, lighting and acoustics - Module M1-6

A. Carrobé, L. Rincón, I. Martorell. (2021). Thermal monitoring and simulation of Earthen Buildings. A review. *Energies* 14(8),2080.

A.E. Losini, AC. Grillet, L. Vo, G. Dotelli, M. Woloszyn. (2023). Biopolymers impact on hygrothermal properties of rammed earth: from material to building scale. *Building and Environment* 233, 110087

G. Giuffrida, R. Caponetto, F. Nocera (2019). Hygrothermal Properties of Raw Earth Materials: A Literature Review. *Sustainability*, 11, 5342. <https://doi.org/10.3390/su11195342>

G. Giuffrida, R. Caponetto, M. Cuomo (2019). An overview on contemporary RE buildings: technological advances in production, construction and material characterization. *IOP Conf. Ser.: Earth Environ. Sci.* 296, 012018.

G. Giuffrida, M. Detommaso, F. Nocera, R. Caponetto. (2021) Design Optimisation Strategies for Solid RE Walls in Mediterranean Climates. *Energies* 14, 325, <https://doi.org/10.3390/en14020325>

G. Giuffrida, R. Caponetto, F. Nocera, M. Cuomo (2021). Prototyping of a Novel RE Technology. *Sustainability*, 13, 11948. <https://doi.org/10.3390/su132111948>

G. Giuffrida, V. Costanzo, F. Nocera, M. Cuomo, R. Caponetto. (2023) Natural and recycled stabilizers for RE material optimization, J. Littlewood and R. J. Howlett (Eds.) *Sustainability in Energy and Buildings 2022. SEB 2022. Smart Innovation, Systems and Technologies*, vol 336. Springer, Singapore. [https://doi.org/10.1007/978-981-19-8769-4\\_16](https://doi.org/10.1007/978-981-19-8769-4_16)

H. Houben, H. Guillaud. (2006) *Traité de Construction en Terre, Éditions Parenthèses: Marseille, France.*

HBE 195-2002 (2002), *The Australian Earth Building Handbook*, BD-083, Earth Building.

J.P. Villacreses, J. Granados, B. Caicedo, P. Torres-Rodas, F. Yépez. (2021). Seismic and hydromechanical performance of RE walls under changing environmental conditions, *Construction and Building Materials*. 300, 124331.

L. Ben-Alon, V. Loftness, K.A. Harries, E. Cochran Hameen. (2021). Life cycle assessment (LCA) of natural vs conventional building assemblies. *Renewable and Sustainable Energy Reviews* 144, 110951

L. Ben-Alon, A.R. Rempel. (2023). Thermal comfort and passive survivability in earthen buildings, *Building and Environment*, 110339 (in press).

M. Blondet, J. Vargas, C. Sosa, J. Soto. (2013). Seismic simulation tests to validate a dual technique for repairing adobe historical buildings damaged by earthquakes. In *Proceedings of the Kerpic'13 – New Generation Earthen Architecture: Learning from Heritage International Conference, Istanbul, Turkey, 11–14 September 2013.*

M. Blondet, J. Vargas, N. Tarque, J. Soto, C. Sosa, J. Sarmiento. (2017). Seismic reinforcement of earthen constructions. In *Proceedings of the 16th World Conference on Earthquake Engineering, Santiago de Chile, 9–13 January 2017*; p. 2168.

M.R. Correia, H. Varum, P.B. Lourenço. (2015). Common damages and recommendations for the seismic retrofitting of vernacular dwellings. *Seismic Retrofitting: Learning from Vernacular Architecture*. London, UK, Taylor & Francis Group.

N. Jannat, A. Hussien, B. Abdullah, A. Cotgrave. (2020). Application of agro and non-agro waste materials for unfired earth blocks construction: A review. *Construction and Building Materials* 254, 119346, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119346>

NTE E 080 - Diseño y Construcción con Tierra Reforzada. (2017). Perú: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Lima.

Standard New Zealand 4298: 2020. (2020). *Materials and construction for earth buildings*, Standard New Zealand, Wellington.

U. Tejada Schmidt, A. Mendoza Garcia, D. Torrealva Davila. (2016). *Uso del Tapial en la Construcción*, Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (SENCICO).

# Viabilité mécanique et écologique d'un liant géopolymère avec des sédiments de dragage non traités

**Lisa Monteiro**

<sup>1</sup> Université de Bordeaux, UMR 5295, Institut de Mécanique et d'Ingénierie (I2M), CNRS, Esplanade des Arts et Métiers, 33405 Talence, France.

**RESUME :** Les recherches menées ces dernières années autour de l'utilisation des sédiments de dragage dans la fabrication de béton mettent en avant cette solution pour réduire les coûts et l'impact environnemental du génie civil. Parmi les voies de valorisation innovantes, l'utilisation de la fraction fine des sédiments dans le procédé de géopolymérisation émerge comme un sujet d'intérêt. Cependant, plusieurs verrous sont à lever avant l'implémentation de cette nouvelle famille de matériaux. Ainsi, cette étude vise à répondre aux problématiques soulevées lors de l'utilisation de sédiment de dragage dans les travaux publics notamment à travers la valorisation de sédiments non-traités dans une matrice géopolymère tout en quantifiant l'analyse de cycle de vie d'un tel procédé. Dans cette étude, plusieurs formulations ont été testées en combinant les sédiments de dragage non traités du Grand Port Maritime de Bordeaux (GPMB) avec des réactifs alcalins et des matériaux cimentaires/additions complémentaires. Les résultats montrent la possibilité d'atteindre des résistances mécaniques à la compression allant jusqu'à 7 MPa et un impact carbone moins élevé mettant en avant le potentiel de la géopolymérisation.

**Mots-clés :** Valorisation, sédiments marins, géopolymérisation, analyse du cycle de vie, liant écologique

## I. INTRODUCTION

En 1979, le chimiste français Davidovits (2005) [1] a inventé le terme "géopolymère" pour décrire la réaction entre une source solide d'aluminosilicate, appelée précurseur, dans un milieu alcalin fort qui forme une chaîne polymère tridimensionnelle. Il ouvre ainsi la voie à un virage technologique en offrant une alternative écologique à l'utilisation du ciment. En effet, les géopolymères ont le potentiel de réduire les émissions de CO<sub>2</sub> de 80 % [2] faisant ainsi, de leur faible impact carbone, un leitmotiv important dans les études publiées à ce jour. La littérature actuelle témoigne du développement croissant des bétons géopolymères avec des performances mécaniques intéressantes et parfois de meilleure durabilité que le ciment Portland. En revanche, la mise en œuvre limitée de ces procédés en France nécessite souvent des transports importants, impactant l'empreinte CO<sub>2</sub> de ce procédé. Une solution souvent proposée par des études d'Analyse de Cycle de Vie (ACV) menées sur les géopolymères est l'utilisation des déchets locaux comme précurseur pour produire un béton géopolymère rentable et respectueux de l'environnement [3]. Il convient également de prendre en compte que le potentiel des géopolymères à remplacer le ciment est conditionné par la disponibilité d'une quantité importante



de déchets industriels traditionnellement utilisés comme précurseurs tels que les cendres volantes (CV), le laitier granulé de haut fourneau (GGBFS) et le métakaolin (MK) [4]. Par conséquent, le principal défi pour le développement de géopolymères plus compétitifs sur le marché sera de réduire les coûts environnementaux et économiques en utilisant des sources de précurseurs disponibles localement comme matière première.

Parmi les sources potentielles de matériaux, l'utilisation des sédiments de dragage apparaît comme une solution couplée pour répondre aux problèmes environnementaux de deux activités anthropiques fondamentales, à savoir la gestion des sédiments et la production de matériaux de construction. Des études récentes visent à réutiliser les sédiments dragués dans les processus de géopolymérisation par, d'une part, une substitution partielle des précurseurs tels que le GGBFS [5-6] ou les CV [7] par des sédiments et d'autre part, en calcinant les sédiments pour les utiliser comme précurseurs [8-9]. Dans le premier cas, les recherches concluent que le sédiment réagit comme un filler inerte et ne participe pas activement au processus de géopolymérisation. Dans le second cas, les études ont déterminé la viabilité de l'utilisation des sédiments pour le développement de géopolymères. En revanche, peu d'études ont travaillé sur le développement de mortiers géopolymères avec des sédiments n'ayant subi ni traitement thermique ni traitement chimique. En effet, leurs propriétés minéralogiques variables, l'existence de différentes phases (polluants, matières organiques...) et leur faible réactivité rendent leur utilisation complexe.

Ainsi, l'objectif de cette étude est d'obtenir une meilleure compréhension des limites et des perspectives des mortiers géopolymères à base de sédiments dragage non traités tout en établissant l'ACV d'un tel procédé afin d'évaluer leur viabilité mécanique et écologique.

## II. MATERIAUX ET METHODES

### A. Matériaux de l'étude

Les sédiments utilisés dans cette étude proviennent d'une campagne de dragage menée par le GPMB sur l'estuaire de la Garonne. Les sédiments ont été dragués sur la zone de Pauillac et ont été récupérés dans le puits de la drague. Ils ont été conservés dans des fûts puis disposés dans des bacs percés avec un géotextile pour permettre un séchage naturel par évaporation et infiltration jusqu'à atteindre une teneur en eau de 30%. Les sédiments sont caractérisés par une fraction granulométrique limoneuse importante (67,8 % à 73,6 %), de particules sableuses entre 28,22 % et 21,83 % et d'une faible fraction argileuse (3,98 % à 4,57 %). Le ciment (OPC) utilisé dans cette étude est un ciment de Portland CEM I 52.2 N PM, fourni par Calcia. Le GGBFS a été fourni par la société Ecocem de Fos sur Mer. Le MK a été fourni par la société Argeco et a été obtenu par calcination flash d'argile kaolinitique. Le Tableau 1 présente les compositions élémentaires des matériaux de l'étude obtenus par microscopie électronique à balayage (MEB) couplé avec une spectroscopie à dispersion d'énergie (EDS) réalisée sur plusieurs zones des matériaux afin d'identifier les atomes présents dans l'échantillon.

**TABLEAU 1. Compositions élémentaires des matériaux utilisés dans l'étude**

Oxydes	Sédiments	OPC	GGBFS	MK
Dioxyde de Silice (SiO <sub>2</sub> )	57,52	20,89	37,7	53,4
Oxide d'Aluminium (Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	19,72	4,09	10,3	43,9
Oxide de Calcium (CaO)	6,37	67,20	43,8	0
Oxide de Fer (Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	11,91	4,82	0,8	0,7
Oxide de Magnésium (MgO)	2,53	2,74	6,5	0,1
Oxide de Titane (TiO <sub>2</sub> )	1,95	0,26	0,8	1,8

### B. Formulations

Les formulations ont été basées sur des études antérieures qui ont permis de développer un liant à partir des sédiments de dragage non traités de Pauillac [10]. Ainsi, le rapport Précurseurs/Réactifs alcalins est fixé à 30% en masse. On considère comme précurseurs, les sédiments de Pauillac à une teneur en eau de 30% et une densité de 1,45 g/cm<sup>3</sup>. Les réactifs alcalins utilisés sont une combinaison d'une solution d'hydroxyde de sodium (NaOH) de densité 2,13 g/cm<sup>3</sup> et de silicate de sodium (Na<sub>2</sub>SiO<sub>3</sub>) de densité 1,55 g/cm<sup>3</sup>. Le NaOH a été utilisé sous forme de pastille à 97% de pureté et le Na<sub>2</sub>SiO<sub>3</sub> utilisé est fourni par Xatico Benelux France et provient de la gamme Géosil B47T avec un rapport molaire  $M_s = \text{SiO}_2/\text{Na}_2\text{O}$  de 1,7. Le Na<sub>2</sub>SiO<sub>3</sub> est composé de 44% d'eau et 56% de solide. La solution est obtenue par dissolution de 160g de pastilles de NaOH solide dans un litre de solution de Na<sub>2</sub>SiO<sub>3</sub> afin de diminuer le rapport  $M_s$  de la solution à 1,2 selon un optimum identifié dans les précédentes études [11]. Le volume et le ratio Eau/Solide sont constants et sont à 1 m<sup>3</sup> et 0,45 respectivement. Une première formulation de sédiments à base de géopolymères (GSB) a été établie à l'aide de cette méthodologie. Par la suite, afin d'améliorer certaines caractéristiques, notamment le retrait, des mélanges avec 10% de MK (GSB\_MK) et 10% de GGBFS (GSB\_GGBFS) ont été formulées. La formulation de référence (OPC) est un mélange de 80% de sédiments et de 20% de ciment Portland PM conventionnel. Elle permet de comparer les performances des sédiments lorsqu'ils sont traités avec du ciment ou des réactifs alcalins. Les formulations sont détaillées dans le Tableau 2.

**TABLEAU 2. Formulations des mortiers étudiés**

Formulations	Proportions (g)						
	Sédiments		OPC	GGBFS	MK	NaOH	Na <sub>2</sub> SiO <sub>3</sub>
	Solide	Eau					
GSB	796,6	341,4	-	-	-	14,4	153,1
OPC	777,8	333,4	82,1	-	-	13,4	153,8
GSB_GGBFS	777,4	333,2	-	85,6	-	13,3	153,9
GSB_MK	771,6	330,7	-	-	84,9	13,3	152,7

### C. Méthodes

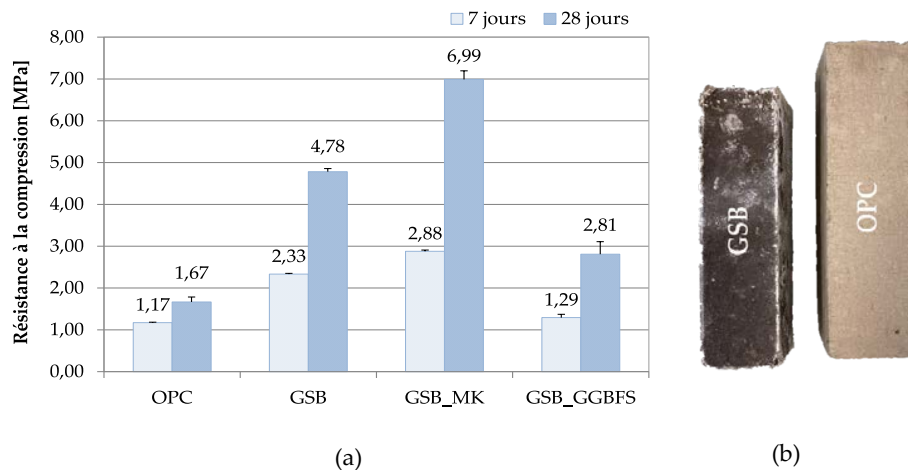
Les mortiers ont été confectionnés selon la norme NF EN 196-1 dans un malaxeur de 5 L. Les mélanges ont été versés dans des moules standards de 4x4x16 cm<sup>3</sup> puis montés avec une table vibrante. Les éprouvettes ont été démoulées au bout de 48 h puis conservées dans une salle de conservation à 20°C et à une humidité relative supérieure à 60 %. Les mesures de la résistance à la compression ont été réalisées selon la norme NF EN 1015-11 avec une presse électromécanique d'une capacité de 100 kN et une vitesse de chargement constante de 0,6 mm/min. La porosité a été évaluée par porosimétrie par intrusion de mercure. Les caractérisations chimiques (MEB et EDS) ont été réalisées à l'aide de la Plateforme Aquitaine de Caractérisation des Matériaux (PLACAMAT). L'observation a été faite avec un microscope MEB EVO 50 sur les éprouvettes mises en cure pendant 28 jours.

## III. VALIDATION DES PROPRIETES MECANIQUES

### A. Etude macroscopique

La Figure 1 (a) présente les valeurs de la résistance à la compression à l'âge de 7 et 28 jours des mortiers étudiés ainsi que l'apparence visuelle des éprouvettes. Les mortiers les plus performants

sont le GSB et le GSB\_MK avec des valeurs, à 28 jours, de 4,78 MPa et 6,99 MPa respectivement. Des résistances à 28 jours moins importantes ont été observées pour les formulations utilisant des matériaux supplémentaires à fortes teneurs en CaO (GSB\_GGBS). OPC atteint 1,67 MPa et GSB\_GGBFS 2,81 MPa à 28 jours. Ces résultats sont en accord avec la littérature où l'ajout de matériaux à haute teneur en calcium (CaO) dans les systèmes géopolymères a été préjudiciable au développement des résistances [12-13]. Les réactions de géopolymérisation reposent principalement sur la consommation d'ions Si et Al. Ainsi, l'utilisation de réactifs alcalins pour le développement de performance mécanique dans des mortiers à base de sédiments de dragage non traités est préférable qu'un traitement au ciment qui permet d'atteindre des résistances à 28 jours 65% plus faible. La Figure 1 (b) montre des différences dimensionnelles visuelles notables entre les éprouvettes GSB et OPC où l'éprouvette GSB présente un retrait important causée par le séchage. La stabilité dimensionnelle n'est donc pas assurée lors de la géopolymérisation. Cependant, le retrait important de l'éprouvette GSB peut expliquer les meilleures résistances dû à une matrice plus dense et plus compacte.



**FIGURE 1. (a) Résistance mécanique à la compression à l'âge de 28 jours et (b) photo des éprouvettes**

Les structures poreuses des géopolymères durcis pendant 28 jours ont été déterminés et sont présentées dans la Figure 2 (a). La distribution des tailles des pores pour GSB, OPC, GSB\_MK et GSB\_GGBFS varie de 10 à 0,01  $\mu\text{m}$ . L'ajout de ciment conduit à deux familles de tailles de pores, avec un maximum entre 7  $\mu\text{m}$  et 4  $\mu\text{m}$  puis de 4  $\mu\text{m}$  à 0,01  $\mu\text{m}$  par rapport à l'échantillon GSB, avec une distribution distincte entre 6 et 0,2  $\mu\text{m}$ , impliquant la variation de la nature des gels dans la structure. Une observation similaire pour le GSB\_GGBFS avec des tailles de pores comprise autour de 1  $\mu\text{m}$  et entre 0,3 et 0,1  $\mu\text{m}$ . L'ajout de MK conduit à une porosité plus fine et plus homogène indiquant un raffinement efficace de la porosité. L'ajout d'OPC et de GGBFS permet la fabrication de gels de type C-S-H avec une meilleure capacité de remplissage d'espace. Les valeurs de porosité totale sont de 51,52% pour OPC et 42,49% pour GSB\_GGBFS tandis que GSB et GSB\_MK ont des valeurs respectives de 39,43% et 38,20%. L'ajout de MK affine les micro-pores formés lors de la géopolymérisation qui permet de développer de meilleures résistances à la compression à 28 jours. Le retrait le plus faible est obtenu pour GSB\_MK, qui réduit le retrait, en comparaison avec GSB, de 58 %. GSB\_MK a une composition d'aluminosilicate comme le sédiment, ce qui facilite les réactions et favorise la formation d'une structure plus dense. OPC, en revanche, permet une réduction moins importante du retrait avec une réduction de 20%. Les mêmes observations s'appliquent à GSB\_GGBFS, où la réduction est égale à 32 %.

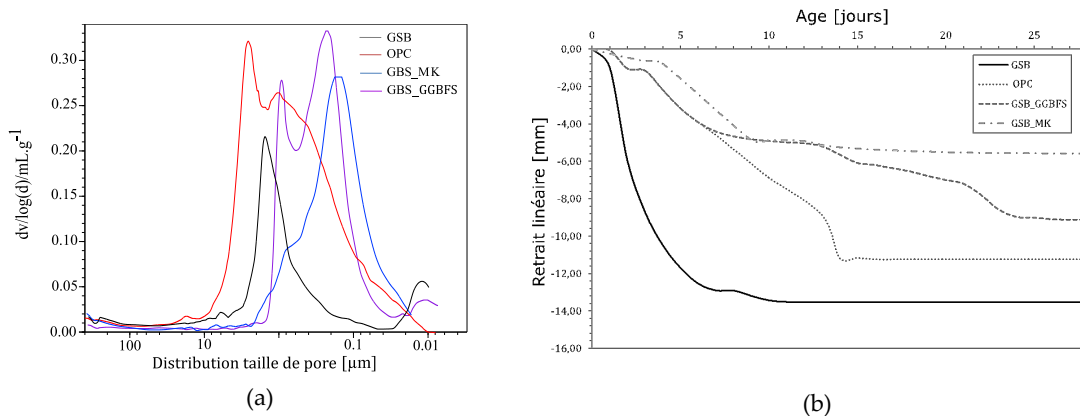


FIGURE 2. (a) Distribution des réseaux poreux à l'âge de 28 jours et (b) retrait des éprouvettes

B. Etude microscopique

La Figure 3 présente les images MEB des formulations GSB, GSB\_GGBF et GSB\_MK ainsi que les résultats EDS qui permettent de déterminer la composition élémentaire des produits observés et de conclure sur leur nature.

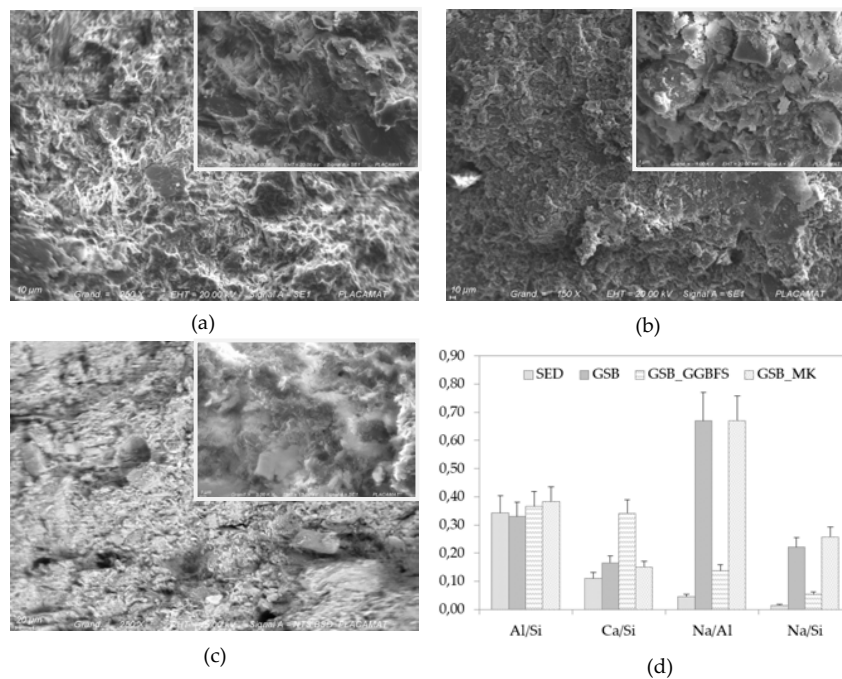


FIGURE 3. Images MEB des éprouvettes GSB (a), GSB\_GGBFS (b) et GSB\_MK (c) et Composition élémentaire (%massique) des liants à l'âge de 28 jours (d)

L'évolution des ratios élémentaires après l'ajout de réactifs alcalins en fonction des ratios initiaux des sédiments a ainsi pu être comparée. Plusieurs sites ont été évalués dus à l'hétérogénéité de la matrice et les résultats présentés sont la moyenne des quantifications élémentaires réalisées afin d'observer une tendance d'évolution des ratios. Les images MEB montrent des structures gélyfiées caractéristiques de la géopolymérisation. Les structures pour GSB, GSB\_GGBFS et GSB\_MK sont similaires et permettent de confirmer que les sédiments ont donc participé activement aux réactions de géopolymérisation et peuvent être considérés comme des précurseurs potentiels au

processus. L'augmentation des ratios Na/Al et Na/Si a permis le développement d'une matrice géopolymère pour les systèmes GSB et GSB\_MK. Pour GSB\_MK. L'augmentation de ces ratios est liée à l'ajout de quantité plus importante d'Al et Si favorisant ainsi les résistances mécaniques. L'importance du rapport molaire Al/Si et Na/Al lors de la dissolution alcaline indique que la résistance à la compression est le résultat de réactions complexes entre les différentes phases du sédiment, les réactifs alcalins et les matériaux supplémentaires.

#### IV. ANALYSE DU CYCLE DE VIE DES LIANTS

L'objectif de cette étude est de valider les performances écologiques des différents mortiers étudiés. L'unité fonctionnelle retenue dans cette étude est la fabrication de 1 m<sup>3</sup> de mortier à résistance mécanique de 1,5 MPa minimum pour la fabrication de coulis de comblement ou de béton compacté routier. Les premières parties du cycle de vie ont été considérées dans cette étude avec une approche "du berceau à la porte". Les frontières du système sont donc l'extraction et la production de matériaux. Le dragage et le traitement des sédiments ainsi que l'énergie de transport et de fabrication nécessaire sont pris en compte. Les autres processus liés à la mise en œuvre sur site, à la durabilité, à la fin de vie et au recyclage n'ont pas été pris en compte. Les scénarios des différents mortiers ont été établis selon les normes ISO 14 040 et ISO 14 044 et ont été modélisés dans SimaPro à l'aide de la base de données EcoInvent 3.2. Les calculs ont été réalisés selon la méthode NF EN 15804+A1/CN (2014) et CML-IA (2016). Les hypothèses de distance liées au transport des matériaux sont présentées dans le Tableau 3.

**TABLEAU 3. Hypothèses de transport de l'étude**

Matériaux	Fournisseurs	Distance	Mode
Ciment Portland	Lafarge (France - Bassens)	1,4km	Route
NaOH	Sigma Aldrich (Allemagne)	1146km	Route
Na <sub>2</sub> SiO <sub>3</sub>	Xatico (Espagne - Sant Gugat del Vallès)	638km	Route
Metakaolin	Argeco (France - Fumel)	173km	Route
Laitier de Hauts Fourneaux	Ecozem (France - Fos sur mer)	604km	Route
Sédiments			
<i>Aller-Retour Terminal Bassens - Pauillac</i>	-	75km	Estuaire
<i>Déchargement - Zone de dépôt</i>	-	0,2km	Route
<i>Zone de dépôt - Usine Béton</i>	-	48,8km	Route

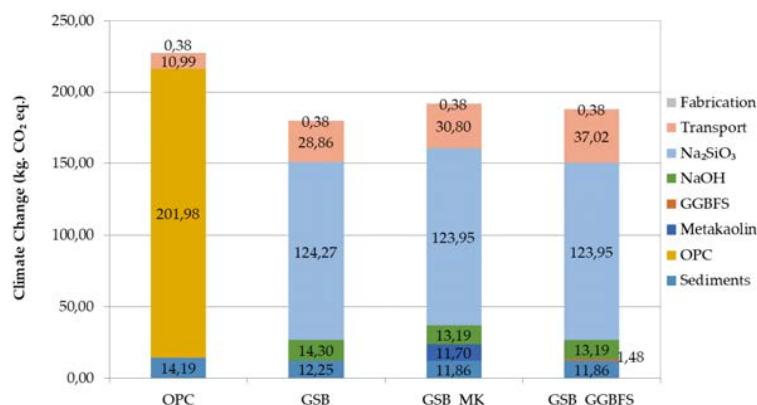
Le Tableau 4 présente les valeurs d'impact calculées suite à la production de 1 m<sup>3</sup> des formulations comparées dans cette étude. Si les scores CO<sub>2</sub> sont avantageux pour les mortiers géopolymères, il existe plusieurs impacts environnementaux liés à l'analyse du cycle de vie où les géopolymères ont des scores plus élevés qu'OPC. Parmi ces catégories, les différences les plus significatives sont observées pour l'appauvrissement en ozone et l'appauvrissement en minéraux et métaux. GSB, GSB\_MK et GSB\_GGBFS ont un potentiel d'épuisement 7 fois plus élevé que l'OPC et des valeurs d'épuisement fossiles 12 fois plus élevées. Pour les catégories Acidification (A), Eutrophisation (E) et Formation photochimique d'ozone (POF), les valeurs d'impact sont relativement les mêmes pour GSB et GSB\_MK et sont de 47 % à 68 % supérieures à OPC. Ces résultats sont à mettre en perspective des hypothèses choisies qui ne prennent actuellement pas en compte plusieurs paramètres notamment les différences de résistances mécaniques entre OPC (1,67 MPa) et les éprouvettes géopolymérisées (GSB = 4,99 MPa, GSB\_MK = 6,99 MPa et GSB\_GGBFS = 2,76 MPa). Cette différence implique l'utilisation de plus de ciment pour atteindre les mêmes résistances ce qui modifiera en conséquence les résultats ACV obtenus. De plus, l'extraction des sédiments a été pris en compte or, pour les ports, le dragage des sédiments et dans certains cas leur évacuation à terre est une opération vitale pour maintenir la navigabilité

dans les estuaires. Ainsi, leur impact ne devrait pas être pris en compte et l’aspect bénéfique de réutilisation des sédiments devraient être ajouté tout comme celui de l’utilisation des additions cimentaires supplémentaires. De plus, comme le souligne Davidovits, la comparaison de la fabrication de mortiers à base de ciment à celle des géopolymères est biaisée puisque l’industrie cimentière est, depuis 170, implantée en France avec plusieurs centaines de cimenteries et de terminaux de transport ce qui implique un approvisionnement de proximité aisé en France. Dans un souci de comparaison et en prévision des forces du marché, les nouveaux impacts des mortiers géopolymères doivent être calculés en supposant des fournisseurs proches.

**TABLEAU 4. Résultats d’impacts pour l’ACV**

Catégorie d'impact	Unité	OPC	GSB	GSB_MK	GSB_GGBFS
Acidification	kg.SO <sub>2</sub> .eq.	0.57	1.06	1.08	1.09
Appauvrissement couche d'ozone	kg.CFC-11.eq.	1.02E-05	7.48E-05	7.64E-05	7.58E-05
Eutrophication	kg.PO <sub>4</sub> .eq.	0.14	0.44	0.43	0.44
Formation d'ozone photochimique	kg.ethylene.eq.	0.02	0.05	0.05	0.05
Changement Climatique	kg.CO <sub>2</sub> .eq.	227.53	180.06	191.88	187.88
Utilisation des ressources, fossiles	MJ	1154.05	2352.04	2565.76	2479.14
Utilisation des ressources, minéraux et métaux	kg.antimony.eq.	1.04E-04	1.27E-03	1.26E-03	9.60E-03

La Figure 5 présente en détail les résultats obtenus pour l’impact de l’ACV sur le changement climatique avec un détail des contributions de chaque processus pour chaque formulation. OPC a un facteur d’impact de 227,56 kg·CO<sub>2</sub>.eq dont la grande majorité est représentée par le ciment qui émet 201,98 kg·CO<sub>2</sub>.eq par m<sup>3</sup> de mortier produit. Pour les mortiers à base de réactifs alcalins, le silicate représente la plus grande source de kg·CO<sub>2</sub>.eq. GSB émet 180,062 kg·CO<sub>2</sub>.eq dont 124,27 kg·CO<sub>2</sub>.eq émis par le silicate. La somme des taux de contribution des deux alcalis représente au total 138,57 kg·CO<sub>2</sub>.eq par mètre cube de mortier et représente ainsi 77 % des émissions totales. Ainsi, bien que significatif, le transport ne représente pas de verrou pour la commercialisation des géopolymères à l’heure actuelle. Le facteur le plus important sur lequel les études ultérieures devront se concentrer afin de diminuer l’impact global des géopolymères sont les activateurs en choisissant des réactifs alcalins plus écologiques. Les mêmes observations s’appliquent au GSB\_MK où l’ajout de métakaolin augmente l’impact carbone de 11,82 kg·CO<sub>2</sub>.eq.



**FIGURE 5. Contribution de chaque procédé sur le changement climatique pour les mortiers étudiés**

**CONCLUSION**

Les présents résultats mettent en avant la viabilité d'utilisation des sédiments de dragage dans des matrices géopolymères. Une résistance optimale est obtenue lorsque du métakaolin est utilisé en complément d'une solution de NaOH et de Na<sub>2</sub>SiO<sub>3</sub> avec une valeur de 6,99 MPa contre 1,69 MPa pour un traitement au ciment. Le développement d'une matrice géopolymère a été observé par analyse MEB et montre l'influence de la quantité de Si et Al sur les réactions produites. Le développement de coulis de comblement, de béton de mousse ainsi que de béton compacté routier ont été envisagés comme de possibles applications pour la suite du projet. De plus, une ACV a permis de quantifier l'impact de chaque formulation en mettant en lumière l'aspect bénéfique de la géopolymérisation sur le bilan carbone des solutions mais détrimentaire sur les autres catégories d'impacts avec les hypothèses choisies dans cette étude. Les perspectives seront donc l'affinement de l'étude ACV avec les limites décrites, la prise en compte de la variabilité des sédiments, l'influence de la matière organique ainsi que l'étude de la durabilité des mortiers géopolymérisés et leur capacité à immobiliser les traces de métaux lourds qui peuvent être présents.

## REFERENCES

- [1] Davidovits, J., 2005. Geopolymers: Inorganic polymeric new materials. *J. Therm. Anal. Calorim.* 37,1633–1656
- [2] Davidovits, J. Geopolymer cement a review. *Inst. Géopolimère 2013*, 21, 1–11, St. Quentin, France. Available online: <http://www.geopolymer.org> (accessed on 13 March 2022)
- [3] Turner, L.K., Collins, F.G., 2013. Carbon dioxide equivalent (CO<sub>2</sub>-e) emissions: A comparison between geopolymer and OPC cement concrete. *Constr. Build. Mater.* 43, 1256  
130.<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.01.023>
- [4] Assi, L.N., Carter, K., Deaver, E. and Ziehl, P. (2020). Review of availability of source materials for geopolymer/sustainable concrete. *Journal of Cleaner Production*, 263, p.121477.
- [5] Ferone, C., Colangelo, F., Cioffi, R., Montagnaro, F., Santoro, L., 2013. Use of reservoir clay sediments as raw materials for geopolymer binders. *Adv. Appl. Ceram.* 112, 184
- [6] Karam, R., Paris, M., Deneele, D., Wattez, T., Cyr, M. and Bulteel, D. (2021). Effect of sediment incorporation on the reactivity of alkali-activated GGBFS systems. *Materials and Structures*, 54(3).
- [7] Lirer, S., 2017. Mechanical and chemical properties of composite materials made of dredged sediments in a fly-ash based geopolymer. *J. Environ. Manage.* 7
- [8] Peirce, S., Santoro, L., Andini, S., Montagnaro, F., Ferone, C. and Cioffi, R. (2015). Clay sediment geopolymerization by means of alkali metal aluminate activation. *RSC Advances*, 5(130), pp.107662–107669. doi:10.1039/c5ra22140d.
- [9] Mostefa, F., Bouhamou, N.E., Aggoune, S., Mesbah, H., 2019. Elaboration of geopolymer cement based on dredged sediment. *Journal of Materials and Engineering Structures* 6 (2019)
- [10] Monteiro, L., Saiyouri, N., Yanez-Godoy, H., & Saliba, J. (2022). Développement d'un liant écologique par géopolymérisation des sédiments de dragage non-traités, *Academic Journal of Civil Engineering*, 40(1)
- [11] Monteiro, L., Saiyouri, N., Yanez-Godoy, H., & Saliba, J. (2022). Optimisation par plan de mélange de la résistance mécanique d'un liant géopolymère à partir de sédiment de dragage. *Academic Journal of Civil Engineering*, 40(1)
- [12] Zhao, X., Liu, C., Zuo, L., Wang, L., Zhu, Q. and Wang, M. (2019). Investigation into the effect of calcium on the existence form of geopolymerized gel product of fly ash based geopolymers, *Cement and Concrete Composites* 103, 279-292
- [13] Yip, C. K., Lukey, G. C., Provis, J. L. and van Deventer, J. S. J.: Effect of calcium silicate sources on geopolymerisation, *Cement and Concrete Research*, 38(4), 554-564 (2008)

# Méthodes expérimentales et théoriques d'estimation de la performance d'une chaussée bitumineuse à partir de l'analyse de ses bitumes extraits

**Rodrigo Shigueiro SIROMA**

*Université Gustave Eiffel, Département MAST, Allée des Ponts et Chaussées, 44344, Bouguenais, France*

**RESUME** Le vieillissement des bitumes rend les enrobés plus susceptibles aux fissurations. Inscrite dans le projet MOVEDVDC, soutenu par l'ANR, cette thèse vise à proposer des outils pour mieux estimer la performance résiduelle des enrobés à partir des propriétés de ses bitumes extraits. La courbe maîtresse de l'angle de phase des bitumes s'est avérée très sensible au vieillissement et des méthodes statistiques multivariées ont été utilisées pour exploiter son potentiel. En revisitant la  $\delta$ -méthode, les résultats de ces analyses statistiques ont permis de proposer un nouvel indice qui quantifie l'incidence des agglomérations moléculaires à travers la rhéologie des bitumes. De plus, des corrélations satisfaisantes avec la performance des enrobés à basse température sont observées.

**Mots-clefs** vieillissement de bitume, rhéologie, agglomération moléculaire, performance des enrobés

## I. INTRODUCTION ET BIBLIOGRAPHIE

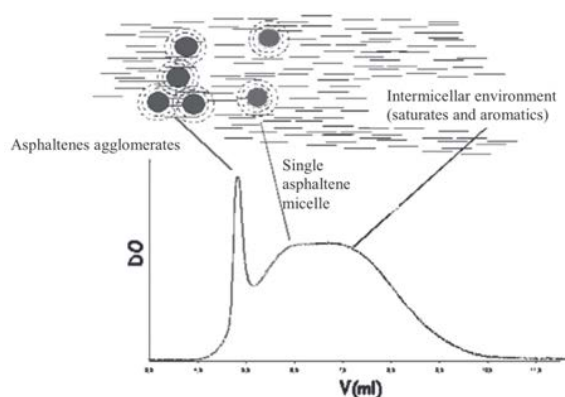
Le bitume est un produit issu du raffinage du pétrole. Il est le principal matériau employé en technique routière pour lier les granulats entre eux et ainsi fabriquer des enrobés bitumineux. Le bitume est majoritairement utilisé dans des techniques dites « à chaud », où aux températures autour de 160°C le bitume est suffisamment fluide, ce qui lui permet d'être pompable, maniable et « d'enrober » les granulats. En refroidissant, le bitume durcit et à très basse température il se comporte comme un solide vitreux élastique. Ce large spectre de comportements est dû à la thermo-viscoélasticité du bitume, où son comportement est fortement dépendant à la fois de la température et de la vitesse de chargement (plus le temps de sollicitation est long, plus le bitume se comporte comme un matériau visqueux et vice versa).

Pour cette raison, la plupart des spécifications rationnelles (Anderson et al., 1994) ainsi que des critères de fin de vie (Groupe National Bitume, 1999; Rowe, 2011) visant à contrôler la qualité des bitumes pour assurer une durabilité optimale des chaussées sont basées sur les propriétés rhéologiques des bitumes. L'altération des propriétés rhéologiques qui peuvent avoir lieu sont généralement indésirables car cela peut engendrer une réduction de la performance des enrobés et, par conséquent, une détérioration plus rapide des chaussées. Ces changements se produisent en raison de la nature organique intrinsèque des bitumes, ce qui les rend très sensible au vieillissement oxydatif. Ces changements sont irréversibles car ils interviennent au niveau de la microstructure chimique des bitumes.



En raison de sa complexité, le bitume est souvent fractionné en groupes chimiques génériques en fonction de leurs solubilités dans des solvants de différentes polarités : Saturés, Aromatiques, Résines et Asphaltènes. Cependant, le bitume peut être aussi considéré comme un continuum où une augmentation progressive de la masse moléculaire et de la polarité sont observées, des saturés aux asphaltènes. Les saturés, aromatiques et résines forment la partie huileuse du bitume appelée maltène. Les asphaltènes ont un aspect solide friable et représentent la fraction la plus polaire et lourde du bitume, avec une masse moléculaire d'environ 750g/mol (Mullins, 2011).

La structure colloïdale traditionnellement utilisée pour décrire la microstructure du bitume se compose de micelles d'asphaltène (molécules d'asphaltènes couvertes par résines) dispersées dans la phase huileuse malténique (Fig. 1). Le vieillissement oxydatif fait augmenter la polarité de la phase malténique et favorise l'agglomération des micelles d'asphaltène. Cela provoque une réduction de la mobilité entre les molécules qui engendre une augmentation de la viscosité et diminue ainsi la capacité des bitumes à disperser les contraintes mécaniques et thermiques.



**FIGURE 1.** Structure colloïdale du bitume et sa distribution moléculaire (Cheung and Cebon, 1997)

L'un des principaux facteurs de dégradation des chaussées, le vieillissement se produit dès la fabrication des enrobés chauds en usine jusqu'à la fin de vie d'une chaussée. En fonction des conditions sous lesquelles les enrobés sont exposés, le vieillissement est traditionnellement classé en court et long terme. Le premier se passe à températures supérieures à 100°C lors de l'enrobage jusqu'à la mise en œuvre sur le terrain. Lors de cette première phase, une forte oxydation des structures chimiques des bitumes est observée. Dans la deuxième phase, le vieillissement se déroule à température ambiante, et la vitesse d'oxydation est plus lente.

Afin de mieux comprendre le phénomène de vieillissement ainsi que ses impacts sur la performance des enrobés, un projet de recherche soutenu par l'Agence Nationale de la Recherche (ANR) appelé MOdélisation du Vieillissement et de l'Endommagement pour l'évaluation de la Durée de Vie Des Chaussées (MOVEDVDC) a été créé. Ce projet réunit 4 établissements académiques (Université Gustave Eiffel, INSA Strasbourg, Université de Limoges et École Supérieure des Travaux Publics – ESTP) et 4 entreprises (TotalEnergies, Eurovia, Eiffage et Spie Batignolles Malet). MOVEDVDC se concentre sur l'évaluation des propriétés mécaniques résiduelles des enrobés présents dans les couches d'assises (usuellement formées par la couche

de base et de fondation qui sont les couches structurantes d'une chaussée) et de leurs évolutions au fil du temps. Cette thèse s'inscrit dans le cadre de la tâche 3 de MOVEDVDC, sur l'analyse des liants, et vise à proposer des outils pour mieux évaluer la performance résiduelle des enrobés en fonction des propriétés de leurs bitumes extraits.

## II. MÉTHODOLOGIE

### A. Matériaux et protocoles de vieillissements

Une campagne multi-échelle a été proposée pour mieux comprendre le vieillissement. Les références des bitumes et des enrobés sont présentées entre parenthèses tout au long des prochains paragraphes. Les éprouvettes d'enrobés ont les mêmes références que celles des bitumes correspondants avec le préfixe « M\_ » pour les distinguer. Au total, 38 bitumes et 8 enrobés ont été caractérisés dans cette étude.

A l'échelle du liant, un bitume pur 35/50 à l'état neuf (bitume A\_Fr) a été vieilli à court terme à travers l'essai *Rolling Thin-Film Oven* (RTFOT) (bitume A\_RT) qui expose le bitume à l'air pulsé à 163°C pendant 75 minutes. Ensuite, le bitume est récupéré pour subir un vieillissement à long terme de façon accélérée via l'essai *Pressure Aging Vessel* (PAV) où le bitume subit 2.1 MPa de pression à 100°C pendant 20 (bitume A\_1P) et 40 (bitume A\_2P) heures pour forcer un niveau d'oxydation que le bitume peut atteindre au cours des années en service dans une chaussée.

A l'échelle de l'enrobé, le bitume A a été utilisé pour fabriquer des Graves Bitumes de classe 3 (GB3), une formule d'enrobé largement employée dans la couche d'assise structurante, avec deux types de granulats : diorite (bitume AD) et calcaire (Bitume AL et mélange bitumineux M\_AL). Ces 2 formules de GB3 ont été vieilles foisonnées en laboratoire à travers la procédure RILEM proposée par (Roche et al., 2009) dont le protocole est illustré dans la Fig. 2.

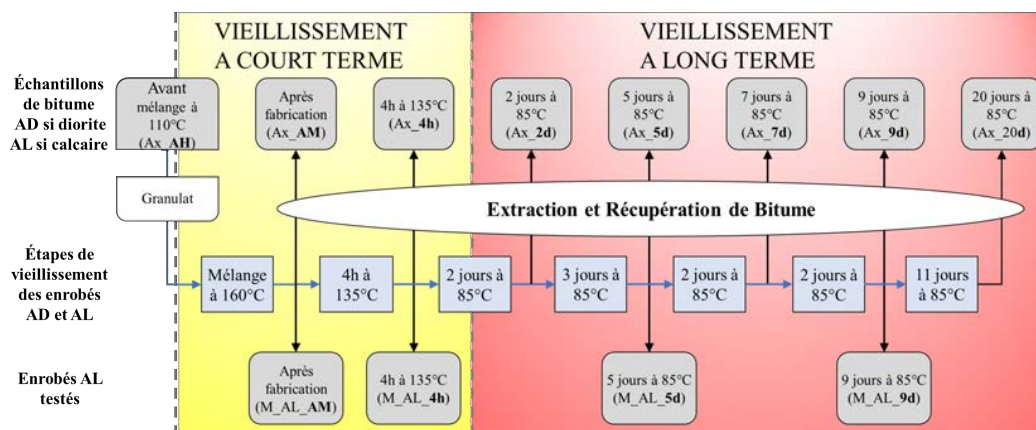


FIGURE 2. Protocole RILEM de vieillissement des enrobés foisonnés

Et enfin, à l'échelle de la structure, 4 sites expérimentaux (Tableau 1) âgés d'environ 20 ans ont rigoureusement été sélectionnés pour prélever des enrobés des couches intégrant la couche d'assise. Les critères utilisés pour sélectionner ces 4 sections sont les suivants : Les couches de

base et de fondation doivent être une GB3 formulée avec un bitume pur 35/50 avec une épaisseur supérieure ou égale à 10cm et le trafic des sections doivent être au moins de classe T2 (soit supérieur à 150 poids lourds par jour). Dans chaque section expérimentale, les enrobés ont été prélevés dans une zone circulée (référéncés avec le suffixe « T ») et dans une zone non circulée (à l'extérieur des bandes de roulements, référéncés avec le suffixe « U »). En plus des bitumes extraits de ces enrobés, les enrobés de la couche de fondation des zones circulée et non circulée de Dijon (échantillons M\_DB2T et M\_DB2U) ainsi que ceux des deux couches de la zone circulée de Nantes (échantillons M\_NB2T et M\_NB3T) ont été également étudiés.

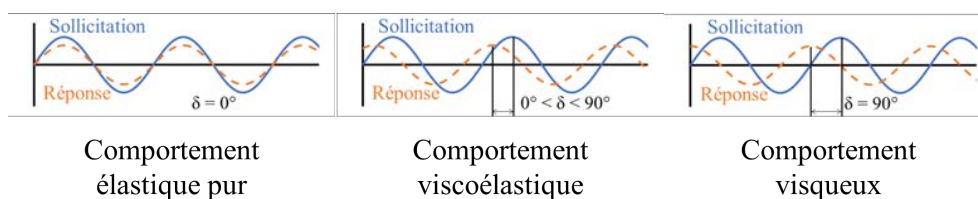
TABLEAU 1. Sections routières étudiées

Section	Strasbourg (A35) (Innenheim – Niedernai)	Dijon (RD700) (Arc-sur-Tille – Dijon)	Montpellier (RD14) (Maraussan – Cazouls-lès-Béziers)	Nantes (Manège de Fatigue – anneau B) (Bouguenais)
Âge	16 ans	17 ans	15 ans	22 ans
Structure des sections routières (couches étudiées en rouge)	<p>éch. : <b>SB1U</b> et <b>SB1T</b>  <b>C. FONDATION (B2)</b>            GB3 (12cm)            éch. : <b>SB2U</b> et <b>SB2T</b>  <b>C. FORME</b>            GNT (12cm)</p>	<p>GB3 (9cm (U)/ 11cm (T))            éch. : <b>DB1U</b> et <b>DB1T</b>  <b>C. FONDATION (B2)</b>            GB3 (9cm (U)/ 12cm (T))            éch. : <b>DB2U</b> et <b>DB2T</b>  <b>C. FORME</b>            Sol traité (35 cm)</p>	<p><b>C. ROULEMENT</b>            BB (06cm)  <b>C. BASE (B1)</b>            GB3 (10cm (U)/ 8cm (T))            éch. : <b>MB1U</b> et <b>MB1T</b>  <b>C. FORME</b>            GNT (35cm)</p>	<p>éch. : <b>NB2U</b> et <b>NB2T</b>  <b>C. FONDATION (B3)</b>            GB3 (15cm)            éch. : <b>NB3U</b> et <b>NB3T</b>  <b>C. FORME</b>            GNT (40 cm)</p>

*B. Rhéologie des bitumes (essai et modélisation des données expérimentales)*

Le test cyclique sinusoïdal de balayage en fréquence à plusieurs températures a été effectué à l'aide d'un rhéomètre *Métravib Dynamic Mechanical Analysis* (DMA) pour évaluer la rhéologie des bitumes de l'étude. Avec un niveau de déformation contrôlé, le module complexe et l'angle de phase (déphasage entre la sollicitation imposée par rapport à la réponse du matériau comme montre la Fig. 3) ont été mesurés de 1 à 80Hz à des températures allant de -15 à 60°C. Le *Métravib DMA* calcule le module complexe en mode traction-compression ( $E^*$ ) à basse température, de -15 à 20°C, et en mode cisaillement annulaire ( $G^*$ ) à haute température, de 20 à 60°C. La conversion de  $|G^*|$  à  $|E^*|$  est faite en considérant un coefficient de Poisson de 0,5.

Le même jeu de fréquences a été utilisé à chaque température testée résultant ainsi en plusieurs courbes isothermes qui sont utilisées pour construire les courbes maîtresses du module et de l'angle de phase de chaque bitume. La construction des courbes maîtresses consiste à fixer une température de référence ( $T_{ref}$ ) à partir de laquelle les isothermes adjacentes translatent horizontalement, au long de l'axe « fréquence », jusqu'à ce qu'il ait un recouvrement suffisant entre elles. Cette opération est effectuée successivement avec toutes les isothermes afin de générer une courbe lisse centrée autour de la  $T_{ref}$  permettant ainsi d'étudier le module et l'angle de phase dans une plage de fréquence beaucoup plus large que celle utilisée lors des essais. Dans cette étude,  $T_{ref}$  est égale à 0°C. Le modèle 2S2P1D (Olard and Di Benedetto, 2003) a été utilisé pour modéliser les données expérimentales.



**FIGURE 3.** Différents comportements en fonction du déphasage entre la sollicitation imposée et la réponse du matériau testé lors d'un essai cyclique sinusoïdal.

Plusieurs travaux précédents montrent que le comportement rhéologique du bitume est directement lié à sa microstructure. Dans ce cas, (Themeli et al., 2015; Zanzotto et al., 1999) ont proposé la  $\delta$ -méthode qui estime la distribution de masse moléculaire (DMM) d'un bitume donné en fonction de sa courbe maîtresse de l'angle de phase.

#### C. Résistance des enrobés aux basses températures (Thermal Stress Restrained Specimen Test – TSRST)

L'essai de retrait thermique empêché (TSRST) est un essai destructif largement utilisé pour évaluer la résistance au retrait thermique des enrobés à basse température. Ses éprouvettes sont cylindriques et son axe longitudinal est dans le même sens que la direction du compactage. Sur une presse hydraulique avec une enceinte climatique intégrée, l'éprouvette est d'abord collée entre deux pistons fixes pour empêcher sa contraction thermique lorsque la température diminue à une vitesse de 10°C/heure. La contrainte cryogénique augmente dans l'échantillon lorsque la température diminue jusqu'à la fracture, où la contrainte ( $\sigma_{fra}$ ) et la température ( $T_{fra}$ ) sont enregistrées. Cinq répétitions ont été faites pour chaque enrobé.

### III. RÉSULTATS

En ce qui concerne la rhéologie de bitume, la Fig. 4 (a) illustre avec les 4 niveaux de vieillissement du bitume A la tendance observée pour tous les bitumes étudiés : le vieillissement entraîne une augmentation du module et une diminution de l'angle de phase. Dans ce cas, le bitume est de plus en plus durci au détriment de sa capacité de résister aux sollicitations thermiques et mécaniques sans fissurer. Les courbes maîtresses de l'angle de phase sont plus éloignées les unes des autres par rapport aux courbes du module, mettant ainsi plus en évidence la différence entre chaque état de vieillissement. Avec la  $\delta$ -méthode, le vieillissement se manifeste par une augmentation de l'incidence des molécules plus grandes en détriment de celles plus petites avec l'apparition d'une nouvelle population moléculaire d'environ 2000 g/mol (Fig. 4 (b)).

La courbe maîtresse de l'angle de phase est très pertinente pour suivre le vieillissement car elle allie une très bonne sensibilité aux changements chimiques et microstructurale, à l'intérêt d'extrapoler le comportement au-delà des limites des conditions d'essais. Afin d'exploiter son potentiel, des analyses statistiques multivariées telles que l'Analyse en Composantes Principales (ACP) et l'Analyse de Cluster Hiérarchique (ACH) ont été employées. En plus des bitumes caractérisés, 19 bitumes purs supplémentaires issus de la bibliographie (Krolkral et al., 2018; Themeli et al., 2016) ont été utilisés. Etant donné que la courbe maîtresse de l'angle de phase déterminée par le modèle 2S2P1D est relativement lisse, les valeurs à 8 fréquences, également

distribuées ( $10^{-11}$ ,  $10^{-9}$ ,  $10^{-7}$ ,  $10^{-5}$ ,  $10^{-3}$ ,  $10^{-1}$ ,  $10^1$  et  $10^3$  Hz), ont été choisies. L'ACP s'est avérée efficace en classant les bitumes horizontalement en fonction de leurs niveaux de vieillissement (Fig. 5(a)). Les bitumes non vieillis sont situés à droite et avec le vieillissement ils se déplacent vers la gauche avec une inflexion de ses trajectoires en passant par l'axe vertical. Avec l'ACH, les bitumes ont été classés en deux clusters qui correspondent de manière satisfaisante non seulement au point d'inflexion mais également au risque de dommage (imminence de fissuration) proposé par le paramètre Glover-Rowe (GRP) (Rowe, 2011) comme montre la Fig. 5(b).

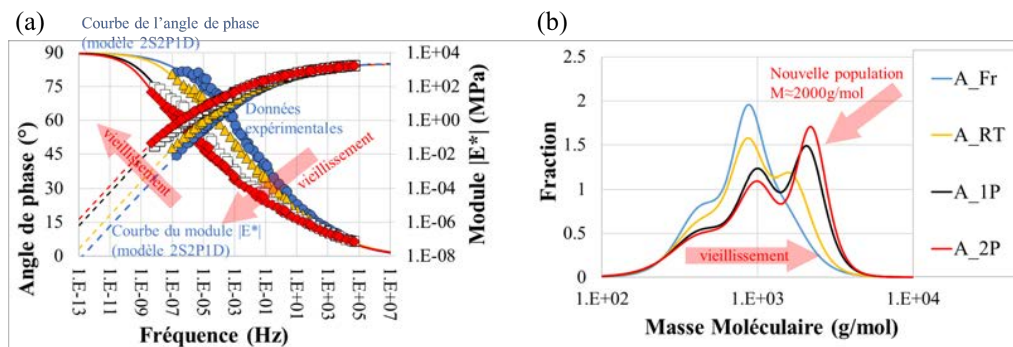


FIGURE 4. L'évolution du vieillissement du bitume A avec (a) les courbes maîtresses du module et de l'angle de phase et (b) la  $\delta$ -méthode

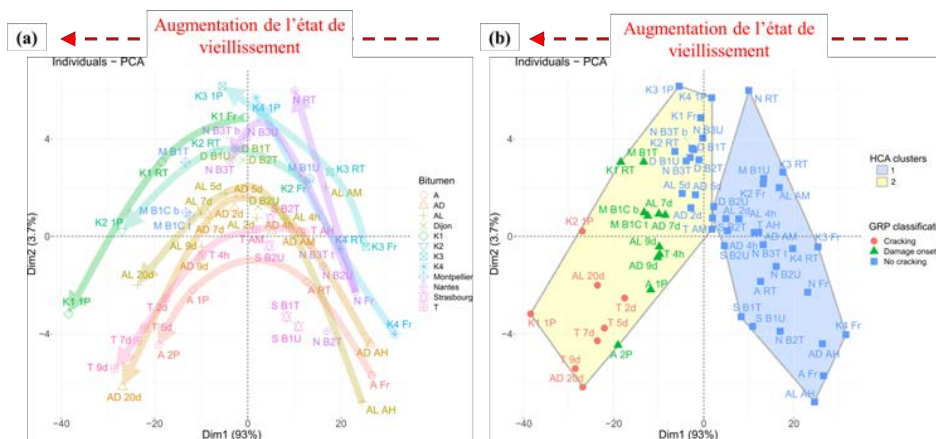
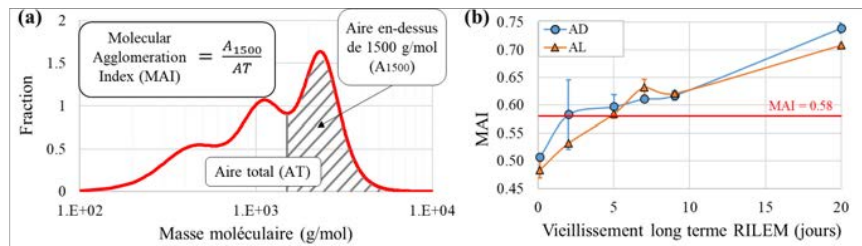


FIGURE 5. (a) ACP et les parcours de chaque bitume avec le vieillissement et (b) ACH et les 2 clusters en accord avec le risque de fissuration proposé par le paramètre GRP

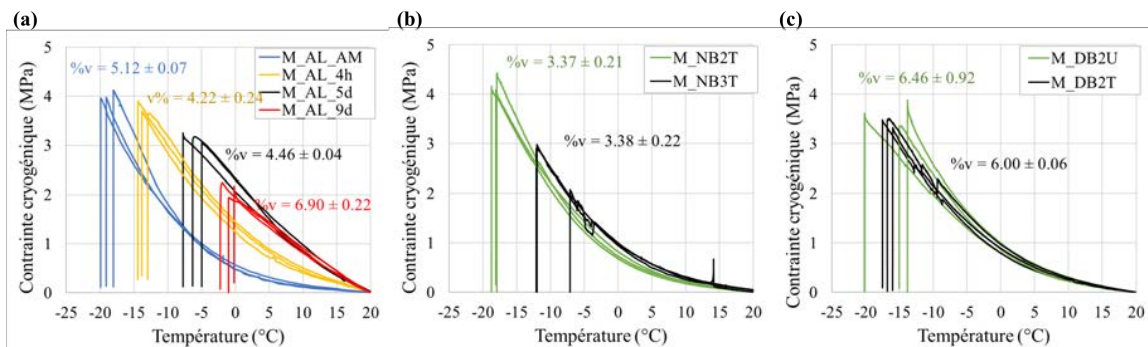
A partir de ces résultats, il est possible de constater qu'il existe une fréquence « pivot », liée au point d'inflexion observé par l'analyse ACP, qui est représentative de la variation la plus pertinente de la courbe maîtresse de l'angle de phase avec le vieillissement. Cette fréquence, à  $T_{ref} = 0^{\circ}C$ , est égale à  $f \approx 8,5 \cdot 10^{-6} Hz$ . En revisitant la  $\delta$ -méthode, cette fréquence correspond à environ 1500g/mol – valeur correspondante à l'association de deux ou trois molécules d'asphaltènes. Par conséquent, un indice simple pour quantifier l'incidence de l'agglomération des asphaltènes nommé « Molecular Agglomeration Index (MAI) » a été proposé. MAI est le ratio entre l'aire au-

dessus de 1500g/mol et l'aire total sous la courbe représentant la DMM via la  $\delta$ -méthode (Fig. 6(a)). La bonne corrélation du MAI avec d'autres critères de fin de vie répandus dans la littérature a permis la proposition d'une valeur seuil (MAI = 0,58) au-dessus de laquelle un bitume présente une susceptibilité accrue aux fissurations. La Fig. 6(b) montre l'augmentation du MAI pour les bitumes AD et AL durant le vieillissement RILEM à long terme à 85°C.



**FIGURE 6.** Indice MAI pour quantifier l'incidence d'agglomération moléculaire à partir de la rhéologie

Concernant la résistance des enrobés au retrait thermique à basse température, les enrobés ont tendance à se fracturer à des plus hautes températures après vieillissement. Aussi, les contraintes de fracture sont moins importantes après vieillissement comme montre la Fig. 7(a). En général, aux températures relativement hautes, l'éprouvette a une capacité de relaxation qui réduit quand la température diminue jusqu'au moment où des contraintes s'accumulent jusqu'à la rupture, comme observé dans la Fig. 7(b) et (c). Contrairement aux enrobés de Nantes et Dijon (vieillis naturellement), l'accumulation de la contrainte cryogénique des enrobés M\_AL\_5d et M\_AL\_9d vieillis en laboratoire est linéaire dès le début d'essai (Fig. 7(a)).



**FIGURE 7.** Résultats TSRST avec les teneurs en vide moyennes (%v) des éprouvettes : (a) enrobés AL vieillis en laboratoire, (b) enrobés de la couche de base et fondation de la zone circulée de Nantes et (c) enrobés de la couche de fondation de Dijon de la zone circulée et non circulée

L'analyse des relations entre les propriétés du bitume et de l'enrobé montre que le MAI présente une relation satisfaisante avec la température de rupture de l'essai TSRST (Fig. 8). Le critère MAI=0.58 correspond à une « accélération » de la  $T_{fra}$  ce qui montre bien qu'il est pertinent pour décrire globalement la capacité du matériau à relaxer les contraintes.

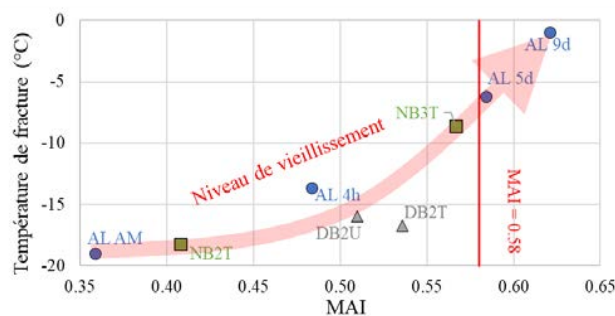


FIGURE 8. Température de fracture de l'essai TSRST versus MAI

#### IV. CONCLUSIONS

Une large gamme de matériaux, extraits sur site et vieillis en laboratoire, a été employé pour définir un nouveau critère lié au risque de fissuration et donc à la durabilité des chaussées. L'analyse statistique multivariée a permis de mettre en exergue la fréquence la plus pertinente de la courbe maîtresse de l'angle de phase des bitumes qui s'est avérée être un outil puissant pour suivre le vieillissement. De ces analyses, la  $\delta$ -méthode, qui permet d'estimer la DMM des bitumes, a été revisitée et un nouveau paramètre nommée MAI pour quantifier l'incidence de l'agglomération moléculaire sur le risque de fissuration est proposé. Le MAI présente des relations satisfaisantes avec la  $T_{fra}$  et ainsi avec la capacité de relaxation des enrobés étudiés.

#### REFERENCES

- Anderson, D.A., Christensen, D.W., Bahia, H.U., Dongre, R., Sharma, M.G., Antle, C.E., Button, J., 1994. Binder Characterization and Evaluation Volume 3: Physical Characterization.
- Cheung, C.Y., Cebon, D., 1997. Deformation Mechanisms of Pure Bitumen. *J. Mater. Civ. Eng.* 9.
- Groupe National Bitume, 1999. Étude de la fissuration par le haut des bétons bitumineux: suite de l'expérimentation "R.T.F.O.T." Laboratoire central des ponts et chaussées, Paris, France.
- Krolkral, K., Haddadi, S., Chailleux, E., 2018. Quantification of asphalt binder ageing from apparent molecular weight distributions using a new approximated analytical approach of the phase angle. *RMPD* 21, 1045–1060.
- Mullins, O.C., 2011. The Asphaltenes. *Annu. Rev. Anal. Chem.* 4, 393–418.
- Olard, F., Di Benedetto, H., 2003. General "2S2P1D" Model and Relation Between the Linear Viscoelastic Behaviours of Bituminous Binders and Mixes. *Road Mater. Pavement Des.* 4, 185–224.
- Roche, C. de la, Ven, M.V. de, Bergh, W.V. den, Gabet, T., Dubois, V., Porot, J.G.& L., 2009. Development of a laboratory bituminous mixtures ageing protocol, in: *Advanced Testing and Characterization of Bituminous Materials*, Two Volume Set.
- Rowe, G.M., 2011. Prepared discussion for the AAPT paper by Anderson et al.: Evaluation of the relationship between asphalt binder properties and non-load related cracking., in: *Journal of the AAPT 80*. Presented at the Asphalt Paving Technology, pp. 649–662.
- Themeli, A., Chailleux, E., Farcas, F., Chazallon, C., Migault, B., 2015. Molecular weight distribution of asphaltic paving binders from phase-angle measurements. *RMPD* 16, 228–244.
- Themeli, A., Marsac, P., Perez-Martinez, M., Krolkral, K., Chailleux, E., 2016. A new method to quantify and evaluate ageing state of asphalt from viscoelastic measurement, in: *Proceedings of the International ISAP Symposium*. Presented at the ISAP Symposium, International Society for Asphalt Pavement (ISAP), Jackson, Wyoming, USA, p. 14.
- Zanzotto, L., Stastna, J., Ho, S., 1999. Molecular weight distribution of regular asphalts from dynamic material functions. *Mater. Struct.* 32, 224–229.

# Suffusion under different stress states

B. Oli\*

1 Nantes Université, École Centrale Nantes, CNRS, GeM, UMR 6183, F-44600 Saint-Nazaire, France

\* [bikram.oli@univ-nantes.fr](mailto:bikram.oli@univ-nantes.fr)

## ABSTRACT

Internal erosion, caused by the movement of soil particles within a dam's embankment or foundation due to seepage, is a leading cause of dam failures worldwide. One mechanism of internal erosion is suffusion, which is the simultaneous detachment, transportation, and potential self-filtration of fine particles through pore spaces. To better understand this process, a modified triaxial bench was designed and commissioned. The device is able to apply head-controlled downward seepage flow at a specific stress state and independently control the stress state and the hydraulic loadings path. This study investigates the influence of various stress states on the initiation and development of suffusion in a gap-graded cohesionless soil using the modified triaxial erodimeter. The results show that the influence of the stress state on the erodibility classification is limited.

## Keywords

Internal erosion, Suffusion, Modified triaxial bench, Stress state, Erodibility classification

## RÉSUMÉ

L'érosion interne est causée par le mouvement de particules de sol à l'intérieur d'un ouvrage hydraulique en terre ou du sol de fondation sous l'action d'un écoulement. Ce processus est l'une des principales causes d'instabilités de ces ouvrages dans le monde. Un des quatre mécanismes d'érosion interne est la suffusion, qui est le processus simultané du détachement, du transport et de la potentielle filtration de particules fines au travers de l'espace poral. Pour mieux comprendre ce processus, un banc triaxial modifié a été conçu et mis en service. Le dispositif est capable d'appliquer un écoulement vertical descendant contrôlé, suivant un état de contrainte spécifique. Il donne également la possibilité de commander indépendamment l'état de contrainte et les chemins de chargement hydraulique. A l'aide de ce dispositif, une campagne expérimentale est réalisée afin d'étudier l'influence des différents états de contrainte sur l'initiation et le développement de la suffusion dans un sol pulvérulent à distribution granulométrique lacunaire. Les résultats montrent que l'influence de l'état de contrainte sur la classification d'érodibilité est limitée.

## Mots clés

Erosion interne, Suffusion, Banc triaxial modifié, État de contrainte, Classification d'érodibilité



## I. INTRODUCTION

Internal erosion, caused by seepage transporting soil particles within the embankment or foundation, is responsible for approximately half of all embankment dam failures (ICOLD, 2017). Suffusion, one of the four different processes of internal erosion, corresponds to the simultaneous detachment, transportation and possible self-filtration of selective fine particles which migrate through the network of pore spaces. This, in conjunction with changes in permeability, seepage velocity, gradient, porosity, density and strength, can lead to sinkholes, settlements and mechanical failure. To better understand this process, experimental tests are conducted at a laboratory scale.

The development of suffusion is commonly studied using a rigid-wall permeameter (Kenney and Lau, 1985; Moffat and Fannin, 2006; Nguyen et al., 2019; Sherard et al., 1984; Skempton and Brogan, 1994). However, this type of device does not permit the study of suffusion under tri-axial stress states. To address this, a modified triaxial device was developed to examine a suffusive soil's response under a wide range of stress states. This study investigates the influence of various stress states on the initiation and the development of suffusion for a gap-graded cohesionless soil.

## II. TEST APPARATUS

The modified triaxial erodimeter can apply a controlled downward seepage flow at a specific stress-state. The device is designed to independently control the stress-state and the hydraulic loading path. The general view of the apparatus is shown in Fig 1. The top cap and the base pedestal of the triaxial cell were modified to, respectively: (i) diffuse the injected flow and (ii) collect the eroded soil particles in a downstream effluent tank. In the effluent tank, a rotational mechanism comprises 16 beakers to collect the eroded particles at different times. The discrete eroded mass measurement is favored over a continuous measurement to eliminate the pressure perturbations induced by opening and closing the downstream gate, as reported in original design of (Ke and Takahashi, 2014).

A transparent cell is used to enclose the specimen, and the confining stress is regulated while the deviatoric load is imposed on the specimen via an axial loading jack. The differential head between the inlet and the outlet of specimen is controlled by an automated upstream reservoir and a stationary downstream reservoir. The downstream mass flow rate is continuously measured to evaluate the hydraulic conductivity of the tested specimens.

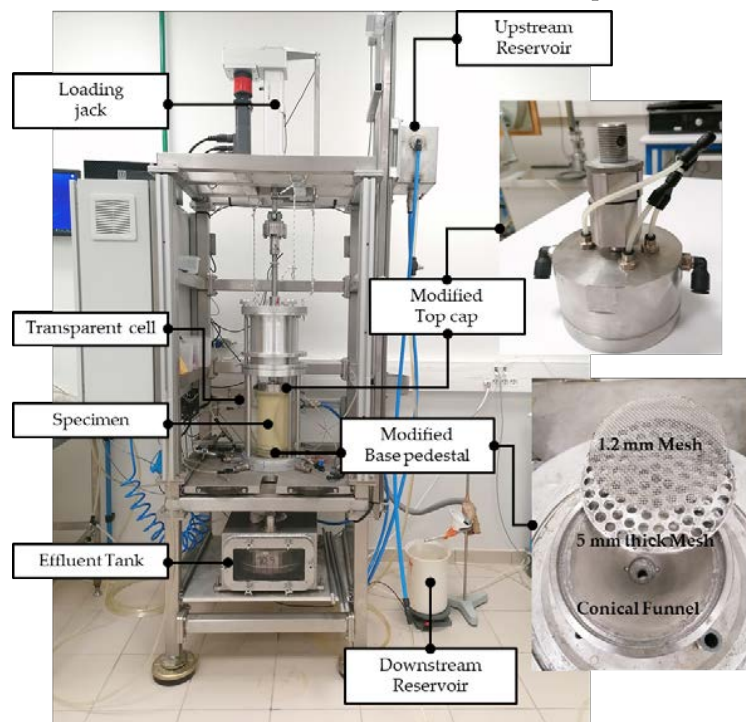


Figure 1 General view of modified triaxial bench

### III. TESTED MATERIAL

A gap-graded gradation (Soil B) suspected of being prone to suffusion, is formed by mixing well-graded fine sand (P-S1) and uniformly-graded coarse gravel (P-G3), both sourced from the Sablière Palvadeau (France) quarry (see Fig 2). The tested gap-graded mixture is characterized by a gap-ratio of 2.83 and 25% of sand (P-S1), which is considered as fine fraction with respect to the coarse gravel (P-G3).

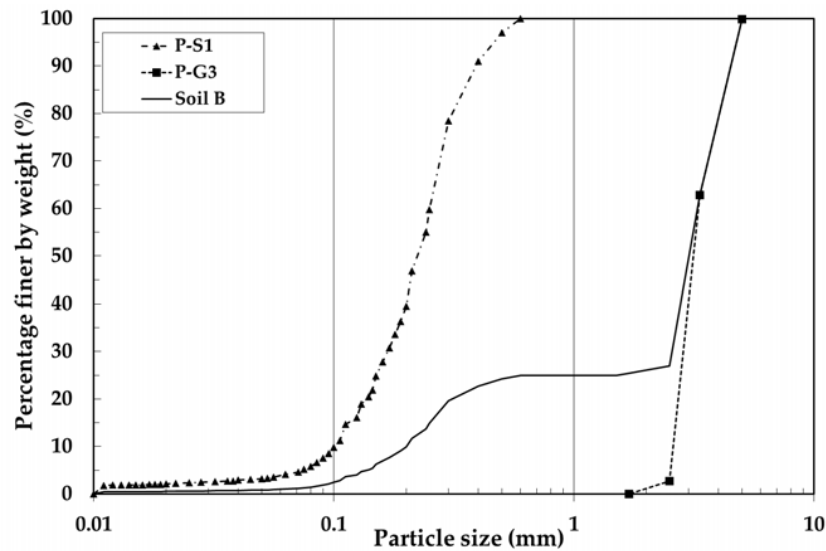


Figure 2 Reconstituted particle size distribution of tested gradation and its fractions

Based on the grain size criterion proposed by (Kenney and Lau, 1985), soil B is internally unstable (U), whereas the criterion suggested by (Chang and Zhang, 2013) classifies B as internally stable (S). Although, grain size criteria are useful as a preliminary screening tool, many soils that are neither clearly stable nor clearly unstable should be studied more closely (see Table 1) as both stress and hydraulic conditions also influence the suffusion process (Garner and Fannin, 2010).

Table 1 Characteristics of the tested gradation and potential suffusion susceptibility criteria

Tasted Gradation	P %	$G_r$	$C_u$	H/F, $_{min}$	D (H/F) $_{min}$ , mm	Kenney and Lau’s Criterion	Chang and Zhang’s Criterion
Soil B	1.04	2.83	16.5	0.058	0.577	U	S

Note: P = percentage of particle smaller than 0.063 mm;  $G_r = d_{max}/d_{min}$ ;  $d_{max}$  and  $d_{min}$  = maximal and minimal particle sizes characterizing the gap in the grading curve;  $C_u$  = uniformity coefficient; H = mass percentages of the grains with a size, between d and 4d, F = mass percentages of the grains with a size lower than a given particle diameter d; D (H/F) $_{min}$  = the corresponding diameter with the minimum value of ratio H/F .

### III. TESTING PROCEDURE

The experiments were carried out in four phases: (i) Saturation (ii) Consolidation (iii) Erosion and (iv) Post-suffusion particle size distribution. The stress state is applied during the Consolidation phase and maintained during the Erosion phase.

For each specimen, a homogenous mixture of soil B was prepared with a 4% water content. Thereafter, the specimen (100 mm in diameter and 200 mm in height) is compacted in four layers,

directly on the base pedestal with the aid of a metallic mold. The target density of 1.739 g/cm<sup>3</sup> is achieved using the under-compaction moist tamping technique (Selig and Ladd, 1978). Afterwards, the specimen is confined with a confining pressure of 20 kPa to prevent preferential flow between the specimen and the membrane during the saturation phase. Subsequently, CO<sub>2</sub> is injected at a slow rate for 20 minutes and tap water is back-percolated at the rate of 0.25 mm/min to limit erosion prior to the erosion phase. Upon completion of saturation, the sample is consolidated to the target stress state. Three different values of deviatoric stress are tested with the mean effective stress being 70 kPa. Rochim et al. (2017) demonstrated that the hydraulic loading path has a significant influence on soil erodibility and multi-stage hydraulic gradient may lead to less conservative results. Therefore, suffusion is triggered by applying a controlled multi-stage hydraulic gradient (see Fig. 3). In the final phase of the test, the specimen is divided into four layers to assess the spatial variability of its post-suffusion gradation.

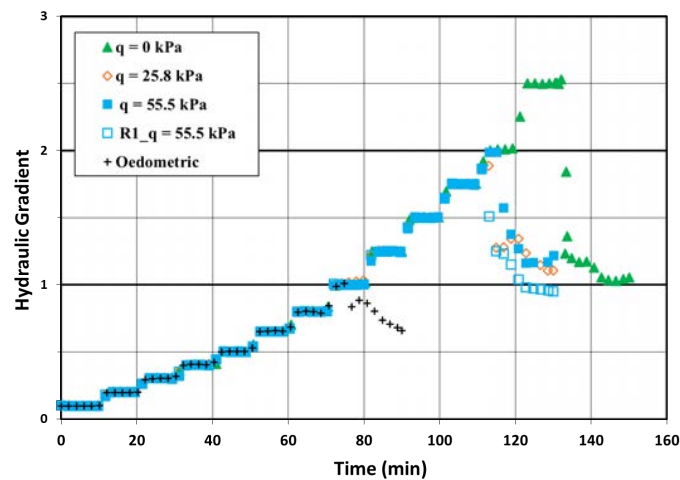


Figure 3 Multi-stage hydraulic Loading

Three tests were carried out by setting deviatoric stress to 0, 25.8 and 55.5 kPa. The maximum applied deviatoric stress corresponds to approximately 24% of the peak deviatoric stress (233 kPa) measured in the consolidated drained triaxial test. This suggests that no shear bands were formed at the applied stress level, which could have modified the flow network. To enhance the confidence of our results, the test on  $q = 55.5$  kPa was repeated ( $R1_q = 55.5$  kPa). Additionally, a fifth specimen was examined under oedometric conditions for comparison. Oedometric conditions involve placing the specimen in a membrane that is supported by a mould, and no confining or deviatoric stress is applied. The rest of the experimental phases are exactly similar to those mentioned for the modified triaxial erodimeter. A summary of mass lost and dry unit weight during different phases of tested specimens is presented in Table 2.

Table 2 Mass lost and dry unit weight

Tested specimen	% Fine loss during		Dry unit weight (kN/m <sup>3</sup> )	
	Saturation	Consolidation	Pre-suffusion state	Post-suffusion state
$q = 0$ kPa	2.79	2.66	16.83	15.90
$q = 25.8$ kPa	1.77	1.51	17.03	16.30
$q = 55.5$ kPa	1.62	2.94	17.27	16.65
$R1_q = 55.5$ kPa	2.54	3.37	17.05	16.44
Oedometric	1.68	/	16.99	16.33

IV. INTERPRETATIVE METHOD AND RESULTS

Marot et al. (2016) demonstrated that the hydraulic loading path can significantly alter the initiation and progression of suffusion. Therefore, the authors proposed to characterize the relevant hydraulic loading by the energy dissipated by the fluid flow  $E_{flow}$  and the soil's response by the cumulative loss dry mass  $m_{dry}$ . Loss dry mass and expended energy are two cumulative quantities that depend on the test duration. Hence, this approach requires an objective definition of the end of each suffusion test, which authors advocate to be the stabilization of the hydraulic conductivity and the decrease of the erosion rate. Over this duration, the erosion resistance index is computed by:  $I_{\alpha} = -\log(m_{dry} / E_{flow})$  to assess the suffusion susceptibility of the tested soil.

From the time evolution of the hydraulic conductivity and the erosion rate (Fig. 4), four phases can be identified. During the first phase, hydraulic conductivity increases slightly and remains stable. The predominant process during the second phase is a self-filtration, as evidenced by the simultaneous decrease of the hydraulic conductivity and the erosion rate. The third phase is characterized by a strong increase of the erosion rate followed by a strong increase of the hydraulic conductivity. This phase is referred to as the "blow-out" event and is predominantly caused by the detachment and the transport of solid particles. In the fourth phase, the hydraulic conductivity tends to stabilize while the erosion rate decreases.

This phase is referred to as the "blow-out" event and is predominantly caused by the detachment and the transport of solid particles. In the fourth phase, the hydraulic conductivity tends to stabilize while the erosion rate decreases. This can be explained by the presence of one or more preferential flow paths created by the erosion process, leading to a final steady state. In addition, it is worth noting that under oedometric conditions, the third phase appears at a significantly lower hydraulic gradient (or cumulative energy) compared to that under triaxial stressed states. Post-suffusion particle size distributions exhibit a lower loss of fine particles, for this specimen. Indeed, oedometric conditions seem to favor a circumferential preferential flow that shortens the time required to reach the final steady state.

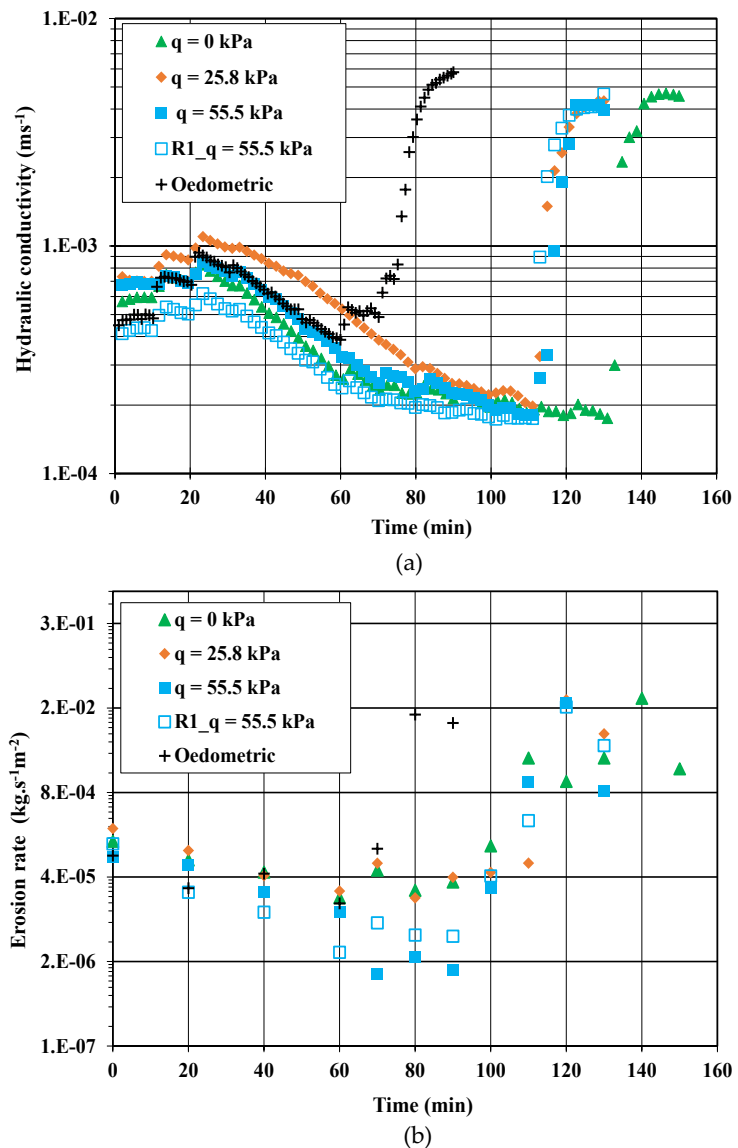


Figure 4 Time evolution of (a) the hydraulic conductivity and (b) the erosion rate

Hydraulic conductivity and erosion rate are two parameters that are measured using different methods. Hydraulic conductivity is determined by measuring the difference in hydraulic head between the top and bottom of a specimen. On the other hand, erosion rate is calculated by measuring the total mass of particles eroded during each stage of hydraulic loading, which typically lasts for 10 minutes. Detachment, transportation of particles, and partial clogging occur continuously throughout the specimen. Erosion rate provides a more immediate indication of particle detachment from the bottom of the specimen, while hydraulic conductivity decreases due to partial clogging across the specimen until sufficient hydraulic load is applied to trigger a "blow-out" event.

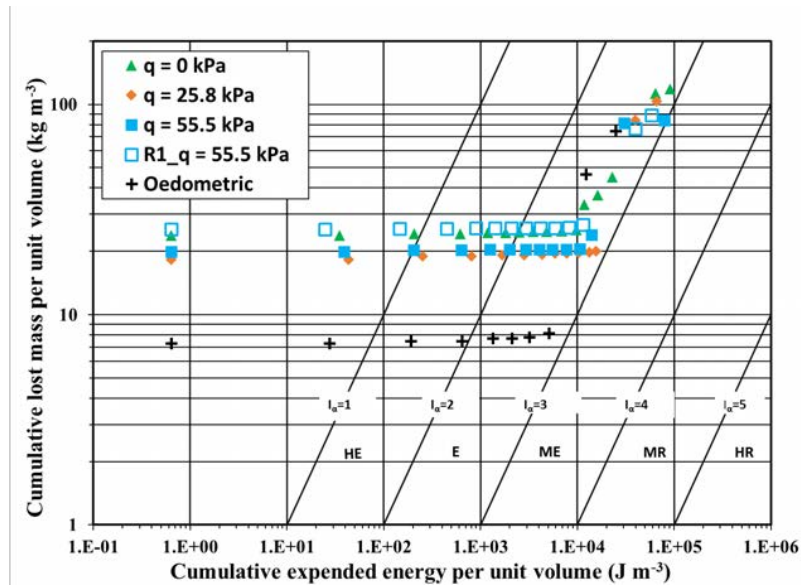


Figure 5 Erosion resistivity index classification

Interestingly, for all five performed tests, the final steady state is characterized by an erosion resistance index that lies between 2.57 and 2.91, and corresponds to the same erodible category as shown in Figure 5. A summary of key parameters determined by the test is presented in Table 3.

Table 3 Summary of tests on key parameters

Test state	$i_{HC}$	$i_{RE}$	$E_{MVE}$ [kJ/m <sup>3</sup> ]	$I_{\alpha}$ [SI]
q = 0 kPa	3.00	1.25	9.77	2.89
q = 25.8 kPa	2.00	1.25	15.50	2.81
q = 55.5 kPa	2.00	1.50	10.50	2.81
R1_q = 55.5 kPa	2.00	1.50	11.40	2.82
Oedometric	1.00	0.80	5.10	2.53

Note:  $i_{HC}$  = Hydraulic gradient corresponding to strong increase of hydraulic conductivity (blow-out event) (see Fig.4(a));  $i_{RE}$  = Hydraulic gradient corresponding to the strong increase of the rate of erosion (see Fig.4(b));  $E_{MVE}$  = Cumulative expended energy corresponding to the turning point of cum. lost Mass vs cum. energy (Fig.5).

## V. DISCUSSION

In this section, we compare the hydraulic gradient responses under different deviatoric stress states. Using the approach outlined by Skempton and Brogan (1994), we find that the critical hydraulic gradient  $i_{SB}$  for all tests is 0.2 and occurs during the first phase of hydraulic conductivity. The findings suggest that, for the given soil and under multi-stage hydraulic gradient (Fig. 3), the deviatoric stress does not have any impact on the critical hydraulic gradient.

The interpretation of the test performed under oedometric conditions reveals that circumferential preferential flow paths are formed around the circumference of the specimen rather than through its body. This leads to a lower resistance in oedometric configuration as compared to triaxial stress state tests (i.e.  $i_{HR, oedometric} < i_{HC}$ , tri-axial stress state). Consequently, the occurrence of a blow-out event is shortened primarily due to the oedometric state (see Table 2). To confidently interpret the specimen's responses, based on the energy approach, it was also observed that the cumulative expended energy for the oedometric stress state is lower than that for all other triaxial stress states.

The critical hydraulic gradient associated with the turning point of erosion rate ( $i_{RE}$ ) is consistently lower than that associated with the strong increase in hydraulic conductivity ( $i_{HC}$ ) across all test configurations (see Table 2). This suggests that the use of the erosion rate permits to detect earlier the initiation of the blowout, then by using the hydraulic conductivity. The delay observed between these two responses is thought to be due to the interconnected processes of detachment, transportation, self-filtration, and erosion. Regardless of the different critical hydraulic gradients, it is clear that the stress state has a limited effect on the erosion resistance index ( $I_\alpha$ ) since all specimens are classified as erodible ( $2 < I_\alpha < 3$ , Table 2).

## VI. CONCLUSION

Five suffusion tests on gap graded sandy-gravel with 25 % of sand were presented. The results illustrate the influence of the stress state on the initiation and the development of suffusion. Based on the classification proposed by Marot et al. (2016), all specimens are classified as erodible, since  $2 < I_\alpha < 3$ . This study suggests that the influence of the stress state on the erodibility is limited, at least for the studied soil. Complementary tests will be performed to challenge this conclusion when the percentage of sand (P-S1) is increased to 40% (i.e. when fine particles contribute more to the solid skeleton of specimen).

## REFERENCES

- Chang, D.S., Zhang, L.M., 2013. Extended internal stability criteria for soils under seepage. *Soils Found.* 53, 569–583. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2013.06.008>.
- Garner, S.J., Fannin, R.J., 2010. Understanding internal erosion: a decade of research following a sinkhole event | *Hydropower & Dams International*.
- ICOLD, 2017. Internal Erosion of Existing Dams, Levees and Dikes, and their Foundations, Bulletin 164, International Commission on Large Dams, Paris, France.
- Ke, L., Takahashi, A., 2014. Triaxial erosion test for evaluation of mechanical consequences of internal erosion. *Geotech. Test. J.* 37, 347–364.
- Kenney, T.C., Lau, D., 1985. Internal stability of granular filters. *Can. Geotech. J.* 22, 215–225. <https://doi.org/10.1139/t85-029>.
- Marot, D., Rochim, A., Nguyen, H.-H., Bendahmane, F., Sibille, L., 2016. Assessing the susceptibility of gap-graded soils to internal erosion: proposition of a new experimental methodology. *Nat. Hazards* 83, 365–388. <https://doi.org/10.1007/s11069-016-2319-8>.
- Moffat, R., Fannin, J., 2006. A Large Permeameter for Study of Internal Stability in Cohesionless Soils. *Geotech. Test. J.* 29, 100021. <https://doi.org/10.1520/GTJ100021>.
- Nguyen, C.D., Benahmed, N., Andò, E., Sibille, L., Philippe, P., 2019. Experimental investigation of microstructural changes in soils eroded by suffusion using X-ray tomography. *Acta Geotech.* 14, 749–765. <https://doi.org/10.1007/s11440-019-00787>.
- Rochim, A., Marot, D., Sibille, L., Thao Le, V., 2017. Effects of Hydraulic Loading History on Suffusion Susceptibility of Cohesionless Soils. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 143, 04017025. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001673](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001673).
- Selig, E., Ladd, R., 1978. Preparing Test Specimens Using Undercompaction. *Geotech. Test. J.* 1, 16. <https://doi.org/10.1520/GTJ10364J>.
- Sherard, J.L., Dunnigan, L.P., Talbot, J.R., 1984. Basic Properties of Sand and Gravel Filters. *J. Geotech. Eng.* 110, 684–700. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1984\)110:6\(684\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1984)110:6(684)).
- Skempton, A.W., Brogan, J.M., 1994. Experiments on piping in sandy gravels. *Géotechnique* 44, 449–460. <https://doi.org/10.1680/geot.1994.44.3.449>.

# Air permeability of concrete damaged by Alkali-Silica Reaction (ASR)

Joe Maalouf\*,<sup>1,2</sup>

<sup>1</sup> LMDC, Université de Toulouse, INSA, UPS, 135 Avenue de Rangueil, 31077 Toulouse cedex 04, France

<sup>2</sup> IRSN, 31 Av. de la Division Leclerc, 92260 Fontenay-aux-Roses, France

\*maalouf@insa-toulouse.fr

**RESUME** Les professionnels chargés des tests de durabilité du béton sont confrontés à un défi majeur : prédire et évaluer les propriétés de transfert du béton affecté par les Réactions de Gonflement Interne (RGI), telles que la Réaction Alkali-Silice (RAS). Dans ce contexte, l'objectif de cette étude est de mesurer l'évolution de la perméabilité à l'air du béton en fonction du développement de la RAS, pour différents niveaux d'expansion et de saturation. Les premiers résultats obtenus montrent que le développement de la RAS et des fissures induites conduit à une augmentation de la perméabilité à l'air des bétons, en particulier dans les bétons saturés. Les données de cette étude permettent d'évaluer l'évolution des propriétés de transfert en fonction de l'expansion générée, de la fissuration induite et du degré de saturation du béton.

**Mots-clefs** Durabilité, Perméabilité, Expansion, RAS.

## I. INTRODUCTION

Internal Swelling Reactions (ISR) are endogenous and deleterious chemical reactions that cause pressure in concrete, leading to the creation of cracks in the material and in the affected structures. In the literature, most studies characterized the evolution of mechanical properties with expansion, but few are interested in transfer properties. It has been shown that even if these reactions lead to a reduction in the mechanical properties of the concrete, they do not necessarily lead to a decrease of their mechanical safety (Morenon et al., 2019). However, the induced cracking naturally impacts the durability of the material. The transport properties of concrete play a key role in predicting the durability of concrete structures (Basheer et al., 2001) ; (Abbas et al., 1999) ; Ollivier et al., 2012). In the case of structures with a containment function, the quantification of changes in permeability caused by the development of the ISR is necessary. Gas permeability also allows, as a characteristic indicator, the evaluation of the sustainability potential of the structures affected, regardless of their function.

On site, the degree of saturation of the core of massive structures and the concrete cover subjected to rain is often high (upper than 80%) (Stark., 1992). With climatic variation, saturation of structural concrete varies between 30 and 80%. For a saturation rate exceeding 60%, air transfer is minor in ordinary concrete due to the continuity of the liquid phase (Abbas et al., 1999). Besides, the Kelvin Laplace equation shows that a crack with an opening larger than one micrometer will be drained even at a very high saturation rate (99.99%). Knowing that the air permeability of



concrete is largely influenced by its degree of saturation (Abbas et al., 1999) ; (Monlouis-Bonnaire et al., 2004) ; (Carcassès et al., 2001), it is relevant to carry out measurements on different saturation rates of cementitious materials damaged by ASR.

The aim of this study is to experimentally characterize the interaction between the physico-chemical state and the transport properties of damaged cementitious materials. The measurements are carried out on concretes affected by Alkali-Silica Reaction (ASR) in order to represent different types of expansion and different cracking pattern. Permeability measurements should be taken at several well-defined times to judge the effect of cracking connectivity and also their state of filling by reaction products.

## II. MATERIALS AND METHODS

### A. Concrete mix design and pre-conditioning

In the present study, one type of concrete was studied: T11 which is used to obtain concrete developing ASR. The water-to-cement ratio (w/c) was of 0.56. The cement adopted for the realization of the concrete mix is CEM II A-LL 42.5 R CE PM-CP2 NF from the Airvault cement plant.

For Alkali-Silica Reaction, concretes were made using different type of aggregates:

- A non-reactive (NR) 0/4 mm calcareous limestone sand from France, Boulonnais quarry (2650 kg/m<sup>3</sup>; water absorption 0.5%)
- Potentially reactive (PR) (4/14 and 14/20 mm) aggregate formed of silica and limestone from the North of France (density 2660 kg/m<sup>3</sup>; water absorption 0.5%; reactive silica content 7%)

The concrete was made without any admixture. The mixing water was doped with NaOH in order to obtain an equivalent alkali content of 5 kg/m<sup>3</sup>.

TABLE 1 presents the concrete mix used for concrete affected by ASR.

TABLE 1. T11 concrete mix (kg/m<sup>3</sup>)

Ciment CEM II	Calcareous aggregate	Silica and limestone aggregate		Water	Na <sub>2</sub> O <sub>eq</sub>
	0/4 mm	4/14 mm	14/20 mm		
350	772	316	784	195	5

In this study, the choice was made to adopt the ASR degradation strategy proposed by IFSTTAR (Méthode d'essai n°44., 1997).

For conditioning and preserving concrete that undergoes alkali-aggregate reaction, an endogenous curing method was used for the first 28 days. At the end of the curing period, all specimens were immersed in water at 38°C. This temperature was chosen because it is standardized, as immersing the specimens in water at 20°C could slow down swelling reactions for several years. A pump was used to homogenize the solution in terms of temperature and ionic species present in the water.

### B. Experimental techniques

For this work, swelling monitoring was carried out on cylindrical specimens (Ø11xh22 cm), and permeability measurements were performed on cylindrical specimens (Ø15xh5 cm).

- Expansion monitoring

The evolution of ASR was characterized by the concrete expansion. The monitoring of these expansions was based on longitudinal deformation measurements of the specimens using an extensometer. For this purpose, 6 stainless steel studs were glued in pairs to obtain 3 expansion measurement according to the height of the specimen. The pairs of studs were spaced 10 cm apart (deformation measurement basis) at equal distances from the mid-height of the specimen. The three measurement lines were separated by 120° on the lateral surface of the specimen.

- Permeability measurement

The air permeability measurements of the cylindrical samples were performed using a Cembureau type constant permeameter according to the standard (XP P18-463, 2011). In order to obtain a satisfactory accuracy of the intrinsic permeability, the Cembureau test includes four measurements of apparent permeability on four injection pressures applied for each measurement ranging from the following values: 1, 2, 3 and 4 bars (0.1, 0.2, 0.3 and 0.4 MPa) for three different samples.

The apparent permeability is obtained according to the following equation (Kollek., 1989):

$$k_A = \frac{Q_s}{S} \frac{2\mu L P_s}{(P_e^2 - P_s^2)} \quad (1)$$

With:  $k_A$  the apparent permeability ( $m^2$ ),  $Q_s$  the volume flow ( $m^3/s$ ),  $\mu$  the dynamic viscosity of the air (Pa.s),  $L$  the thickness of the sample,  $P_s$  the absolute pressure at the outlet (Pa),  $S$  the section of the sample ( $m^2$ ) and  $P_e$  the absolute pressure at the inlet (Pa).

The degree of saturation of the concrete has a strong influence on the air permeability (Monlouis-Bonnaire et al., 2004) thus, six states of saturation were selected (80, 60, 40, 20, 3 et 0%) to perform the permeability measurements. In our study, the choice of the drying temperature was very delicate to minimize its effects on the microstructure of initial and damaged concrete. Thus, for the drying methodology, it was proposed to apply drying by steps of increasing temperature as presented in [TABLE 2](#).

**TABLE 2. Conditioning protocol followed in this study**

Saturation rate (%)	Drying temperature (°C)
From 100 to 30	40
From 30 to 20	50
From 20 to 3	80
From 3 to 0	105

This approach reduced the moisture gradients which can induce shrinkage gradients. Such gradients can be the cause of microcracking of the specimens during preconditioning. At the end of each drying and just before the permeability measurement, a homogenization of the concrete

saturation is applied (at least same duration than drying) (Carcassès et al., 2001). This step helps to unify the saturation within the sample trying to obtain homogeneous permeability in concrete.

### III. EXPERIMENTAL RESULTS

#### A. ASR expansion

FIGURE 1 shows the deformation of the two concretes after immersion in water at 38°C.

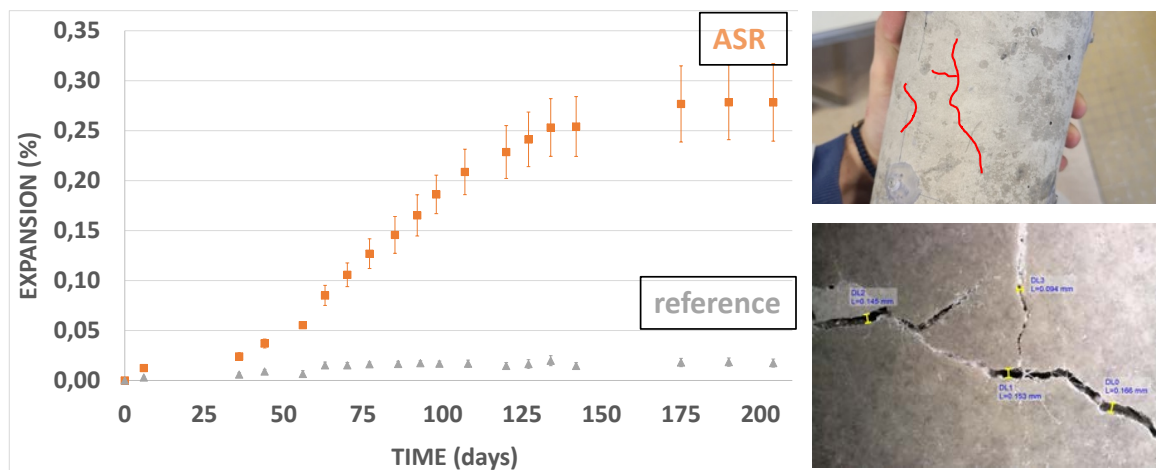


FIGURE 1. Deformations of concrete as a function of time

The reference concrete showed only slight water-induced swelling (water intake between the endogenous curing state and water immersion).

After 36 days of immersion in water at 38°C, the deformation rate of the concrete affected by ASR changed from the latent period (small expansion, comparable to water intake) to the acceleration phase (significant expansion). This acceleration phase lasted about 100 days before entering in the stabilization period. The maximum expansion reached was approximately 0.27%.

#### B. Permeability of concrete damaged by ASR

Air permeability was measured at six states of saturation (80, 60, 40, 20, 3 et 0%) for all samples. As an example, FIGURE 2 shows the apparent permeability of the concrete developing ASR as a function of the inverse of the mean pressure  $P_m$  for a degree of saturation of 40%. It is first important to note that the linearity of the apparent permeability with the inverse of pressure (Klinkenberg's law) was not modified by the apparition of the cracks due to ASR.

For the other degrees of saturation, similar results were obtained. The apparent pressure for an inlet pressure of 2 bars are given in the following part for the discussion of the results.

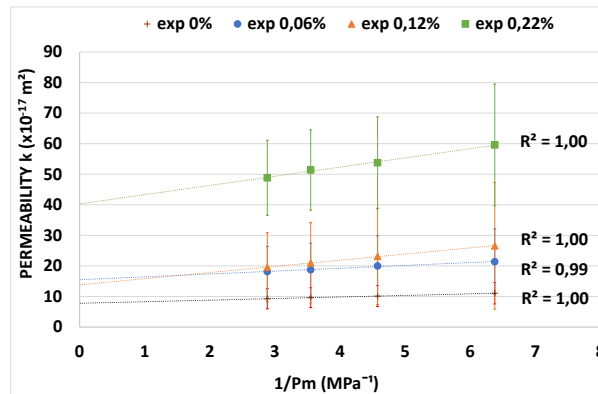


FIGURE 2. Permeability measured ASR-affected concrete for a saturation degree of 40%

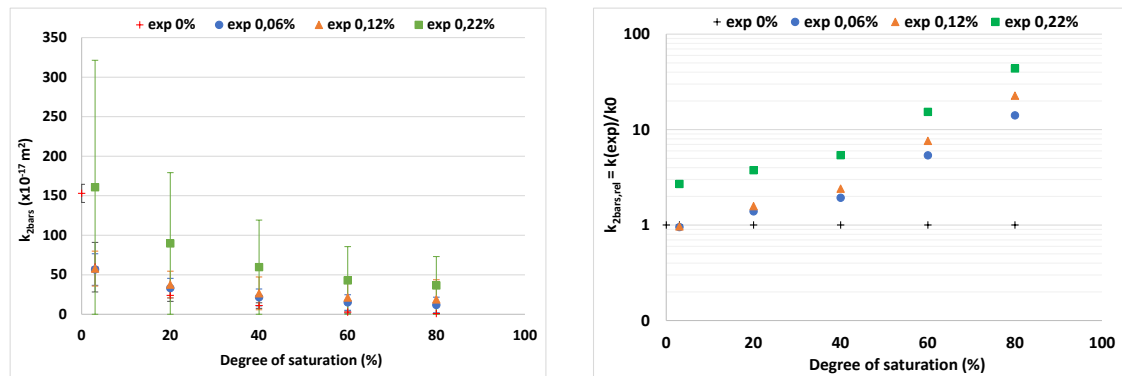
For this saturation degree of 40%, the apparent permeability presents an important increase even for a small expansion. At 0.06% of expansion, the apparent permeability was twice the permeability of the concrete without damage ( $11.1 \times 10^{-17} \text{ m}^2$  for an inlet pressure of 2 bars). The permeability continued to increase with expansion until reaching 5.4 times the permeability at initial state for an expansion of 0.22% ( $59.6 \times 10^{-17} \text{ m}^2$ ). The intrinsic permeability for 0.06% of swelling is slightly higher than for 0.12%. It can be explained by the increase of the measurement dispersion with the level of expansion. This increase was due to the apparition of cracks with larger opening in some specimens. Similar behavior was noticed for the other saturation degrees but with different levels of modification of the permeability as discussed in the following part. The air permeability was strongly impacted by the level of ASR-expansion and by the induced cracking.

#### IV. SYNTHESIS AND DISCUSSION

FIGURE 3 shows the evolution of the permeability for an inlet pressure of 2 bars ( $k_{2\text{bars}}$ ) of ASR-affected concrete as a function of the degree of saturation for the different levels of swelling.

As for usual concrete (Abbas et al., 1999), the air permeability increased nonlinearly with the decrease of the saturation level due to the opening of the pore network by the water departure. When reaching a low saturation rate (less than 3%), the strong increase of permeability testifies a stronger damage due to preconditioning.

In the case of concrete without damage, a very low permeability was detected for a degree of saturation equal to or higher than 60% as usual for such concretes (Abbas et al., 1999) which remain impermeable for high saturation levels. At the opposite, for damaged concrete, an expansion of only 0.06% was sufficient to reach an apparent permeability of about  $12 \times 10^{-17} \text{ m}^2$  at 80% of saturation, similar to the permeability of the concrete without damage at 40% of saturation. This only result points out the significant effect of ASR cracking on air permeability of concrete with high saturation degree.



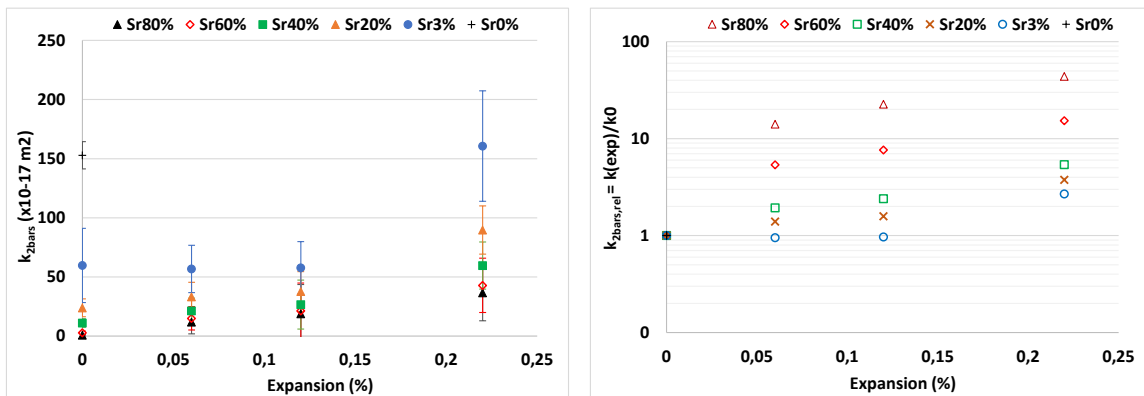
**FIGURE 3.** Evolution of the gas permeability and the relative permeability of a concrete affected by the ASR for different levels of expansion as a function of the degree of saturation

The difference of permeability between the sample without expansion and the samples with level of expansions of 0.06% and 0.12% was quite constant for the saturation degree upper than 20%. The main differences occurred for the saturation degree of 80%. At this saturation, the cracks induced by ASR were already emptied of water and an important air flow can cross the concrete by these cracks. For lower saturation degree, the small evolution of permeability was due to the drying of the initial pore network of concrete. The impact of the cracks on the evolution of the permeability was negligible in this domain of saturation.

For expansion of 0.22%, the effect was still greater. For this expansion, the decrease of the saturation degree leads to a most important increase of permeability in the damaged concrete. In this case, the shrinkage induced by drying can increase the opening of the cracks induced by ASR and thus leads to the permeability evolution.

From the same results, [FIGURE 4](#) presents the evolution of the air permeability of ASR concrete for different levels of expansions according to the degree of saturation.

The increase of the air permeability with the increasing level of expansion was almost linear for concrete at high saturation degree (upper than 60%). The evolution of the permeability with the expansion becomes nonlinear for drier concrete. For saturation degree lower than 40%, the evolution was still quite linear for expansion level lower than 0.12% but nonlinearity appears for the largest expansion studied in the present work (0.22%).



**FIGURE 4.** Evolution of the gas permeability and the relative permeability of a concrete affected by the ASR for different degree of saturation as a function of the expansion level

For permeability obtained on samples dried at 80°C (usual conditioning for air permeability measurement), the evolution of the permeability is null for expansion lower than 0.12% while cracks were always visible on the external surface. This result shows the importance of the saturation degree to characterize the cracks due to ASR by air permeability measurement. For too low saturation degree, the preconditioning strongly affects the concrete by thermal damage that results in bridging between wide open internal cracks. Then, the impact of the preconditioning takes too much importance compared to the effect of cracking induced by ASR, which can no more be quantified.

## V. CONCLUSION

The safety requirements of reinforced concrete structures are not limited to the mechanical stability of these structures under various stresses. Indeed, the air-tightness of civil engineering structures is an essential and often requested additional requirement to ensure the maintenance of containment in case of a mechanical accident or chemical attack. This experimental program is a first tentative to quantify the effect of ASR on the air permeability of concrete in saturation conditions representative of real massive structures. The effect of cracking on air permeability has been well studied in the literature, but few of these studies evaluated the impact of the saturation degree on this effect. The permeability of concrete damaged by ASR evolves nonlinearly with the level of expansion and the saturation rate of the sample. Thus, the present work shows how the saturation degree can amplify the consequence of cracking on the increase of permeability. Concrete at 80% of saturation is usually impermeable as its pore network is closed by water. However, the same concrete can become permeable if it is damaged by ASR, even for small expansion since the induced cracks with an opening greater than 1  $\mu\text{m}$  are emptied of water even for very high saturation. Next, the results presented in this paper will be analyzed in regard to the evolution of mechanical properties to obtain correlation useful to improve the modelling of damaged structures.

## REFERENCES

Morenon, P., Multon, S., Sellier, A., Grimal, E., Hamon, F., & Kolmayer, P. (2019). Flexural performance of reinforced concrete beams damaged by Alkali-Silica Reaction. *Cement and Concrete Composites*, pp. 104.

Basheer, L., Kropp, J., Cleland, D. J. (2001). Assessment of the durability of concrete from its permeation properties: a review. *Construction and Building Materials*, 93-103

Abbas, A., Carcasses, M., Ollivier, J.-P. (1999). Gas permeability of concrete in relation to its degree of saturation. *Materials and Structures*, 3-8

Ollivier, J.-P., Torrenti, J.-M., Carcasses, M. (2012). Propriétés physiques du béton et de ses constituants. *Hermès, Lavoisier*

Stark, D. (1992). The moisture condition of field concrete exhibiting alkali-silica reactivity. *Durability of Concrete, Second International Conference*

Monlouis-Bonnaire, J. P., Verdier, J., & Perrin, B. (2004). Prediction of the relative permeability to gas flow of cement-based materials. *Cement and Concrete Research*, 737-744

Carcasses, M., Abbas, A., Ollivier, J. P., & Verdier, J. (2001). An optimized preconditioning procedure for gas permeability measurement, *Materials and Structures*, 22-27

Méthode d'essai n°44 (1997). Alkali-réaction du béton, essais d'expansion résiduelle sur béton durci, *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*

Kollek, JJ. (1989). The determination of the permeability of concrete to oxygen by the Cembureau method, *Materials and Structures*, 225-230

# Application de la méthode de condensation statique adaptative sur la maquette VERCORS

Ali MEZHER<sup>&, †</sup>

<sup>&</sup> Université Paris-Saclay, CEA, Service d'Études Mécaniques et Thermiques, 91191, Gif-sur-Yvette, France

<sup>†</sup> LEME, UPL, Université Paris Nanterre, 92410 Ville d'Avray, France

**RESUME** Afin d'évaluer le phénomène de fissuration dans les grandes structures en béton armé et précontraint, une simulation prédictive de l'endommagement du béton avec un maillage fin et une loi non linéaire est nécessaire. Du fait du coût de calcul, une telle modélisation n'est pas applicable à l'échelle de la structure complète. Pour résoudre cette difficulté, une méthode appelée condensation statique adaptative basée sur la condensation statique (Guyan, 1965), initialement proposée dans (Llau *et al.*, 2015) puis développée dans (Mezher *et al.*, 2022a) et (Mezher *et al.*, 2022b), qui concentre l'effort de calcul sur la zone endommagée, a été proposée. Dans cette contribution, l'applicabilité et l'efficacité de cette méthode sont montrées sur la maquette à l'échelle 1/3 d'une enceinte de confinement (Vercors). Elle a permis d'atteindre des niveaux de simulations inaccessibles en calcul complet tout en utilisant un modèle d'endommagement non local pour le béton.

**Mots-clefs** Fissure, endommagement, condensation statique, grandes structures, béton armé.

## I. INTRODUCTION

Dans cette contribution, la fissuration du béton dans les structures en béton armé et précontraint est étudiée. Elle est considérée comme un phénomène localisé nécessitant une loi de comportement non linéaire avec un maillage fin pour permettre une bonne représentativité. Réaliser ce type de simulation sur une structure de grandes dimensions est un défi industriel en raison du coût de calcul. Une des solutions les plus courantes est la méthode de décomposition de domaine. C'est une technique de résolution mature pour calculer la solution de grands systèmes sur des ordinateurs parallèles (Farhat and Roux, 1991). Elle permet de répartir le calcul sur plusieurs processeurs et induit un gain significatif en temps de calcul. Néanmoins, ces méthodes rencontrent des difficultés lorsqu'elles sont appliquées à des structures complexes et/ou constituées de matériaux très différentes (béton armé/précontraint par exemple). Une autre solution est le Raffinement Adaptative de Maillage (AMR) qui consiste à adapter localement et en fonction du temps la discrétisation. Elle a été introduite pour la première fois dans (Berger and Olinger, 1984) pour résoudre des équations aux dérivées partielles hyperboliques. Son avantage réside principalement dans ses performances en termes de mémoire et de temps CPU. Cependant, avec l'AMR, la structure entière est modélisée ce qui n'est pas optimal lorsque la zone d'intérêt occupe seulement une petite partie de la structure. Concernant la fissuration dans les structures en béton armé, une méthode dite « Condensation Statique Adaptative (ASC) » a été développée ( (Llau *et al.*, 2015), (Mezher *et al.*, 2022b)). L'ASC est une méthode de résolution de grandes structures à comportement non linéaire et à endommagement localisé. C'est une méthode exacte basée sur le principe de la



condensation statique (Guyan, 1965). Elle a été testée sur plusieurs structures en béton, béton armé et béton précontraint et montre un intérêt dans le cas d'endommagements localisés. Dans cet article, l'ASC est testée sur une maquette d'enceinte de confinement à l'échelle 1/3 : Vercors. Après présentation des différentes étapes de l'algorithme, l'application de l'ASC sur Vercors est présentée.

## II. Condensation Statique Adaptative

Les étapes de l'algorithme de l'ASC sont présentées sur la Figure 1. Sur cette figure,  $N$  représente le numéro du pas courant de calcul,  $i$  est un entier et  $p$  est le nombre de pas entre 2 vérifications de l'évolution potentielle du Domaine d'Intérêt (DI). Cet algorithme a été implémenté dans le logiciel Cast3m ('cast3m', 2022). La Figure 2.a illustre les étapes de la méthode sur une poutre simple.

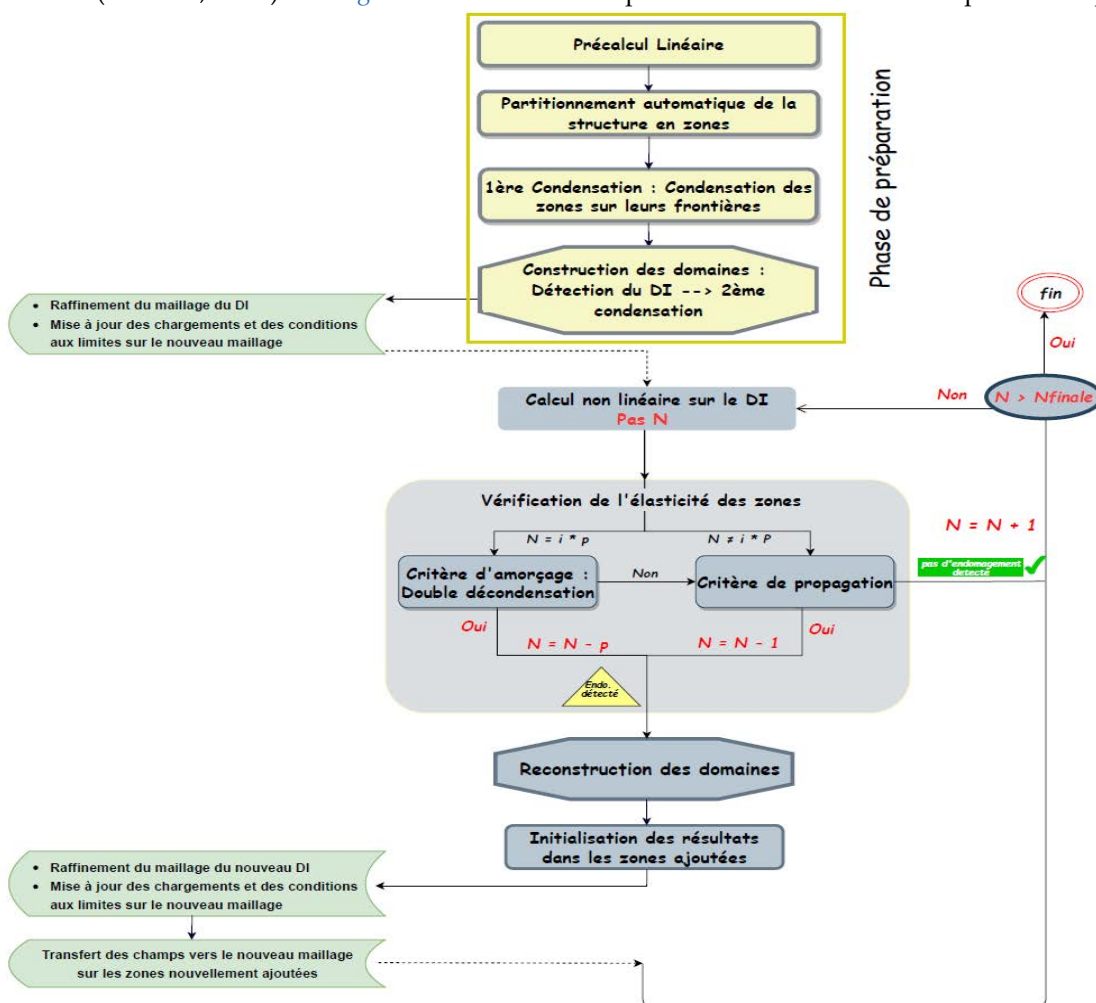


Figure 1 : Algorithme de la méthode ASC (en jaune: la phase de préparation, en gris: les étapes de calcul non linéaire, en vert: les étapes supplémentaires en cas de raffinement du maillage du DI)

### 1. Phase de préparation

Tout d'abord, un pré-calcul linéaire sur toute la structure est effectué afin de calculer la déformation élastique. La déformation équivalente de Mazars (Mazars, 1986) est choisie:

$$\varepsilon_{eq} = \sqrt{\langle \varepsilon_1 \rangle_+^2 + \langle \varepsilon_2 \rangle_+^2 + \langle \varepsilon_3 \rangle_+^2} \quad (1)$$

avec  $\langle \varepsilon_i \rangle_+$  les valeurs principales positives de la déformation. La structure est ensuite partitionnée en zones. Cela est réalisé par une procédure automatique basée sur la distribution de  $\varepsilon_{eq}$ , adaptée à l'ASC et prend en compte l'initiation et la propagation de fissure (développée dans (Mezher *et al.*, 2022b)). Pour l'exemple, la poutre est partitionnée en 16 zones équivalentes sur la Figure 2.b. Ensuite, au cours d'une « 1<sup>ère</sup> condensation » (Figure 2.c), chaque zone est condensée et remplacée par des conditions aux limites équivalentes sur ses frontières en utilisant la condensation statique. Les matrices condensées sont conservées pour ne faire qu'une fois le calcul. Les zones ayant les plus grandes déformations élastiques forment le DI initial (Figure 2.d). La « 2<sup>ème</sup> condensation » (Figure 2.d) permet de remplacer les autres zones par des conditions aux limites au bord du DI. Toutes les étapes de la phase de préparation sont réalisées sur le maillage initial.

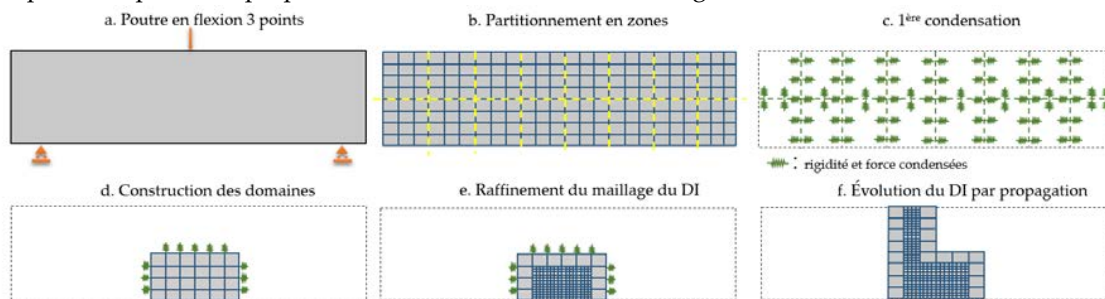


Figure 2 : Illustration des étapes de l'ASC sur la poutre simple en flexion

## 2. Raffinement de maillage du DI

L'idée générale est de fixer d'abord une finesse de maillage cible choisie en fonction de considérations de modèle ou de représentativité. Si le maillage initial ne satisfait pas le critère de finesse, il est considéré comme "grossier" (Mezher *et al.*, 2022a). Dans ce cas, le maillage du DI est raffiné à l'aide d'une méthode hiérarchique en subdivisant ses éléments jusqu'à atteindre la finesse cible (Zienkiewicz, Taylor and Zhu, 1983). Afin de conserver la performance liée à la double condensation, la discrétisation de la frontière du DI reste identique : le raffinement n'est effectué qu'à l'intérieur du DI (voir Figure 2.e,f). Le raffinement introduit des nœuds non-conformes. Les relations de conformité sont imposées via des multiplicateurs de Lagrange comme les conditions aux limites de Dirichlet (Verpeaux and Charras, 2011). Enfin, après raffinement, les chargements et conditions aux limites sont mis à jour sur le nouveau maillage si nécessaire (e.g. poids propre réparti sur tous les nœuds).

## 3. Phase de calcul

Le calcul non linéaire est effectué sur le DI raffiné uniquement en utilisant la rigidité des zones condensées comme conditions aux limites supplémentaires. Ce calcul est équivalent au calcul sans condensation tant que le domaine condensé reste élastique. Cela est vérifiée en utilisant un critère de propagation et un critère d'amorçage. Le premier détecte, à chaque pas de temps, si l'endommagement se rapproche de la frontière du DI en définissant des bandes de propagation

définies sur une largeur  $L$  autour de la frontière du DI, signe d'une potentielle propagation vers les zones condensées voisines. Si une technique de régularisation d'endommagement est utilisée, cette bande est choisie de manière à assurer l'exactitude du calcul. Le second vérifie l'apparition d'endommagement dans une zone condensée. Pour cela, nous reconstruisons le champ de déplacement sur toute la structure par décondensation et testons ensuite si la limite élastique est dépassée dans une zone condensée. Dans ce cas, cette zone est incluse dans le nouveau DI. En raison du coût de la « décondensation », ce critère n'est vérifié qu'après chaque  $p$  pas de chargement. En cas d'évolution du DI, la double condensation permet de ne pas condenser à nouveau toute la structure mais seulement les frontières des zones. Si le DI est modifié, des pas de chargement doivent être recalculés pour assurer la représentativité de la simulation. Dans ce cas, des champs doivent être projetés sur le maillage raffiné des zones nouvellement ajoutées au DI.

### III. Application de l'ASC sur la maquette VERCORS

#### 1. Description et modélisation de la maquette

EDF a lancé en 2013 la construction de Vercors, une maquette à échelle 1/3 d'une enceinte de confinement de type double paroi en béton armé et précontraint. La maquette présente la même géométrie qu'une enceinte réelle. Dans cette partie, l'ASC est appliquée à l'enceinte interne de Vercors. Les éléments géométriques de l'enceinte interne sont donnés sur la Figure 3.

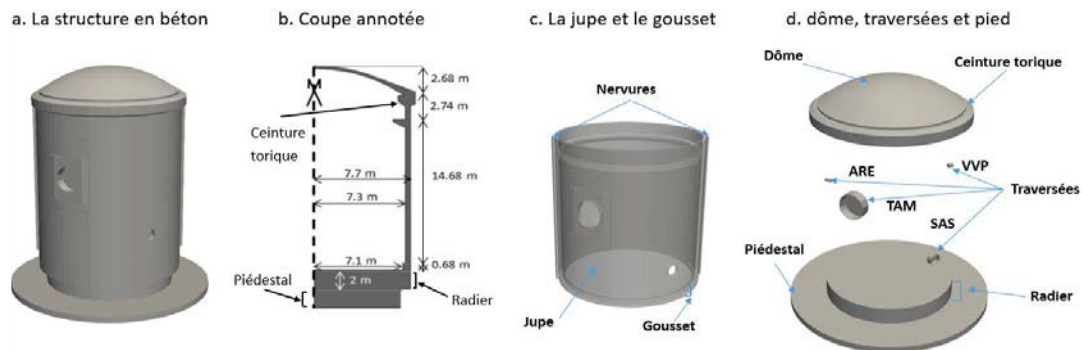


Figure 3 : Géométrie et dimensions de l'enceinte interne de Vercors

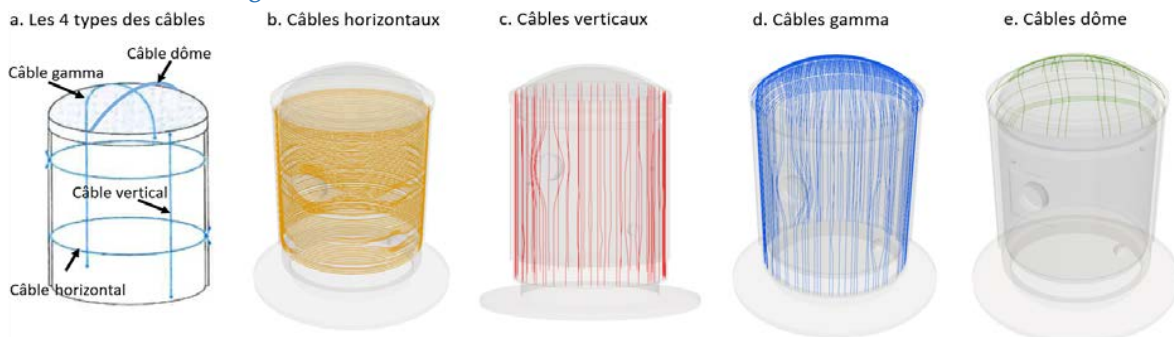


Figure 4: Câbles précontraints – Vercors

L'enceinte est mise en précontrainte à l'aide de 295 câbles de 4 types différents (Figure 4). Dans le maillage, le béton est représenté par des éléments hexaédriques linéaires à 8 nœuds et les câbles par des éléments barres linéaires à 2 nœuds. Les renforts passifs ne sont pas représentés. Différentes finesses sont disponibles (Figure 5) : du maillage grossier (40 000 hexaèdres, mailles entre 100 et 7,5 cm) jusqu'au maillage ultra fin (17 500 000 hexaèdres, mailles entre 13 et 1 cm). Pour éviter une localisation forte de la dégradation mécanique dans les lieux d'ancrage des câbles de précontrainte (nervures, gousset et ceinture torique), les éléments correspondants restent élastiques. Le béton du dôme est également considéré élastique ici car nous ne nous intéressons qu'à la jupe, au radier et au piédestal qui sont modélisés à l'aide du modèle d'endommagement de Mazars. Tous les paramètres matériaux utilisés sont donnés dans (Niepceon *et al.*, 2021). La principale condition aux limites correspond à l'encastrement de la surface inférieure du radier. Une adhérence parfaite est considérée entre le béton et les câbles. L'effet du jeune âge n'est pas pris en compte : les contraintes et déformations initiales avant précontrainte sont nulles car l'ASC n'est pas encore adaptée à ce type de chargement. Tous les calculs sont effectués sur des nœud de calcul identiques, disposant de 48 cœurs avec une mémoire de 256 Go.

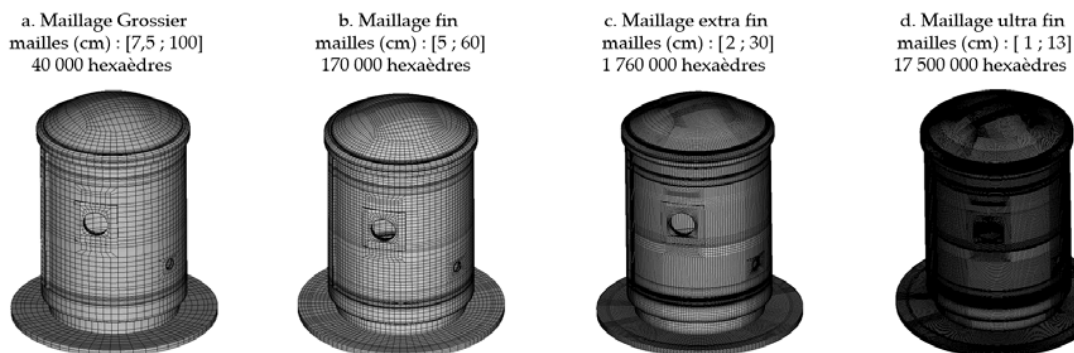


Figure 5: les différents maillages de Vercors

## 2. Applicabilité de l'ASC sur Vercors

Pour ce premier test visant à tester l'applicabilité de l'ASC sur Vercors, les calculs sont effectués sur le maillage grossier. L'instant de fin du coulage du béton est considéré comme  $t_0 = 0$ . Le premier chargement considéré est la précontrainte simultanée de chacun des câbles par ses deux extrémités avec une force  $F_0 = 826$  kN à  $t_1 = 85$  jours. Les déformations différées (fluage et retrait) sont ensuite considérées. Afin d'évaluer leur effet sur la perte de précontrainte et sur la réponse de la structure, deux instants correspondant au programme expérimental de visites sur Vercors sont considérés :  $t_2 = 191$  jours (la première visite VO1) et  $t_3 = 2528$  jours (dernière visite VD6). Le dernier chargement considéré est une mise en pression de la surface interne jusqu'à 5,2 bars au lieu de 4,2 bars expérimentalement pour observer de l'endommagement. Deux scénarios sont donc considérés : un premier (VO1) en considérant le fluage et le retrait entre  $t_1 = 85$  jours et  $t_2 = 191$  jours suivi de la pression et un second (VD6) en considérant le fluage et le retrait entre  $t_1 = 85$  jours et  $t_3 = 2528$  jours puis suivi de pression. Pour chaque scénario, deux calculs sont effectués: un calcul de référence complet et un calcul ASC.

Nous nous intéressons en particulier au câble horizontal illustré sur la Figure 6.a. Ce câble traverse le DI à deux endroits (Figure 6.b). Sur la Figure 6.c, plusieurs profils de tension sont tracés : en gris considérant uniquement les pertes instantanées, en orange pointillé considérant le fluage et le retrait jusqu'à 191 jours (VO1), en orange plein considérant le fluage et le retrait jusqu'à 2528 jours (VD6) et en noir le profil résultant du calcul ASC à VD6 au niveau du DI. Ces résultats montrent que la perte de précontrainte due au fluage et au retrait est importante. La perte est d'environ 20% pour le câble horizontal à 2528 jours contre 5% à 191 jours. Cela se traduit par un endommagement important à VD6 ainsi que l'apparition d'endommagement dans de nouvelles zones comme le montre la Figure 7. Il est à noter que les résultats du calcul ASC et le calcul complet sont similaires à tout instant. Ceci permet de valider la méthode et son applicabilité sur cette structure industrielle.

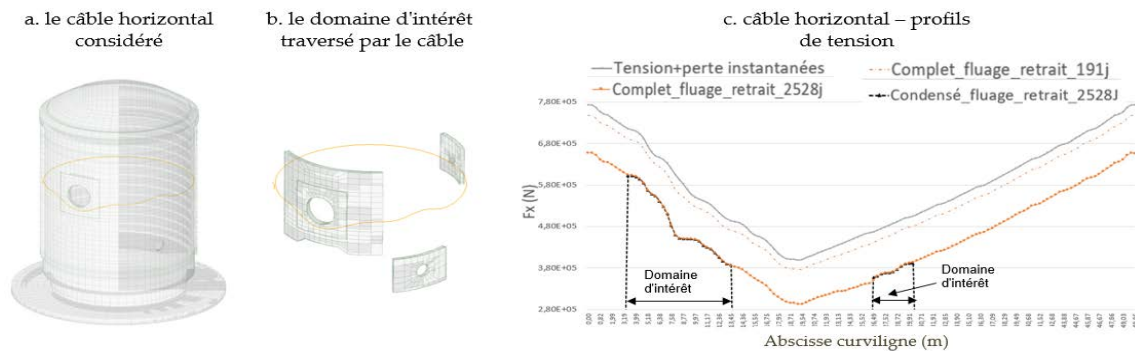


Figure 6 : profils de tension sur un câble horizontal traversant le domaine d'intérêt

	Endommagement – fin de VO1 (191 jours)		Endommagement – fin de VD6 (2528 jours)		échelle
	Vue 3D	Coupe AA	Vue 3D	Coupe AA	
Calcul complet					
Calcul ASC					

Figure 7 : Endommagement à la fin de VO1 et VD6 à 5,2 bars - calcul complet et calcul ASC

### 3. Performance de calcul

Le deuxième objectif est de tester les performances de l'ASC sur Vercors. Pour cela, le scénario considéré consiste en une mise en précontrainte suivie d'une pression jusqu'à 5,2 bars. Quatre comparaisons sont effectuées pour 4 finesses de maillage entre un calcul complet et un calcul ASC en partant du maillage grossier et raffinant le DI jusqu'à la finesse du calcul complet. Notons qu'avec le raffinement hiérarchique utilisée, la finesse obtenue est proche (inférieure) mais pas

exactement la même que le maillage complet. Avec un modèle d'endommagement local, cela peut induire une légère différence dans les résultats. Les trois premiers tests utilisent un modèle d'endommagement local alors que le quatrième utilise un modèle non local intégral avec une longueur caractéristique  $L_c = 8$  cm (Pijaudier-Cabot and Bazant, 1987) car la taille de l'élément est suffisamment fine.

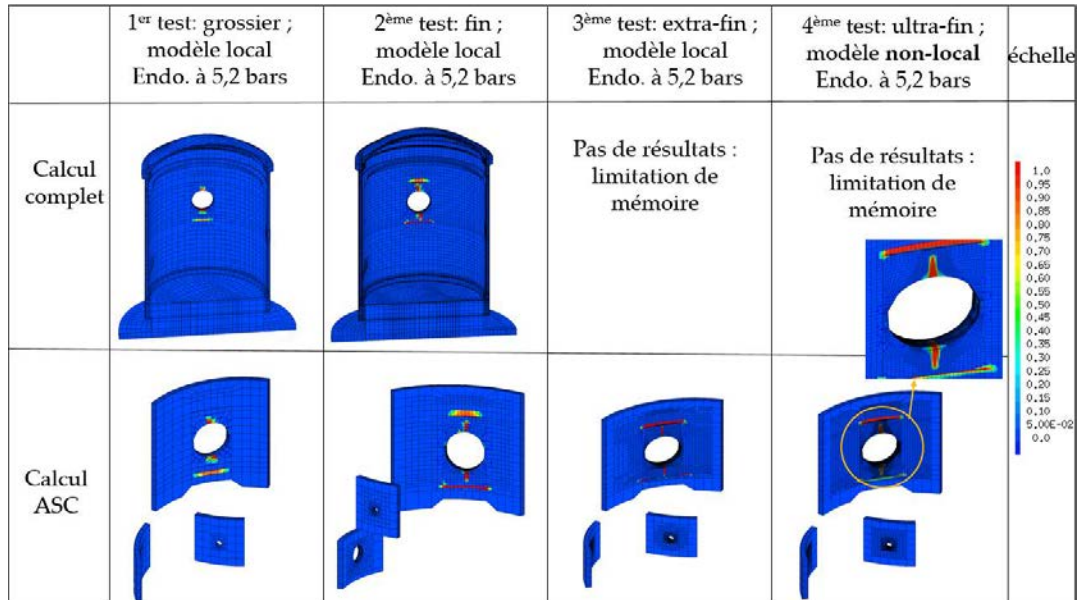


Figure 8 : Profils d'endommagement à 5,2 bars résultant des 4 tests (vue intérieure)

Les endommagements obtenus à la fin des 4 test sont donnés sur la Figure 8 et les temps de calcul sont donnés dans la Table 1. Dans le premier test, l'ASC donne les mêmes résultats en 4 fois moins de temps que le calcul complet. Dans le second, l'endommagement est un peu plus prononcé que dans le premier. Les résultats sont légèrement différents entre l'ASC et le calcul complet à cause de la différence de finesse de maillage. Un facteur de gain de 10 est obtenu sur ce test du fait d'une réduction significative du nombre de degrés de liberté (ddl) et de l'utilisation de raffinement de maillage du DI, ce qui permet d'optimiser les opérations de l'ASC. Dans le 3<sup>ème</sup> test, le calcul complet n'a pas pu être effectué en raison de manque de mémoire de la machine utilisée. En revanche, le calcul ASC, qui contient 9 fois moins de ddl, a été réalisé avec succès. L'endommagement est encore plus prononcé que le 2<sup>ème</sup> test. Avec l'ASC, un modèle non local a été appliqué avec succès sur le maillage ultra-fin. Qualitativement, la même distribution d'endommagement a été obtenue mais avec l'effet de régularisation comme le montre le zoom de la Figure 8.

Table 1: Résultats des performances de calcul

Finesse	Calcul complet		Calcul ASC/MR partant du maillage Grossier		
	Temps (s)	ddl	Temps (s)	ddl	Gain de temps
Grossier	1 408	321 837	301	29 370	4,68
Fin	11 735	817 812	1 176	98 562	10
Extra fin	--	6 075 987	24 815	713 625	--
Ultra fin	--	18 111 620	608 914	1 060 254	--

## Conclusion et perspectives

L'ASC consiste à réduire le système sur les parties endommagées de la structure en condensant la partie élastique. Cette partie peut évoluer au cours du calcul. L'ASC a été testée sur la maquette d'enceinte de confinement Vercors. Des calculs de mise en précontrainte prenant en compte les déformations différées suivies de la pression ont été effectués. Les résultats similaires entre le calcul ASC et le calcul complet permettent de valider l'ASC sur une structure réelle avec des chargements caractéristiques (précontrainte avec fluage et retrait et pression). Afin d'évaluer l'efficacité de l'ASC, plusieurs maillages ont été utilisés dont certains sont inaccessibles en calcul complet. L'ASC est jusqu'à 10 fois plus rapide. De plus, l'ASC a permis l'application d'un modèle d'endommagement non local sur la maquette.

Dans des travaux futurs, afin d'améliorer la prédiction de l'étanchéité des ouvrages de génie civil, il est prévu de considérer le comportement au jeune âge du béton lié à différentes causes (thermique, rhéologiques, etc.) qui peut être responsable de la formation des fissures initiales.

## Références

- Berger, M. J. and Olinger, J. (1984) 'Adaptive mesh refinement for hyperbolic partial differential equations', *Journal of Computational Physics*, 53(3), pp. 484–512. doi: 10.1016/0021-9991(84)90073-1.
- 'cast3m' (2022). Available at: <http://www-cast3m.cea.fr/>.
- Farhat, C. and Roux, F. (1991) 'A method of finite element tearing and interconnecting and its parallel solution algorithm', *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 32(6), pp. 1205–1227. doi: 10.1002/nme.1620320604.
- Guyan, R. J. (1965) 'Reduction of stiffness and mass matrices', *AIAA Journal*.
- Llau, A. et al. (2015) 'Adaptive zooming method for the analysis of large structures with localized nonlinearities', *Finite Elements in Analysis and Design*, 106, pp. 73–84. doi:10.1016/j.finel.2015.07.011.
- Mazars, J. (1986) 'A description of micro- and macroscale damage of concrete structures', *Engineering Fracture Mechanics*, 25(5–6), pp. 729–737. doi: 10.1016/0013-7944(86)90036-6.
- Mezher, A. et al. (2022a) 'Integration of the principle of mesh refinement in the Adaptive Static Condensation (ASC) method', *Computational Modelling of Concrete and Concrete Structures*, pp. 424–431. doi: 10.1201/9781003316404-50.
- Mezher, A. et al. (2022b) 'Simulation of large dimensional reinforced and prestressed concrete structures using a new adaptive static condensation method including automatic mesh partitioning', *Finite Elements in Analysis and Design*, 202, p. 103718. doi: 10.1016/j.finel.2021.103718.
- Niepceron, J. et al. (2021) 'Ageing and air leakage assessment of a nuclear reactor containment mock-up: VERCORS 2nd benchmark', *Nuclear Engineering and Design*, 377.
- Pijaudier-Cabot, G. and Bazant, Z. P. (1987) 'Non Local Damage Theory', *Engineering Mechanics*, 113, pp. 1512–1533. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9399(1987)113:10(1512).
- Verpeaux, P. and Charras, T. (2011) 'Multiplicateur de Lagrange, Condensation Statique et Conditions Unilatérales', in *10e colloque national en calcul des structures (CSMA)*. Giens, France.
- Zienkiewicz, O., Taylor, R. and Zhu, J. (1983) 'The hierarchical concept in finite element analysis', *Computers & Structures*, 16, pp. 53–65.

# Valorisation de cendres sous foyer de biomasse : une alternative aux granulats naturels dans les bétons

**Schlupp Florian**

*Univ. Artois, IMT Nord Europe, Junia, Univ. Lille, ULR 4515, Laboratoire de Génie Civil et géo-Environnement (LGCgE), F-62400 Béthune, France*

**RESUME** La filière bois énergie française génère annuellement des centaines de milliers de tonnes de cendres de biomasse. De par de leurs caractéristiques, les cendres sous-foyer (CSF) de biomasse pourraient être potentiellement valorisables en tant que matériau de construction. Ce qui permettra de diminuer la consommation de granulats naturels non renouvelables qui se raréfient et d'avoir un nouveau débouché à ces déchets industriels. La faisabilité d'incorporer des cendres de biomasse en remplacement du sable a été démontrée dans une étude préliminaire sur mortier, avec des taux de substitution volumique de 0 à 100 %. Bien qu'une diminution de la maniabilité ait été observée pour la formulation à 100 % de valorisation, la substitution de sable par des cendres de biomasse a permis d'obtenir de meilleures propriétés mécaniques. Ces résultats prometteurs ont été transposés de l'échelle du mortier vers la formulation de béton. Il a été démontré que la valorisation de 100 % de cendres de biomasse dans les bétons permet d'obtenir des résistances mécaniques semblables à la référence. Bien qu'une légère augmentation de la porosité accessible à l'eau soit observée, les autres propriétés mécaniques analysées (traction et module élastique) ont également montré des propriétés équivalentes à la référence.

**Mots-clefs** Cendres de biomasse, substitution de sable, valorisation de déchets, propriétés mécaniques

## I. INTRODUCTION

La production annuelle française de cendres de biomasse liée à la production d'énergie et de chaleur, toutes technologies et catégories confondues, est estimée à plus de 200 000 tonnes en 2017 (Syndicat des énergies renouvelables, 2021). Cela représente une quantité importante de matériaux à éliminer (centre d'enfouissement) ou à valoriser (engrais agricole) par les exploitants des centrales biomasses, avec des coûts élevés. Les travaux de recherche sur la valorisation des cendres de biomasse portent principalement sur la substitution de ciment (Rajamma et al., 2009; Beltrán et al., 2016) ou la valorisation en travaux routiers (Cabrera et al., 2014). Peu de travaux portent sur la valorisation granulaire des cendres de biomasse en tant que granulats ou filler dans des bétons et avec généralement des taux de substitution inférieurs à 30 % (Beltrán et al., 2014; Cabrera et al., 2021).

Les cendres sous-foyer (CSF) étudiées dans ces travaux proviennent d'une centrale à lit fluidisé des Hauts-de-France. Cette technologie utilise dans son processus de combustion un mélange de sable et de biomasse bois. Les propriétés physico-chimiques des cendres ne montrent aucune contre-indication quant à l'utilisation de celle-ci dans le secteur de la construction. La proximité



de leurs propriétés avec celles d'un sable ouvre la possibilité d'une valorisation granulaire des cendres de biomasse. Ce qui permettra d'avoir un nouveau débouché à ces déchets industriels, tout en diminuant l'utilisation de granulats naturels non renouvelables qui se raréfient.

Ces travaux examinent l'utilisation de CSF comme substitution granulaire dans des mortiers et bétons et comparent les résultats à une référence formulée avec un sable utilisé dans l'industrie. Le premier objectif est d'évaluer les taux de valorisation de CSF pertinents dans des bétons en réalisant une étude de faisabilité à l'échelle du mortier. Des taux de substitution volumique du sable de 0, 25, 50, 75 et 100 % ont été appliqués dans l'étude. Le second objectif est de déterminer les impacts de l'incorporation de CSF dans des formulations de bétons avec une valorisation de 50, 73 et 100 % de CSF. Des essais à l'état frais (étalement au cône d'Abrams, masse volumique) et à l'état durci (résistances mécaniques, porosité accessible) ont été effectués.

## II. PREPARATION DES MATERIAUX

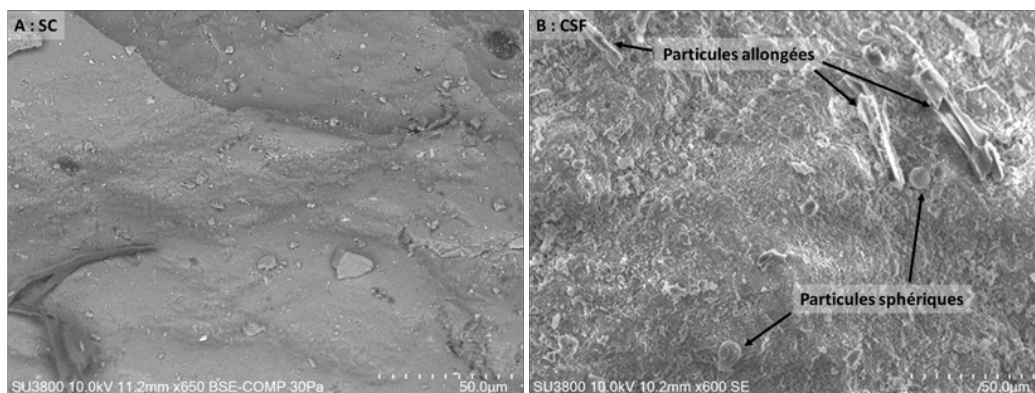
### A. Les cendres de biomasse

La composition chimique des CSF se compose de silice ( $\text{SiO}_2$ ) qui représente la phase majeure du matériau puis de chaux ( $\text{CaO}$ ) et d'alumine ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ) (**Tableau 1**). La structure minéralogique se compose de quartz et de calcite sans phase amorphe (Schlupp et al., 2022). La présence majoritaire de silice est attribuée à la technologie à lit fluidisé utilisée lors du processus de combustion (Carević et al., 2019). La masse volumique des CSF est de  $2,28 \pm 0,12 \text{ g/cm}^3$  et l'absorption d'eau est de  $2,21 \pm 0,17 \%$  (NF EN 1097-6). Les CSF possèdent une granulométrie 0/2 resserrée autour d'une dimension de granulat de 1 mm (NF EN 933-1).

**TABLEAU 1.** Composition chimique des CSF

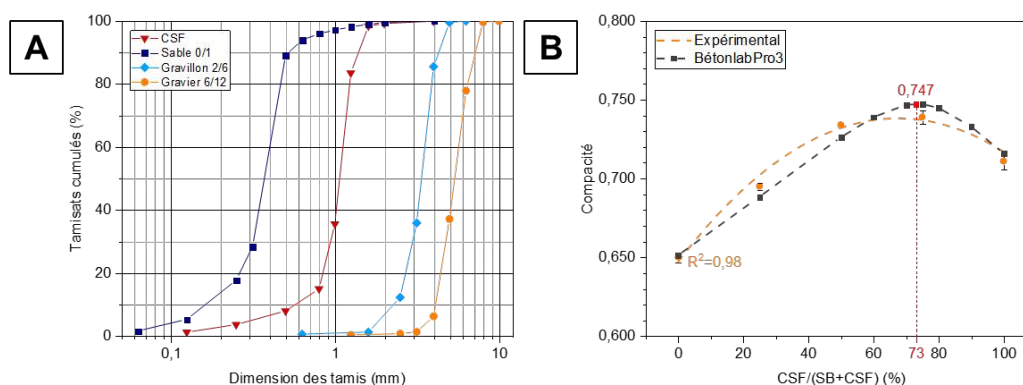
Oxydes	$\text{SiO}_2$	$\text{CaO}$	$\text{Al}_2\text{O}_3$	$\text{Na}_2\text{O}$	$\text{K}_2\text{O}$	$\text{Fe}_2\text{O}_3$	$\text{MgO}$	$\text{P}_2\text{O}_5$	LOI
(%)	87,99	3,36	2,42	0,21	2,10	1,07	0,46	0,20	1,84

Des analyses MEB ont révélées que la surface du grain de CSF est plus rugueuse et texturée que le grain de sable avant combustion (**Figure 1**) ce qui pourrait conduire à une augmentation des frictions entre les grains et diminuer la consistance des mélanges.



**FIGURE 1.** Observations MEB de la surface d'un grain avant (A) et après combustion (B)

La détermination de la compacité des mélanges binaire (CSF et sable 0/1) a été réalisée avec la méthode de la table à secousses (LCPC n°61) et avec le logiciel « BétonlabPro 3 » développé par De Larrard et Sedran (De Larrard, 1999; Sedran and De Larrard, 2007). La compacité du mélange du sable 0/1 avec les CSF est présentée avec la **Figure 2**, une corrélation quadratique est observable avec un coefficient de détermination élevé ( $R^2 = 0,98$ ) pour la courbe expérimentale. La compacité maximale est atteinte pour la substitution de 73 à 75% de CSF. Il est mis en évidence que les CSF peuvent être utilisées pour compléter le squelette granulaire d'un sable pour des taux de valorisation de 50 à 75 %.



**FIGURE 2.** Courbes granulométriques des granulats (A) et compacité des mélanges de sable (B)

### B. Elaboration des mélanges

Le ciment utilisé dans cette étude est un CEM I 42,5 R, sa résistance à la compression sur mortier normalisé est de 59 MPa à 28 jours. Un sable avec une granulométrie 0/1 est utilisé dans l'étude. Sa masse volumique est de 2,63 g/cm<sup>3</sup> et son absorption d'eau est de 1,01 %. Dans le but d'étudier la faisabilité de la substitution du sable par des CSF dans des mortiers, cinq formulations ont été confectionnées avec un rapport E/C constant de 0,5 avec C = 450 g. Les taux de substitution volumique sont de 0, 25, 50, 75 et 100 % (**Tableau 2**). Les mortiers sont fabriqués suivant la norme NF EN 196-1 puis stockés dans une chambre humide (HR 70 % ; 20°C).

**TABLEAU 2.** Composition granulair des mortiers

CSF/(SB+CSF) (%)	0	25	50	75	100
CSF [g]	0	272	544	816	1088
0/1 Sable [g]	1350	1013	675	338	0
Module de finesse NF EN 12620	1,92	2,35	2,78	3,21	3,64

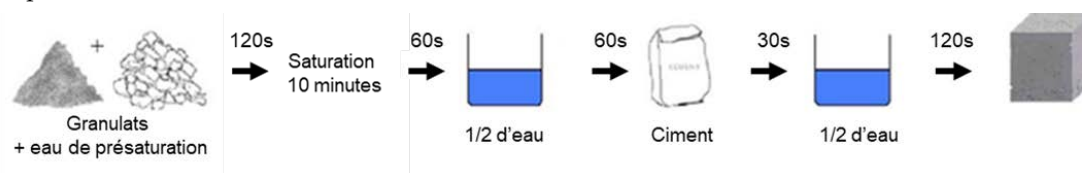
Le béton de référence a été formulé dans le but d'obtenir une consistance S3 et une classe de résistance C35/45 pour des applications dans des éléments de bâtiments (voile, plancher). Un rapport  $E_{eff}/C$  à 0,56 et une quantité de ciment à 350 kg/m<sup>3</sup> ont été utilisés afin de garantir ces propriétés. Un gravillon 2/6 et un gravier 6/12 sont utilisés dans le mélange granulaire du béton. Ils ont une masse volumique de 2,72 et 2,54 g/cm<sup>3</sup> et une absorption d'eau de respectivement 0,83 et 1,11 %. Deux objectifs de valorisation des CSF dans les bétons sont fixés : une substitution totale

du sable par des CSF soit **100 %** de valorisation en tant que sable et une optimisation de la compacité du mélange sable-CSF soit **73 %** de valorisation en tant que sable. Enfin une valeur médiane de substitution à **50 %** de CSF est également étudiée afin de suivre l'effet de l'incorporation de CSF dans la formulation de béton. Les différentes compositions de béton sont explicitées dans le **Tableau 3**.

**TABLEAU 3.** Composition des bétons

CSF/(SB+CSF) (%)	0	50	73	100
CSF [kg]	0	210	307	420
0/1 Sable [kg]	500	250	135	0
2/6 Gravillon [kg]	465	465	465	465
6/12 Gravier [kg]	870	870	870	870
CEM I 42,5 R [kg]	350	350	350	350
$E_{\text{eff}}$ [kg]	195	195	195	195
$E_{\text{tot}}$ [kg]	213	215	216	217
$E_{\text{eff}}/C$	0,56	0,56	0,56	0,56
G/S	0,90	1,22	1,45	1,87

Le protocole de malaxage utilisé dans l'étude est celui développé par Tam et al. (2005) pour des matériaux recyclés, appelé Two-Stage Mixing Approach (T SMA) et détaillé sur la **Figure 3** (Tam et al., 2005). Les propriétés à l'état frais ont été testées immédiatement après une période de malaxage et les moules ont été remplis en 3 couches et vibrés dans les 10 minutes qui suivent. Après 24h, les éprouvettes ont été démoulées puis stockées dans un bassin d'eau à  $20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$  jusqu'aux essais.

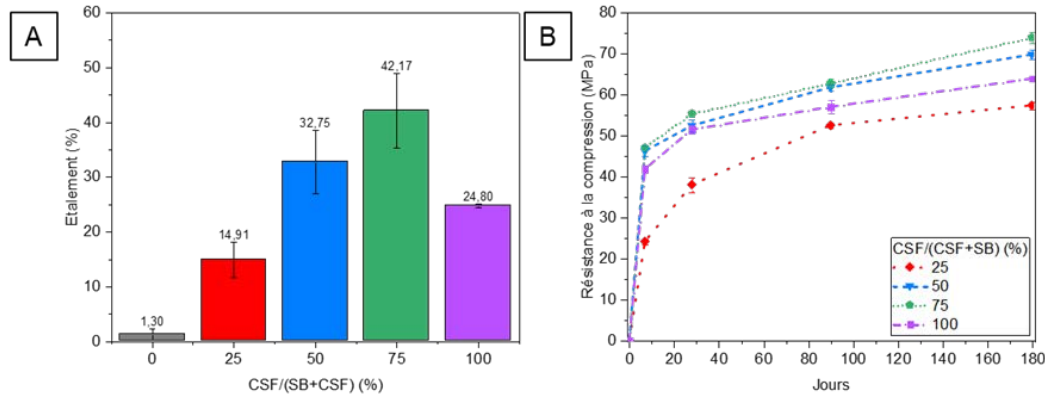


**FIGURE 3.** Protocole de malaxage T SMA

### III. FAISABILITE SUR MORTIER

Une étude préliminaire à l'échelle du mortier a été réalisée afin de vérifier la faisabilité de l'incorporation des CSF dans un matériau cimentaire et d'identifier des taux de valorisation intéressants avant un passage à l'échelle du béton. La consistance des mortiers a été évaluée avec la méthode de l'étalement à la table à secousses (NF EN 1015-3). La **Figure 4** présente les résultats des essais. On constate que l'étalement possède un maximum obtenu pour la substitution de 75 % de CSF. L'absorption d'eau plus importante des CSF ne semble pas diminuer l'étalement des mortiers cendrés. La finesse du sable 0/1 réduit fortement la consistance des mortiers produits, notamment pour la formulation à 0 et 25 % de CSF. Le développement des résistances mécaniques

(NF EN 196-1) suit une évolution similaire à la compacité granulaire des mélanges présentée précédemment (**Figure 2**). En effet, la compacité maximale des mélanges granulaire est obtenue pour 75 % de CSF. L'augmentation de la compacité granulaire va diminuer la porosité intergranulaire et va participer à l'augmentation de la résistance à la compression.



**FIGURE 4.** Propriétés des mortiers : étalement (A) et résistances à la compression (B)

#### IV. PROPRIETES DES BETONS CENDRES

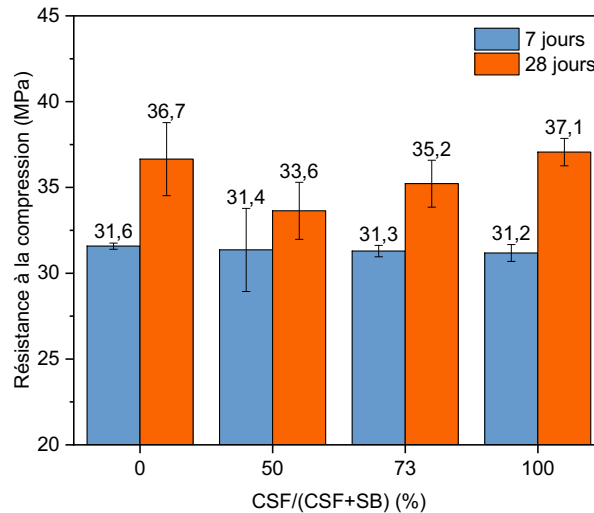
Le **Tableau 4** présente les valeurs d'affaissement à l'état frais des bétons (NF EN 12350-2). Le béton de référence sans CSF a une consistance très plastique avec un affaissement égal à 13 cm (S3). L'incorporation de CSF entraîne une diminution de l'affaissement, notamment pour les bétons substituant 73 et 100 % de CSF qui ont une classe de consistance plastique (S2) avec des affaissements à 9 et 8 cm. La différence de finesse des sables (MF 3,64 pour les CSF et 1,92 pour le 0/1) expose une augmentation de la quantité de grains grossiers avec les CSF ce qui peut entraîner une diminution de la consistance des bétons. De plus, la surface rugueuse des CSF (**Figure 1**) peut également participer à la baisse de consistance en augmentant les frictions entre les grains (Cabrera et al., 2014). Par ailleurs, le volume de sable et de CSF est inférieur dans les formulations de béton par rapport à celles de mortier, les impacts de celui-ci vont donc être dilués avec les autres constituants (graviers, gravillons). Il est également possible que le temps de présaturation initial des bétons ne soit pas suffisant dans le cas des CSF en raison de l'absorption d'eau plus importante de celle-ci.

**TABLEAU 4.** Propriétés à l'état frais des bétons

CSF/(SB+CSF) (%)	0	50	73	100
Affaissement (cm)	13 ± 1	13 ± 1	9 ± 1	8 ± 1
Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )	2328 ± 12	2321 ± 28	2340 ± 18	2331 ± 9

La **Figure 5** présente la résistance en compression (NF EN 12390-3) à 7 et 28 jours des bétons élaborés dans le cadre de l'étude. Les résistances des bétons à 7 jours ne varient pas significativement selon le taux de substitution de CSF. Après 28 jours de cure, les résistances diminuent de 37,1 ± 0,8 à 33,6 ± 1,7 MPa avec une baisse de 9 % pour la formulation avec 50 % de

CSF. Contrairement aux bétons avec 73 et 100 % de CSF, qui présentent une résistance de 35,2 et 37,1 MPa, équivalente à la référence. Comme pour les propriétés à l'état frais, il est possible que le volume de sable et de CSF dans les bétons, différent de celui des mortiers dilue les effets observés.



**FIGURE 5.** Résistances à la compression des bétons

Le **Tableau 5** présente les résultats de traction par fendage pour les quatre formulations ainsi que la mesure du module élastique de la référence et du béton avec 100 % de CSF. La résistance à la traction des différentes formulations ne varie pas significativement avec des valeurs comprises entre 3,4 et 3,7 MPa. Les modules élastiques du béton de référence et avec 100 % de CSF montrent également peu de variation avec des valeurs comprises entre 39,1 et 39,3 GPa. La nature minéralogique similaire des matériaux substitués ainsi que la résistance à la compression semblable des formulations peuvent expliquer ces résultats.

**TABLEAU 5.** Autres propriétés mécaniques des bétons

CSF/(SB+CSF) (%)	0	50	73	100
Traction par fendage (MPa) (28 jours)	3,7 ± 0,2	3,4 ± 0,4	3,7 ± 0,4	3,6 ± 0,2
Module élastique (GPa) (28 jours)	39,3 ± 0,5	/	/	39,1 ± 2,6

La **Figure 6** présente les valeurs de masse volumique et de porosité accessible à l'eau (NF P18-459) des formulations de béton. Une diminution de la masse volumique des bétons est observée et peut être liée à la masse volumique des CSF plus faible que celle du sable 0/1. Les formulations incorporant des CSF présentent une légère augmentation de la porosité de 3 à 5 % par rapport à la référence et linéaire avec le taux de substitution. En effet, l'absorption en eau des CSF (>2 %) et l'augmentation du rapport  $E_{tot}/C$  semblent augmenter la porosité des bétons. De plus, la présence de particules imbrulées peut également tendre à une augmentation de la porosité des mélanges contenant des CSF. Des conclusions similaires ont été publiées par d'autres auteurs dans la littérature (Beltrán et al., 2014; Rosales et al., 2016; Agrela et al., 2017; Cabrera et al., 2021).

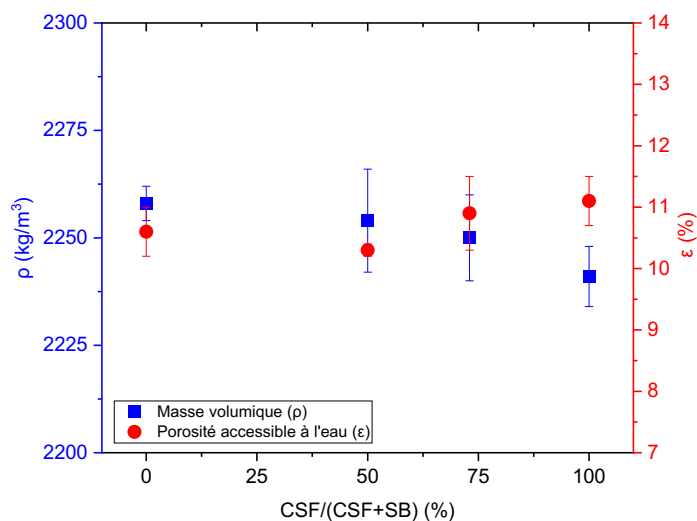


FIGURE 6. Masse volumique et porosité accessible à l'eau des bétons

## V. CONCLUSION

L'objectif de ce travail est de démontrer le potentiel des cendres de biomasse dans des bétons en tant que valorisation granulaire. Les principales conclusions sont les suivantes :

- L'incorporation de CSF provoque une diminution de l'ouvrabilité des bétons formulés. La présence d'éléments plus grossiers ainsi que la rugosité de surface des CSF influencent la modification de l'ouvrabilité.
- Les substitutions intermédiaires à 50 et 73 % de CSF présentent des résistances mécaniques 4 à 8 % plus faibles sans pour autant s'éloigner de manière significative de la classe de résistance du béton de référence.
- La substitution de 100 % du sable par des CSF dans des bétons est prometteuse. Elle permet d'obtenir des propriétés (résistances à la compression, module élastique et porosité) similaires à la référence. Bien que la maniabilité soit réduite par rapport à la référence.

Ainsi, cette étude met en évidence le potentiel d'utilisation d'un déchet de l'industrie de l'énergie (cendres sous-foyer) dans la formulation de béton. La continuité de ces travaux portera sur l'analyse de la durabilité, l'analyse environnementale (ACV) et une évaluation sanitaire (élément trace métallique, composé organique volatil) des bétons produits.

## REFERENCES

- Agrela, Beltran, Cabrera, López, Rosales, Ayuso, 2017. Properties of Recycled Concrete Manufacturing with All-in Recycled Aggregates and Processed Biomass Bottom Ash. <https://doi.org/10.1007/s12649-017-9880-6>
- Beltrán, M.G., Agrela, F., Barbudo, A., Ayuso, J., Ramírez, A., 2014. Mechanical and durability properties of concretes manufactured with biomass bottom ash and recycled coarse

- aggregates. *Construction and Building Materials* 72, 231–238.  
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.09.019>
- Beltrán, M.G., Barbudo, A., Agrela, F., Jiménez, J.R., de Brito, J., 2016. Mechanical performance of bedding mortars made with olive biomass bottom ash. *Construction and Building Materials* 112, 699–707. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.02.065>
- Cabrera, M., Galvin, A.P., Agrela, F., Carvajal, M.D., Ayuso, J., 2014. Characterisation and technical feasibility of using biomass bottom ash for civil infrastructures. *Construction and Building Materials* 58, 234–244. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.01.087>
- Cabrera, M., Martínez-Echevarria, M.J., López-Alonso, M., Agrela, F., Rosales, J., 2021. Self-Compacting Recycled Concrete Using Biomass Bottom Ash. *Materials* 14, 6084.  
<https://doi.org/10.3390/ma14206084>
- Carević, I., Serdar, M., Štirmer, N., Ukrainczyk, N., 2019. Preliminary screening of wood biomass ashes for partial resources replacements in cementitious materials. *Journal of Cleaner Production* 229, 1045–1064. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2019.04.321>
- De Larrard, F., 1999. *Concrete Mixture Proportioning: A Scientific Approach*. CRC Press, London.  
<https://doi.org/10.1201/9781482272055>
- Rajamma, R., Ball, R.J., Tarelho, L.A.C., Allen, G.C., Labrincha, J.A., Ferreira, V.M., 2009. Characterisation and use of biomass fly ash in cement-based materials. *Journal of Hazardous Materials* 172, 1049–1060. <https://doi.org/10.1016/j.jhazmat.2009.07.109>
- Rosales, J., Beltrán, M.G., Cabrera, M., Velasco, A., Agrela, F., 2016. Feasible Use of Biomass Bottom Ash as Addition in the Manufacture of Lightweight Recycled Concrete. *Waste Biomass Valor* 7, 953–963. <https://doi.org/10.1007/s12649-016-9522-4>
- Schlupp, F., Page, J., Djelal, C., Libessart, L., 2022. Effet de la combustion sur les cendres sous foyer de biomasse -Valorisation en tant que sable dans un mortier. Presented at the NOMAD 2022 - 4e conférence internationale francophone Nouveaux Matériaux et Durabilité.
- Sedran, T., De Larrard, F., 2007. *Le logiciel BétonlabPro 3*. Presses de l'École nationale des ponts et chaussées.
- Syndicat des énergies renouvelables, 2021. Question réponse - Bois Energie [WWW Document]. URL <https://www.syndicat-energies-renouvelables.fr/publications/>
- Tam, V.W.Y., Gao, X.F., Tam, C.M., 2005. Microstructural analysis of recycled aggregate concrete produced from two-stage mixing approach. *Cement and Concrete Research* 35, 1195–1203. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2004.10.025>

# Incorporation de la chènevotte dans les pavés drainants : une stratégie efficace pour atténuer les îlots de chaleur urbains

**Bechara Haddad**

*ComUE Normandie Université, Builders Ecole d'Ingénieurs, Builders Lab, 1, Rue Pierre et Marie Curie, 14610 Epron, France. Tel: +33(0) 2 31 46 23 00, E-mail: [bechara.haddad@builders-ingenieurs.fr](mailto:bechara.haddad@builders-ingenieurs.fr)*

**RESUME** L'effet d'îlot de chaleur urbain (ICU) pose des défis importants à la qualité de l'environnement urbain et à la santé publique. Au cours des décennies, des efforts de recherche ont été faits pour développer diverses stratégies d'atténuation de l'ICU, y compris des matériaux de revêtement, tels que les revêtements à rétention d'eau, les revêtements rétro réfléchissants et le béton perméable. Cet article se concentre sur l'amélioration des propriétés hydriques et de rétention d'eau du béton drainant pour atténuer les phénomènes d'ICU. Les tests hydriques ont été effectués sur quatre bétons différents où les granulats naturels ont été remplacés par la chènevotte. Les résultats montrent une amélioration significative de ces propriétés en augmentant leur efficacité de plus de 100 %, ce qui classe ce béton perméable comme une solution de revêtement et de rétention d'eau pour l'atténuation de l'ICU.

**Mots-clés** : îlot de chaleur urbain, pavés drainants, chènevotte, propriétés hydriques

## I. INTRODUCTION

L'environnement urbain et les activités humaines entraînent le développement d'îlots de chaleur urbains (ICU), qui se caractérisent par des températures plus élevées dans les zones urbaines par rapport aux régions suburbaines et rurales. Ce phénomène est le résultat de différences dans le bilan thermique entre les surfaces construites, comme les bâtiments et les routes, et les surfaces naturelles, comme le sol et la végétation (Arnfield, 2003; Oke, 1988, 1982). La forte inertie thermique et les surfaces sombres des matériaux construits ont tendance à absorber et à retenir le rayonnement solaire, ce qui entraîne une augmentation de la chaleur sensible et un réchauffement de l'atmosphère urbaine (Al-Jabri et al., 2005; Grimmond and Oke, 1999; Qin and Hiller, 2014). Les revêtements, qui représentent généralement 20 à 40 % de la surface d'une ville typique, jouent un rôle important dans la formation des ICU. Par conséquent, il existe un nombre considérable de recherches visant à atténuer les effets des ICU, en mettant l'accent sur le refroidissement des surfaces des revêtements. Une approche consiste à irriguer les surfaces avec des eaux usées, une stratégie qui a été mise en œuvre dans des villes comme Osaka et Tokyo grâce à des systèmes d'irrigation qui utilisent des tuyaux d'alimentation en eau pour diffuser de l'eau recyclée sur les surfaces (Starke et al., 2010). Une autre voie de recherche vise à améliorer la capacité de refroidissement des surfaces par l'utilisation de « pavés frais », ce qui peut être réalisé par l'utilisation de matériaux de substitution à fort pouvoir absorbant, telles que la substitution des granulats naturels par des coquillages (Nguyen et al., 2013), des granulats recyclés (Haddad et al., 2023) et cendres résiduelles (Santamouris, 2013). Par rapport aux revêtements conventionnels, les revêtements frais peuvent être conçus pour augmenter la réflectance solaire, améliorer l'évaporation et/ou réduire la chaleur sensible dans l'atmosphère urbaine (Li et al., 2013; Pomerantz et al., 1997; Santamouris, 2013). L'objectif de cette recherche est d'étudier le potentiel d'amélioration de la capacité hydrique du béton drainant par l'incorporation de la chènevotte dans le mélange. Cette étude vise à améliorer la capacité de rétention d'eau des surfaces dans le but de prolonger



l'effet de refroidissement par évaporation et de réduire le phénomène ICU. La recherche vise à optimiser la combinaison de l'augmentation de l'efficacité des solutions utilisées pour atténuer l'ICU, comme l'arrosage de surface, avec les avantages de l'utilisation du béton drainant retenant l'eau. Le béton drainant, étant un matériau perméable à l'eau avec une capacité hydrique élevée, pourrait être une solution progressive qui peut être combinée avec d'autres techniques d'atténuation telles que l'irrigation de surface pour augmenter l'efficacité globale. Par conséquent, afin de construire un béton perméable à l'eau qui atténue le phénomène d'îlot de chaleur urbain UHI, il est essentiel de considérer les compromis entre les propriétés hydriques et la capacité de drainage (Carsana et al., 2013; Deo and Neithalath, 2010; Neithalath, 2004; Qin, 2015; Rehder et al., 2014; Shabalala et al., 2017; Shu et al., 2011) ce qui peut être accompli en incorporant la proportion appropriée de chènevotte aux mélanges. Comme ce fut le cas pour d'autres substituts conduits tels que les coquillages (Nguyen et al., 2013), les granulats recyclés (Haddad et al., 2023) et les cendres résiduelles (Santamouris, 2013).

## II. Matériels et méthodes

### A. Composition du mélange

Dans le cadre de cette étude, un ciment Portland de type CEM I 52.5R a été sélectionné pour les mélanges (Nguyen et al., 2013). Les propriétés des granulats, telles que la taille et la proportion, ont une influence déterminante sur les caractéristiques du béton perméable. En conséquence, des granulats naturels concassés de cornéenne (2-6 mm) et de la chènevotte brute (2mm) ont été choisis pour les mélanges. D'autre part, la composition du béton drainant est une opération complexe impliquant les quantités et les proportions de chaque composant. Concernant le ciment, selon les études précédentes (Tennis et al., 2004), la quantité varie entre 270 et 415 kg/m<sup>3</sup>. Pour ce qui est de la densité des granulats, celle-ci varie entre les différentes études ; la plage optimisée est de 1190 à 1600 kg/m<sup>3</sup> (ACI, 2010; Tennis et al., 2004). Selon ces déclarations, une dose de 363 kg/m<sup>3</sup> a été adoptée pour le ciment et 1574 kg/m<sup>3</sup> pour les granulats. Concernant le sable utilisé est alluvionnaire, quartzitique, de classe granulaire 0/2 mm, une dose de 110 kg/m<sup>3</sup> a été utilisée uniformément avec plusieurs références (Tennis et al., 2004), qui ont le plus souvent utilisé une dose de 100 kg/m<sup>3</sup>. Dans cette étude, aucun adjuvant n'a été ajouté, une dose de 129 kg/m<sup>3</sup> d'eau a été utilisée, donnant un rapport E/C de 0,35 (Tennis et al., 2004).

Quatre formulations ont été considérées dans cette étude, où le remplacement en masse des granulats naturels (2-6) par volume de chènevotte a été mis en place : la formulation témoin A (100% de granulats naturels), la formulation A2.5% (97,5% de granulats naturels et 2,5% de chènevottes), la formulation A5% (95% de granulats naturels et 5% de chènevotte) et la formulation A10% (90% de granulats naturels et 10% de chènevotte). Durant le processus de coulage des échantillons cubiques de 15x15x15 cm ont été utilisées. Ces échantillons ont été soumis à des vibrations avec une pression de 15 (kPa) pour améliorer leur densité et leur compacité. Cette pression aide à assurer que le matériau coulé se répartisse uniformément dans le moule (Haddad et al., 2023; Nguyen et al., 2013). De plus, Un volume d'eau équivalent à 90% du coefficient d'absorption de la chènevotte a été ajouté au mélange afin de compenser la quantité d'eau absorbée par la chènevotte.

### B. Test de compression

Trois échantillons cubiques de 15x15x15 cm de chaque formulation ont été utilisées pour ce test (Sriravindrarah et al., 2012). Des essais de compression ont été effectués sur trois échantillons après 28 jours, sur une presse Schenck de capacité 3000 kN avec un taux de charge imposé de 0,06 MPa.s<sup>-1</sup>, conformément à la norme NF EN 12390-3.

### C. Test de porosité accessible à l'eau

Cette méthode est basée sur le principe d'Archimède (Montes and Haselbach, 2006). Selon la norme NF ISO 5017, trois éprouvettes de chaque formulation ont d'abord été saturées d'eau sous vide pour 24 heures dans un dessiccateur. Ensuite, les masses des éprouvettes saturées dans l'eau et dans l'air sont prises en compte pour calculer la porosité. Le calcul est effectué en utilisant l'équation 1.

$$P_a = \frac{M_{\text{air}} - M_{\text{sec}}}{M_{\text{air}} - M_{\text{eau}}} \quad (1)$$

$P_a$  représente la porosité accessible à l'eau [%],  $M_{\text{air}}$  représente la masse de l'échantillon après saturation dans l'eau l'air [kg],  $M_{\text{eau}}$  représente la masse de l'échantillon saturé immergé dans l'eau [kg], et  $M_{\text{sec}}$  représente la masse de l'échantillon sec (à 60°C avec une suivi de masse) [kg].

### D. Test d'absorption d'eau

Ce test est conçu pour évaluer la capacité du béton drainant à retenir l'eau (Karasawa et al., 2006; Yamamoto, et al., 2006). Selon les protocoles établis, trois échantillons de chaque formulation sont immergés dans l'eau pendant 24 heures à une température ambiante comprise entre 23°C et 25°C dans un bac à dimension spécifique décrit dans le protocole réalisé dans la littérature (Karasawa et al., 2006; Yamamoto, et al., 2006). Les échantillons sont ensuite retirés de l'eau et une surveillance de la masse est effectuée dans des intervalles de temps pour une durée de 48 heures. A l'issue de ce protocole, la capacité en eau ( $w_c$ ) des pavés est calculée par l'équation suivante (2).

$$w_c = \frac{W_{\text{eau}} - W_{\text{sec}}}{V} \quad (2)$$

$W_{\text{eau}}$  représente la masse de l'échantillon retiré de l'eau à des intervalles de temps différents [kg],  $W_{\text{sec}}$  représente la masse sèche de l'échantillon [kg] et  $V$  représente le volume apparent de l'échantillon [m<sup>3</sup>].

### E. Test de rétention capillaire

Ce test met en évidence la capacité du béton drainant à retenir l'eau (Karasawa et al., 2006; Yamamoto, et al., 2006). Il consiste à déterminer la hauteur de rétention d'eau. A cette fin, il est nécessaire de placer un échantillon (en triplicat) sec (à 60°C avec une suivi de masse) de dimension 15x15x15 cm en immergeant 5 mm de sa surface inférieure dans l'eau. Ensuite, pour connaître la quantité d'eau retenue, un suivi de la masse est effectué pour 24 heures toutes dans des intervalles de temps définie. En conséquence, la rétention capillaire ( $S_h$ ) en % est calculée en utilisant l'équation 3.

$$S_h = \frac{W_h - W_{\text{sec}}}{W_{\text{eau}} - W_{\text{sec}}} \quad (3)$$

$W_h$  représente la masse de l'échantillon en contact avec l'eau à différents moments (kg),  $W_{eau}$  représente la masse de l'échantillon saturé en eau soit la masse de l'essai d'absorption ( $t=90$  minutes) (kg) et  $W_{sec}$  représente la masse sèche des échantillons (à  $60^\circ\text{C}$  avec une suivi de masse) (kg).

### III. Résultats et discussion

#### A. Test de compression et test de porosité accessible à l'eau

Les résultats des tests de compression mécanique, tels que décrits dans la [Figure 1](#), indiquent que les mélanges A, A2.5%, A5% et A10% ont présenté une résistance à la compression de 18MPa, 16.5MPa, 14MPa et 12.1MPa respectivement. Cette diminution est conforme aux autres résultats (Haddad et al., 2023), qui montrent une proportion similaire de diminution lorsque des granulats naturels étaient remplacés par des substitutions tels (coquillages (Nguyen et al., 2013) et granulats recyclés (Haddad et al., 2023)). La diminution de la résistance à la compression mécanique observée dans les mélanges de béton contenant de la chènevotte peut être attribuée à l'insuffisance de l'adhérence entre la pâte de ciment et les chènevottes (Poon and Chan, 2006) (Haddad et al., 2023). Ces propriétés comprennent une densité inférieure et une porosité plus élevée, ce qui entraîne des mélanges de béton plus poreux et moins denses, et donc moins résistants. En outre, les chènevottes utilisées dans l'étude ont un coefficient d'absorption plus élevé par rapport aux agrégats naturels. Ce coefficient d'absorption plus élevé nécessite un facteur de "correction" à appliquer à la teneur en eau dans la conception du mélange. Cependant, il est difficile de contrôler précisément ce facteur, ce qui peut entraîner des variations dans le rapport eau-ciment. Ces variations peuvent perturber la distribution de l'eau dans le mélange de ciment, ce qui modifie le rapport E/C et entraîne une augmentation ou une diminution de la résistance mécanique. Ces variations peuvent perturber la distribution de l'eau dans le mélange de ciment, ce qui modifie le rapport E/C et entraîne une augmentation ou une diminution de la résistance mécanique (Haddad et al., 2023; Nguyen et al., 2013)

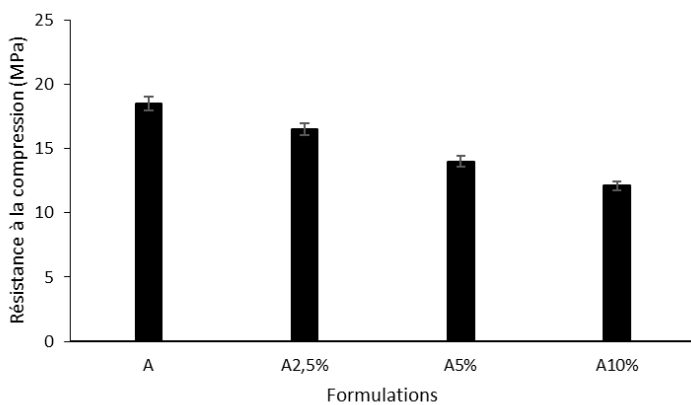


Figure 1. Résistance à la compression des pavés

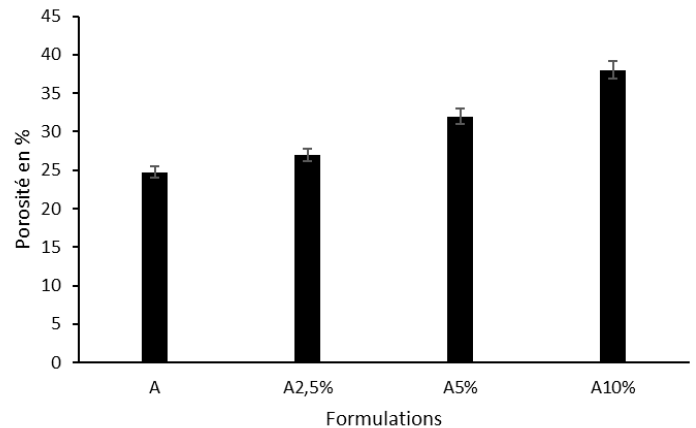


Figure 2. Porosité accessible à l'eau des pavés

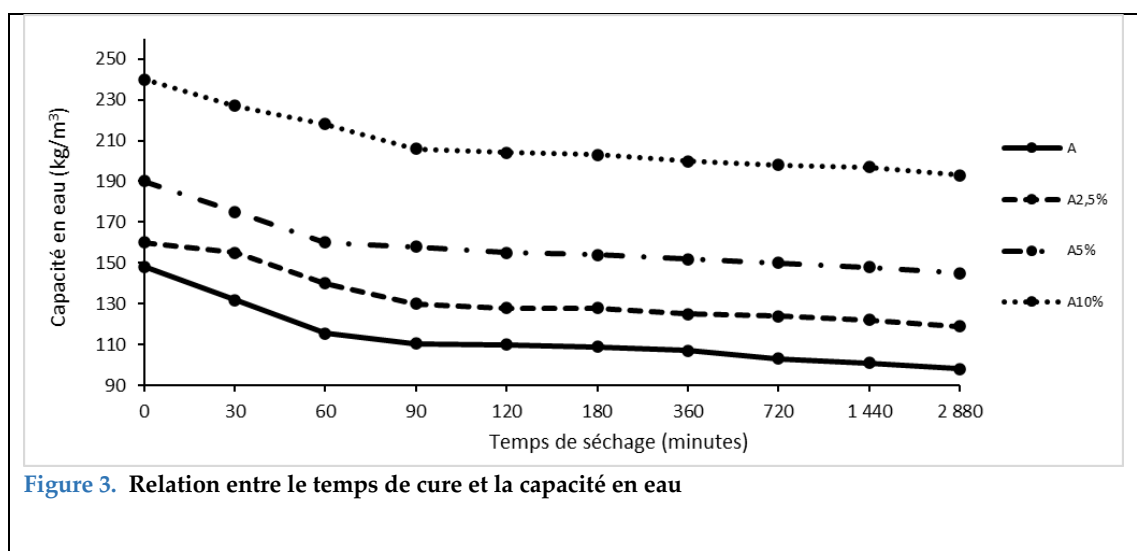
Bien que les mélanges présentent une résistance mécanique inférieure au témoin, ils peuvent être utilisés pour certaines applications spécifiques. Il a été démontré que les pavés drainants ayant une résistance à la compression de 10 MPa ou plus peuvent être utilisés pour les applications de

revêtement de sols, de parkings et de produits préfabriqués en béton perméable (Poon and Chan, 2006). De même, les pavés ayant une résistance mécanique légèrement inférieure à 10 MPa peuvent être utilisés pour les trottoirs (Ibrahim and Abdul Razak, 2016; Haddad et al., 2023).

La **Figure 2** montre les résultats des mesures de porosité accessible à l'eau pour les différents échantillons de mélange utilisés. Il constate une augmentation de la porosité en passant de l'échantillon A à l'échantillon A10%, avec des valeurs respectives de 24,7%, 27%, 32% et 38%. Cette augmentation de la porosité est attribuable à l'inclusion de chènevotte dans les mélanges, ce qui réduit la surface de contact entre les granulats, entraînant ainsi une augmentation de la porosité ouverte ce qui entrainera a un pavé plus poreux et par la suite moins chauds durant les saisons chaude et humide (Haddad et al., 2023; Vujovic et al., 2021).

### C. Test d'absorption d'eau

L'analyse de la capacité d'absorption d'eau des mélanges A10%, A5%, A2.5% et A (Figure 3) a été effectuée en mesurant la variation de masse de ces échantillons au cours du temps. Les résultats ont montré que le mélange A10% a connu une diminution de sa capacité d'absorption d'eau de 240 kg/m<sup>3</sup> à 227 kg/m<sup>3</sup> au cours des 30 premières minutes de cure, une tendance qui s'est poursuivie pour aboutir à une capacité finale de 193 kg/m<sup>3</sup> après 48 heures. De même, le mélange A5% a présenté une capacité d'absorption d'eau inférieure à celle de l'échantillon A10%, avec une diminution de 190 kg/m<sup>3</sup> à 175 kg/m<sup>3</sup> observée dans les 30 premières minutes et une capacité finale de de 145 kg/m<sup>3</sup> après 48 heures. Enfin, les échantillons A et A2.5% ont montré des performances similaires en termes de capacité d'absorption d'eau, enregistrant respectivement 148 kg/m<sup>3</sup> et 160 kg/m<sup>3</sup> au début du test pour atteindre 119 kg/m<sup>3</sup> et 98 kg/m<sup>3</sup> après 48 heures. Selon les résultats obtenus, on peut déduire que les mélanges désignés comme A10% et A5% présentent une performance hydrique significative et supérieure par rapport au contrôle A (le témoin). Ces observations s'alignent sur la classification de A10% avec une absorption d'eau supérieure à 150kg/m<sup>3</sup> en tant que bloc de rétention d'eau comme indiqué dans les sources bibliographiques pertinentes (Karasawa et al., 2006; Yamamoto, et al., 2006).



**Figure 3.** Relation entre le temps de cure et la capacité en eau

Par conséquent, on peut en déduire que la présence de chènevottes ayant un coefficient d'absorption élevé sert à augmenter la capacité d'absorption d'eau des pavés. Cette amélioration

permet non seulement d'améliorer la capacité des pavés à atténuer les îlots de chaleur urbains, mais aussi de renforcer l'efficacité de la solution d'arrosage (lorsqu'elle est adoptée en conditions humides) visant à irriguer artificiellement les surfaces pour rafraîchir l'air et réduire la température de surface. La présence d'un revêtement contenant de la chènevotte permet d'augmenter la capacité de stockage de l'eau. A titre d'exemple, le mélange A10%, une fois saturé en eau, a la capacité de retenir  $206 \text{ kg/m}^3$  d'eau après 90 minutes de cure, par rapport aux  $111 \text{ kg/m}^3$  retenus par le contrôle A. Cette capacité de rétention d'eau accrue se traduit par une solution d'irrigation plus efficace, car moins de cycles d'arrosage sont nécessaires pour atteindre la température de surface souhaitée pour atténuer le phénomène d'îlot de chaleur urbain (Qin, 2015; Santamouris, 2013; Starke et al., 2010; Vujovic et al., 2021). En conclusion, les résultats de cette étude fournissent la preuve que l'incorporation de chènevotte dans le mélange peut améliorer de manière significative la capacité de rétention d'eau dans les pavés, ce qui à son tour peut contribuer à atténuer le phénomène d'îlot de chaleur urbain dans des conditions humides. Il est également intéressant de noter que cette incorporation de chènevotte ne compromet pas la porosité des pavés, car la grande capacité de drainage de l'eau du béton est conservée, ce qui le classera simultanément comme structure perméable et fraîche.

#### D. Test de rétention d'eau

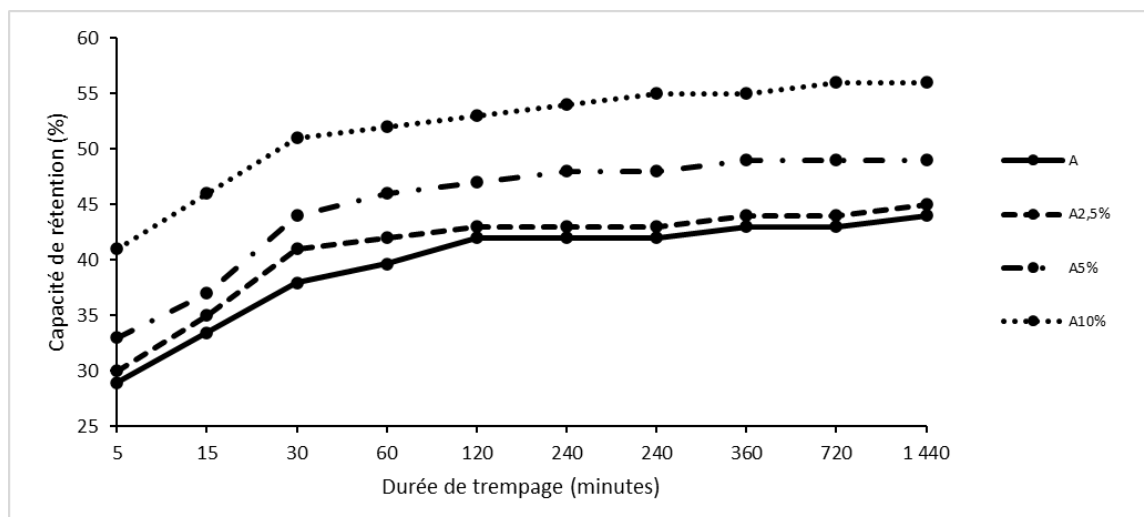


Figure 4. Relation entre le temps de trempage et la rétention capillaire

Les mélanges A et A2,5% ont montré une tendance relativement similaire dans leurs mesures de la rétention d'eau ( $S_h$ ), avec une valeur initiale de 30% après 5 minutes d'immersion (Figure 4). Cette valeur a ensuite augmenté de façon presque linéaire pour atteindre 45% dans 24 heures. Pour le même horaire, le mélange A5% a enregistré 33% et 49%. En revanche, le mélange A10% a présenté une réponse plus significative à l'immersion dans l'eau, avec une capacité de rétention de 40% dans les 5 premières minutes, qui a ensuite augmenté pour atteindre une valeur de 56% en 24 heures. Cela suggère que ce mélange a connu une plus grande expansion initiale au contact de l'eau. En effet, les résultats de cette étude indiquent que l'incorporation de la chènevotte dans le mélange du béton peut améliorer de manière significative la capacité de rétention et d'absorption d'eau du pavé. Ces résultats sont utiles pour évaluer la performance potentielle de ces mélanges dans des

applications réelles, en particulier dans les systèmes visant à atténuer les défis associés aux îlots de chaleur urbains. En augmentant la capacité de la surface à retenir l'eau, la présence de la chènevotte peut améliorer la rétention d'eau et, par la suite, la remontée de l'eau de la sous couche à la surface (Qin, 2015; Santamouris, 2013; Starke et al., 2010; Vujovic et al., 2021) et contribuer à réduire la température de surface et à promouvoir des environnements urbains plus durables. Ceci est particulièrement important dans les zones où la nappe phréatique est alimentée dans les sous-couches ou dans les villes où les sous-couches sont arrosées artificiellement pour refroidir les surfaces et combattre le phénomène des îlots de chaleur urbains.

### III. Conclusion

Les recherches expérimentales sur le béton perméable ont démontré l'aspect pratique de l'utilisation de la chènevotte comme substitut des granulats naturels. Les conclusions majeures de cette étude sont les suivantes :

L'étude a conclu que les mélanges de béton perméable avec de la chènevotte ont des propriétés mécaniques acceptables toujours au-dessus de 10Mpa et une et une porosité supérieure à 25 % accrue qui améliorent leurs performances hydriques.

Les résultats du test de capacité en eau indiquent le potentiel de l'incorporation de chènevotte dans le béton drainant pour améliorer les propriétés hydriques et atténuer les effets des îlots de chaleur urbains. Les résultats du test montrent qu'un mètre cube de mélange A10% peut absorber au moins 100 litres d'eau de plus que les mélanges A. Le mélange A10% démontre sa capacité à maintenir cette différence pendant plus d'une heure et demie, ce qui le classe comme un bloc retenant l'eau. Cette caractéristique fait de ce type de revêtement une solution viable dans les zones où l'irrigation artificielle est utilisée pour lutter contre les effets d'îlot de chaleur urbain.

Les tests de rétention capillaire montrent que les mélanges A10% et A5% retiennent 52% et 46% d'eau après 60 minutes, tandis que les mélanges A2.5% et A retiennent 42%. Ces résultats indiquent que l'augmentation de la proportion de chènevotte dans le béton drainant améliore ses propriétés hydriques, ce qui renforce son efficacité dans la lutte contre les effets des îlots de chaleur urbains par la méthode de l'arrosage souterrain.

En ce qui concerne mes perspectives, j'aimerais effectuer des tests à plus grande échelle pour évaluer les performances des différents mélanges en termes de propriétés thermiques et de durabilité.

### REFERENCES

- ACI, 2010. Pervious Concrete. *ACI 522R-10. Report on Pervious Concrete*; American Concrete Institute: Farmington Hills, MI, USA, 2010; 38p.
- Al-Jabri, K.S., Hago, A.W., Al-Nuaimi, A.S., Al-Saidy, A.H., 2005. Concrete blocks for thermal insulation in hot climate. *Cement and Concrete Research* 35, 1472–1479. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2004.08.018>
- Arnfield, A.J., 2003. Two decades of urban climate research: a review of turbulence, exchanges of energy and water, and the urban heat island. *International Journal of Climatology* 23, 1–26. <https://doi.org/10.1002/joc.859>
- Carsana, M., Tittarelli, F., Bertolini, L., 2013. Use of no-fines concrete as a building material: Strength, durability properties and corrosion protection of embedded steel. *Cement and Concrete Research* 48, 64–73. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2013.02.006>
- Deo, O., Neithalath, N., 2010. Compressive behavior of pervious concretes and a quantification of the influence of random pore structure features. *Materials Science and Engineering: A, Special Topic Section: Local and Near Surface Structure from Diffraction* 528, 402–412. <https://doi.org/10.1016/j.msea.2010.09.024>

- Grimmond, C.S.B., Oke, T.R., 1999. Heat Storage in Urban Areas: Local-Scale Observations and Evaluation of a Simple Model. *Journal of Applied Meteorology and Climatology* 38, 922–940. [https://doi.org/10.1175/1520-0450\(1999\)038<0922:HSIUAL>2.0.CO;2](https://doi.org/10.1175/1520-0450(1999)038<0922:HSIUAL>2.0.CO;2)
- Haddad, B., Karaky, H., Boutouil, M., Boudart, B., Sebaibi, N., 2023. Investigation Properties of Pervious and Water-Retaining Recycled Concrete to Mitigate Urban Heat Island Phenomena. *Sustainability* 15, 5384. <https://doi.org/10.3390/su15065384>
- Ibrahim, H.A., Abdul Razak, H., 2016. Effect of palm oil clinker incorporation on properties of pervious concrete. *Construction and Building Materials* 115, 70–77. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.03.181>
- Karasawa, A., TORIIMINAMI, K., EZUMI, N., KAMAYA, K., 2006. Evaluation of performance of water-retentive concrete block pavements. 8th International Conference on Concrete Block Paving.
- Li, H., Harvey, J.T., Holland, T.J., Kayhanian, M., 2013. The use of reflective and permeable pavements as a potential practice for heat island mitigation and stormwater management. *Environ. Res. Lett.* 8, 015023. <https://doi.org/10.1088/1748-9326/8/1/015023>
- Montes, F., Haselbach, L., 2006. Measuring hydraulic conductivity in pervious concrete. *Environmental Engineering Science* 23, 960–969. <https://doi.org/10.1089/ees.2006.23.960>
- Neithalath, N., 2004. Development and characterization of acoustically efficient cementitious materials. Theses and Dissertations Available from ProQuest 1–245.
- Nguyen, D.H., Boutouil, M., Sebaibi, N., Leleyter, L., Baraud, F., 2013. Valorization of seashell by-products in pervious concrete pavers. *Construction and Building Materials* 49, 151–160. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.08.017>
- Okada, K., Matsui, S., Isobe, T., Kameshima, Y., Nakajima, A., 2008. Water-retention properties of porous ceramics prepared from mixtures of allophane and vermiculite for materials to counteract heat island effects. *Ceramics International* 34, 345–350. <https://doi.org/10.1016/j.ceramint.2006.10.006>
- Okada, K., Ooyama, A., Isobe, T., Kameshima, Y., Nakajima, A., MacKenzie, K.J.D., 2009. Water retention properties of porous geopolymers for use in cooling applications. *Journal of the European Ceramic Society* 29, 1917–1923. <https://doi.org/10.1016/j.jeurceramsoc.2008.11.006>
- Oke, T., 1988. The urban energy balance. *Prog Phys Geogr. Progress in Physical Geography* 12, 471–508. <https://doi.org/10.1177/030913338801200401>
- Oke, T.R., 1982. The energetic basis of the urban heat island. *Q.J Royal Met. Soc.* 108, 1–24. <https://doi.org/10.1002/qj.49710845502>
- Pomerantz, M., Akbari, H., Chen, A., Taha, H., Rosenfeld, A.H., 1997. Paving materials for heat island mitigation (No. LBL-38074). Lawrence Berkeley National Lab., Berkeley, CA (United States). <https://doi.org/10.2172/291033>
- Poon, C.S., Chan, D., 2006. Paving blocks made with recycled concrete aggregate and crushed clay brick. *Construction and Building Materials* 20, 569–577. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2005.01.044>
- Qin, Y., 2015. A review on the development of cool pavements to mitigate urban heat island effect. *Renewable and Sustainable Energy Reviews* 52, 445–459. <https://doi.org/10.1016/j.rser.2015.07.177>
- Qin, Y., Hiller, J.E., 2014. Understanding pavement-surface energy balance and its implications on cool pavement development. *Energy and Buildings* 85, 389–399. <https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2014.09.076>
- Rehder, B., Banh, K., Neithalath, N., 2014. Fracture behavior of pervious concretes: The effects of pore structure and fibers. *Engineering Fracture Mechanics* 118, 1–16. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2014.01.015>
- Santamouris, M., 2013. Using cool pavements as a mitigation strategy to fight urban heat island—A review of the actual developments. *Renewable and Sustainable Energy Reviews* 26, 224–240. <https://doi.org/10.1016/j.rser.2013.05.047>
- Shabalala, A.N., Ekolu, S.O., Diop, S., Solomon, F., 2017. Pervious concrete reactive barrier for removal of heavy metals from acid mine drainage – column study. *Journal of Hazardous Materials* 323, 641–653. <https://doi.org/10.1016/j.jhazmat.2016.10.027>
- Shu, X., Huang, B., Wu, H., Dong, Q., Burdette, E.G., 2011. Performance comparison of laboratory and field produced pervious concrete mixtures. *Construction and Building Materials* 25, 3187–3192. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.03.002>
- Sriravindrarajah, R., Wang, N.D.H., Ervin, L.J.W., 2012. Mix Design for Pervious Recycled Aggregate Concrete. *Int J Concr Struct Mater* 6, 239–246. <https://doi.org/10.1007/s40069-012-0024-x>
- Starke, P., Göbel, P., Coldewey, W.G., 2010. Urban evaporation rates for water-permeable pavements. *Water Science and Technology* 62, 1161–1169. <https://doi.org/10.2166/wst.2010.390>
- Tennis, P.D., Leminy, M.L., Akers, D.J., 2004. Pervious Concrete Pavements.
- Vujovic, S., Haddad, B., Karaky, H., Sebaibi, N., BOUTOUIL, M., 2021. Urban Heat Island: Causes, Consequences, and Mitigation Measures with Emphasis on Reflective and Permeable Pavements. *CivilEng* 2, 459–484. <https://doi.org/10.3390/civileng2020026>
- Yamamoto, T., Maki, T., Honda, T., 2006. Discussions on assessment and quality standards of water-retaining concrete block. 8th International Conference on Concrete Block Paving

# The contributions of the construction procedure and the actors in the act of building on the collapsed buildings in the city of Douala, Cameroon

*Théodore Gautier L.J. Bikoko<sup>1,2</sup>, Jean Claude Tchamba<sup>3,4</sup>, Sofiane Amziane<sup>5</sup>*

<sup>1</sup>Department of Civil Engineering Science, University of Johannesburg, PO BOX 524, Auckland Park, Johannesburg, South Africa, [lejeunegautier@rocketmail.com](mailto:lejeunegautier@rocketmail.com)

<sup>2</sup>Institut Supérieur des Techniques Industrielles et Commerciales (ISTIC)/Ecole d'Ingénierie Industrielle de Bangangté, BP 9381, Bangangté, Cameroun

<sup>3</sup>Civil Engineering Laboratory, ENSET, University of Douala, PO BOX 1872, Douala, Cameroon

<sup>4</sup>Ecole Supérieure des Travaux Publics de Ouagadougou (ESTPO), 11 BP 111 CMS Ouagadougou 11, Burkina Faso

<sup>5</sup>Department of Civil Engineering, Blaise Pascal University, Clermont Auvergne University, Polytech Clermont-Ferrand, PO BOX 20206, Clermont-Ferrand, France

**ABSTRACT** The aim of this paper is to show how the construction procedure and the actors in the act of building could contribute to the collapse of buildings in the city of Douala, Cameroon. To achieve this goal, we visited several construction sites in the city of Douala and then we administered questionnaires to the persons or people involved in these sites under construction, namely project managers, works controllers, site managers, engineers, technicians, etc. but also to non-technicians, i.e. laborers, residents, etc. and civil society that we met. Subsequently, we proceeded to count and process the data collected. Finally, we developed the different diagrams and analyzed the results of the study. The findings revealed that about 37% of construction promoters in Douala hold a land title. Only about 10% of constructions in Douala have a building permit. The majority of projects, around 63% in Douala, were studied before the start of construction works. About 67% of the buildings in Douala were built without any preliminary works i.e. without site investigation and foundation. 39% of the architectural plans were drawn up by architects; this means that 61% of the architectural plans were drawn up by non-professional architects. Individuals (52%) are more involved in the execution of works compared to medium and large companies. We also noted the predominance of senior technicians as well as engineers in the monitoring of works, which is a good thing in Douala. In conclusion, we recommend to acquire the building permit first from the municipal authorities of the city of the



locality where the building will be built before commencing the construction works on the future building.

**Keywords** Construction procedure, collapsed buildings, Douala

## I. INTRODUCTION

The collapse of a building implies the existence of a problem, the causes of which will have to be sought, starting from the preliminary studies for the realization, passing through the design (architectural design, structural design, etc.), the administrative procedure (obtaining building permit etc.) and inspection by the municipality or town hall. According to the Euro-international Concrete Committee, a civil engineering structure that collapses always has several causes.

A building, once constructed, is faced with the problems of degradation, aging, corrosion, various attacks (carbon oxide, chloride attack, sulfate attack, Alkali-silica reaction etc.), upkeep or maintenance, etc. The influence of the environment in which a building is located can also be detrimental to it.

The phenomenon of building collapse [1-5] is still remain in Cameroonian cities in general and in the economic capital Douala in particular, months pass before a building collapses, killing human lives and causing a great deal of material damage. Some Nigerian scholars have already carried out a great number of studies on the causes of collapsed buildings and proposed methods to minimize this, but the phenomenon still remain, for example, Nicholas et al. [6] asserted that proper planning, supervision, and monitoring of construction activities should be institutionalized by policymakers to ensure that all building are constructed according to design, specifications, and planning regulations. The works of Oseghale et al. [7] and Folagbade [8] revealed that poor structural design, use of low quality building materials, non-compliance with approved building design, poor workmanship, lack of qualified and experienced professionals to ensure quality construction are the major causes of building collapse in Nigeria. Alinaitwe and Ekolu [9] stated that a building permit must be acquired first before the start of construction of building. Ayuba et al., [10] reported that some architects consider themselves as engineer and play engineer role and do structural design without knowing the structural design rules and without even knowing any reinforced concrete design codes and standards e.g. EC2, BS8110, BAEL etc..

Up to now no study was carried out on the role or contribution of the construction procedure and the actors in the act of building to the collapse of buildings in Douala, the largest city and economical capital of Cameroon, this study will fill that gap in the literature.

The aim of this article is to show how the construction procedure and the actors in the act of building could contribute to the collapse of buildings in the city of Douala, Cameroon.

## II. METHODOLOGY

To achieve the goal assigned to this study, we visited several construction sites in the city of Douala and then we administered questionnaires to the persons or people involved in these sites under construction, namely project managers, works controllers, site managers, engineers, technicians, etc. but also to non-technicians, i.e. laborers, residents, etc. and civil society that we met. The results obtained are presented in the rest of our work.

### III. RESULTS AND DISCUSSION

Table 1 and Table 2 show the data collected during our surveys and Figure and Figure 2 show the graphical representation of these data collected in certain construction sites in Douala.

It can be seen from Figures 1 and 2 that:

- About 37% of construction promoters in Douala hold a land title. Some of those who do not have one are unaware of the importance and the procedure for obtaining this document; this highlights the carelessness of builders in the face of a requirement that guarantees them the right of the owner of real estate.

- Only about 10% of buildings in Douala have a building permit. It can therefore be seen that many owners of buildings under construction grant very little interest in the building permit. Some of them do it out of ignorance and others out of incivility.

- The majority of projects, around 63% in Douala, were studied before the start of works. Nevertheless, we note a non-negligible rate of projects carried out without any study, which challenges the promoters of these constructions on the need to study their project before the start of the work in order to avoid many inconveniences which could increase the risk of collapse.

- About 67% of the constructions in Douala were carried out without any preliminary study of the soil. Of approximately 406 buildings in Douala subject to the production of calculation notes in accordance with the provisions, only approximately 33% carried out a soil study before the construction of the structure. These results highlight the refusal of the various actors to know the bearing capacity of the soil on which the building to be built must rest. This state of affairs puts buildings at risk of collapse.

- In the design of the plans, the architects intervened up to 39% in Douala; this means that 61% of the architectural plans of the buildings in Douala were drawn up by other non-architects. This casts doubt on the functional quality of the structure. This problem was raised by Ayeni and Adedeji [11] in their study on "Strategies for Mitigating Building Collapse in Nigeria: Roles of Architects and Other Stakeholders in the Building Industry".

- Individuals (52%) in Douala are more solicited for the execution of works compared to medium (35%) and large (13%) companies. Surveys show a drop in solicitation of medium-sized companies in the construction of buildings. It shows that because of their cheap labor, individuals (Establishments / jobbers, etc.) have experienced since the economic crisis of the 1980s, a strong involvement in the construction sector, alongside medium-sized businesses and corporations despite their limited knowledge of basic construction rules and standards. The preference of developers for this class of stakeholders is explained by their refusal to pay the counterpart of studies well conducted by qualified construction professionals such as architects, engineers and

urban planners. This is in line with the research of Adebayo [12], who considered that the skills, experience and personal abilities of the workers involved in the construction of buildings are of the utmost importance for creating value; just like Adenuga [13] who clearly establishes that the causes of the collapses come from the use of quacks in the construction.

- We noted the predominance of senior technicians/technologists (26%) as well as engineers (23%) in the monitoring of works which is a good thing in Douala. However, it would be wise to find solutions in order to reduce the rate of constructions carried out without the control of professionals in the field, i.e. engineers, in order to be reassured of the quality of the work, to promote compliance with construction standards and to reduce the risk of collapses. It is in this logic that Lopez et al. [14] concluded from their investigation that there is no single strategy, but a multitude of strategies that must be adopted in harmony in order for project safety and performance to be improved.

- About 11% of constructions in Douala were executed with the supervision of technicians.

**Table 1:** Data collected in certain construction sites in Douala (Part I)

Administrative Documents		Study of projects			Execution of works						Control of projects			
Land title	Building permit	Project studied	Soil studied	Presence of Architects	Company/Contractor			Site supervisor			Yes			No
					IN	M.C	L.C	ENG	ST	T	ENG	ST	T	
186	50	312	167	196	257	175	67	173	229	97	116	129	56	198

**Note:** IN = Individual M.E = Medium Company L.C = Large Company ENG = Engineer ST = Senior Technician/Technologist T = Technician

**Table 2:** Data collected in certain construction sites in Douala (Part II)

Administrative Documents		Study of projects			Execution of works						Control of projects			
Without Land title	Without Building permit	Projects not studied	Soils not studied	No Architect involved	Company/Contractor			Site supervisor			Yes			No
					IN	M.C	L.C	ENG	ST	T	ENG	ST	T	
313	449	187	332	303	242	324	432	326	270	402	383	370	443	198

**Note:** IN = Individual M.E = Medium Company L.C = Large Company ENG = Engineer ST = Senior Technician/Technologist T = Technician

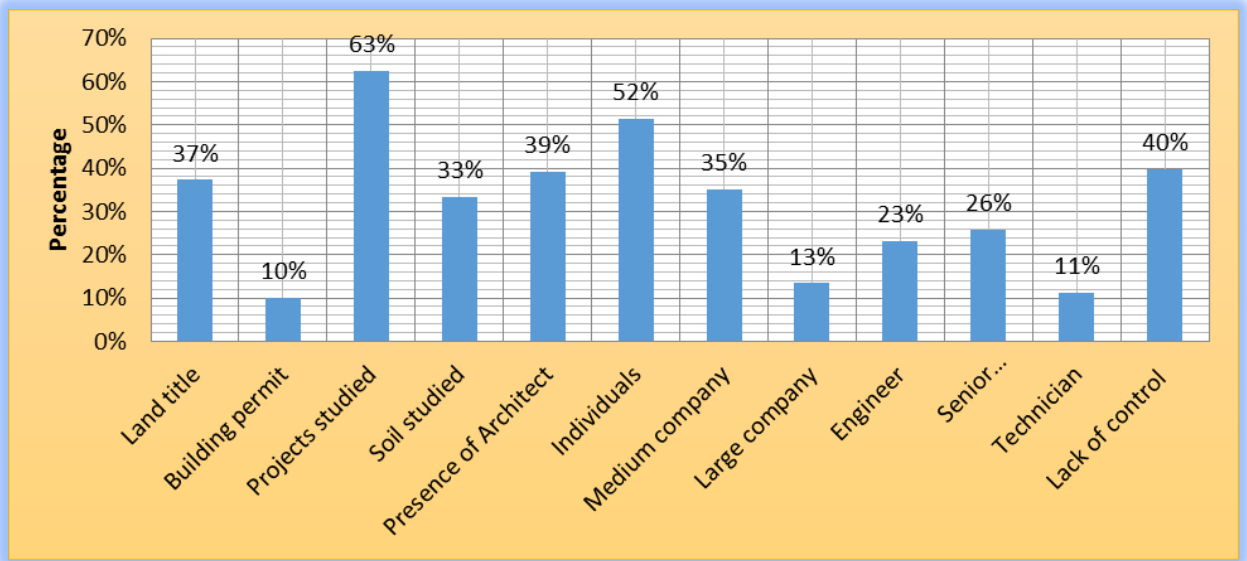


Figure 1. Percentages of responded for each type on construction sites visited (Part I)

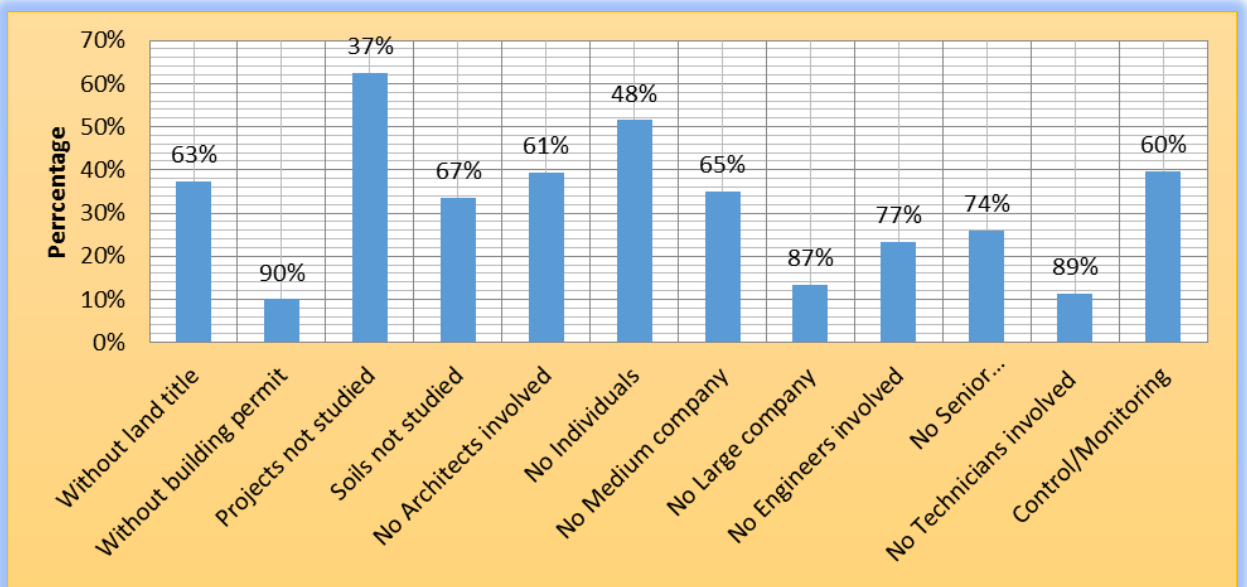


Figure 2. Percentages of responded for each type on construction sites visited (Part II)

#### IV. RECOMMENDATIONS

Based on the analysis of the findings of investigations conducted on construction sites in Douala, the following recommendations were drawn :

- A preliminary geotechnical investigation should be carried out before design.

- Prohibiting the use of quacks in the construction activities
- Getting a building permit first from the municipal authorities before commencing the construction works on the future building.
- Prohibiting the use of non-architects in the architectural design of plans of buildings

## V. CONCLUSIONS

The aim of this article was to show how the construction procedure and the actors in the act of building could contribute to the collapse of buildings in the city of Douala, Cameroon. Based on the results obtained, the following conclusions were drawn:

- The majority of buildings were built without building permit
- Individuals are more solicited for the execution of works compared to medium and large companies.
- The minority of construction promoters in Douala hold a land title
- The majority of projects in Douala were studied before the start of works.
- The minority of the architectural plans of the buildings in Douala were drawn by non-architects.

## REFERENCES

- [1] Abanda A., & Fokwa, D. "Identification des principaux facteurs d'effondrement des bâtiments dans la ville de Douala, Cameroun". *Afrique SCIENCE*, 14(1), 57, pp. 72, 2018.
- [2] Bikoko T.G. L. J., & Tchamba, J. C. "Causes of Failure and Collapse of Building Structures in Cameroonian Cities," *Academic Journal of Civil Engineering*, 37(1), pp. 347–353, 2019.
- [3] Bikoko T.G. L. J., Tchamba, J. C., & Amziane S. "Analysis of Incidences of Collapsed Buildings in the City of Douala, Cameroon from 2011-2020." *International Journal of Civil and Environmental Engineering*, 16(2), pp. 23–27, 2022.
- [4] Tchamba J. C., & Bikoko, T. G. L. J. "Failure and collapse of building structures in the cities of Yaoundé and Douala, Cameroun," from 2010 to 2014. *Modern Applied Science*, 10(1), pp.23-33, 2016. <http://dx.doi.org/10.5539/mas.v10n1p23>
- [5] Bikoko T.G. L. J., Tchamba, J. C., & Okonta, F.N. (2019) A Comprehensive Review of Failure and Collapse of Buildings/Structures, *International Journal of Civil Engineering and Technology* 10(3), 2019, pp. 187–198.
- [6] Nicholas O.I ; Dickson N.M ; & Okeke F.O. (2022). Building collapse in Nigeria and its Consequences on the Architects Role as the Leader of the Building Team, *Jordan Journal of Earth and Environmental Sciences*, 13(1) : 16-25
- [7] Oseghale G.E, Ikpo J.I & Ajayi O.D. (2015). Causes and Effects of Building Collapse in Lagos State, Nigeria, *Civil and Environmental Research*, 7(4), 34-43

- 
- [8] Folagbade S.O. (2001). Case studies of Building in Nigeria, in Proceedings of a Workshop on Building Collapse Causes, Prevention, and Remedies. The Nigerian Institute of Building, Ondo State Chapter, October 2001, 23-24
- [9] Alinaitwe, H. M., & Ekolu, S .O. (2014). Failure of Structures in East Africa with focus on the causes of failures in the construction phase. In S. O. Ekolu et al. (Eds.), *Proceedings of the First International Conference on Construction Materials and Structures*, 24-26 November, Johannesburg, South Africa, 76-85.
- [10] Ayuba, P., Olagunju, R. E., & Akande, O. K. (2012). Failure and Collapse of Buildings in Nigeria: The role of professionals and other participants in the building industry. *Interdisciplinary Journal of Contemporary Research in business*, 4(6), 1267-1272.
- [11] Ayeni, D. A. & Adedeji, Y.M.D. (2015). Strategies for Mitigating Building Collapse in Nigeria: Roles of Architects and Other Stakeholders in the Building Industry, *Civil and Environmental Research*, Vol.7, No.8, pp. 140-148
- [12] Adebayo, S.O. (2000). "Improving Building Techniques" Proceedings of a Workshop on Building Collapse: Causes, Prevention and Remedies. The Nigerian Institute of Builders, Lagos State
- [13] Adenuga, O.A. « Professional in the Built Environment and the Incidence of Building Collapse in Nigeria » Faculty of Environmental Sciences, University of Lagos 4 (2): (2012), .461-473
- [14] Lopez, R., Love, E.D., Edwards, D.J. & Davis, P.R. (2010). Design Error Classification, Causation, and Prevention in Construction Engineering, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 24:399-408