HAL open science

Analyse structurelle des constructions en maçonnerie, du matériau à l'ouvrage

Nathalie Domede

To cite this version:

Nathalie Domede. Analyse structurelle des constructions en maçonnerie, du matériau à l'ouvrage. Sciences de l'ingénieur [physics]. INSA de Toulouse, LMDC, 2021. hal-03190959

HAL Id: hal-03190959

https://hal.science/hal-03190959

Submitted on 6 Apr 2021

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.

MÉMOIRE

En vue de l'obtention de l'

HABILITATION A DIRIGER DES RECHERCHES

Délivrée par *l'Université de Toulouse*

Spécialité : *Génie Civil*

Soutenue le 30 mars 2021 par

Nathalie DOMEDE

Titre :

Analyse structurelle des constructions en maçonnerie

Du matériau à l'ouvrage

Jury :

Jean-Paul BALAYSSAC	Professeur, Université de Toulouse	Président du jury
Maurizio BROCATO	Professeur, ENSA Paris-Malaquais	Examinateur
Anne-Sophie COLAS	Chercheure HDR, Université Gustave Eiffel	Rapporteure
Frédéric RAGUENEAU	Professeur, ENS Paris-Saclay	Rapporteur
Alain SELLIER	Professeur, Université de Toulouse	Parrain de l'HDR
Sylvie YOTTE	Professeure, Université de Limoges	Rapporteure

Ecole doctorale : MEGEP
Unité de recherche : Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions

***

Table des matières

A. Synthèse de carrière 5

1. CV synthétique 5
2. Ingénierie 7
3. Enseignement 7
   - 3.1. Nature des cours 9
   - 3.2. Tutorats 11
   - 3.3. Relations entreprises et animations de l'enseignement 12
   - 3.4. Handicap 12
   - 3.5. Distinctions 12
   - 3.6. Rayonnement et activités internationales 12
4. Recherche 13
   - 4.1. Publications 16
   - 4.2. Communications orales 17
   - 4.3. Encadrement et animation de la recherche 19
   - 4.4. Distinctions et rayonnement 21
5. Responsabilités collectives 23
   - 5.1. En relation avec l'enseignement 23
   - 5.2. En relation avec la recherche 25

B. Synthèse des recherches 27

1. Contexte au démarrage de mes activités de recherche 27
2. Objectifs initiaux 29
3. Méthodologie de diagnostic et de pronostic 31
4. Méthode d'analyse structurale et stratégie de modélisation 33
   - 4.1. Modéliser l'appareillage 34
   - 4.2. Modéliser le matériau 36
   - 4.3. Modéliser la structure 39
5. Matériaux de base 41
   - 5.1. Blocs 41
   - 5.2. Mortier seul 55
   - 5.3. Joints de mortier 57
6. Maçonnerie homogénéisée 62
   - 6.1. Domaine élastique 63
   - 6.2. Résistance en compression 65
   - 6.3. Traction 67

6.4. Méthode générale d'homogénéisation non linéaire 68
6.5. Recherche d'un critère de rupture 70
7. Ouvrages anciens 72
7.1. Ponts en maçonnerie 73
7.2. Edifices gothiques 87
7.3. Phares 90
8. Ouvrages neufs 97
8.1. Relance de la filière pierre en construction neuve 98
8.2. Une technique innovante : la pierre précontrainte 98
8.3. Une technique actuelle : les murs en terre cuite alvéolaire 99
9. Sources en recherche sur le patrimoine bâti 100
9.1. Nature des sources 100
9.2. Classement des sources 103
C. Perspectives 105
D. Références 109

A. Synthèse de carrière

1. CV synthétique

Etat Civil

Nathalie Domede
Née le 29 octobre 1963, à Antony (Hauts-de-Seine, FRANCE)
Nationalité française

Situation Actuelle

Maître de conférences Génie Civil - 60ème section – Classe Exceptionnelle
INSA de Toulouse Département Génie Civil
Laboratoire Matériaux & Durabilité des Constructions (LMDC)
135 avenue de Rangueil, 31077 TOULOUSE CEDEX 4
Tél. 05.61.55.99.38
domede@insa-toulouse.fr

Diplômes et concours

1985 Ingénieur I.N.S.A de Lyon, génie civil et urbanisme

1993 Agrégation et CAPET de génie civil (7ème et 4ème)

2002 Master d'Histoire des Techniques, CNAM-EHESS Paris, mention bien

2006 Doctorat de génie civil de l'INSA Toulouse

Déroulement de carrière

1984 – 1991	7 ans	Ingénieure, société EUROPE ETUDES GECTI (aujourd'hui ARCADIS)
1991 – 1993	2 ans	Ingénieure, société TECHNIP
1993 - 1994	1 an	Professeure agrégée, Lycée Technique de Gagny (93)
1994 - 1996	2 ans	Professeure agrégée, IUT de Cergy-Pontoise (94)
1996 – 2008	12 ans	Professeure agrégée, INSA de Toulouse, Génie Civil (31)
2008 – 2020	12 ans	Maître de conférences Génie Civil, INSA de Toulouse

Schématiquement, mes 36 ans de carrière se partagent en 3 phases principales : 9 ans comme ingénieure dans l'ingénierie privée, 15 ans comme professeure agrégée en lycée, en IUT puis à l'INSA de Toulouse, 12 ans comme maitre de conférences (depuis 2008).

Dans cette première partie, je vais résumer et dégager les temps forts des 3 phases successives : l'ingénierie, l'enseignement et la recherche. Pour faciliter la compréhension, le lecteur trouvera en Tableau 1 une vue synthétique de mes activités d'enseignement, de mes activités administratives puis de mes recherches.

Tableau 1- Résumé de carrière et des activités d'enseignement et de recherche

Statut	Année	Diplomes	Emploi	Enseignement				Administratif					Recherche							
				Heures Equivalent TD	Création de cours nouveaux	Missions à l'international	Organisation de conférences	Conseils de l' INSA Toulouse		Conseils du Département Génie Civil de l'INSA de Toulouse		Laboratoire LMDC	Publications revues internationales	Ouvrages collectifs	Publications revues françaises	Conférences internationales	Conférences en France	Encadrement stage de Master	Encadrement de Thèse	Missions et mobilités à l'international
Ingénieur Génie civil	1984		Europe Etudes Gecti Arcadis Lyon																	
	1985	Ingénieur																		
	1986																			
	1987																			
	1988																			
	1989																			
	1990																			
	1991																			
	1992		Technip Lyon																	
	1993	Agregation																		
Professeur agrégé	1994		Lycée 93																	
	1995		IUT Cergy Pontoise	484	EC3															
	1996			498	EC4															
	1997		Prof. agrégé INSA Toulouse	387	techno			Conseil du Centre des Sciences Humaines		4ème année GC Option Batiments et Ouvrages		Conseil de Département Génie Civil								
	1998			404	CAD															
	1999			384		UK														
	2000			431																
	2001			458	NTIC															
	2002	Master HDT		423																
	2003			202	HDST	Japon														Japon
	2004	Thèse		213			Silos							1	2			1		
	2005			195																
	2006	Doctorat		211	EC2		Bétons			Projets tutorés 3ème année							1			
	2007			420							Formation continue adultes		1					1		
	2008			441	EC8				Comité Technique Paritaire							1				
Maitre de Conférences	2009		MCF INSA de Toulouse	292			Barrages						1		1		2	1	Stablon 50%	
	2010			219		Chine	Nucléaire	Conseil de la Bibliothèque						1	1	3	2	1		
	2011			282			Lee Tunnel				Apprentis. alternance	LMDC service mécanique			1	1		1		
	2012			239									1			1		1		
	2013			262			Pierre massive						1					1	Parent 50%	
	2014			222							Projet LSF					1	1	1		
	2015			260									1							
	2016			268		Italie							1			1	2	1		Italie
	2017			215	Maçonnerie		EC6			5ème année GC			1					1		
	2018			220													1		Pena 100%	
	2019			80	EC6	UK							1				1	1		UK
	2020			249									1					1		
												Total	9	2	5	8	10	12	200%	

CAD = Autocad

NTIC = nouvelles technologies de l'information et de la communication

HDST = Histoire des sciences et techniques

2. Ingénierie

J'ai démarré ma carrière comme ingénieure dans des sociétés d'ingénierie privées. Le bureau d'études Europe Etudes Gecti (EEG aujourd'hui ARCADIS) m'a pris en stage de 5ème année INSA de Lyon, de septembre à novembre 1984, et m'a embauchée à la suite de ce stage. J'ai continué à travailler pour cette société en parallèle de ma 5ème année d'études d'ingénieur puis en CDI à temps plein comme ingénieur « structure » de juillet 1985 à juin 1991. Ma tâche consistait à effectuer et diriger des études d'avant-projet et d'exécution de structures en béton armé ou précontraint, ou d'ouvrages mixtes, encadrer les équipes de dessinateurs et projeteurs, organiser et planifier les missions de chacun, assurer la gestion financière des marchés, gérer les éventuels contentieux et dossiers d'études supplémentaires, répondre aux appels d'offre. Les constructions étaient de type génie civil et ouvrages d'art, parfois des bâtiments de grande ampleur pour lesquels les techniques mises en œuvre s'apparentaient à celles utilisées en ouvrages d'art. J'ai eu la chance de démarrer ma carrière à Lyon à l'époque de la création d'autoroutes et de voies ferrées en région PACA et de la construction des infrastructures des jeux Olympiques d'hiver d'Albertville (1992) et de ce fait, de participer à la construction de grands ouvrages : ponts et viaducs (autoroutes Lyon-Savoie et contournement Est de Lyon), tunnels et ouvrages d'art (LGV Lyon Marseille), stations d'épurations (Grenoble, Lyon, Saragosse, et bien d'autres), stations et interstations du métro de Lyon, réaménagement de l'opéra de Lyon, Patinoire olympique de Méribel, entre autres.

En juillet 1991, j'ai quitté EEG pour la société Technip, spécialisée dans l'ingénierie pétrochimique, qui souhaitait développer un département « Bâtiment » à Lyon. Une équipe pluridisciplinaire composée d'ingénieurs et d'architectes a été créée en 1991 pour assurer des missions de maîtrise d'œuvre. Seule ingénieure en génie civil de cette équipe, ma mission consistait à encadrer, diriger, et mettre en œuvre les études de structures pour les phases de maîtrise d'œuvre allant de la faisabilité à la réception des ouvrages, ainsi que des missions de clé en main. Nous avons notamment travaillé sur le réaménagement de l'aéroport Lyon-Satolas (aujourd'hui Saint Exupéry) en lien avec la nouvelle gare TGV et la construction de bâtiments de stockage parisiens pour Fiat. J'ai élargi mes compétences scientifiques et techniques acquises à EEG en conception du gros œuvre aux corps d'Etat secondaires, à la sécurité incendie et à la sûreté des locaux, et développé des compétences en gestion de projet dans le cadre de marchés publics tout corps d'états.

Au cours de ces 9 années d'activité dans le secteur privé, j'ai donc acquis toutes les compétences techniques, scientifiques et managériales d'un ingénieur en génie civil chef de projet. J'ai également appris à assumer une grosse charge de travail et le stress lié aux responsabilités et à l'obligation de résultats, à gérer plusieurs affaires en parallèle, à organiser les plannings et atteindre les objectifs fixés, et apporter satisfaction au client. J'ai assimilé le langage et les priorités des ingénieurs en entreprise. Aujourd'hui, ces compétences enrichissent considérablement mes activités d'enseignement et de recherche. Elles m'aident à construire un enseignement à la fois théorique et pratique. Elles me permettent d'avoir un dialogue franc et direct avec les ingénieurs en exercice dont je connais bien les préoccupations, de créer et d'entretenir un réseau de contacts utiles pour l'enseignement et pour la recherche.

3. Enseignement

En juin 1993, après la réussite au concours de l'agrégation de Génie Civil (et du CAPET génie civil la même année), j'ai été affectée au lycée technique de Gagny en Seine-Saint-Denis où j'ai

enseigné la mécanique en terminale « F4 » filière technique professionnalisante spécialisée en Génie Civil. De cette expérience en établissement sensible, je retiens l'importance de pratiquer une pédagogie active et pragmatique pour motiver des apprenants. Aller du particulier au général est souvent mieux compris que l'inverse.

De 1994 à 2008, j'ai enseigné comme professeur agrégé (PRAG), d'abord à l'IUT de Cergy Pontoise (2 ans) puis à l'INSA de Toulouse. En parallèle, de 1996 à 2002, j'ai également dispensé des cours dans la préparation à l'agrégation de génie civil à l'Université Paul Sabatier de Toulouse. Tous mes enseignements se sont toujours situés dans le domaine des structures de génie civil (GC).

Pendant l'année universitaire 2001-2002, j'ai préparé le Master d'Histoire des Techniques (dont je détaillerai le contenu dans la partie « Recherche » de mon rapport HDR) délivré par le Conservatoire National des Arts et Métiers de Paris (CNAM) et l'Ecole des Hautes Etudes en Sciences Sociales (EHESS). Pendant cette année, je n'ai pas interrompu mon activité professionnelle ni demandé de décharge de service. Par contre, pour mes 4 années de thèse, de 2002 à 2006, j'ai bénéficié d'une décharge d'un demi-service de PRAG. Cependant, j'ai continué à assumer la responsabilité de la 4ème année INSA Toulouse et à participer au conseil de département Génie Civil et au conseil du Centre des Sciences Humaines. Puis, à la suite de ma thèse, pendant 2 ans, je suis redevenue PRAG à plein temps jusqu'à obtenir, en 2008, le poste de Maitre de Conférences (MCF) en GC que j'occupe toujours aujourd'hui.

Depuis que je suis enseignante, l'une de mes 1ere préoccupations est de développer des cours à la fois théoriques et appliqués, **en phase avec l'actualité de la profession et avec la règlementation en vigueur**. J'ai ainsi régulièrement créé des enseignements nouveaux ou modernisé des enseignements anciens. Par ordre chronologique : dès 1995, à l'IUT de Cergy-Pontoise, j'ai adapté le cours de construction métallique aux Eurocodes 3 et 4. En arrivant à l'INSA en 1996, j'ai commencé par créer un cours de technologie de génie civil associé à des séances de DAO (l'enseignement consistait précédemment à faire du dessin de mécanique sur calque) et rédigé un didacticiel à cet effet. J'ai également créé un cours sur la conception et le calcul des réservoirs en béton à l'attention des adultes en formation continue diplômante (Fasc. 74 du CCTG puis Eurocode 2-3). A l'issue de mon Master d'histoire des sciences et techniques, j'ai ouvert un nouveau module, transversal, en 2003, avec des collègues physiciens, chimistes et biologistes de l'INSA, sur l'histoire des sciences et des techniques, à l'attention de tous les étudiants INSA de 3ème année (L3). J'ai modernisé l'enseignement de béton armé et béton précontraint, en 2006, conformément à l'Eurocode 2. Enfin, à la même époque, avec un ingénieur de bureau d'études, nous avons développé un module complet de 60 heures sur le génie parasismique, conformément à l'Eurocode 8. Dernièrement, en 2017, j'ai créé un nouveau cours sur les ponts en maçonnerie (Master Recherche IDRIMS INSA/UPS) puis en 2018 un cours de conception des structures en maçonnerie, suivant l'Eurocode 6. Pour tous mes cours, je créé un document polycopié distribué aux étudiants que ceux-ci utilisent réellement.

Ma 2ème préoccupation majeure est de créer des **partenariats avec des entreprises** pour l'enseignement aussi bien que pour la recherche. Quasiment chaque année, je fais intervenir de nouveaux vacataires extérieurs, dont certains sont maintenant fidèles à l'INSA depuis de nombreuses années.

Je reste également attentive à moderniser la pédagogie de mes cours. Je me suis impliquée dans la mise en œuvre de **pratiques pédagogiques actives et innovantes.** En effet, en 2001, j'ai créé un cours de statique accessible à distance, dans le cadre de la formation continue pour adulte, en utilisant les Nouvelles Techniques d'Information et de Communication (NTIC), et fut l'un des premiers enseignants à le faire sur l'INSA. Ce cours a été sauvegardé sur un CD-Rom distribué aux stagiaires pendant une dizaine d'années.

J'ai par ailleurs fait l'expérience d'encadrer les TP de béton armé en anglais, en 2007, avec la participation d'une collègue enseignante d'anglais. Mon polycopié de cours sur les ponts en maçonneries est en anglais. Lors de la crise sanitaire liée à la Covid19, l'Unité de Formation (UF) sur le béton armé et précontraint de 3ème année INSA dont je suis responsable a été dispensée à distance via Moodle.

3.1. Nature des cours

Mes enseignements se situent dans le domaine des structures de génie civil. Du fait que j'ai toujours cherché à diversifier mes cours, les renouveler et en créer, il y a eu beaucoup de changements dans ma fiche de service. Je vais donc faire une présentation simplifiée. Les tableaux 2 à 5 présentent une synthèse de mes activités d'enseignement depuis 1994, successivement à l'IUT de Cergy Pontoise, puis à l'INSA de Toulouse, PRAG puis MCF. A l'IUT de Cergy-Pontoise, mes enseignements étaient centrés sur la charpente métallique et l'informatique (Programmation en langage Pascal). Puis, à l'INSA, je distingue deux périodes :

- Avant la thèse : 50% de mes cours portaient sur le calcul des structures en béton armé (BA) et précontraint (BP), 30% sur la technologie de construction, 15% sur la mécanique des structures, et le reste sur l'informatique et la construction métallique, totalisant un service annuel moyen de 440 heures. Les étudiants, de niveau L3 à M2 (3ème à 5ème année INSA), étaient soit en formation initiale ou continue pour adulte, à l'INSA, soit en préparation à l'agrégation de génie civil (Université Paul Sabatier).

- Après la thèse : petit à petit, je me suis recentrée sur les matières liées au calcul des structures en béton armé, depuis le calcul des sections (3ème année INSA) jusqu'au calcul des ouvrages au feu ou en zone sismique (5ème année INSA). Récemment, j'ai créé deux cours en lien direct avec mes activités de recherche sur la maçonnerie : un cours sur les ponts en maçonnerie dans le cadre du module « maintenance des ouvrages » du master ID'RIMS (ingénierie de la durabilité) et un cours sur la conception des structures neuves en maçonnerie, en 5ème année INSA.

Tableau 2- Récapitulatif des heures d'enseignement et charges administratives rémunérées (seules les responsabilités pédagogiques le sont). Répartition par type.

Statut	Année	Cours	TD	TP	Projets tutorats stages	Thèse	Activités adminis--tratives	Service moyen HETD
PRAG IUT Cergy Pontoise	1994 - 1996	21%	7%	31%	41%			491
PRAG INSA avant la thèse	1996 - 2002	10%	54%	12%	17%		7%	440
PRAG INSA pendant thèse	2002 - 2006	25%	20%		5%	50%	Non rémunérées	397
PRAG INSA après la thèse	2006 - 2008	28%	39%	8%	14%		11%	454
MCF INSA	2008 - 2017	28%	19%		35%		18%	282

Tableau 3- Récapitulatif des heures d'enseignement à l'IUT de Cergy Pontoise

PRAG - IUT CERGY-PONTOISE (en Heures Equivalent TD)		1994-1995	1995-1996
Informatique - programmation	L1	120	120
Construction métallique et mixte	L2	203	233
Béton armé	L2	125	125
Encadrement de stages	L2	36	20
TOTAL		**484**	**498**

Tableau 4 – Récapitulatif des heures d'enseignement et charges administratives de 1996 à 2008

PRAG - INSA de Toulouse (en Heures Equivalent TD)			1996-1997	1997-1998	1998-1999	1999-2000	2000-2001	2001-2002	2002-2003	2003-2004	2004-2005	2005-2006	2006-2007	2007-2008
INSA de Toulouse - FORMATION INITIALE														
Histoire des sciences et techniques		L3								47	48	39	34	
Technologie de construction		L2		30	30	30	12							
		L3	126	117	84	99	122	119	100	65	44	32	46	32
Mécanique des structures		L3	8										13	13
Ouvrages en béton	Béton armé	L3										25	123	119
	Ouvrages béton armé	M1	96	111	107	122	115	99	63	63	63			50
	Parasismique	M2	60	60	60	60	60	60					41	41
	Béton précontraint	M1										18	18	36
Tutorats, stages, PFE, …		M2	8	6	6	14	14	10	2	2	4	22	25	26
INSA de Toulouse - FORMATION CONTINUE														
Informatique	Informatique	L3			17	17	17	17,5						
Mécanique	Statique	L3	25,5	42	37	37	37	37	37	37	37	37	37	37
	Structures	M1			25	25	25	25					25	25
Ouvrages en béton	Béton armé	L3										39	60	20
	Réservoirs + feu	M2	32	20			30	30						43
Université Paul Sabatier - PREPARATION AGREGATION GC														
Construction métallique		M2	16,5	10,5	10,5	16	16	16						
Leçons de laboratoire		M2	15	7,5	7,5	11	11	9						
Total HORS enseignement			**387**	**404**	**384**	**431**	**458**	**423**	**202**	**213**	**195**	**211**	**420**	**441**
Responsabilité administrative formation continue														48
Responsabilité administratives 4ème année INSA				31	31	30	30	30	0	0	0			
Préparation de thèse									192	192	192	192		
TOTAL			**387**	**435**	**415**	**461**	**488**	**453**	**394**	**405**	**387**	**403**	**420**	**489**

Niveau L2 = 2ème année INSA

Niveau L3 = 3ème année INSA

Niveau M1 = 4ème année INSA

Niveau M2 = 5ème année INSA

Tableau 5– Récapitulatif des heures d'enseignement et charges administratives depuis 2008

MAITRE DE CONFERENCES - INSA de Toulouse (en Heures Equivalent TD)			**2008-2009**	**2009-2010**	**2010-2011**	**2011-2012**	**2012-2013**	**2013-2014**	**2014-2015**	**2015-2016**	**2016-2017**	**2017-2018**	**2018-2019**	**2019-2020**
INSA de Toulouse - FORMATION INITIALE														
Technologie de construction		L3	32											
Ouvrages en béton	Béton armé	L3	111	48	68	68	99	105	102	104	96	83		69
	Ouvrages béton armé	M1			10	10	10	10	10	10	10	10		
	Ouvrages béton précontraint	M1								33	33	33		
	Parasismique	M2	41	25	25									
	Calcul au feu	M2												19
Ouvrages en maçonnerie		M2												19
Tutorats, stages, PFE, projets recherche, SHN, UV particulières	Stages et projets recherche	M1	15	15	5	15	4	4	4	5	9	11	8	8
	Projets tutorés	L3		10	19	12								
	PFE INSA hors apprentis	M2	8	6	10	4	4	6	4	6	4	4		6
	Tutorats, apprentis,…	M2	30	60	90	75	90	77	120	90	58	70	62	72
INSA de Toulouse - FORMATION CONTINUE														
Ouvrages en béton	Béton armé	L3	30	30	30	30	30							
	Ouvrages béton armé	M2	25	25	25	25	25	20	20	20				
INSA de Toulouse - Université Paul Sabatier - M2R et master IDRIMS (encadrements de stage non rémunérés)														
Patrimoine bâti	Maçonnerie	M2									5	9	10	10
Total HORS enseignement			**292**	**219**	**282**	**239**	**262**	**222**	**260**	**268**	**215**	**220**	**80**	**203**
Responsabilité administrative formation continue			38	48	38									
Responsabilité administrative Formation par apprentissage						96	96	96						
Projet Langue des Signes Française									10	12	0			
Responsabilités administratives 5ème année INSA												30	30	30
Responsabilité LMDC service mécanique					0	0	0	0	0					
CRCT													96	
TOTAL (en HETD)			**330**	**267**	**320**	**335**	**358**	**318**	**270**	**280**	**215**	**250**	**206**	**233**

3.2. Tutorats

Au sein du département génie civil de l'INSA de Toulouse, tous les ans depuis 1996, j'encadre des Projets de Fin d'études (en moyenne 4 par an), fait le suivi de stagiaires en entreprises (en moyenne 5 par an), et délivre du tutorat personnalisé aux étudiants spécifiques en besoin (Sportifs de Haut Niveaux, étudiants en difficulté, étudiants étrangers des filières spécifiques Norvégienne et Asiatique notamment). J'encadre régulièrement des projets « recherche » et des projets « tutorés » (de 3ic à 5GC selon les années), sur des thèmes d'actualité ou sur des thèmes proches de ma recherche, associant des approches théoriques et expérimentales. Tous les ans depuis la création de la filière de formation d'ingénieur par apprentissage j'encadre 2 apprentis par promotion, soit 6 apprentis par ans au total, dont environ la moitié effectue l'alternance dans une entreprise parisienne. J'ai également encadré des apprentis à Chartres et à Rennes.

Mes activités s'étendent occasionnellement en dehors du département Génie civil. J'ai participé à l'accompagnement d'étudiants INSA de 1ère année (BAC+1) qui se sentaient en difficulté dans le cadre de la « commission réussite » de l'INSA (en 2007), et enfin, à l'encadrement d'étudiants d'autres départements que le génie civil, dans le cadre des « UV citoyennes » (entre 2006 et 2009).

3.3. Relations entreprises et animations de l'enseignement

Ma 2ème préoccupation majeure, depuis que j'enseigne, est de créer des **partenariats avec des ingénieurs en poste dans le secteur privé** pour encadrer les cours et les projets. Quasiment chaque année, j'ai fait intervenir de nouveaux vacataires extérieurs (des sociétés OTCE, BETEM, Lafarge, BE.Robert, Bureau Véritas, Arcadis, Vinci, Freyssinet, Eiffage, CSTB, etc.), dont certains sont maintenant fidèles à l'INSA. J'ai fait également intervenir des ingénieurs pour présenter des conférences sur des sujets très spécifiques (ouvrages précontraints du nucléaire, les bétons innovants) dont certains en poste à l'étranger, par exemple sur la conception des silos (Espagne), la conception des barrages (USA) et l'immense chantier Londonien du Lee Tunnel.

Enfin, j'ai animé un workshop à l'INSA de Toulouse dans le cadre du regroupement du GIS Maçonnerie que j'ai organisé à l'INSA de Toulouse en octobre 2016. 20 personnes ont participé à cette journée. Thématique : la formation en France sur les structures en maçonneries.

3.4. Handicap

J'ai dirigé un groupe de travail sur la Langue des Signes Française pendant 3 ans. Nous avons créé des signes nouveaux exprimant les concepts scientifiques du GC et constitué un lexique complet avec des vidéos accessibles en ligne. Voir partie responsabilité « Responsabilités collectives ».

3.5. Distinctions

2015 Nommée Chevalier de l'Ordre des Palmes Académiques

3.6. Rayonnement et activités internationales

J'ai eu l'occasion d'effectuer quelques missions à l'international sous mandat de l'INSA pour créer des contacts et développer des programmes d'échange.

1999 Mission de suivi des étudiants INSA en échange à Bristol et Nottingham pour le service des relations internationales. Rédaction d'un compte-rendu sur les pédagogies de ces universités européennes à l'issue dette mission.

2003 Création de contacts industriels et universitaires dans plusieurs universités du Japon à l'occasion d'une mission de recherche de 15 jours pour le Centre d'Histoire des Techniques de Paris

2010 Création de contacts universitaires avec l'université Tongji de Shangaï (Chine) à l'occasion d'une mission de recherche. Participation au lancement d'un programme d'échanges d'étudiants.

2012 Création d'un module en anglais sur les procédures de passation de marchés au Royaume Uni pour les élèves apprentis ingénieurs, en partenariat avec Vinci (qui se fait toujours).

2016 Novembre : mobilité de 5 semaines à l'Université de Rome 3, au département ingénierie, suite à l'invitation du Pr De Felice. Délivrance de cours sur les ponts en maçonnerie (en anglais) devant les étudiants de master 2 dans un module consacré à la conservation du patrimoine. Une convention Erasmus a été signée à l'occasion de ce séjour en Italie. 4 étudiants en M2 de l'Université de Rome sont venus passer le 1er semestre 2016-2017 à l'INSA de Toulouse.

4. Recherche

Mes activités de recherche portent sur les structures en maçonnerie. Elles s'organisent selon 2 directions principales : la requalification des structures anciennes, d'une part, et la conception et le dimensionnement des structures neuves en maçonnerie, d'autre part. Les recherches que je mène sur les maçonneries, qu'elles soient anciennes ou neuves, ont plusieurs objectifs interconnectés qui se nourrissent l'un l'autre de leurs avancées : améliorer les méthodes de requalification des ouvrages maçonnés anciens, développer des outils de calcul des structures en maçonnerie à l'aide de modèles mécaniques non linéaires du matériau « maçonnerie » homogénéisé, développer des procédés constructifs innovants, économiques et écologiques.

Direction 1 : la requalification des structures anciennes en maçonnerie

En 2001, j'ai décidé de m'investir dans la recherche au sein du Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions (LMDC) rattaché conjointement à l'INSA et l'Université Paul Sabatier de Toulouse. J'aurais pu m'inscrire dans les activités de recherche déjà présentes au LMDC, liées à la durabilité et la fiabilité des ouvrages en béton. J'ai proposé au contraire de développer un axe de recherche nouveau sur la **requalification des ouvrages anciens en maçonnerie**, peu développé en France à cette époque, ce qui fut accepté par la direction du laboratoire.

Avant de démarrer ma thèse sur les ouvrages anciens, il m'a paru nécessaire d'acquérir des compétences en Histoire des Techniques. C'est la raison pour laquelle j'ai préparé un DEA d'histoire des sciences et techniques (HDT) à Paris (diplôme commun CNAM -EHESS -Université Paris 1, obtenu en juin 2002) tout en conservant mon poste de PRAG à Toulouse, à plein temps. J'ai à cette occasion rédigé un mémoire sur l'industrialisation de la fabrication des briques au cours du 20^{è} siècle en région toulousaine, qui a fait l'objet d'un chapitre de livre ([10] dans la liste des publications du chapitre 4.1). Ce travail m'est encore utile aujourd'hui, comme nous le verrons ultérieurement.

Ma thèse, intitulée « Méthode de requalification des ponts en maçonnerie » a été codirigée par André Guillerme, professeur en histoire des techniques au CNAM, et Gérard Pons, professeur en génie civil à l'INSA de Toulouse puis co-encadrée par Alain Sellier à partir de la 2ème année d'avancement. Ce fut la première thèse de ce type au LMDC, associant les 60ème et 72ème sections du CNU. La méthodologie de diagnostic que nous avons initiée à l'occasion de ma thèse, a été complétée et approfondie avec les thèses suivantes de T. Stablon sur les ponts (2011), et T. Parent sur les voûtes gothiques (2015), et également mise en œuvre par L. Pena sur les phares (2020). Le re-calcul de l'ouvrage en maçonnerie (calcul 3D MEF) n'est que la dernière phase d'une méthodologie d'expertise globale et originale qui en compte cinq : recherche historique, investigations sur site, recherche expérimentale en laboratoire, modélisation à l'échelle du matériau, calcul à l'échelle de la structure. Il s'agit donc d'une approche multi-échelle qui associe des compétences multiples et nécessite un partenariat industriel, puisque des investigations sur site sont indispensables pour valider le processus.

Ma thèse a donné lieu à 4 publications [1] [2] [11] [12], une annexe développée du guide du STRRES, le syndicat national des entrepreneurs spécialistes de travaux de réparation et de renforcement des structures [10], qui est un guide qui fait référence auprès des entreprises spécialisées sur la maintenance des ouvrages anciens, ainsi que des communications orales internationales (SFR2008 et SAHC 2010) et nationale (AUGC 2006). J'ai également obtenu le 2ème prix FNTP sur poster lors des rencontres du RGCU 2004.

Immédiatement après ma thèse, j'ai amélioré la modélisation du comportement des structures en maçonneries grâce à l'intégration du modèle d'endommagement d'Alain Sellier dans le processus d'homogénéisation et de calcul de la structure. Cette nouvelle approche a été présentée oralement lors de la Conférence Internationale sur les ponts en Arc (ARCH, 2010) dont je suis aujourd'hui membre du comité scientifique.

Au cours de ma thèse, j'ai initié un partenariat avec la direction de l'ingénierie de la SNCF, très intéressée par cette thématique (45% des ponts du réseau ferré de France sont en maçonnerie). Les relations établies avec la SNCF se sont concrétisées par un contrat CIFRE et une convention de recherche SNCF-LMDC. Une nouvelle thèse a démarré sur le calcul des ponts en maçonnerie à l'issue de la mienne (thèse de Thomas Stablon) pour finaliser la recherche. Nous avons finalement livré un outil de calcul des ponts en maçonnerie à la SNCF, entièrement nouveau, en 2011. Cette thèse a eu de nombreuses retombées à court terme et long terme. Tout d'abord elle a fait l'objet de publications internationales [3] [4], de communications orales internationales (SFR2010, WCRR2013, SAHC2012) de communications orales nationales (AUGC 2009). Six ans plus tard, Thomas Stablon (devenu Responsable du pôle GC, OA, Géotech & Tunnel chez ARCADIS Toulouse) est maintenant reconnu pour ses compétences professionnelles dans le domaine des ponts en maçonnerie. Il a ouvert un groupe de travail AFGC, avec Anne-Sophie Colas (chercheure IFSTTAR), pour rédiger un guide sur la maintenance et le diagnostic des ouvrages en maçonnerie à l'attention des maîtres d'ouvrages. J'ai volontiers accepté leur invitation à intégrer ce groupe, et à participer à la rédaction et à la relecture de ce guide qui devrait paraitre fin 2020.

La présentation de mes travaux de thèse lors du Colloque le Pont en octobre 2010 comme professeur invité, a suscité un vif intérêt chez les professionnels présents, et ouvert de nouvelles applications à notre méthodologie, en particulier sur les tunnels du métro parisien à la demande de la RATP (master recherche d'Omar Moreno effectué au LMDC, qui s'est transformée en thèse CIFRE IFSTTAR-RATP, j'ai fait partie de son jury de thèse en 2016), et sur les voûtes gothiques (master recherche de Thomas Parent) à la demande de GINGER-CEBTP. Ce dernier échange a débouché sur le démarrage d'une nouvelle thèse CIFRE et d'un contrat de recherche GINGER CEBTP - LMDC visant à développer une méthode de diagnostic et de calcul des voûtes gothiques à croisées d'ogive (thèse de Thomas Parent soutenue en 2015). Ces travaux ont été publiés en 2015 [5] et 2016 [6], et on fait l'objet de communications orales nationales (AUGC2014, AUGC2016 à Liège, Belgique, JNM2016) et internationales (SFR2014, SAHC 2016). Thomas Parent a obtenu un poste de MCF à l'Université de Bordeaux et continue ses recherches sur la même thématique. Il est aujourd'hui porteur du projet ANR DEMMEFI « Évaluation structurale post-Incendie des Monuments Historiques, vers une utilisation optimisée de la MEF et de la MED qui rassemble plusieurs laboratoires français (i2M Bordeaux, LMGC Montpellier et LMDC Toulouse). Il anime et coordonne également le groupe de travail « GT Structure » au sein du « Chantier Scientifique CNRS/Ministère de la Culture Notre Dame » chargé de fournir une évaluation structurale post-incendie des voûtes de Notre-Dame de Paris, groupe dont je fais partie.

La méthodologie globale de diagnostic a été enfin appliquée au cas des phares de Bretagne soumis à des actions environnementales (vent, température) dans le cadre de la thèse de Luisa Pena (juillet 2020). Cette recherche sur les phares a déjà donné lieu à une publication internationale dans une revue prestigieuse [8], et une communication orale au Congrès Français de Mécanique 2019. Une seconde publication est en cours de relecture à l'heure de la rédaction de ce document.

Ainsi, en choisissant de travailler sur les maçonneries anciennes en 2002, j'ai ouvert un nouvel axe de recherche au LMDC qui s'est traduit par 2 thèses soutenues que j'ai co-encadrées à 50 %, et 1 thèse soutenue que j'ai encadrée à 100%, 2 contrats CIFRE, 1 prix de la FNTP sur poster (2003),

12 stages de master-recherche, 18 communications orales dont 8 dans des congrès internationaux, 2 participations à des ouvrages collectifs, 14 articles dont 9 publications dans des revues internationales. Les deux premiers doctorants que j'ai co-encadrés ont continué à œuvrer pour le développement des connaissances sur les structures en maçonnerie et sont porteurs de programmes nationaux. Un MCF a été embauché pour étoffer l'équipe de recherche en maçonnerie. La cellule transfert TTT accomplit des prestations de calcul sur les ouvrages et édifices anciens en maçonnerie. L'activité interne au LMDC est donc maintenant consolidée.

Direction 2 : la construction neuve en maçonnerie

En parallèle de cette thématique de recherche sur les structures anciennes, j'ai travaillé depuis 2007 sur la mécanique des maçonneries neuves avec différents partenaires, dont l'Institut de la pierre de Rodez (ISRFMP, outil d'ingénierie de formation des Compagnons du Devoir) et des industriels tels que l'entreprise Bouyer Leroux. Deux axes ont été privilégiés : le renouveau de la construction en pierre massive et le comportement des murs maçonnés en zone sismique.

Le fait que la pierre soit un matériau 100% naturel motive les acteurs de la construction pour un renouveau de la filière pierre dans le domaine du bâtiment, domaine où, en France, le béton est largement prédominant. J'ai répondu à plusieurs appels d'offre (ADEME en 2009, RGCU-C2D2 en 2009, région Midi-Pyrénées en 2010), en collaboration avec une collègue thermicienne du LMDC (Claire Oms-Multon), de façon à proposer une approche multicritère, mais malheureusement ces projets n'ont pas été retenus. Nous avons néanmoins travaillé avec des étudiants sur cette thématique (en 2008, 2009 et 2010). Ces travaux ont donné lieu à des communications orales (AUGC 2009, AUGC 2010) et à un article dans la revue Pierre Actual (octobre 2009).

J'ai également œuvré pour le développement d'une nouvelle technique de précontrainte appliquée à la construction en pierre (stage de master M2R de Kevin Charrier 2013-2014) en collaboration avec les Compagnons du Devoir et les carriers du Sidobre (granite).

Des actions ponctuelles ont été menées avec l'entreprise Bouyer Leroux, leader de la production de briques de terre cuite, et fortement implantée en région toulousaine. Nous avons collaboré lors de la réalisation d'essais de cisaillement de murs en briques alvéolaires chargés verticalement et horizontalement dans leur plan. Ces essais ont eu lieu en 2017. Ils avaient également pour but de tester le nouveau banc d'essai de mur, qui est une machine prototype que nous avons développée au LMDC dans un projet cofinancé par l'UPS, l'INSA et le LMDC. Cette machine fait partie des équipements du service mécanique du LMDC, que j'ai dirigé pendant 4 ans de 2011 à 2015 inclus (voir plus loin, responsabilité collectives). Ce banc d'essai est un atout du LMDC qui ouvre des perspectives de recherche sur le comportement des murs en maçonnerie en cas de vent fort ou séisme, ou toute autre action horizontale.

Ces travaux de recherche sur la construction neuve en maçonnerie ne se sont pas encore traduits par un contrat de recherche, ni par une thèse, faute de financement ou de doctorant, mais ont donné lieu à plusieurs projets ou stages recherche d'étudiants, des communications orales et écrites, ont produit une rentrée de taxe d'apprentissage pour l'établissement (de la part de l'ISRFMP), et m'ont permis de développer un réseau de partenariats dans la « filière pierre ». Les recherches menées suivant les directions 1 et 2 décrites ci-dessus se complètent en s'enrichissent mutuellement.

4.1. Publications

4.1.1. Articles dans des revues internationales à comité de lecture

[1] Domede N., Pons G., Sellier A. Requalification des ouvrages anciens, les ponts en maçonnerie, Revue Européenne de Génie Civil, Volume 11, 2007 - Issue 9-10, Paris : Hermès, pp. 1199-1218. http://dx.doi.org/10.1080/17747120.2007.9692984

[2] Domede N., Pons G., Sellier A., Fritih Y., « Mechanical behaviour of ancient masonry », Materials & Structures. January 2009, Volume 42, Issue 1, pp 123–133. http://dx.doi.org/10.1617/s11527-008-9372-z

[3] Stablon T., Sellier A., Domede N., Plu B., Dieleman L. Influence of building process on stiffness: numerical analysis of a masonry vault including mortar joint shrinkage and crack re-closure effect, Materials & Structure, June 2012, Volume 45, Issue 6, pp 881–898. https://doi.org/10.1617/s11527-011-9805-y

[4] Domede N., Sellier A., Stablon T. Structural analysis of a multi-span railway masonry bridge combining in situ observations, laboratory tests and damage modelling, Engineering Structures, Volume 56, November 2013, Pages 837-849. http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.05.052

[5] Parent T., Domede N., Sellier A., Mouatt L. « Mechanical characterization of limestone from sound velocity measurement », International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. October 2015. Volume 79, October 2015, Pages 149-156. http://dx.doi.org/10.1016/j.ijrmms.2015.08.009

[6] Parent T., Domede N., Sellier A., « Multi-scale mechanical behaviour of a gothic monument composed of ashlar masonry. Application to the design of a reinforcement technique », International Journal of Architectural Heritage, 2016, Volume 11, 2017 - Issue 3. http://dx.doi.org/10.1080/15583058.2016.1238970

[7] Domede N., Parent T., Sellier A., « Mechanical behaviour of granite. A compilation, analysis and correlation of data from around the world », European Journal of environmental and Civil Engineering, January 2017, Vol. 23, 2019 - Issue 2. http://www.tandfonline.com/doi/full/10.1080/19648189.2016.1275984

[8] Domede N., Pena L. Fady N. Historical review of lighthouse design under wind load: the Ile Vierge lighthouse. Philosophical Transactions of the Royal Society. 19/08/2019 https://doi.org/10.1098/rsta.2019.0167

[9] Pena L., Domede N., Fady N. Contribution of PCA and ANN in the structural diagnosis of a masonry lighthouse under temperature and wind actions. International Journal of Architectural Heritage. On line 14 février 2021.

4.1.2. Participation à ouvrages collectifs

[10] Domede Nathalie, La mécanisation dans la fabrication des briques de terre cuite au 20^{è} siècle à Toulouse, dans « Terre crue, terre cuite », V. Nègre, Paris : Ibis Press, 2004. pp. 111-121.

[11] Poineau Daniel, Guide technique STTRES n°6 [FABEM], Annexe. Réparation et Renforcement des Maçonneries, collaboration scientifique pour la rédaction du volume 4, pp. 91-113, sept. 2011.

4.1.3. Articles dans des revues nationales à comité de lecture

[12] Domede N., Pons G., Sellier A., « Méthode d'expertise de la fiabilité des ponts en maçonnerie », Revue française de Génie Civil, Paris : Hermès. Volume 8, 2004 - Issue 1 http://dx.doi.org/10.1080/12795119.2004.9692568

[13] Domede N. Les ponts en maçonnerie du 19è siècle, le cas d'ouvrages ferroviaires du Midi Toulousain, Annales du BTP, avril-juin 2010, n°2-3, Paris : Ed. Eska, pp. 48-64.

4.1.4. Articles de presse française

2004 Revue Travaux n°808, mai 2004, résumé de thèse et prix FNTP (prix FNTP remis dans le cadre de la journée du RGCU).

2009 Revue Pierre Actual octobre 2009, « La preuve par 170 … », écrit par C. Gargi, journaliste, sur la construction d'une maison en pierre massive par Jean-Paul Foucher, directeur de l'Institut de la pierre de Rodez, avec la collaboration scientifique de Nathalie Domede et Claire Oms, pp. 26-30.

4.2. Communications orales

4.2.1. Congrès internationaux à comité de lecture et actes publiés

2008 Domede N., Sellier A. Assessment method of masonry arch bridges, Structural Faults & Repair, Ecosse, Edinburgh.

2010 Stablon T., Sellier A., Domede N., Plu B., Dieleman L., A numerical damage model for masonry structures, Structural Faults & Repair, Ecosse, Edinburgh.

2010 Domede N., Sellier A. Experimental and numerical analysis of behaviour of old brick masonries, Structural Analysis of Historical Construction SAHC2010, Chine, Shanghai. Advanced Materials Research, Vol.133-134, pp. 307-312. 10.4028/www.scientific.net/amr.133-134.307

2010 Domede N., Sellier A. Numerical analysis of masonry arch bridges: benefits and limits of damage mechanics, ARCH'10, Chine, Fuzhou.

2011 Stablon T., Sellier A., Domede N., A numerical tool for masonry arch bridges assessment, 9th WCRR world congress on railway research, France, Lille.

2012 Domede N., Stablon T., Sellier A. Mechanical analysis of an old masonry bridge in Paris, Structural Analysis of Historical Construction SAHC2012, Poland, Wroclaw.

2014 Thomas Parent, Nathalie Domede, Alain Sellier, Céline Dujarrier. Structural analysis of masonry historical construction: ribbed-vault case study. Structural Faults & Repair, UK, London.

2016 Domede N., Sellier A., « Structural analysis methodology for old masonry vault », Structural Analysis of Historical Construction SAHC2016, Louvain, Belgium.

2016 Domede N., Fady N. , Sellier A., Pena L. « Calculation of a masonry lighthouse under environmental actions », Structural Analysis of Historical Construction SAHC2020 reporté en 2021, Barcelone, Espagne.

4.2.2. Congrès nationaux à comité de lecture et actes publiés

2006 Rencontres de l'AUGC, la Grande-Motte, N. Domede, A. Sellier. Méthode de requalification des ponts en maçonnerie.

2009 Rencontres de l'AUGC, Saint Malo Stablon T., Domede N., Sellier A., Plu B., Dieleman L., Vers un outil numérique pour la requalification des ponts en maçonnerie, comparaison de méthodes numériques existantes.

2009 Rencontres de l'AUGC, Saint Malo, Oms C., Garcia J., Moundy S., Domede N. La construction individuelle en pierre massive est-elle toujours d'actualité ? Simulation thermique et analyse du cycle de vie d'une maison individuelle en pierre.

2010 Rencontres de l'AUGC, la Bourboule, Domede N., Oms C., Clastres P. Comportement mécanique de deux pierres naturelles de construction.

2014 Rencontres de l'AUGC à Orléans : Parent T., Domede N., Sellier A., Dujarrier C. Analyse structurelle des maçonneries anciennes : Le cas des voûtes à croisée d'ogives.

2016 Rencontres de l'AUGC à Liège : Belgique, Parent T., Sellier A., Domede N., Analyse multi-échelle non linéaire de voûtes maçonnées anciennes.

2016 JNM2016 Journées Nationales de la Maçonnerie, Paris : Parent T., Sellier A., Domede N., De Feraudy. Evaluation de la stabilité des voûtes Gothiques.

2018 JNM2018 Journées Nationales de la Maçonnerie, Paris : Domede N., Parent T. Evaluation des caractéristiques mécaniques des calcaires et des granites en vue du calcul des structures en maçonnerie.

2019 CFM2019 Congrès Français de mécanique, Brest, Aout 2019. Domede N., Pena L., Fady N. Calcul des phares sous l'action du vent.

2020 JNM2020 reportées 2021. Journées Nationales de la Maçonnerie, Toulouse, juin 2021. Pena L., Domede N., Fady N. Instrumentation du phare de l'Ile Vierge.

4.2.3. Congrès nationaux comme professeur invité

2010 Domede N. Le calcul des ponts en maçonnerie, l'apport d'un modèle d'endommagement. Colloque le Pont, Toulouse, octobre 2010. « Le calcul des ponts en maçonnerie, l'apport d'un modèle d'endommagement », communication orale en tant que professeur invité. Toulouse, octobre 2010.

2017 Domede N. Le calcul des maçonneries endommagées et fissurées, communication orale en tant que professeur invité lors des Journées Techniques de l'IMGC intitulées « Adaptation des ouvrages en maçonnerie aux nouvelles conditions de service », Paris, siège de la FNTP, 21 septembre 2017.

2020 Parent T. Domede N. Dubois F. Projet ANR DEMMEFI. Évaluation structurale post-incendie des Monuments Historiques, vers une utilisation optimisée de la MEF et de la MED.

Colloque chantier scientifique Notre-Dame de Paris : état des lieux et perspectives. Paris, INHA, 19-20 Octobre 2020

4.3. Encadrement et animation de la recherche

4.3.1. Encadrement de thèse

2008 – 2011 Thomas Stablon, Méthodologie pour la requalification des ponts en maçonnerie, directeur de thèse Alain SELLIER, coencadrement Alain Sellier - Nathalie Domede (50%-50%), contrat CIFRE LMDC - SNCF. Soutenue le 4 octobre 2011.

Cette thèse a fait l'objet de 2 publications internationales [3] [4], 3 communications orales internationales (SFR2010, WCRR2013, SAHC2012), 1 communication orale nationale (AUGC 2009). Thomas Stablon est aujourd'hui Responsable du pôle Génie Civil, Ouvrages d'Art, Géotech & Tunnel de la société ARCADIS agence de Toulouse. Il a ouvert un groupe de travail AFGC, avec Anne-Sophie Colas (chercheure IFSTTAR), pour rédiger un guide sur la maintenance et le diagnostic des ouvrages en maçonnerie à l'attention des maîtres d'ouvrages (dont je fais partie).

2012 – 2015 Thomas Parent, Comportement mécanique des maçonneries anciennes, le cas des voûtes gothiques, directeur de thèse Alain SELLIER, coencadrement Alain Sellier - Nathalie Domede (50%-50%), contrat CIFRE LMDC – GINGER CEBTP. Soutenue en nov. 2015.

Cette thèse a fait l'objet de 2 publications internationales [5] [6], 2 communications orales internationales (SFR2014, SAHC 2016), 3 communications orales nationales (AUGC2014, AUGC2016 à Liège, Belgique, JNM2016). Thomas Parent est aujourd'hui Maître de Conférences à l'Université de Bordeaux. Il est coordinateur du projet DEMMEFI financé par l'ANR sur 4 ans.

2017 – 2020 Luisa Natalia Pena, Instrumentation et Diagnostic des pathologies structurelles des phares, directrice de thèse 100%. Contrat doctoral MEGEP. Soutenue le 7 juillet 2020. Cette recherche a déjà fait l'objet d'une publication internationale [8] et d'une communication orale au Congrès Français de Mécanique.

2020 – 2023 Nadia Tarifa, Renforcement de maçonneries anciennes par composites TRC. Coencadrement 33%, avec Z. Djamai, et F. Duprat directeur de thèse. Contrat doctoral MEGEP.

4.3.2. Encadrement de stages de master recherche

2003 – 2004 Youcef Fritih. Etude du comportement mécanique des matériaux traditionnels de la région toulousaine. Recherche expérimentale sur les maçonneries de briques foraines de grand format. Résultats publiés en 2009 dans Domede N., Pons G., Sellier A., Fritih Y., « Mechanical behaviour of ancient masonry », Materials & Structures. Vol. 42, n°1, pp 123-133. http://dx.doi.org/10.1617/s11527-008-9372-z

2006 – 2007 Thomas Stablon. Modélisation des ponts en maçonnerie. Utilisation d'éléments joints longitudinaux pour modéliser la fissuration des joints.

2008 – 2009 Ngoc Hai Nguyen. Comportement mécanique des pierres naturelles de construction. Etude expérimentale de deux pierres calcaires, l'une tendre l'autre dure. Résultats présentés lors des Rencontres de l'AUGC de 2010 à la Bourboule, Domede N., Oms C., Clastres P. Comportement mécanique de deux pierres naturelles de construction.

2009 – 2010 Josselin Argans. Influence de la forme et des dimensions de l'éprouvette sur la résistance mécanique d'une pierre calcaire. Etude de l'effet d'échelle.

2010 – 2011 Damien Denorme. Comportement mécanique des murs en pierre naturelle, expérimentation et modélisation. Homogénéisation du comportement mécanique des maçonneries de pierre.

2011 – 2012 Thomas Parent. Comportement mécanique des maçonneries anciennes, le cas des voûtes gothiques. Investigations sur le site de la bibliothèque du CNAM à Paris et analyse des résultats en regard des documents d'archives. Codirection avec Ginger CEBTP. A débouché sur un contrat CIFRE et la thèse de Thomas Parent.

2011 – 2012 Omar Moreno. Comportement mécanique des maçonneries anciennes, le cas des tunnels du métro de Paris. Etude de l'action thermique sur le comportement mécanique des voûtes des tunnels en station et inter-stations. Comparaison des méthodes DEM - FEM. Stage effectué à la RATP et codirigé avec RATP.

2013 – 2014 Kevin Charrier. Dimensionnement et essai mécanique d'une poutre en pierre précontrainte. Invention d'un procédé technologique innovant, mise en œuvre d'un essai mécanique, analyse des résultats.

2015 – 2016 Kim NGuyen, Expérimenter une poutre en pierre précontrainte, stage au LMDC.

2016 – 2017 Thomas Druot, Diagnostic du phare de l'Ile Vierge, stage au CEREMA et au LMDC. Stage codirigé avec le CEREMA de Brest. A débouché sur la thèse de Luisa Pena.

2018-2019 Robin Cartier, comportement mécanique d'une pierre bretonne : le kersanton, stage de master, LMDC.

2019 – 2020 Anthony Saab. Renfort de maçonneries anciennes par composites collés, co encadrement Zakaria Ilyes Djamai, Nathalie Domède 50-50. Bourse libanaise.

4.3.3. Responsabilité au sein du laboratoire

Voir chapitre sur les activités collectives

4.3.4. Animation de la recherche

26-27 mars 2009 : organisation de 2 journées thématiques sur les barrages hydrauliques au sein du LMDC, à Toulouse. J'ai invité et coordonné 2 conférenciers à cette occasion : Victor Saouma, professeur de l'Université du Colorado (USA) spécialisée dans la modélisation et le calcul des structures, et Jean-Louis Bordes, docteur en histoire des sciences et techniques, auteur de « Les barrages-réservoirs : Du milieu du XVIIIe siècle au début du XXe siècle en France » paru aux Presses des Ponts et Chaussées le 27 octobre 2005. Des ateliers et discussions ont complété ces journées scientifiques.

Octobre 2016 : Organisation du workshop du GIS Maçonnerie à l'INSA de Toulouse. 20 personnes, 1 journée. Thématique : la formation en France sur les structures en maçonneries.

Juin 2020 : Organisation des Journées Nationales Maçonnerie JNM2020 qui devaient avoir lieu à l'INSA de Toulouse les 11 et 12 juin 2020, reportées aux 10 et 11 juin 2021.

4.4. Distinctions et rayonnement

4.4.1. Distinction

2004 Obtention du **2ème prix de la Fédération Nationale des Travaux Publics** dans le cadre des entretiens du RGC&U. Article paru dans la revue Travaux n°808, mai 2004, pp.100-102.

4.4.2. Membre de jury de thèse

2012 Thèse de Maamoun Saade, Université d'Artois, soutenue à Béthune en juin 2012. Etude du comportement des voûtes en maçonnerie renforcées par matériaux composites, application aux ouvrages d'assainissement. Examinatrice.

2016 Thèse de Claire Limoge, ENS Cachan avril 2016, Méthode de diagnostic à grande échelle de la vulnérabilité sismique des Monuments Historiques. Chapelles et églises baroques des hautes vallées du tour du Mont Blanc. Examinatrice.

2016 Thèse d'Omar Moreno, IFSTTAR avril 2016, Étude du comportement des tunnels en maçonnerie du métro parisien. Examinatrice.

2017 Thèse de Mathias Fantin, Université Paris-Est, 13 décembre 2017, Etude des rapports entre stéréotomie et résistance des voûtes clavées. Examinatrice.

4.4.3. Membre de comités scientifiques de conférences

JNM Membre du comité scientifique des Journées Nationales Maçonnerie depuis leur création en 2016. Chairman pendant les conférences en 2016, 2018 et 2020. Organisatrice des JNM2020 (reportée en 2021).

ARCH Membre du comité scientifique de la conférence internationale sur les ponts en arc, ARCH19. 9th International Conference on Arch Bridges. October 2 to 4, 2019, Faculty of Engineering of the University of Porto (FEUP) in Porto, Portugal. https://paginas.fe.up.pt/~arch19/?page_id=71

4.4.4. Relecture d'articles pour des revues internationales à comité de lecture

Depuis 2009 Reviewer pour la revue Engineering Structures
Depuis 2013 Reviewer pour la revue Geologica Belgica
Depuis 2019 Reviewer pour la revue Philosophical Transactions of the Royal Society
Depuis 2019 Reviewer pour la revue Journal of Architectural Engineering

4.4.5. Mission de recherche à l'international et mobilités (professeure invitée)

2002 Japon - recherche sur le patrimoine industriel japonais, Mission de 2 semaines organisée sous la direction d'André Guillerme (directeur du Centre D'Histoire des Techniques de Paris). Rapport de recherche sur le rôle des relations franco-japonaises sur le développement technique et industriel du Japon.

2016 Mobilité de 5 semaines nov-déc. 2016 à l'Université de Rome 3 à l'invitation du Professeur Gian Marco De Felice, directeur du groupe de recherche « masonry » du laboratoire PrisMa. Cours niveau master M2 à l'université sur les ponts en maçonnerie (technologie, pathologies, méthodes de requalification). Participation à l'encadrement d'une doctorante en 3ème année de thèse sur les voûtes en maçonnerie renforcées avec textiles FRP. Action pour la création d'une convention d'échange Erasmus niveau master et doctorat. Démarrage de collaborations de recherche.

2019 Mobilité de 3 semaines en Angleterre, 2 semaines à l'Université Collège of London (UCL), service du Professeur Dina D'Ayala. Puis 1 semaine à Plymouth à l'Université de Plymouth, département ingénierie marine, service du Professeur Alyson Raby. Echanges sur le même thème. Echanges sur le calcul des phares soumis à des actions environnementales (vent et vagues).

2019 Mobilité de 2 mois en Bretagne, Institut de Recherche Dupuy de Lôme, site de Brest et Lorient dans le cadre d'un CRCT d'un semestre pour développer un projet de recherche sur les ouvrages maritimes en maçonnerie soumis à des actions environnementales. Accueil à l'Université de Lorient, département génie civil – génie mécanique.

4.4.6. Contrat de recherche et partenariats

2008 – 2011 Contrat CIFRE LMDC - SNCF en soutien de la thèse de Thomas Stablon, Méthodologie pour la requalification des ponts en maçonnerie, directeur de thèse Alain SELLIER, coencadrement Nathalie DOMEDE (50%-50%). Soutenue le 4 octobre 2011.

2011 – 2015 Contrat CIFRE LMDC – GINGER CEBTP en soutien de la thèse de Thomas Parent, Comportement mécanique des maçonneries anciennes, le cas des voûtes gothiques, directeur de thèse Alain SELLIER, coencadrement Nathalie DOMEDE (50%-50%). Le 10 novembre 2015.

2017 – 2020 Convention de recherche et partenariat avec le CEREMA de Brest en soutien de la thèse de Luisa Pena. Instrumentation et diagnostic des pathologies structurelles des phares. Le CEREMA a organisé, installé et financé l'instrumentation du phare pendant toute la durée de la thèse.

4.4.7. Groupes scientifiques sur les structures en maçonneries

Depuis 2015 Membre du Conseil Scientifique des **Journées Nationales de la Maçonnerie** depuis sa création. Rencontres biannuelles des acteurs du domaine de la maçonnerie neuve et ancienne dont la 1ère édition a eu lieu les 17 et 18 mars 2016. Organisatrice des JNM2020, reportées en 2021.

Depuis 2015 Membre du **GIS Maçonnerie** depuis sa création. Animation de la commission « formation » au sein de ce groupe. Organisation d'un workshop réunissant ce groupe à l'INSA de Toulouse, le 10 octobre 2016.

Depuis 2017 Membre du groupe de travail de **l'Association Française de Génie Civil** (AFGC) pour la rédaction d'un guide sur le diagnostic et la réparation des ouvrages anciens en maçonnerie, depuis sa création. Je participe à la rédaction et à la relecture du document.

4.4.8. Projets nationaux

Depuis 2019 Membre du Comité de rédaction et de relecture du **projet National DOLMEN** « Développement d'Outils et de Logiciels pour la Maçonnerie Existante et Neuve » à l'invitation d'Anne-Sophie Colas.

Depuis 2019 Membre du Groupe de Travail « **Structure** » dans le cadre des groupes de travail du chantier scientifique **Notre Dame de Paris** créés par le CNRS et le Ministère de la Culture à l'invitation du laboratoire I2M animateur de ce groupe.

Conseil auprès de la cellule transfert TTT du LMDC pour la prestation de calcul en vue de l'évaluation structurale post-incendie des voûtes de Notre Dame de Paris.

Depuis 2019 Partenaire du projet **ANR DEMMEFI** porté par Thomas Parent, I2M Bordeaux. « Évaluation structurale post-Incendie des Monuments Historiques, vers une utilisation optimisée de la MEF et de la MED ». Responsable scientifique pour le compte du LMDC.

5. Responsabilités collectives

5.1. En relation avec l'enseignement

5.1.1. Responsabilités collectives au sein du département génie civil

- Responsabilité de la 4ème année INSA Toulouse de 1997 à 2005 (8 ans)
- Responsabilité de la 5ème année INSA Toulouse option IBAT 2006 – 2011 (5 ans)
- Responsabilité de l'organisation des projets tutorés de 3ème année de 2006 – 2009 (3 ans)
- Responsabilité de la filière de formation d'ingénieur en formation continue diplômante pour adultes de 2007 – 2011 (4 ans), filière DUT+3 dite Fontanet au département génie civil (3ème à 5ème année INSA).
- Responsabilité pédagogique, administrative et budgétaire de la filière de formation d'ingénieur par apprentissage en alternance de 2011 à 2014 (3 ans), première formation de ce type à l'INSA de Toulouse. La filière en quelques chiffres : 3 années de formation (L3 à M2), 1/3 à l'INSA (1400h de formation académique) + 2/3 en entreprise, 60 apprentis (20 apprentis par promotion environ), 50 enseignants dont 22 enseignants titulaires et 28 vacataires (ingénieurs), un secrétariat spécifique, 2700 HETD rémunérées. Un gros travail pédagogique, organisationnel et budgétaire a été mené pendant 3 années pour structurer la formation.
- Responsabilité de la 5ème année INSA Toulouse options TPO, IBAT, GCLIM depuis 2017
- Correspondante Handicap au sein du département Génie Civil depuis 2014. J'ai créé et dirigé un groupe de travail sur la **Langue des Signes Française** pendant 3 ans qui a abouti à la création

de signes nouveaux exprimant les concepts scientifiques du Génie civil. http://www.insa-toulouse.fr/fr/formation/glossaire-gc-en-lsf.html

J'ai agi pour la promotion de ce travail et la diffusion des résultats. Des articles sont parus dans la presse :

- La langue des signes française au service du génie civil. Sylvie Roman. Construction Moderne n°153 septembre 2017 p.35. https://issuu.com/infociments/docs/cm153_-_ouvrages_art_2017
- Le génie du béton accessible à tous, Bybéton, Sylvie Roman, 05/10/2017. https://bybeton.fr/genie-beton-accessible-a
- Construction Cayola, Génie civil : un glossaire en langue des signes, infrastructures TP, 14 décembre 2017, https://www.constructioncayola.com/infrastructures/article/2017/12/14/116406/genie-civil-glossaire-langue-des-signes.php
- 20 minutes du 14 décembre 2017 http://www.20minutes.fr/toulouse/2186691-20171212-video-grace-etudiant-toulousain-sourd-langue-signes-francaise-enrichi-vocabulaire
- La dépêche du Midi du 13 décembre 2017 https://www.ladepeche.fr/article/2017/12/13/2703289-creation-d-un-vocabulaire-scientifique-pour-les-sourds.html
- Le Moniteur du 15 décembre 2017 https://www.lemoniteur.fr/article/l-insa-toulouse-cree-le-premier-glossaire-genie-civil-traduit-en-langage-des-signes-35131833

J'ai également présenté ce projet et ses résultats oralement, avec Cyril Claudet, étudiant s'exprimant en LSF, et des interprètes :

- Au colloque annuel de l'AFGC à Paris en mars 2017,
- Au colloque Le Pont à Toulouse en octobre 2017.

Cyril Claudet a continué à développer ce projet à sortie de l'INSA en 2018 sur le plan national au sein de l'association STIM France. Un nouveau partenariat va naitre avec l'INSA pour étendre notre travail et sa méthodologie à d'autres sciences que celles du GC. L'aventure continue.

5.1.2. Responsabilités administratives et électives

- Membre élu du Comité Technique Paritaire de l'INSA de Toulouse de 2008 à 2011
- Membre de la Commission de réflexion sur le référentiel horaire de 2009 à 2011
- Membre élu du Conseil du Centre des Sciences Humaines de l'INSA Toulouse de 1998 à 2009
- Membre élu du Conseil de la documentation de l'INSA de Toulouse de 2010 à 2013
- Membre élu du département Génie civil 1998 - 2012
- Membre de la commission de spécialiste pour le recrutement des enseignants chercheurs et ATER au département Génie civil depuis 2010
- Membre nommé du Conseil de Laboratoire LMDC depuis 2016

5.1.3. Autres actions collectives

- Tous les ans depuis 1996 : participation au recrutement des étudiants du groupe INSA en 1ère année et 3ème année à Toulouse, parfois à Paris et au Maroc,
- Tous les ans depuis 1996 : participation aux journées Portes Ouvertes de l'INSA de Toulouse
- Participations à des salons étudiants et salons professionnels pour représenter l'INSA, par exemple le salon de l'Association des Ingénieurs de Midi-Pyrénées et le COBATI.

5.2. En relation avec la recherche

- Responsabilité du service mécanique du laboratoire LMDC depuis janvier 2011 – janvier 2015

J'ai dirigé le service mécanique au sein du laboratoire LMDC pendant 4 ans. Le LMDC compte 4 services : physique, chimie, mécanique, informatique. Le service mécanique accueille des activités de recherche (essais mécaniques de compression, flexion, flambement, essais de fluage, de retrait, de vieillissement accéléré, fabrication des éprouvettes et éléments de structure testés) et d'enseignement (TP mortier, béton, béton armé, béton précontraint, charpente métallique, bois, géotechnique). Les usagers du service représentent plus de 200 étudiants (de l'INSA et de l'Université Paul Sabatier) et environ 40 enseignants chercheurs, chercheurs et doctorants. Il fonctionne grâce à l'implication de 6 personnels non enseignants : 1 ingénieur d'études, 2 techniciens, 2 assistants techniques, 1 contractuel.

La fonction de responsable du service recouvre l'ensemble des tâches liées à l'organisation, au fonctionnement et au budget du service, notamment :

- l'organisation des espaces et des ambiances (climatisations, implantations des équipements et des zones de stockage),
- le respect des procédures d'hygiène et de sécurité par les usagers du service,
- l'organisation de la maintenance des équipements,
- la gestion des stocks matériaux et l'approvisionnement,
- la gestion des déchets,
- la préparation et le suivi du budget du service,
- la coordination avec les autres services, en particulier pour la mise en place de procédures communes et la gestion de la qualité.
- les investissements dans de nouveaux équipements, en particulier le nouveau banc de cisaillement de murs.

Les équipements à gérer englobent des presses (6000kN, 3000kN, 600kN, 100kN, 50kN), des malaxeurs à béton (50L, 150L), une salle humide, un laboratoire mortiers, un laboratoire de retrait, un laboratoire de fluage, un laboratoire de rhéologie, un laboratoire de géotechnique, des enceintes climatisées, deux bancs de flexion, des moyens de mesure (cages d'extensométrie, chaines d'acquisition, système de vidéo corrélation). Des équipements nouveaux ont été achetés au cours de mon mandat (une presse 100KN, un banc de flexion équipé de 2 vérins verticaux), un système de planification et de réservation des machines à distance a été mis en place, les conditions d'hygiène et de sécurité ont été améliorées, des aires de stockages et équipements de rangement ont été installées. Un nouveau banc d'essais de murs a été conçu, commandé et installé depuis.

Le banc d'essai de murs en cisaillement dont s'est équipé le LMDC est un prototype créé par le LMDC à partir de 2014. Il est fonctionnel depuis 2017. Il est le support de nouvelles recherches sur le comportement mécanique des murs en maçonnerie soumis à des actions horizontales dans le plan.

Un poste de MCF a été mis au concours avec pour mission d'animer les recherches sur le renforcement des murs, en lien avec cette machine et à conduit à l'embauche d'un jeune MCF. Une thèse démarre sur le thème du renforcement des murs anciens en maçonnerie en septembre 2020.

B. Synthèse des recherches

Mes activités de recherche sont centrées sur les structures en maçonnerie neuves et anciennes. Ma propre thèse et celles que j'ai encadrées ou coencadrées par la suite ont portées sur le diagnostic et le pronostic des structures anciennes en maçonnerie. Cette thématique englobe la majorité de mes travaux. Je commencerai donc par la synthèse de ces recherches-là (chapitre 7). Les études menées en lien avec la construction neuve en maçonnerie, effectuées le plus souvent dans le cadre de stages de niveau master seront évoquées au chapitre 8. Les deux domaines sont cependant intimement liés.

Mes recherches sur les ouvrages anciens en maçonnerie sont pluridisciplinaires. Je ne m'intéresse pas uniquement aux matériaux, ou aux méthodes d'investigations sur site, ou encore à la modélisation, mais à l'ensemble des moyens à mettre en œuvre pour parvenir à un outil de diagnostic complet à l'attention des ingénieurs, dans une méthodologie globale dédiée aux constructions anciennes. Mon approche est à la fois expérimentale et numérique, et s'étend des matériaux jusqu'à l'ouvrage. La recherche historique est essentielle dans la démarche, menée autant que possible à partir de sources primaires (voir chapitre 9). Mais nous verrons également que nos recherches de nature mécanique ont enrichi la connaissance sur les techniques de construction et les savoirs anciens.

Je commencerai par rappeler le contexte dans lequel j'ai démarré mes recherches en 2002, de façon à clarifier les objectifs et les verrous, puis je présenterai la méthodologie globale. Je diviserai la présentation détaillée des travaux effectués en commençant par les matériaux dans un premier temps, puis les ouvrages dans un second temps.

1. Contexte au démarrage de mes activités de recherche

Jusqu'à la révolution industrielle, la maçonnerie (de terre crue ou cuite, et de pierre) et le bois étaient les deux matériaux utilisés dans la construction. La maçonnerie était reine dans la construction des édifices religieux et les ouvrages de génie civil et de génie militaire. La technique de construction des voûtes n'a cessé de s'améliorer jusqu'à atteindre une parfaite maitrise au cours du 19^{è} siècle comme en témoigne le magistral « Grandes Voutes » de Paul Séjourné [Séjourné, 1913] permettant la construction d'ouvrages de grandes portées et de murs de grandes hauteurs, et finalement d'un réseau de routes, de voies ferrées, de voies fluviales et maritimes, étendu sur toute l'Europe, les pays industrialisés et leurs empires coloniaux. Ce patrimoine bâti reste indispensable à notre vie quotidienne. La transmission de ce savoir, en France, fut assurée essentiellement par l'Ecole des Ponts et Chaussées comme en témoigne les cours dispensés au 19^{è} siècle et jusqu'aux années 1930.

La naissance et la croissance fulgurante de la construction en béton armé puis précontraint entre 1880 et la 1ère guerre mondiale, permise par la maitrise de la production du ciment et de l'acier à échelle industrielle, marque la fin du système technique maçonnerie/bois, et, en parallèle, la fin de l'enseignement des sciences et techniques associées. La maçonnerie a cependant conservé une bonne place dans la construction des bâtiments de un à plusieurs étages jusqu'aux années 1920, soutenue en cela par l'exode des populations rurales vers les villes (développement du logement social et des HBM en France) et le besoin d'écoles devenues obligatoires pour les filles et les garçons (voir mes travaux de recherche au sein du Service de l'Inventaire de la DRAC Midi-Pyrénées en juillet-

aout 2002 [Domede, 2002] dans le cadre de mon stage de DEA d'Histoire des Techniques). Ces édifices-là aussi nous sont encore indispensables tous les jours.

En France, la seconde guerre mondiale marque un coup d'arrêt à cette construction des cités en maçonnerie où la pierre et la brique structurelles ne se maintiennent désormais que dans la construction de maisons individuelles. Les seules formations conservées sont celles des maçons et des ouvriers. A partir des années 1950, il n'y a plus en France de formations universitaires, de programmes nationaux de recherche, ni d'actions de normalisation sur la maçonnerie, délaissées au profit du béton, contrairement à nos voisins européens qui, d'ailleurs, démontrent aujourd'hui une réelle avance dans la connaissance, les outils et les compétences sur la construction en pierre, en terre cuite, et autres blocs, et une production de publications scientifiques sur ces sujets en quantité incomparable à la nôtre. La France a pris du retard dans un domaine ou pourtant, jusqu'à l'époque moderne, elle excellait. Cela révèle l'un des premiers freins au développement de la construction en maçonnerie en France : l'absence de formation post-bac sur la maçonnerie dans notre pays. Nous reviendrons sur cette question ultérieurement.

Les règlements de calcul des édifices en béton naissent en 1906. D'abord « aux contraintes admissibles », ils passent « aux états limites » dans les années 1980. Ils sont petits à petits accompagnés d'une multitude de fascicules du CCTG et de DTU régulièrement mis à jour, et d'outils de calcul numériques (développés notamment par le SETRA). Les eurocodes remplacent les codes nationaux au tout début des années 2000. Tout cela est vrai pour le béton, pas pour la maçonnerie. En 2000, le fascicule 64 du CCTG (le seul) consacré aux travaux de maçonnerie est insuffisant et inutilisé, le DTU 20.1 sur les murs de bâtiment ne donne quasiment que des techniques de construction des façades et ne s'applique qu'au petit collectif [Fasc.64, 1982] [DTU20.1, 2008]. Sur les étagères des bibliothèques, les livres sur la maçonnerie et sur la pierre se résument à quelques ouvrages qui ne représentent qu'un volume ridiculement faible au regard de l'abondance de documents relatifs aux ouvrages en béton. Ces rares documents technologiques sont liés aux travaux et à la mise en œuvre. Au démarrage de ma thèse, **en 2002, il n'existe aucun règlement de calcul Français applicable aux constructions en maçonnerie** analogue aux BAEL/BPEL des constructions en béton.

Dans le domaine des ouvrages d'art, une action remarquable est cependant lancée en France avec la thèse de Delbecq et la création du programme de calcul VOUTE en 1982 [SETRA, 1982], suite à l'effondrement du pont Wilson de Tours en avril 1978. Malheureusement, cet outil 2D basé sur l'analyse limite n'est plus commercialisé et n'a pas réellement évolué depuis 40 ans. Ce programme est inconnu en dehors de la France. Auparavant, en 1963 était né la méthode MEXE au Royaume Uni [MEXE, 1963] sur la base des travaux de Pippard [Pippard, 1948] pour évaluer de façon rapide et empirique la possibilité de faire passer des chars sur les ponts en temps de guerre. Jacques Heyman avait rédigé ses méthodes de calculs à la rupture des structures en maçonneries dès les années 1960 [Heyman, 1966] [Heyman, 1969], enseignées dès cette époque chez nos voisins européens mais pas en France. Sur la base de la théorie du calcul à la rupture se sont développés les programmes de calcul Archie en Irlande [Harvey, 1988] et surtout RING en Angleterre [Gilbert, 2001] validé par des essais sur ouvrages existants. RING présente l'avantage d'être utilisable aussi bien pour les ponts rails que pour les ponts routes. Ces deux logiciels sont téléchargeables en ligne, gratuitement depuis les années 1990 (http://www.obvis.com et http://www.ring.shef.ac.uk). Mais les ingénieurs français ne connaissent pas ces outils faute d'être enseignés en France. Utiles et efficaces en analyse limite 2D, ces outils ne permettent pas de faire une réelle étude de **l'aptitude au service**, et **aucune analyse 3D.**

L'Eurocode 6 est l'un des derniers Eurocodes à paraitre, en 2006. Il ne s'applique concrètement qu'aux murs 2D standards de bâtiment et qu'à l'Etat Limite Ultime (ELU). Rien sur l'Etat Limite de Service (ELS). Rien sur les ponts, les voûtes, les soutènements, les quais, les cheminées, les réservoirs et les silos. Cet EC6 fût développé essentiellement par les pays du Nord de l'Europe avec leurs techniques constructives. Hors, comme nous le verrons, la maçonnerie a été et reste une technique empreinte de culture locale. Du coup, **l'EC6 s'adapte mal aux techniques françaises courantes du bâtiment.** Les formules d'homogénéisation ont été remises en question en France dans leur application sur les maçonneries de pierre. Les domaines de validité des formules restent de toute façon très étroits et mériteraient d'être étendus. Malgré les actions de communication du CTMNC, l'EC6 reste peu connu, peu appliqué et enseigné en France (il l'est chez nos voisins européens, notamment en Belgique, aux Pays-Bas, au Royaume Uni). Rappelons que **la France n'a pas approuvé la partie « feu » de l'EC6 et qu'il n'existe donc aucune règle applicable en France sur le calcul au feu des structures en maçonnerie.** Par ailleurs, les techniques de la **pierre sèche et de la terre crue sont exclues de l'EC6.** L'Eurocode 6 partie 2 sur les ponts n'existe pas. Certes, on ne construit plus de ponts neufs en maçonnerie, mais, d'une part, cette construction pourrait être relancée avec la naissance de règles de conception modernes, et, d'autre part, ces règles pourraient servir de base à la requalification des ouvrages existants. **Il n'existe pas de règles de calcul et de dimensionnement applicables aux ouvrages d'art en maçonnerie.**

Au début du 21e siècle, au démarrage de ma thèse, nous sommes donc en France devant la nécessité de gérer et faire durer un patrimoine bâti industriel, civil, militaire, maritime et fluvial considérable, sans outils, sans documents normatifs et sans formation post-BAC sur ces sujets. C'est dans ce contexte que je lance en 2002 ma recherche sur les ponts en maçonnerie consciente de mes propres lacunes et de mon envie d'apprendre. Je complète ma formation d'ingénieur de base par un master en histoire des techniques et un stage sur la brique foraine traditionnelle de Toulouse à la Direction Régionale des Affaires Culturelles (DRAC) Midi Pyrénées (2002). Je poursuis mon auto-formation pendant ma première année de recherche. Je prends alors conscience de tout ce qui existe déjà ailleurs, en UK, aux Pays-Bas, en Italie, au Portugal, notamment, pose la problématique et définis mes objectifs.

2. Objectifs initiaux

L'objectif initial de mes travaux de recherche est de fournir des outils d'analyse structurelle permettant d'**expliquer les désordres** observés sur les structures anciennes en maçonnerie, **d'évaluer l'aptitude au service** des ouvrages et **la marge de sécurité**. Ce sont les trois problèmes posés par les maitres d'ouvrages et les outils demandés par les bureaux d'études et les entreprises. Pour répondre à ces questions, la méthode inclut le calcul de l'édifice en 3D.

Il ne s'agit donc pas uniquement d'étudier la rupture des constructions maçonnées mais d'étudier l'ensemble de leur comportement mécanique dans leur environnement, sous divers types de sollicitations, en cours d'exploitation et jusqu'à leur rupture. Ainsi, mes travaux de recherche abordent la question générale de la définition de l'Etat Limite Ultime et de l'Etat Limite de Service en matière d'ouvrage ancien.

Ma recherche initiale porte sur les ponts en maçonnerie. En 2002, les outils de calcul des voûtes en maçonnerie déjà disponibles sont tous basés sur l'analyse limite 2D. La voûte est plane, symétrique, circulaire, chargée verticalement par des actions gravitaires ponctuelles ajoutées au poids propre de l'ouvrage. Les appuis sont encastrés, fixes. La maçonnerie est assimilée à un matériau

homogène parfaitement plastique. Ces outils ont l'avantage d'être très simples d'utilisation et donc peu coûteux pour un ingénieur. Mais ils ne permettent pas de faire une analyse fine dans toutes les situations. L'objectif fixé a été de développer un outil de calcul applicable en toute circonstance et donc apte à effectuer les actions suivantes :

- Envisager tout type de géométrie : voutes circulaires, voutes surbaissées ou en anse de panier, voutes biaises ou courbes,
- Accepter plusieurs types de maçonnerie au sein d'un même ouvrage (plusieurs types de pierre, mélange pierre et briques),
- Tenir compte des endommagements localisés dans un ouvrage globalement sain (altérations ou fissures existantes),
- Appliquer tout type d'actions : charges ponctuelles et réparties, et aussi, déplacements d'appuis, actions thermiques, retrait, fluage,
- Calculer l'ouvrage à vide jusqu'à la rupture en décrivant le domaine linéaire et non linéaire de façon à aborder aussi bien l'ELS que l'ELU,
- Etudier l'adaptation et la redistribution des efforts,
- Etudier les phénomènes transversaux internes, et de façon générale les phénomènes multidirectionnels,
- Permettre l'analyse paramétrique des phénomènes mécaniques en jeu.

La méthode de calcul choisie est la méthode des éléments finis (MEF) car elle permet d'aborder toutes ces actions et donc d'atteindre l'objectif fixé.

Les premiers ouvrages étudiés ont été les ponts en maçonnerie, d'abord lors de ma thèse puis celle de Thomas Stablon [Stablon, 2011] qui a suivi. J'ai ensuite diversifié le type d'ouvrages, édifices gothiques [Parent, 2015], puis phares [Pena, 2020] (Figure 1), mais en gardant le même objectif initial détaillé ci-dessus. Ainsi, petit à petit, depuis 20 ans, une méthodologie globale de diagnostic et de pronostic s'est construite et affinée.

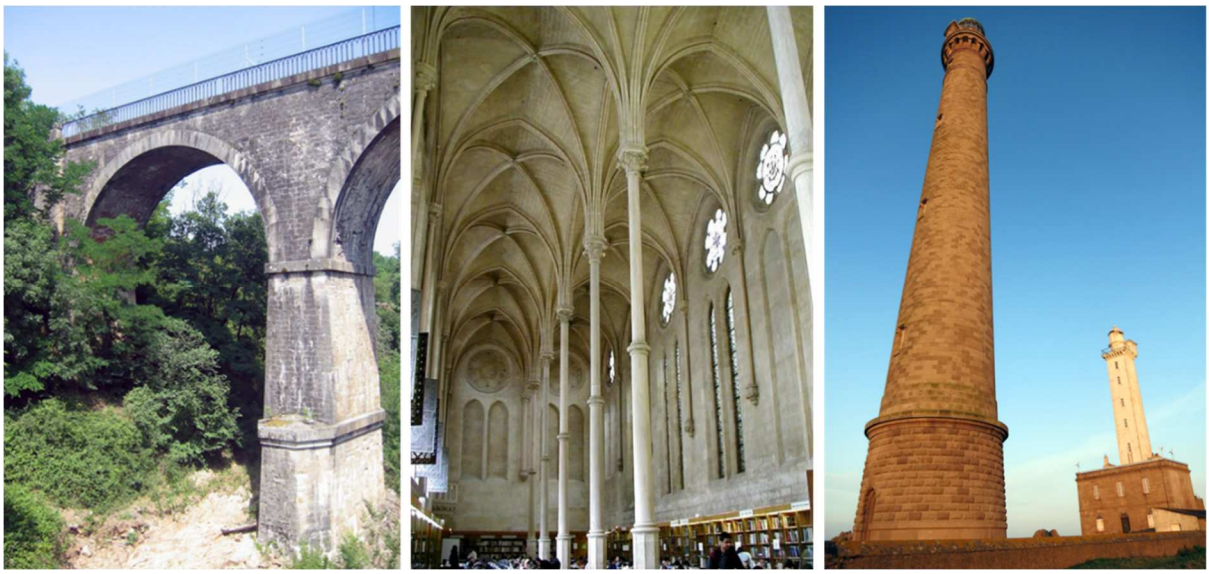


Figure 1 – Types d'ouvrages anciens en maçonnerie abordés dans mes recherches

3. Méthodologie de diagnostic et de pronostic

Ma recherche pourrait se concentrer sur l'une des étapes du diagnostic tel que la surveillance sur site ou la caractérisation des matériaux, ou enfin le calcul. Au contraire, pour atteindre l'objectif, la méthode se veut pluridisciplinaire, englobant le diagnostic et le pronostic (Figure 2). Elle est également multi-échelle, du matériau à l'ouvrage, de façon à créer un outil complet d'aide au diagnostic à l'attention des ingénieurs. Dans cette méthode globale, il existe un lien fort et incessant entre les études à l'échelle du matériau et celle à l'échelle de l'ouvrage, que le chercheur doit mener plus ou moins en parallèle jusqu'à atteindre l'objectif. Nous serons amenés à rappeler ce lien à plusieurs reprises, au cours de ce mémoire.

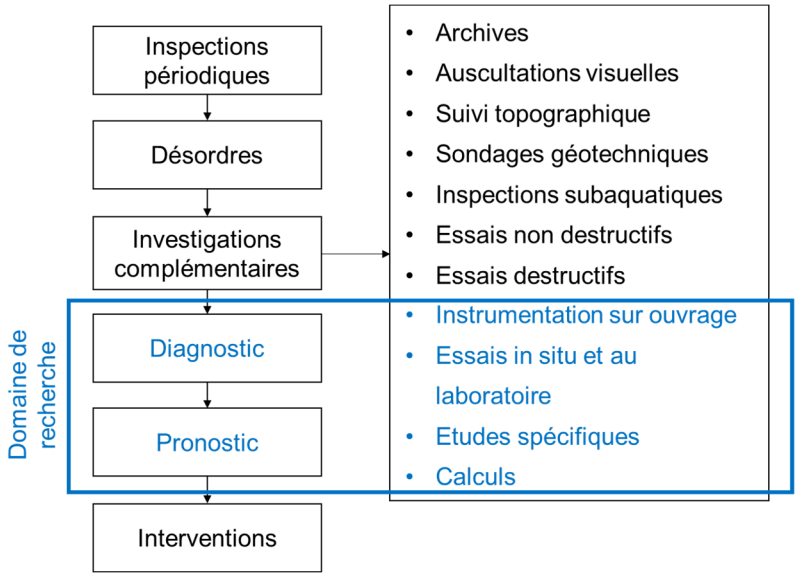


Figure 2 – Les étapes du diagnostic et domaine de recherche

La méthodologie est mise en œuvre sur une étude de cas. Mais il ne s'agit pas de faire l'expertise d'un ouvrage en particulier. Il s'agit de développer des outils applicables à tout un corpus d'ouvrages représenté par le cas d'étude, de proposer une méthode de dimensionnement de solutions de réparations, de trouver la cause (ou les causes, ou le processus d'évolution) de pathologies encore inexpliquées mais fréquentes et typiques, et ce faisant, enrichir la connaissance. L'édifice choisi (un pont rail du 19^{è} siècle de la banlieue de Paris [Stablon, 2011], une bibliothèque universitaire installée dans un monastère du 13ème siècle [Parent, 2015], le phare en pierre le plus haut d'Europe construit dans les dernières années du 19^{è} siècle [Pena, 2020]) est toujours un édifice présentant des pathologies non maitrisées. La tâche du chercheur n'est pas de réparer cet ouvrage particulier mais de développer les connaissances et les moyens nécessaires aux gestionnaires des ouvrages pour qu'ils puissent décider des mesures à prendre, et d'établir des méthodes reproductibles à d'autres cas. L'édifice choisi comme étude de cas est le révélateur de verrous scientifiques à lever. Il constitue seulement le prétexte, le point de démarrage, le support des analyses et des développements amenant à des découvertes généralisables, comme un malade qui souffre de maux inconnus pousse le chercheur en médecine à proposer des recommandations et créer des remèdes qui seront utilisés par les médecins généralistes qui soignent au quotidien. Ainsi, au-delà des exemples traités, c'est bel et bien une méthodologie générale applicable à tout type d'édifice ancien en maçonnerie qui s'est construite petit à petit, thèse après thèse.

La méthode développée est pluridisciplinaire et comporte 5 phases (Figure 3). Elle a été publiée pour la 1ère fois en 2007 [Domede, 2007] et présentée en colloque pour la 1ère fois à Edimbourg à la conférence internationale Structural Faults and Repair 2008 [Domede, 2008].

La première phase est une recherche historique qui rassemble des connaissances sur la conception des ouvrages étudiés à partir de sources historiques et sur leur vie depuis ce chantier initial. Cette recherche historique n'est pas une simple étude bibliographique (Voir chapitre 9.). La seconde est une phase d'investigations sur site avec observation et suivi des pathologies (première analyse de la fissuration et des déformations structurelles). En parallèle, les maçonneries identifiées sur l'ouvrage lors de l'approche historique et des premières reconnaissances sur site sont caractérisées en laboratoire, d'un point de vue physique chimique et mécanique, et leur comportement mécanique est modélisé. A l'issue de ces 3 premières phases, le calcul de l'ouvrage est possible. Dans notre méthode, il s'agit d'un calcul 3D éléments finis non linéaire qui retrace pas à pas le passé de l'édifice depuis sa conception, jusqu'à retrouver l'état d'endommagement actuel. Y parvenir signifie que les actions qui ont provoqué l'apparition de fissures et la cinétique d'évolution des fissures sont identifiées. A ce stade, l'un des objectifs majeurs de la recherche a été atteint : le diagnostic. Le calcul peut être poursuivi jusqu'à la simulation de la rupture ou bien de solutions de réparations : le pronostic.

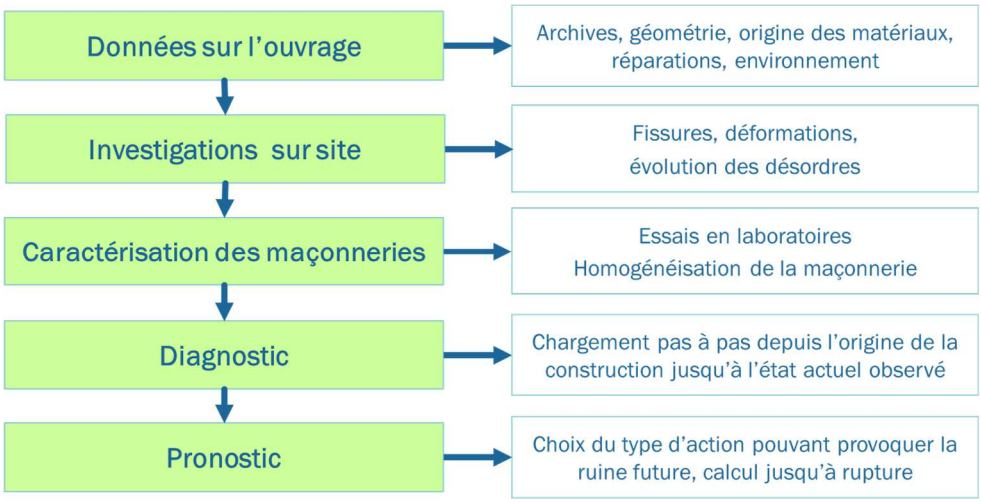


Figure 3 – Méthode globale de diagnostic et de pronostic des constructions anciennes en maçonnerie présentée lors de la journée technique IMGC du 21/09/2017 à la FNTP [Domede, 2017]

Bien entendu, un diagnostic peut être établi sur la seule observation minutieuse des dommages actuels et de leur évolution dans le temps. Dans la pratique de l'expert et de l'ingénieur, le calcul est facultatif. Il est utilisé lorsque l'ouvrage est exceptionnel par sa géométrie, par sa valeur patrimoniale, ou par son impact économique, pour conforter le diagnostic établi sur la base des 2 premières étapes ci-dessus, et rassurer le maitre d'ouvrages. Il est également utilisé pour les ponts anciens qui ne présentent pas de pathologies, et donc qui ne font pas l'objet d'un diagnostic, mais dont la destination et l'exploitation vont être modifiées de façon exceptionnelle ou durable (passage d'un convoi exceptionnel, rechargement ou élargissement de chaussée). Cette méthode globale constitue alors une aide à la décision pour les maîtres d'ouvrages.

L'une des spécificités de notre démarche, au LMDC, est la validation du calcul numérique 3D de l'ouvrage à l'aide des résultats des investigations faites sur site qui incluent le suivi des fissures et des déplacements des points critiques de l'ouvrage sur plusieurs mois. Notons que le plan de surveillance doit être suffisamment long sinon seules les variations saisonnières seront mesurées. Cette étape de validation est indispensable dans la mesure où nous de disposons pas d'essai de

rupture en vraie grandeur d'ouvrages existants permettant de valider le modèle et le pronostic. Notons ici que le projet national DOLMEN « Développement d'Outils et de Logiciels pour la Maçonnerie Existante et Neuve » s'est donné justement pour mission de répondre à ce manque et d'éprouver quelques ouvrages judicieusement choisis (projet national en phase de faisabilité et de montage à l'heure de la rédaction de ce rapport, dont j'effectue la relecture).

Cette démarche spécifique implique que les recherches soient menées en partenariat avec le maitre d'ouvrage ou son représentant, qui finance et met en œuvre le programme de surveillance sur site. Ce fut la SNCF pour la thèse de T. Stablon sur les ponts [Stablon, 2011], la société Ginger-CEBTP pour la thèse de T. Parent sur les églises gothiques à croisées d'ogive [Parent, 2015], le CEREMA Brest pour la thèse de L. Pena sur les phares [Pena, 2020]. Ce partenariat avec le gestionnaire de l'ouvrage ne présente que des avantages. Il facilite l'accès aux archives privées des ouvrages étudiés. Il permet un dialogue entre le chercheur et les techniciens et ingénieurs qui connaissent de près leurs ouvrages. Il ancre la recherche dans une approche concrète. Il oriente le chercheur au plus près de l'objectif et optimise les choix au fur et à mesure de l'avancement de la thèse. Il fournit des moyens techniques, voire financiers. Il ouvre des perspectives au doctorant, élargit nos réseaux.

4. Méthode d'analyse structurale et stratégie de modélisation

Le matériau maçonnerie est un matériau composite constitué de 3 éléments de base : les blocs, le joint de mortier et l'interface entre les deux, 3ème élément infiniment mince qui a un rôle primordial dans l'association blocs-mortier. C'est un matériau traditionnellement ancré dans la culture locale du lieu de construction dont la tradition architecturale définit la nature des blocs et des joints et leur appareillage. Les matériaux sont extraits (pierres) ou produits (briques) à proximité des chantiers. Même en maçonnerie moderne, la technique garde un caractère régional. En fait, il n'y a pas de « matériau maçonnerie » unique mais au contraire une immense diversité de situations (Figure 4) induite par :

- La nature des constituants de base : **blocs** (pierres, terre cuite, terre crue, matériaux reconstitués) et **joints** (mortier de chaux, mortier de ciment, mortier colle dans les maçonneries actuelles, pas de mortier dans les joints verticaux ou tous les joints)
- La complexité des **interfaces** qui transmettent les efforts entre les blocs et le mortier tout en modifiant le comportement unidirectionnel du mortier du fait du confinement de celui-ci. Ces interfaces sont très adhérentes dans le cas des mortiers colles modernes mais peu adhérentes en traction dans les maçonneries anciennes ;
- L'empreinte locale voire régionale des matériaux de base et de l'appareillage,
- La géométrie de **l'appareillage** qui peut être **unidirectionnel** comme dans le cas des poteaux ou des arêtes de voutes gothiques (structure multicouche), **plan** comme dans le cas des murs, ou former une **coque** comme dans le cas des voûtes minces. Il peut enfin être **volumique** (culées de ponts par exemple). L'agencement des blocs, s'ils sont parallélépipédiques, est quasi périodique. Mais les blocs peuvent être approximativement sphériques dans le cas des appareillages en opus incertum par exemple. De plus, plusieurs maçonneries de géométries et matériaux de bases différents peuvent être associées au sein d'un même ouvrage.
- Le degré **d'altération** lié à l'ancienneté de l'ouvrage et aux actions environnementales.

Figure 4 – Diversité des maçonneries anciennes

Cette diversité est une caractéristique intrinsèque qui distingue la maçonnerie de la construction en béton et en acier, qui sont deux matériaux homogènes, isotropes et produits suivants des normes internationales. La diversité des faciès et des matériaux induit une diversité des comportements physico-chimiques et mécaniques, et donc des approches, des outils et des modèles. Elle rend difficile une réglementation à l'échelle européenne.

Le calcul des ouvrages en maçonnerie ne peut se faire avec les outils « classiques » utilisés pour les ouvrages en béton armé (BA) ou précontraint (BP), ni les constructions métalliques (CM). Les ingénieurs sont pourtant tentés de le faire car, d'une part, ils n'ont pas d'outils spécifiques pour la maçonnerie, et d'autre part, ils n'ont pas été formés au calcul des maçonneries. Ce sont les deux verrous de base que nous, enseignants-chercheurs, avons à lever, et nous reviendrons dans ce rapport sur ces deux aspects.

Les outils numériques de calcul de structures, disponibles dans tous les bureaux d'études depuis les années 1980, sont efficaces pour le calcul des structures dont les matériaux constitutifs sont résistants en compression et en traction tel que l'acier et tel que le béton renforcé d'armatures en acier. De façon classique, les sollicitations (efforts internes) sont calculées à l'aide d'un modèle élastique linéaire. Les vérifications des sections à l'ELS et à l'ELU sont ensuite effectuées sur la base de ces sollicitations élastiques sur lesquelles, éventuellement, ont été appliqués des facteurs correctifs d'adaptation plastique pour l'ELU. Le calcul plastique est rarement fait, dans la pratique des bureaux d'études (BE). Les outils de calcul des sollicitations, et outils de vérifications des sections, utilisés en BE, ne s'appliquent pas aux ouvrages en pierre et en brique car la maçonnerie est composite, hétérogène, anisotrope, non élastique et n'équilibre pas les tractions. Les 3 questions de base posées par le calcul des maçonneries, qui ne se posent pas dans le cas des structures neuves en BA, BP ou CM, sont :

- Comment modéliser l'appareillage ?
- Comment modéliser le matériau dans son état actuel endommagé ?
- Comment modéliser une structure sans efforts internes de traction ?

4.1. Modéliser l'appareillage

La façon de modéliser l'appareillage est liée à la finesse de description de la maçonnerie au regard de la taille de l'élément calculé ou de l'ouvrage calculé. C'est une question d'échelle. Dans les

ouvrages en béton, la question ne se pose pas car la taille des granulats est choisie au regard de l'élément à construire de sorte que l'homogénéisation soit effective. En maçonnerie au contraire, la taille des blocs est choisie selon des considérations architecturales et ornementales, et donc, elle se pose. Résumons les approches possibles :

- La micro-modélisation : chaque bloc est décrit. Le schéma mécanique est à l'échelle de l'appareillage. Il est fidèle à sa géométrie et à la géométrie de la structure. Des variantes sont possibles. Par exemple, le joint de mortier peut être décrit séparément (micro modélisation détaillée) ou bien inclus dans le bloc de base géométriquement et mécaniquement (micro modélisation simplifiée), Figure 5. L'interface peut être modélisée entre le bloc et le joint de mortier au moyen d'un élément spécifique infiniment mince appelé élément « joint » et fonctionnant suivant la loi de Coulomb (approche « discontinue » Figure 6), ou ne pas être modélisée séparément (approche « continue »).
- La macro-modélisation : elle utilise des blocs homogénéisés appelés le plus souvent « voussoirs » qui regroupent plusieurs blocs. La description géométrique n'est donc pas fidèle à l'appareillage mais seulement à l'ouvrage dans son ensemble ou à l'élément de structure étudié. Un voussoir regroupe plusieurs blocs et les joints de mortier correspondants. Dans une approche discontinue, des éléments « joints » sont ajoutés entre ces voussoirs. Dans une approche continue, les voussoirs sont collés les uns aux autres.

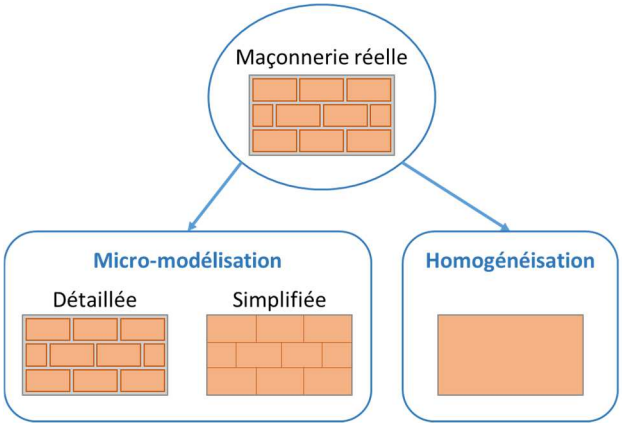


Figure 5 – Micro modélisation détaillée et simplifiée – macro modélisation

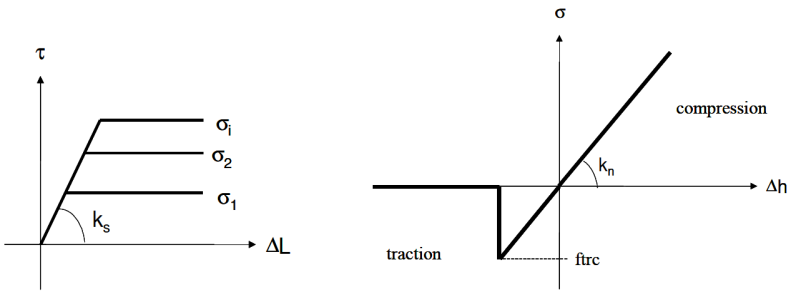


Figure 6 – Elément joint avec loi de Coulomb Castem

Ainsi, deux points sont essentiels à retenir :

- Approches « micro – macro » et approches « continu – discontinu » sont deux choses distinctes. En particulier, on peut utiliser la méthode des éléments finis (MEF) ou la méthode des éléments distincts (MED), en micro-modélisation comme en macro-modélisation ;
- Le choix de l'approche « micro » ou « macro » n'est pas lié à la taille du bloc, ni de l'ouvrage, mais à la taille relative de l'un par rapport à l'autre.

Certains modélisateurs utilisent le terme d'approche « méso » pour l'échelle intermédiaire entre micro et macro. Je préfère simplement distinguer le fait de décrire le bloc dans sa géométrie exacte, ou pas. Dès qu'on ne le fait pas se pose la question de l'homogénéisation et de la définition du Volume Elémentaire Représentatif (VER).

L'appareillage est structuré par le joint de mortier et l'interface bloc-mortier. Son rôle est déterminant dans le comportement mécanique de la maçonnerie.

4.2. Modéliser le matériau

Le comportement mécanique des roches, des briques de terre cuite et des mortiers utilisés en construction ancienne est similaire (je précise « ancienne » de façon à exclure les briques alvéolaires modernes et les mortiers colles, qui seront évoqués néanmoins à la fin de ce rapport au chapitre 8. Ces géomatériaux anciens sont caractérisés par une faible résistance en traction par rapport à leur résistance en compression f_c et un écrouissage négatif post-peak prononcé. La valeur de f_c s'étend sur un intervalle extrêmement vaste allant de quelques MPa pour les mortiers de chaux et pierres calcaires tendres à 240MPa pour les meilleurs granites. Le comportement en compression peut néanmoins être généralisé et subdivisé en plusieurs phases successives (Figure 7) :

1. La phase de serrage AC correspondant à la refermeture des fissures et défauts initiaux,
2. La phase linéaire CI sans variation de volume pendant laquelle le module d'Young est mesuré (seuil initial fcc),
3. L'initiation de la fissuration (seuil initial fci) et la phase linéaire en déformation axiale mais avec augmentation de volume, ID,
4. L'endommagement DF avec dilatance (seuil initial fcd),
5. La rupture en compression fc et la phase « post-peak » au-delà de F.

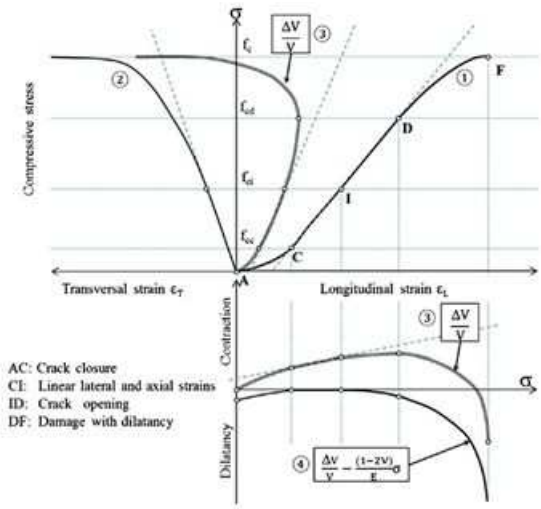


Figure 7 – Comportement mécanique en compression des pierres, briques et mortiers utilisés en maçonnerie ancienne

Le comportement est sensible à la présence d'eau, d'autant plus que la porosité est importante. La caractérisation expérimentale est influencée par la taille et la forme de l'éprouvette. La phase post-peak exige un essai asservi en déformation et est délicate car les matériaux sont le plus souvent quasi fragiles.

Les roches et les briques peuvent être orthotropes (nous le verrons plus loin pour les briques foraines notamment). Les maçons tenaient compte de cette orthotropie en taillant et orientant

judicieusement les blocs de sorte que les contraintes principales compriment les lits entre eux (pose horizontale pour les murs, pose rayonnante pour les voûtes). Cette anisotropie « initiale » (par opposition à celle induite par l'endommagement) peut être facilement prise en compte dans un calcul à l'échelle du bloc (échelle appelée « micro » dans laquelle chaque bloc est modélisé en détail). A l'échelle d'un ouvrage de type pont, cette anisotropie des blocs est à relativiser avec celle due à l'appareillage, en fonction de la stratégie d'analyse structurale envisagée. Cette question sera approfondie ultérieurement.

Ces propriétés générales s'appliquent aux blocs et aux mortiers, et donc à la maçonnerie homogénéisée.

De façon schématique, les modèles mécaniques utilisés peuvent être séparés en 3 types :

- Le modèle élastique linéaire qui revient à ne retenir que la phase CI de la Figure 7, et à oublier le serrage, l'endommagement et la rupture,
- Le modèle plastique parfait où la répartition de contraintes est constante sur toute ou partie de la section,
- Les modèles non linéaires qui cherchent à coller au plus près à la réalité du comportement mécanique des matériaux.

Le choix du modèle est lié à la stratégie de calcul. C'est aussi une spécificité du calcul des ouvrages maçonnés. Nous reviendrons sur ce point au paragraphe suivant.

Quels sont les modèles que nous avons envisagés ?

Lors de ma thèse entre 2002 et 2006, j'ai comparé 3 modèles matériaux alors disponibles dans le code CASTEM, à savoir : 1 modèle élasto-plastique avec écrouissage et critère de plasticité de Von Mises, 1 modèle élasto-plastique sans écrouissage et critère de plasticité de Drucker-Prager, 1 modèle d'endommagement de Mazars. La stratégie de calcul intégrait des éléments joints (chapitre 7.1). J'avais conclu que le premier modèle était le plus adapté, bien consciente que la question méritait d'être approfondie ultérieurement, ce que j'ai fait immédiatement après la fin de ma thèse. J'ai abandonné ces modèles au profit du modèle de Sellier d'abord élastique endommageable [Sellier, 2013] puis plastique endommageable et finalement visco-plastique endommageable Fluendo3D [Sellier, 2018]. Nos recherches sur le comportement mécanique des structures en maçonnerie ont évidemment largement bénéficié de ce modèle sophistiqué et de ses améliorations successives. L'utilisation de Fluendo3D sur les ouvrages en maçonnerie, alors qu'il était initialement pensé et conçu pour les ouvrages en béton, a contribué également à son développement. Les spécificités de la maçonnerie ont été l'occasion d'améliorer certaines performances du modèle pour traduire le comportement de la maçonnerie tel que :

- Le pré-endommagement de la maçonnerie ancienne dû aux défauts d'adhérence du mortier sur les blocs (paragraphe 5.3.3),
- La phase de serrage particulièrement accentuée des roches calcaires poreuses et des mortiers de chaux (AC sur la Figure 7 et la Figure 8),
- Le retrait des joints de mortier au jeune âge et jusqu'au décintrement (chapitre 7.1).

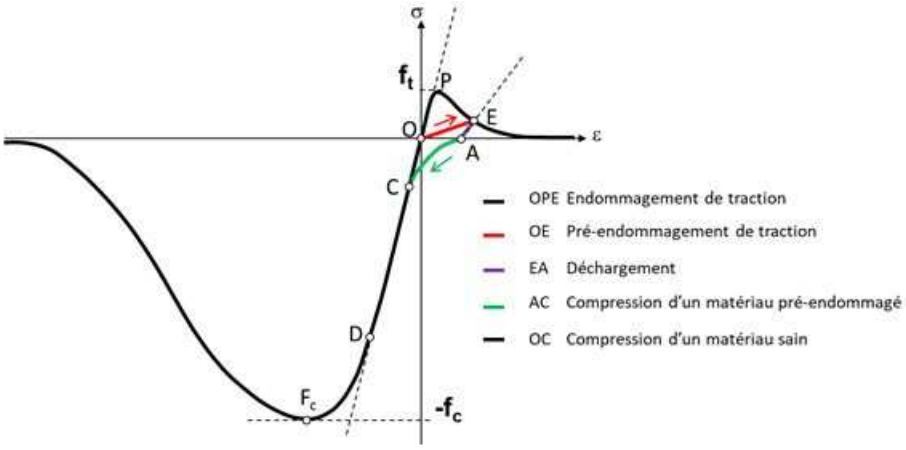


Figure 8 – Compression d'un matériau sain et d'un matériau pré-endommagé

L'utilisation d'un modèle non linéaire tel que Fluendo3D permet la localisation de l'endommagement et la simulation de l'apparition des fissures qui ne sont donc plus une hypothèse de départ (comme en analyse limite) mais un résultat de calcul. C'est la clé du problème qui ouvre la porte vers des stratégies de calcul avancées. Par ailleurs, la possibilité de déterminer un champ variable de contraintes qui équilibre les sollicitations, autorise la recherche d'un critère de rupture plus réaliste que celui utilisé en analyse limite (qui utilise un modèle plastique-parfait) dont l'approche par l'extérieur ne place pas en sécurité. Pour le visualiser, la Figure 9 superpose les domaines limites de 4 modèles de comportement différents :

- Un modèle avec répartition triangulaire représentant un matériau fragile
- Un modèle plastique parfait avec résistance finie f_c (analyse limite classique utilisée dans les logiciels de calcul des voûtes 2D tels que VOUTE et RING)
- Un modèle plastique parfait avec résistance infinie (hypothèse d'Heyman)
- Un modèle de répartition triangulaire qui donne une allure simplifiée de la loi de comportement réelle des géomatériaux.

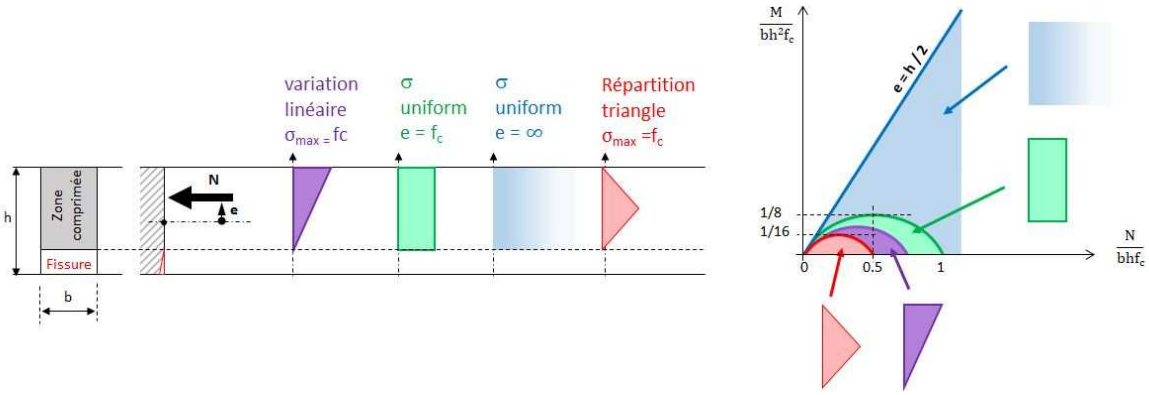


Figure 9 – Diagramme d'interaction et domaine limite

A l'occasion de l'étude d'une église gothique, Parent a travaillé sur la question du critère de rupture. Nous discuterons au chapitre 6 de l'importance relative de la valeur de la résistance en compression f_c. Cette question reste ouverte et présente encore de larges perspectives de recherche.

4.3. Modéliser la structure

Le calculateur confronté à l'analyse mécanique des structures en maçonnerie doit faire des choix : micro ou macro modélisation ? Calcul rapide-simplifié ou long-détaillé ? Calcul de la capacité portante seulement (analyse à la rupture, analyse limite, ELU) ou aussi de l'aptitude au service et des déformations (calcul en service, ELS) ?

Je ne reviendrai pas ici sur une description de toutes les méthodes de calcul correspondantes. Elles ont été largement détaillées dans les parties bibliographiques de ma thèse et de celles de Stablon et Parent. La littérature est par ailleurs nombreuse aujourd'hui. Des chercheurs italiens en ont fait une liste exhaustive de 60 pages disponible en ligne à l'adresse http://www.bma.arch.unige.it/ENGL/engl_biblio_volte_alpha.html. Cette liste regroupe à la fois des livres anciens et contemporains. Les livres anciens et cours anciens sont aujourd'hui facilement disponible en ligne. Il n'est plus nécessaire d'explorer les fiches cartonnées des casiers en bois des bibliothèques municipales et notamment parisiennes, et de réserver les livres à l'avance, comme je l'ai fait moi-même par le passé (avec beaucoup de plaisir, cependant). Je consacrerai à la fin de ce rapport, un chapitre sur les sources historiques. J'ajoute, sur cette question bibliographique, que plusieurs chercheurs ont publié récemment des synthèses des méthodes de calcul tels que Roca [Roca, 2010], Sarhosis, De Santis et De Felice [Sarhosis, 2016] avec qui j'ai eu l'occasion de travailler lors de ma mobilité à Rome en 2017. Des livres généraux sont également ciblés sur le sujet des ouvrages anciens en maçonnerie tels que [Roca, 2019] dont certains disponibles en ligne tels que [Como, 2013] et [Kurrer, 2009] (chapitre 4 très intéressant sur le calcul des voûtes). Et, bientôt paraitra le guide sur les ouvrages en maçonnerie de l'AFGC auquel je participe (d'ici fin 2020 normalement).

Pour poser et illustrer la problématique, considérons les 2 exemples de ponts de la Figure 10.

Figure 10 – Comparaison d'appareillages de ponts en maçonnerie

Dans la photo de gauche, le pont est constitué d'énormes blocs de granite du Portugal [Pulatsu, 2019]. A droite, le pont de Taillefer est un pont en briques traditionnelles du Tarn avec bandeau en pierres, région Occitanie [Domede, 2006]. A gauche, les blocs se distinguent parfaitement à l'échelle de l'ouvrage. A droite, la couleur des murs tympans et de la voute est quasi uniforme, il n'est pas possible de visualiser les joints dès qu'on s'éloigne un peu du pont. Pour l'analyse structurelle du pont du Portugal, une approche « micro » par éléments discrets rigides a été utilisée et ce choix est pleinement justifié. La capacité de déformation du pont est concentrée dans les joints, vu la raideur du granite. La taille des blocs facilite le maillage bloc à bloc. Pour le pont du Tarn, l'homogénéisation semble adéquate. Globalement les 2 ouvrages sont de dimensions similaires et le but du calcul est identique : déterminer la capacité portante de l'ouvrage. Mais l'approche envisagée est différente parce que l'appareillage est différent. L'élément clé est la taille relative des blocs par rapport à l'ouvrage. La technique de calcul s'adapte à la technique constructive. Le point de départ de la réflexion n'est pas le modèle mais l'ouvrage.

Par ailleurs, pour ces deux ouvrages, si le but du calcul avait été d'étudier les déformations en service, aucune des deux méthodes de calcul utilisées, que ce soit la MED avec UDEC, ou l'analyse limite avec RING, n'auraient pu convenir. Un calcul aux éléments finis avec une loi de comportement matériau non linéaire déformable aurait dû être envisagé. Mais ce type de calcul demande des connaissances sur le matériau, un modèle adapté et une bonne pratique de l'analyse structurelle des ouvrages en maçonnerie de la part du calculateur. Le but initial de nos recherches était (et reste) de développer ces connaissances et ces outils et de les rendre accessibles aux bureaux d'études.

La multiplicité des configurations d'ouvrages, des objectifs du gestionnaire de l'ouvrage et des moyens disponibles (techniques, humains et financiers), justifient la diversité des méthodes de calcul. Les résultats qu'elles fournissent s'expriment et se visualisent différemment (Figure 11). Elles ont toutes un intérêt et doivent être choisies judicieusement.

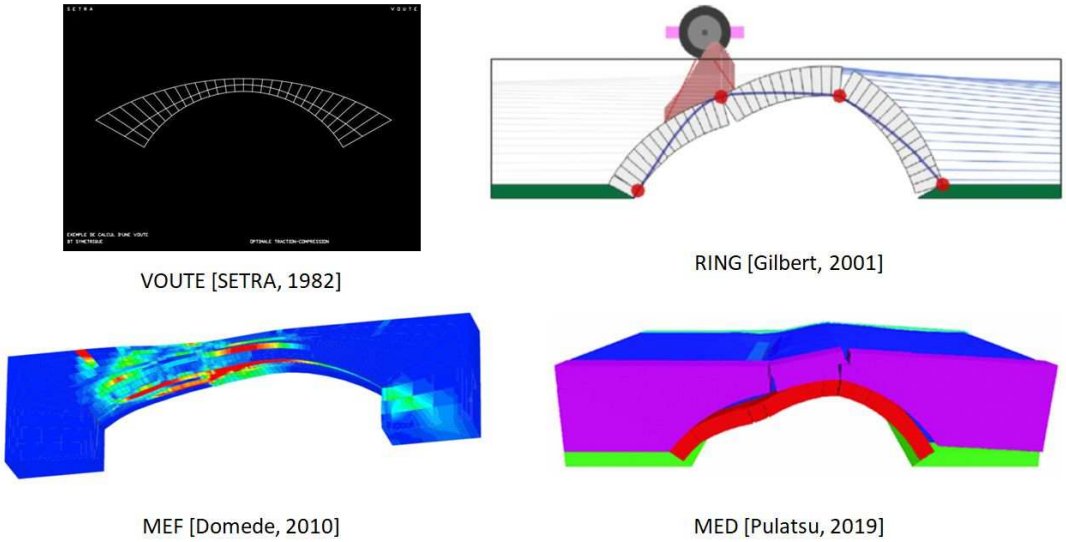


Figure 11 – Visualisation des résultats de VOUTE, RING, un calcul MEF homogénéisé, un calcul MED bloc à bloc.

Notre objectif de recherche, présenté au chapitre 2, nous a conduits à développer une stratégie d'analyse structurale 3D détaillée et approfondie, avec la MEF, et d'utiliser un modèle matériau dans lequel les 5 phases du comportement mécanique sont intégrées. Selon cette approche, l'état de contrainte en un point peut évoluer pas à pas selon l'historique de chargement, augmenter, diminuer, passer du champ des compressions à celui des tractions et inversement. La redistribution des efforts internes est alors autorisée. L'usage de la MEF s'est imposé après l'analyse comparative MED-MEF effectuée par Stablon en 2009 (chapitre 7.1.3).

Dans ce type d'analyse structurelle, le modèle de comportement mécanique des matériaux doit coller au plus près de la réalité. De ce fait, la recherche à l'échelle des matériaux nous a demandé beaucoup de temps et d'énergie depuis 2002. Nos avancées proviennent du couplage d'approches expérimentales et d'approches théoriques. La modélisation est nécessaire pour aborder la prédiction des phénomènes futurs et l'évaluation des risques. L'expérimentation en laboratoire et/ou sur site est indispensable pour créer et améliorer les modèles. Les résultats obtenus sont présentés maintenant en commençant par les matériaux de base, les blocs et les joints de mortiers, puis nous aborderons l'homogénéisation de l'ensemble.

5. Matériaux de base

5.1. Blocs

Dans les ouvrages anciens en maçonnerie, les matériaux constitutifs sont locaux et donc une caractéristique du terroir environnant l'ouvrage. Lorsque le site de construction dispose de carrières à proximité, les constructeurs ont puisé dans ces carrières. En l'absence de roche de construction, la brique de terre cuite a été utilisée. Parfois la pierre, voire plusieurs types de pierre, et la terre cuite sont présents au sein d'un même ouvrage, comme dans le cas de l'ensemble des ouvrages de l'ancienne ligne de chemin de fer Castres-Albi étudiés pendant ma thèse (Figure 12)

Figure 12 – Mélange pierre et terre cuite sur les ponts de la ligne de chemin de fer Castres – Albi.

Les pierres issues d'une carrière donnée présentent une diversité de caractéristiques du fait de la nature géologique naturelle de la roche. Les briques de terre cuite sont également diverses au sein d'une même construction pour deux raisons. La première est que le mode de fabrication était artisanal et manuel. La deuxième raison, que nos recherches historiques ont mis à jour, est que plusieurs briquetiers étaient sollicités pour fournir les briques du fait de la demande d'une grande quantité de briques en un temps limité et de la petite taille des briqueteries familiales. Les constructeurs étaient conscients de la diversité des blocs dont ils disposaient, et jouaient sur cette diversité en affectant les blocs les plus performants (en termes de résistante et de durabilité) aux zones les plus sollicitées, comme Parent l'a démontré sur la bibliothèque des Arts et Métiers à Paris. La difficulté est de caractériser ces matériaux du point de vue chimique, physique et mécanique et d'évaluer l'étendue de leurs performances relatives au sein d'un ouvrage. Nous verrons que la mesure de vitesse de propagation des ondes ultrasonores V_p est un outil efficace pour remédier à cette difficulté.

La difficulté est accentuée par le fait que les pierres et briques de terre cuite anciennes ne sont plus utilisées aujourd'hui et ne sont donc plus produites. Les carrières ont souvent disparu. Par ailleurs, le prélèvement de matériaux sur ouvrage, à l'aide de carottages, n'est pas toujours autorisé, notamment pour les ouvrages classés monuments historiques. Lorsque les carottages sont possibles, la quantité de matériau prélevée est faible et localisée. Le nombre faible d'échantillons ne donne qu'une vision limitée de l'édifice à la zone prélevée. Le calculateur peut donc s'interroger sur la représentativité des résultats des essais destructifs. Une méthode a été développée pour déduire néanmoins le comportement homogénéisé de la maçonnerie à partir de carottages [Stablon, 2011]. L'erreur induite a pu être évaluée par Parent [Parent, 2017].

Par ailleurs, les échantillons issus de carottages sont de petites dimensions, dimensions inférieures à celles requises par les normes actuelles définissant les procédures d'essais. Se pose alors la question de l'effet d'échelle et l'effet de dimension, que nous avons étudié sur deux pierres calcaires.

Nous verrons dans ce chapitre l'avancée des connaissances acquises sur les briques traditionnelles du midi toulousain, sur les pierres et les granites. Ces connaissances sont basées sur des programmes expérimentaux effectués en laboratoire. Elles sont également issues de tests non destructifs, en particulier la mesure de la vitesse de propagation des ondes ultrasonores. Nous verrons également les outils que nous avons proposés pour faciliter la détermination des caractéristiques mécaniques des roches constitutives des ouvrages à partir de la construction de bases de données matériaux.

5.1.1. La brique foraine du Midi Toulousain

La brique dite « foraine » est emblématique du Midi Toulousain. Elle a un format original. Elle est plate de faible épaisseur et de grandes dimensions en plan (en général 42 X 28 X 5 avec des variantes possibles selon les terroirs). Elle a largement été utilisée à Toulouse et dans des villes périphériques telles qu'Albi, pour la construction de l'habitat et des ouvrages d'art. En 2002, aucune recherche mécanique n'avait été effectuée sur ce matériau. Ses caractéristiques physiques et mécaniques étaient inconnues.

Mes recherches ont démarré par une étude historique effectuée pendant mon master en Histoire des Techniques, ayant pour objectif de déterminer le mode de fabrication des briques foraines toulousaines du 19^{è} au 20^{è} siècle. Cela était indispensable pour aborder le patrimoine bâti toulousain : tous les ouvrages d'art et de génie civil tels que les digues, ainsi que les édifices religieux (parfois transformés en musée) ou industriels tels que les abattoirs, ont été construits en briques foraines à Toulouse jusqu'à la seconde guerre mondiale. Les résultats de cette première recherche ont fait l'objet d'un chapitre de livre [Domede, 2004]. Cette recherche fut basée sur des documents d'archives, des manuels techniques plus ou moins anciens [Lejeune, 1906] [Cornille, 1926] [FFTB, 1952] [Bodin, 1956] [Lootvoet, 1981], des catalogues commerciaux, les objets techniques et notamment les machines, et surtout l'interview de M. Elie Gélis qui créa une petite entreprise familiale au début du 20^{è} siècle qui devint, en 1980, l'un des deux plus importants centres de production de terre cuite du Sud-Ouest (racheté par Ymeris puis Bouyer Leroux). L'aide de Valérie Nègre, architecte et historienne des techniques, spécialiste de l'architecture toulousaine, fût précieuse [Negre, 2001]. L'étude a permis de comprendre de quelle façon s'est opéré le passage de l'artisanat à l'industrie et de dater cette évolution du processus de fabrication qui a intimement transformé le matériau. On notera que cette industrialisation de la terre cuite s'est produite tardivement en Midi Toulousain par rapport au Nord de la France où la brique (format dit « de Bourgogne » 22 x 11 x 5) est industrielle depuis le 19^{è} siècle.

Jusque dans les 1ères années du 20è siècle, les briqueteries de la région toulousaine étaient très nombreuses et de petite taille. Il s'agissait de petites structures dans lesquelles les tâches étaient manuelles et laborieuses. On y produisait essentiellement de la brique pleine au format original : 42 x 28 x 5 cm appelé « brique foraine », un format quatre fois plus grand que celui des briques du Nord, hérité de l'époque romaine. Mon séjour à Rome (mobilité à l'Université Rome 3 à l'automne 2016) m'a donné l'occasion d'observer l'architecture romaine et de constater que les maçonneries ont le même appareillage qu'à Toulouse (Figure 13, Figure 14 et Figure 15). Les recherches menées à Toulouse et à Rome sur les maçonneries de briques pourraient donc trouver des perspectives communes.

Figure 13 - Comparaison des briques romaines (à gauche, Rome antique) et foraines (à droite, pont ligne de chemin de fer Castres-Albi 1870)

Figure 14 - Comparaison des briques romaines (à gauche, site archéologique d'Ostia Antica 3ès. av. JC) et foraines (à droite, pont ligne de chemin de fer Castres-Albi 1870)

Figure 15 - Comparaison des briques romaines (à gauche, Rome antique) et foraines (à droite, village du Lauragais)

L'interview de Elie Gélis, et ses archives familiales (au printemps 2002), m'ont montré que, dans la briqueterie artisanale, l'activité était saisonnière. Elle durait des dernières gelées de mars aux premières gelées de l'hiver. Le cycle de fabrication démarrait à l'automne, par l'extraction de la terre. On extrayait toute la quantité de terre nécessaire à la production de toute une année (Figure 16).

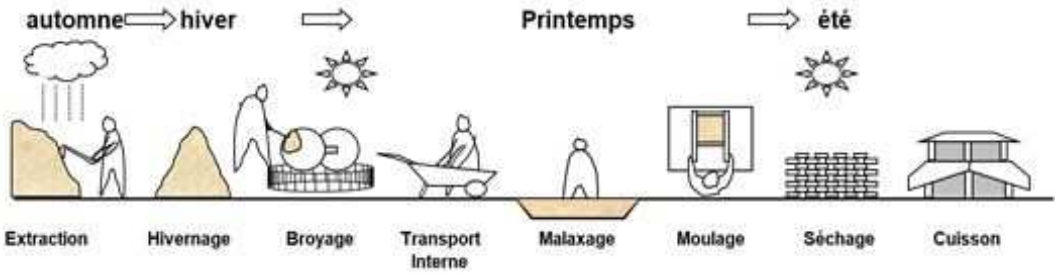


Figure 16 – Fabrication des briques foraines jusqu'au tout début du 20è siècle

Les briques étaient moulées sur une table inclinée, dans un moule en bois sablé pour faciliter le démoulage. Ce sable est responsable de l'état de surface rugueux des briques foraines, ce qui améliore l'adhérence au mortier lors du montage de la maçonnerie et détermine le comportement mécanique de l'interface bloc-mortier. La motte de terre était écrasée dans le moule, et ceci a son

importance sur le comportement mécanique de la brique, car ce mouvement imposé à la terre crée l'orthotropie du bloc, que les essais mécaniques effectués en laboratoire ont démontré (Figure 17).

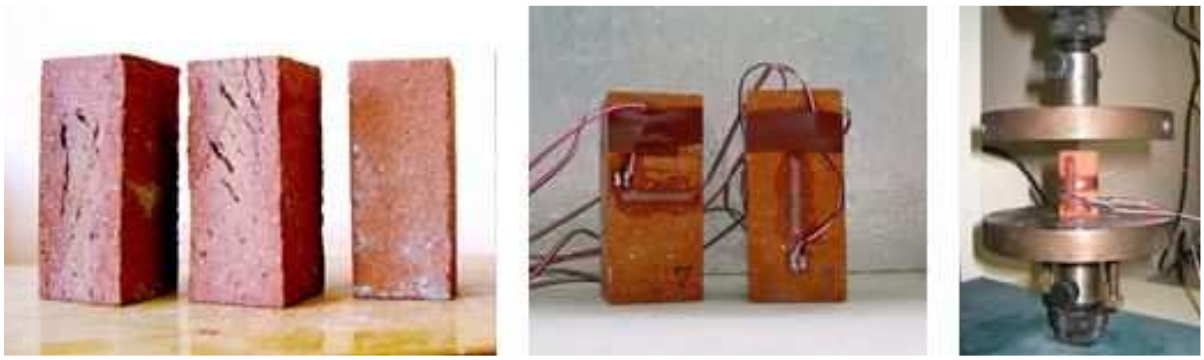
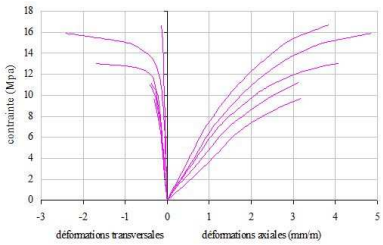


Figure 17 – Caractérisation des briques foraines. Eprouvettes.

Les briques étaient cuites dans le four traditionnel appelé four séchoir, qui était un four droit entouré d'un auvent. Le foyer était situé sous les produits à cuire. Le plancher qui les séparait du foyer, la sole, laissait des fentes de 15cm de largeur par lesquelles la chaleur montait. L'empilement des produits dans le four obéissait à une logique de bonne répartition de la chaleur, et surtout des produits par rapport à cette chaleur. Malgré toute l'attention du cuiseur, la température n'était pas également répartie dans le four, et donc la cuisson des briques était variable. Les briques « sur cuites » très dures étaient destinées aux fondations. Les « douces », trop peu cuites, friables mais faciles à tailler étaient utilisées pour les cloisons et les ornements. Les autres « cuites à point », intermédiaires, formaient les murs extérieurs. Les différents degrés de cuisson étaient la cause de variations de couleur visibles encore aujourd'hui sur les façades dont on a ôté les enduits protecteurs. Cette variabilité des produits, due au processus de fabrication artisanal, est un facteur à intégrer dans le cadre d'un diagnostic structurel d'un bâtiment. Cependant, dans le cas des ouvrages d'art, seules les meilleures briques étaient utilisées.

Lors de ma thèse, j'ai caractérisé le comportement mécanique des briques foraines lors d'une campagne expérimentale effectuée sur des briques neuves moulées à l'ancienne, produites aujourd'hui par l'entreprise « Terres cuites de Savès » dirigée à l'époque par les frères Gélis (fils de M. Elie Gélis). Une simple observation de visu, après sciage perpendiculaire au plan des briques, a mis en évidence une porosité interne en strates consécutive au mode de fabrication manuelle. Ceci souligne l'importance du « geste » de l'Homme dans la constitution des matériaux anciens. Le comportement mécanique isotrope transverse des blocs de terre cuite a été caractérisé. Ces travaux ont été publiés en 2009 [Domede, 2009].

En l'absence de texte sur le mode d'obtention du module et du coefficient de Poisson d'une brique pleine de grand format, nous avons défini notre propre procédure, par similitude aux normes sur les mortiers. Deux types d'éprouvettes ont été réalisés : des carottes de 30 mm de diamètre et de 50 mm de hauteur, pour tester le comportement des briques perpendiculairement à leur plan, d'une part, des éprouvettes parallélépipédiques obtenues par sciage (dimensions 5cm * 5cm * 10cm) pour tester le comportement dans le plan de la brique, d'autre part. Les essais mécaniques réalisés sur échantillons sciés et carottés ont mis en évidence un comportement élasto-plastique anisotrope (Figure 18). Une matrice de raideur a été proposée. Le comportement jusqu'à rupture a été identifié.



$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \varepsilon_{12} \\ \varepsilon_{23} \\ \varepsilon_{13} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 6.10^{-5} & -1{,}6710^{-5} & -1{,}35.10^{-5} & 0 & 0 & 0 \\ -1{,}6710^{-5} & 6.10^{-5} & -1{,}35.10^{-5} & 0 & 0 & 0 \\ -1{,}35.10^{-5} & -1{,}35.10^{-5} & 18{,}1.10^{-5} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 7{,}67.10^{-5} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 13{,}4.10^{-5} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 13{,}4.10^{-5} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{23} \\ \sigma_{13} \end{Bmatrix}$$

Figure 18 – comportement mécanique des briques traditionnelles du Midi Toulousain

Plusieurs modèles de comportement ont été confrontés à ces essais. Un comportement plastique avec critère de Von Mises a été choisi lors de ma thèse et préféré au modèle d'endommagent de Mazars. Des progrès ont depuis été accomplis dans la modélisation des maçonneries par l'utilisation du modèle de Sellier qui utilise [Sellier, 2013], en compression, le critère de Drucker-Prager, mieux adapté aux géomatériaux.

Les paramètres mécaniques déterminés pendant ma thèse sont les seuls qui existent sur la brique foraine. Nous les avons utilisés récemment lors du stage de master sur le renforcement des murs en brique foraine à l'aide de textiles à base de fibre de verre (master d'Anthony Saab, 2019-2020). Ils seront également utilisés par TTT lors du diagnostic des voûtes du musée des Augustins (prestation de Pierre Morenon prévue en septembre 2020) et dans la thèse sur le renforcement des murs anciens à l'aide de textile, qui démarre en cette rentrée 2020.

5.1.2. Les pierres

Lors de l'étude d'un ouvrage en maçonnerie de pierre, il convient, au cas par cas, de reconnaitre la roche et caractériser les blocs. La carrière d'origine peut être obtenue à la lecture des documents d'archives de la construction de l'ouvrage, si elles existent (ce fut le cas pour ma thèse et celle de T. Stablon). Dans le cas des ouvrages classés, le savoir des architectes des monuments de France est d'un grand secours (cas de la thèse de T. Parent). Cependant, la caractérisation des roches en présence sur l'ouvrage s'expose aux difficultés suivantes :

- La carrière d'origine n'existe plus,
- Le prélèvement par carottage est interdit,
- Le carottage est autorisé mais les échantillons ne reflètent que la zone prélevée,
- Les pierres sont altérées par endroit,
- La dispersion des caractéristiques des pierres est grande, même au sein d'une même carrière.

La difficulté est donc à la fois de déterminer les caractéristiques « moyennes » et leur variabilité sur l'ouvrage, ou bien d'effectuer un zonage de l'ouvrage, comme l'a fait Parent en 2010. La mesure de la vitesse de propagation des ondes ultrasonores est un essai très simple et rapide à effectuer sur site, avec un matériel facilement transportable, qui permet d'évaluer la variabilité des pierres sur l'édifice. On remarquera que les tailleurs de pierre, depuis toujours, font « sonner » les roches pour tester leur qualité. Nos recherches ont consisté à :

1. Effectuer des essais sur des pierres dépourvues de références bibliographiques et ainsi participer au développement de la connaissance,
2. Regrouper des références bibliographiques de façon à constituer une base de données de caractéristiques de pierres,

3. Analyser cette base de données pour établir une vision globale des pierres calcaires et des granites et établir des relations entre les paramètres pour faciliter la caractérisation.

Précisons ici que tous les documents réglementaires applicables aux pierres de construction (normes de construction et d'essais, règles de calcul, gros œuvre et second œuvre) sont regroupés dans un document rédigé et régulièrement mis à jour par le CTMNC [CTMC, 2019].

a. Essais réalisés au laboratoire à partir de blocs de pierre

Les essais effectués par moi-même ou des étudiants ou doctorants que j'ai encadrés sont des essais de caractérisation physico-chimique, de compression uniaxiale, de traction (flexion 3 points et traction directe). Le comportement triaxial serait un plus évidemment, notamment pour les maçonneries massives. Mais le LMDC ne dispose pas du matériel d'essais nécessaire. Nous avons cherché à caractériser l'anisotropie initiale de la roche, même si celle-ci n'est pas prise en compte dans les calculs structurels. L'obtention des différentes phases du comportement en compression nécessite de mesurer les déformations transversales en plus des déformations longitudinales de l'éprouvettes. Le tracé de la variation de volume de l'éprouvette en fonction de la contrainte appliquée permet de déterminer les seuils de serrage, de comportement élastique à volume constant et de dilatance. Ce tracé est la base de la modélisation non linéaire du comportement et de la détermination des paramètres du modèle Sellier utilisé.

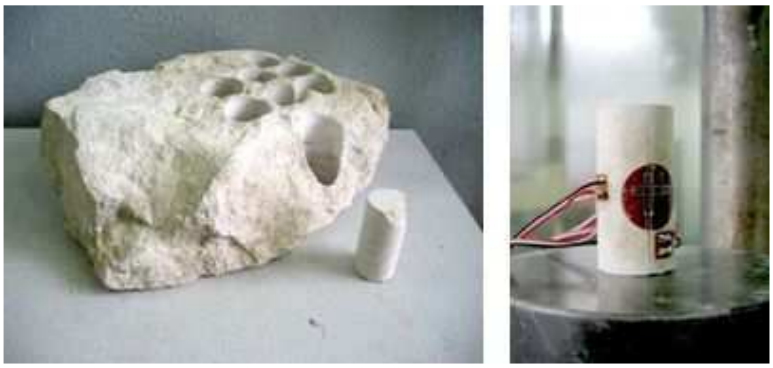


Figure 19 - Pierre calcaire utilisée sur la construction de la ligne Castres-Albi

La 1ère pierre que j'ai étudiée est la pierre de Lautrec (Tarn), pierre calcaire, pendant ma thèse (Figure 19). D'autres essais de caractérisation ont été réalisés sur des calcaires lors de la thèse de Stablon (extrait du Viaduc de St Ouen par carottage), sur la pierre calcaire de St Maximin par Parent (obtenue soit par carottage de la bibliothèque du CNAM soit issue de la carrière d'origine). Les résultats de ces essais sont résumés dans la Table 1. Les caractéristiques non linéaires ont été obtenues par analyse inverse de façon à obtenir une bonne correspondance entre les essais et la simulation numérique basée sur le modèle de Sellier [Sellier 2013]. On notera en particulier que le coefficient de Drucker Prager varie de 0.4 à 0.56.

Nous avons également travaillé sur des roches magmatiques à l'occasion de la thèse de Pena [Pena, 2020] sur les pathologies des phares de Bretagne : le kersanton (Figure 20) (essais réalisés par Druot pendant son stage de master en 2017 et poursuivis par Pena), et le granite du phare de l'Ile Vierge (essais réalisés par Pena et Cartier en stage master, 2019) (Figure 21). J'avais déjà travaillé avec le granite du Sidobre (Tarn) dans le cadre de l'étude d'une poutre en granite précontraint (voir construction neuve, chapitre 8) réalisée en granite du Sidobre. Notons que des essais de fatigue en flexion (3 points) ont été réalisés sur le kersanton, ce qui n'est pas courant. Ils ont permis d'évaluer les baisses de performance de la roche lors d'une flexion 3 points avec entaille ainsi que l'immense

dispersion des résultats vis à vis du nombre de cycles à rupture. Ces essais viennent de se terminer à l'heure de la rédaction de ce rapport et seront publiés sous peu.

Table 1 –Bilan des essais sur blocs – valeur des paramètres mécaniques

Auteur			Domède	Stablon	Stablon	Parent	Parent
Modèle Sellier Version			2009	2010	2010	2014	2014
Type de blocs			Briques foraines	Pierre calcaire St Ouen	Pierre calcaire 1 de St Ouen	Pierre calcaire 2 de St Maximin	Pierre calcaire CNAM***
Masse volumique	ρ	kg/m3	1800	2681	2595	1905.	2013.
Module d'Young	E	MPa	5500	75000	40000	7000.	12600.
Coefficient de Poisson	ν		0.15	0.26	0.25	0.2	0.22
Résistance compression uniaxiale	f_c	MPa	13.8	170.	120.	7.5	25.
Déformation au pic de compression	$\varepsilon_{peak,c}$	mm/m	4.	3.1	3.75	1.3	2.2
Résistance traction	f_t	MPa	6.	7.8	10.	0.56	5.1
Déformation au pic de traction	$\varepsilon_{peak,t}$	mm/m	0.18	0.1	0.25	0.23	0.42
Energie de fissuration en traction	G_{ft}	MJ/m2	$3.5\ 10^{-4}$	$7.3\ 10^{-4}$	$2.\ 10^{-4}$	$0.7\ 10^{-4}$	$4.2\ 10^{-4}$
Energie de fissuration en compression	G_{fc}	MJ/m2	0.055	0.29	0.15	**	**
Angle de frottement interne	φ	°	20	23°	23°	18°	25°
Coefficient de Drucker Prager	δ*	-	0.45	0.52	0.52	0.4	0.56
Coefficient de dilatance	β	-	**	**	**	0.2	0.2
Déformation caractéristique de compression	ε_k	mm/m	**	**	**	18.	18.
Contrainte de refermeture de fissure	σ_{ref}	MPa	**	**	**	**	10.2

*Relation entre angle de frottement interne et coefficient de confinement $\delta = \frac{2\sqrt{3}\sin\varphi}{3-\sin\varphi}$

** non évalué

*** Moyenne des valeurs sur la totalité de l'édifice

Figure 20 –Kersanton – éprouvettes - traction directe – flexion avec entaille

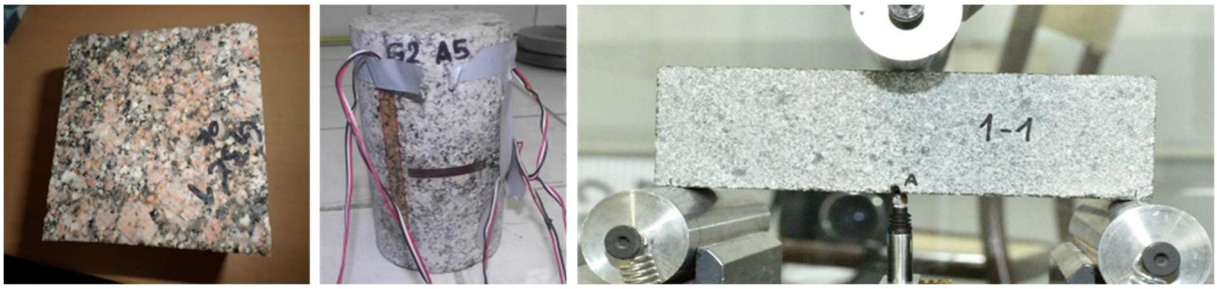


Figure 21 – Essais sur granite

b. La question de la forme de l'éprouvette

La valeur de la résistance obtenue lors d'essais de compression de roches dépend de plusieurs facteurs dont l'élancement, la forme elle-même (éprouvette sciée à section carrée, ou éprouvette carottée à section circulaire), le volume de matériau, l'état de la surface chargée. De nombreux auteurs ont tenté de déterminer des « facteurs de forme » qui englobent ces divers facteurs pour un matériau donné, en ne faisant varier qu'un seul paramètre : le diamètre ou l'élancement [Houpert, 1973] [Houpert, 1969] [Hoek, 1997] [Yoshinaka, 2008] [Kourkoulis, 2010] [Ayatollahi, 2013]. Il est reconnu que ces coefficients varient selon le type de matériau (Figure 22).

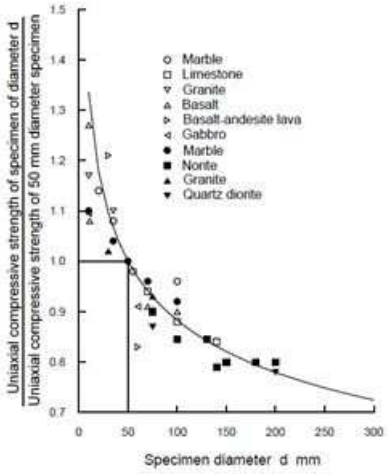


Figure 22 – Variation de la résistance à la compression des roches avec le diamètre de l'éprouvette [Hoek, 1997].

Par ailleurs, des campagnes d'essais ont eu lieu en Europe en amont de la parution de l'Eurocode 6 (2006) dans le but de définir des coefficients « de forme » valables pour tous les types de blocs afin de couvrir le large éventail de formes et de tailles d'unités commercialisées dans toute l'Europe. Peu de travaux avaient été effectués auparavant sur l'effet de la forme des blocs sur la résistance de la maçonnerie. En conséquence, la Commission européenne a financé des essais qui ont été effectués à l'Université de Hanovre, à l'école polytechnique de Milan, au CSTB (France) et au CERAM (Royaume-Uni) au début des années 2000 dans le but à la fois de figer des procédures d'essais (définies par le CEN/TC 125 – Masonry – WG4) et d'établir un tableau normatif européen des coefficients de forme. Il est unanimement reconnu que ces coefficients dépendent du type de roche (et plus généralement du type de matériau) mais il a été refusé que les coefficients diffèrent « officiellement » selon le type de produit pour des raisons concurrentielles et économiques qui n'ont rien à voir avec la mécanique. Les résultats de ces programmes expérimentaux n'ont pas été publiés et je n'ai jamais réussi à obtenir les rapports d'essais internes. Les enjeux industriels et économiques sont forts.

Pour résumer :

- La résistance d'une éprouvette dépend de sa forme, de son volume, de son élancement,
- Cette dépendance dépend du type de roche,
- Les roches sont des matériaux naturels infiniment divers et à très forte dispersion,
- La norme européenne EN772-1 et l'EC6 fournissent un tableau de coefficient de forme valable pour tout type de matériau (Figure 23).

Il y a évidemment contradiction entre ces différentes affirmations.

EN 772-1, Annex A: conversion of the compressive strength of masonry units to the **normalised mean compressive strength f_b** : $f_b = R_m . \delta_c . \delta$

où R_m : mean compressive strength

δ_c : conditionning coefficient (NF EN 772.1)

δ : shape factor (NF EN 772.1)

Conditioning regime δ_c

Material	Conditionnement	δ_c
Concrete	À l'air	1
Clay	À l'air	1
Stone	Etuve	0.8
Autoclaved Aerated Concrete	Etuve	0.8

Shape factor δ to allow for the tested dimensions of the specimens after surface preparation

Width (mm) / Height (mm)	50	100	150	200	250
40	0.80	0.70			
50	0.85	0.75	0.70		
65	0.95	0.85	0.75	0.70	0.65
100	1.15	1	0.90	0.80	0.75
150	1.30	1.20	1.10	1.00	0.95
200	1.45	1.35	1.25	1.15	1.10
≥250	1.55	1.45	1.35	1.25	1.15

Figure 23 – Résistance des blocs selon l'EN772-1.

Pour chaque roche que nous avons étudiée, nous avons testés des éprouvettes cylindriques d'élancement 2 (pour obtenir les courbes de la Figure 7) et des cubes de 10cm de côté de façon a évaluer l'influence de la forme de l'éprouvette au cas par cas.

L'étude a été particulièrement approffondie dans le cas de 2 pierres calcaire, l'une dite dure (Pierre de Sauclières) et l'autre tendre (pierre de Beaulieu) à l'occasion de plusieurs campagnes expérimentales menées de 2008 à 2010 au LMDC (Figure 24) dans le cadre de stages de Master Recherche (Ngoc Hai Nguyen (2008-2009), Josselin Argans (2009-2010)) et d'un projet tutoré INSA de 4ème année 2010). Ces pierres avaient été fournies par l'Institut de Formation aux métiers de la Pierre de Rodez, Compagnons du devoir, dans le cadre d'un partenariat qui a duré plusieurs années (et apporté de la taxe d'apprentissage à l'INSA). Les deux pierres ont servi à la construction de ponts, d'ouvrages d'art et d'églises depuis l'antiquité. Elles sont toujours utilisées pour la construction de murs et de poteaux, dans l'habitat individuel. L'étude de ces deux pierres, de caractéristiques et de natures différentes est susceptible d'apporter des éléments utiles pour la construction neuve aussi bien que pour la conservation du patrimoine bâti existant. Le but essentiel était de quantifier l'effet de forme et d'échelle des éprouvettes testées et de tester la validité des coefficients de passage proposés par la norme EN-772-1 référencée dans l'EC6. Par ailleurs, l'état de saturation en eau fait fortement chuter les résistances en compression et en traction, surtout pour les roches tendres (30 à 50%). Des observations similaires ont déjà été faites sur d'autres pierres calcaires à forte porosité [Beck, 2006]. L'ensemble des résultats a été diffusé à l'occasion des Rencontres de l'AUGC de 2010 à la Bourboule.

Nous avons conclu que les facteurs de forme préconisés par l'EN772-1 sont supérieurs aux facteurs calculés sur ces deux roches sur la base des essais, ce qui conduit à sous-estimer les performances des blocs lorsque les mesures sont basées sur des éprouvettes cylindriques (et non sur des cubes de 10cm de côté). Cet écart est d'autant plus grand que la roche a une résistance faible en compression. Les résultats sont « étonnants » sur certaines séries d'éprouvettes de roche tendre car elles donnent un coefficient inférieur à 1, là où on s'attendrait au contraire à une valeur >1. S'agit-il d'une erreur d'enregistrement des données ou bien d'une réalité expérimentale ? La grande dispersion des résultats (15 à 30%) et le nombre limité d'éprouvettes (6 échantillons par forme) invite à la prudence.

	Cyl. 50*50	Cyl. 50*100	Cube 100³mm³
δ Pierre de Sauclières	0,78	0,91	1
δ Pierre de Beaulieu	0,64	0,74	1
δ (selon EC6)	0,85	1,15	1

Figure 24 - Etude de l'effet de forme et d'effet d'échelle sur 2 pierres calcaires Beaulieu et Sauclière.

Globalement, les essais que nous avons réalisés au LMDC sur des roches calcaires et des roches magmatiques tendent à montrer que l'ordre de grandeur des coefficients de l'EN772-1 est d'autant plus juste que la roche est dure, d'une part, et que la norme place en sécurité, d'autre part. La grande dispersion des résultats liée au fait que la pierre est un matériau naturel ne nous a pas permis de conclure définitivement pour les roches tendres que nous avons testées au LMDC. Devant les incertitudes quant à la validité du tableau de l'EN772-1, notamment sur les roches tendres, il est sage de tester chaque nouvelle pierre à laquelle on est confronté sur plusieurs formes d'échantillon, quand cela est possible. Bien sécher les éprouvettes à l'étuve puisque les résultats sont très sensibles à l'humidité de la roche, notamment si elle est poreuse. Pour la construction neuve, le mieux est de réaliser les essais directement sur cubes de 10cm de côté pour s'affranchir de l'utilisation des coefficients de forme et optimiser les calculs.

c. Essais réalisés au laboratoire à partir de carottages sur ouvrages existants

Stablon a étudié une roche calcaire prélevée par carottage sur le viaduc de St Ouen, pont en maçonnerie à plusieurs travées du réseau RER Nord Francilien (Figure 25) et Parent a également caractérisé la roche de St Maximin à partir de carottes prélevées sur la bibliothèque des Arts et Métiers (Figure 26). Les forages ont été réalisés soit dans la roche soit à cheval sur un joint de façon à tester le mortier confiné et le comportement de l'interface, comme exposé ultérieurement (5.3.2).

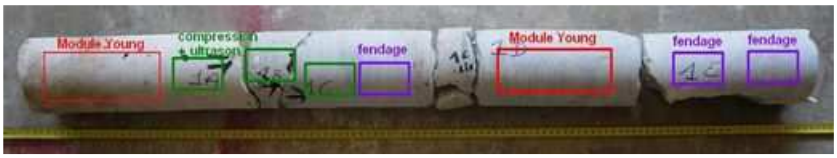


Figure 25 - Carottes prélevées sur le viaduc de St Ouen [Stablon 2011]

Figure 26 - Carottes prélevées sur la bibliothèque des Arts et Métiers [Parent 2015]

Les éprouvettes sont extraites des carottes mères par un nouveau carottage effectué au laboratoire. Cette opération est délicate et réhumidifie le matériau à chaque étape. Les éprouvettes obtenues sont de très petite taille et les résistances sont surestimées. Il faut donc estimer la résistance de la pierre en tenant compte de l'effet d'échelle, avec le peu de données connues sur ce sujet, et sachant que l'effet diffère selon la roche. Des essais parallèles sur des blocs directement

issus de la carrière d'origine, quand c'est possible, sont donc souhaités. Nous pouvons retenir de ces expériences que le diamètre des carottes mères doit, dépasser, si possible, 15cm. Une carotte mère trop fine ne permet pas un second carottage satisfaisant.

d. Aide au choix des paramètres mécaniques des calcaires et des granites

Comme nous le venons de le voir, la détermination des paramètres mécaniques des pierres rencontrées sur un édifice ancien en maçonnerie est difficile du fait de la diversité des roches et du manque d'échantillons. Deux essais sont cependant simples et rapides : la détermination de la masse volumique apparente ρ, même à partir de très petits échantillons, et la mesure de la vitesse des ondes ultrasonores V_p, soit au laboratoire, soit directement sur l'ouvrage. Nous avons donc cherché à établir des relations mathématiques qui permettent d'obtenir les paramètres mécaniques (fc, ft, E et nu) à partir de ρ et de V_p.

Dans ce but, deux bases de données ont été constituées, l'une sur les calcaires et l'autre sur les granites, qui sont les deux roches les plus utilisées dans le monde de la construction. Dans un premier temps, nous avons rassemblé les résultats d'essais diffusés depuis les années 1960 à nos jours, dans la littérature scientifique internationale ou dans des rapports de recherche. Les bases de données rassemblent 220 calcaires (masse volumique variable de 1300 à 2770 kg/m^3) et 178 granites différents (masse volumique quasi constante autour de 2660kg/m^3 mais une résistance à la compression variable de 54 à 236 MPa) avec une moyenne d'environ 5 essais par type de roche (1 type de roche = 1 carrière d'extraction d'un filon géologique donné). Les essais menés au LMDC ont été ajoutés à cette base de données internationale. L'effet de forme et d'échelle lié aux dimensions des éprouvettes a été pris en compte sur la base de l'EN772-1 (à défaut de mieux). Dans un second temps, des corrélations ont été établies entre les paramètres, pour chacun de ces deux types de matériaux. Les résultats ont été publiés [Parent, 2015] [Domede, 2017] et présentés aux JNM2018. De nombreux chercheurs ont publiés des corrélations de ce type à l'échelle d'une carrière ou d'une région, nous sommes les seuls à l'avoir proposé ces dernières années à l'échelle internationale. Les relations entre les paramètres sont présentées sous forme de lois mathématiques et de courbes (Figure 27 et Figure 28). Les lois de corrélation proposées permettent d'estimer les paramètres mécaniques à partir de V_p dans un intervalle de confiance de 90%.

Parameters	Correlation curves	Number of different stones	Total number of specimens	CV (%)	R^2
R_c (MPa)–V_P (m/s)	$R_C = 5.61*10^{-9}\, V_p^{2.75}$	215	1150	34	0.86
R_c (MPa)–ρ (kg/m^3)	$R_C = 0.144*e^{(2.50\cdot10^{-3}*\rho)}$	220	1150	36	0.80
ρ (kg/m^3)–V_p (m/s)	$\rho = 946 \ln(V_P) - 5561$	220	1150	6	0.84
P_0 (%)–ρ (kg/m^3)	$P_0 = -3.68*10^{-2}\rho + 99.5$	119	650	2	0.99
E_0 (GPa)–R_C (MPa)	$E_0 = 0.965\, V_p^{0.810}$	30	98	37	0.77
ν–V_p (m/s)	$\nu = 0.152\, V_p^{0.126}$	15	43	10	0.67
R_T (MPa)–R_c (MPa)	$R_T = 3.84 \ln(R_C) - 6.49$	35	90	34	0.73

Figure 27 – Calcaires : lois de corrélation entre paramètres [Parent, 2015]

Parameters	Correlation laws	R^2
f_c (MPa) – P_o (%)	$f_c = 154.9\, e^{-.21Po}$	0.35
f_c (MPa) – V_p (km/s)	$f_c = 46.95\, V_p^{.68}$	.27
E (MPa) – f_c (MPa)	$E = 340.2\, f_c$	.66
ν – f_c (MPa)	$\nu = .27$	.26
f_{cd} (MPa) – f_c (MPa)	$f_{cd} = .050\, f_c^{1.531}$	.982
f_{ci} (MPa) – f_c (MPa)	$f_{ci} = .083 f_c^{1.29}$	.937
f_t (MPa) – f_c (MPa)	$f_t = .123 f_c$	.45

Figure 28 - Lois de corrélation entre paramètres pour les granites.

Sur les Figure 30 et Figure 31 chaque point du nuage représente une roche issue d'une carrière. La dispersion des caractéristiques est ainsi identifiée et peut être prise en compte dans un contexte de calcul probabiliste selon les réglementations européennes et internationales. Ces lois ont déjà été utilisées lors du diagnostic de la bibliothèque des Arts et Métiers par Parent [Parent, 2017] et ont permis l'établissement d'un zonage de la structure en termes de performances mécaniques (Figure 29).

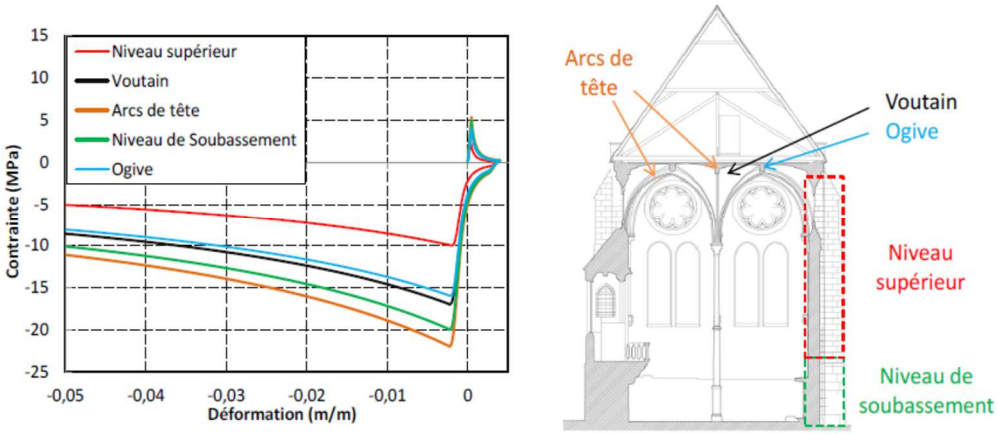


Figure 29 – Bibliothèque du CNAM. Zonage des caractéristiques des pierres calcaires [Parent 2015]

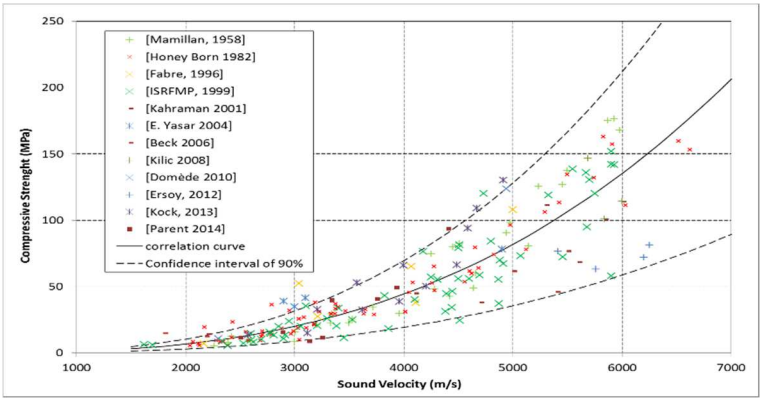


Figure 30 - Résistance à la compression uniaxiale fc en fonction de Vp dans le cas des calcaires.

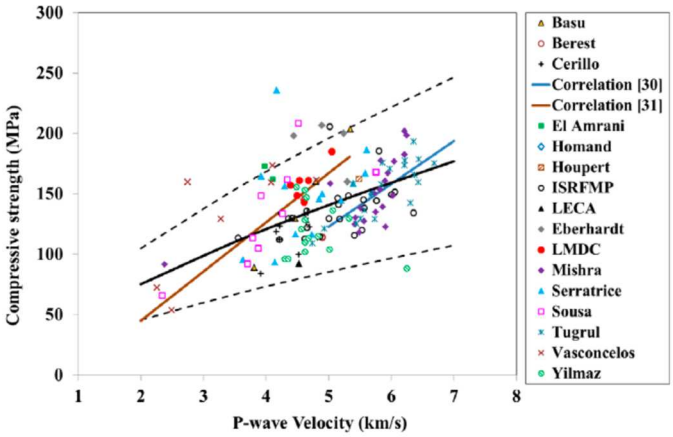


Figure 31 - Résistance à la compression uniaxiale fc en fonction de Vp dans le cas des granites.

La superposition des 2 nuages, celui des calcaires (en vert) et celui des granites (en noir) met en lumière les particularités des deux roches. Observons les résultats.

Pour les calcaires comme pour les granites, la dispersion des points augmente lorsque la résistance augmente. La loi est plus fiable pour les roches peu résistantes. C'est d'autant plus vrai pour les calcaires où la résistance est intimement liée à la porosité. Sur la Figure 31 des granites, 2 lois de corrélation proposées par des auteurs ont été ajoutées. Ces lois ont été établies lors de campagnes expérimentales centrées sur un pays ou une région (l'une au Portugal, l'autre en Turquie). La courbe bleue de corrélation correspond au nuage de croix bleues (Tugrul). La loi de corrélation générale des granites (courbe noire) coupe la ligne bleue en son centre. C'est-à-dire que localement, la loi de corrélation générale n'est pas adaptée, alors que la loi de corrélation de l'auteur est optimale. Mais en moyenne, les résultats se recoupent.

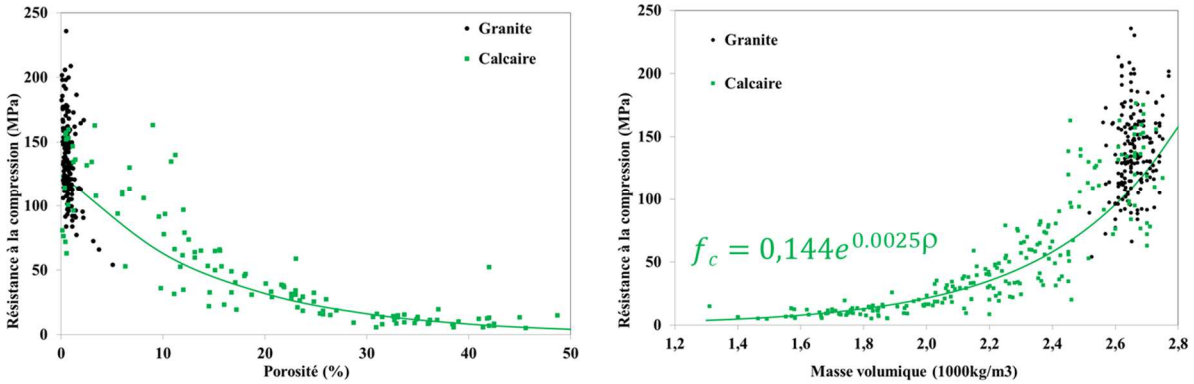


Figure 32 - Résistance à la compression uniaxiale fc en fonction de la porosité et de la masse volumique.

La résistance à la compression d'un calcaire dépend de sa masse volumique, c'est-à-dire de sa porosité (Figure 32). Ce phénomène était déjà connu depuis longtemps [Duriez, 1961] [Mesnager, 1923] mais l'étude a permis de proposer des équations actualisées. Par contre, on observe que la masse volumique des granites, qui reste centrée sur 2660 kg/m^3 à 2% près, n'est pas un indicateur de leur résistance. La résistance des granites est influencée par leur composition minéralogique (proportion de quarts, mica et feldspath, et autres), le degré d'altération et la taille des grains [Eberhardt, 1999]. Nous avons pu constater au laboratoire qu'un échantillon de granite à haute résistance lorsqu'il est sain (150MPa en compression, 7MPa en flexion) se brise aussi facilement qu'une tablette de chocolat lorsqu'il est altéré. La vitesse du son V_p est un bon indicateur de la résistance des granites (Figure 33).

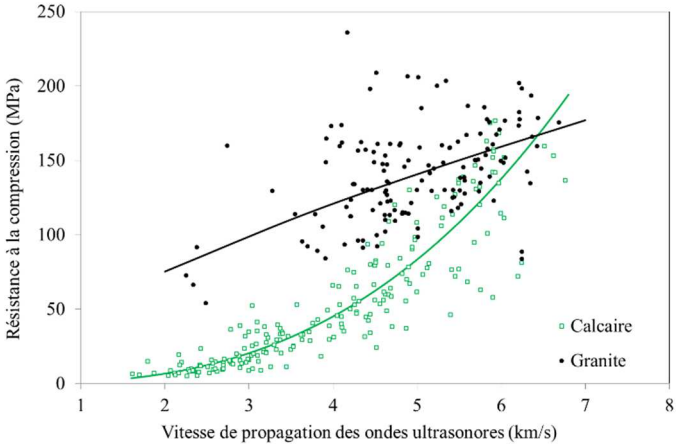


Figure 33 - Résistance à la compression uniaxiale fc en fonction de la vitesse du son Vp.

En traction, les résultats sont très influencés par le type d'essai. La traction directe donne toujours des valeurs inférieures à la flexion trois points et au fendage, 2 types d'essais dont les nuages de points se confondent (Figure 34). En ordre de grandeur, ft=fc/8 (Figure 35).

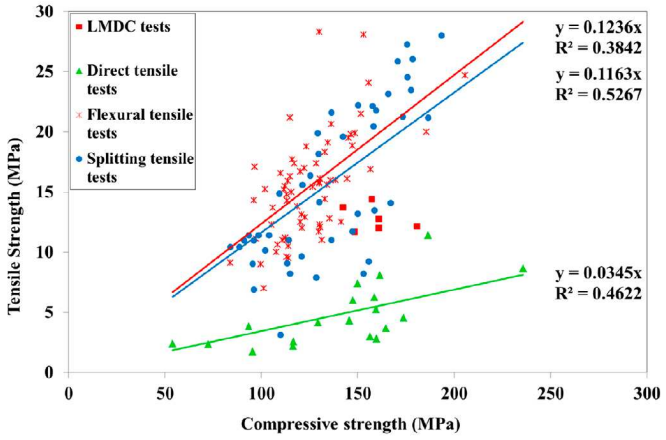


Figure 34 - Résistance à la traction des granites selon le type d'essai.

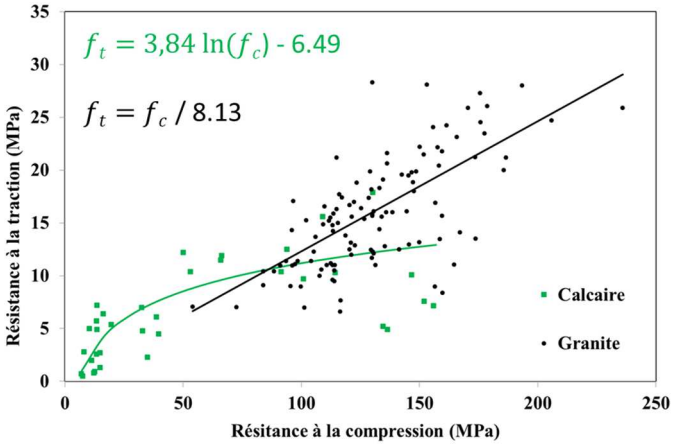


Figure 35 - Résistance à la traction en fonction de la résistance à la compression uniaxiale fc

Le module d'Young (Figure 36) varie quasi linéairement avec fc, pour les deux matériaux. Les pentes sont quasi parallèles. Les deux nuages de points se confondent dans la bande 50MPa à 150MPa. Dans cette zone, les coefficients de Poisson (Figure 37) sont du même ordre de grandeur (0,27).

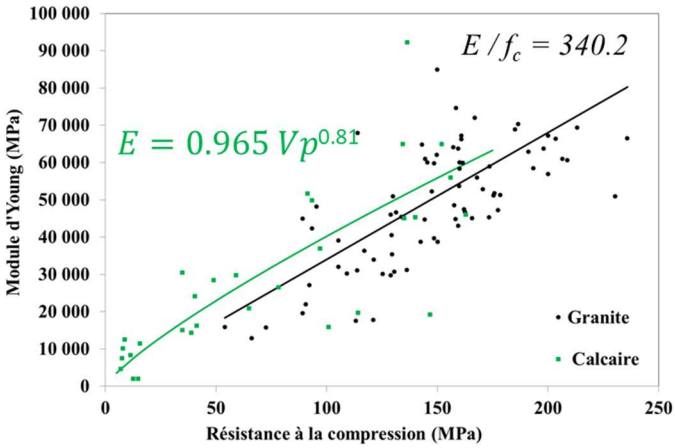


Figure 36 – Module d'Young en fonction de la résistance à la compression uniaxiale fc

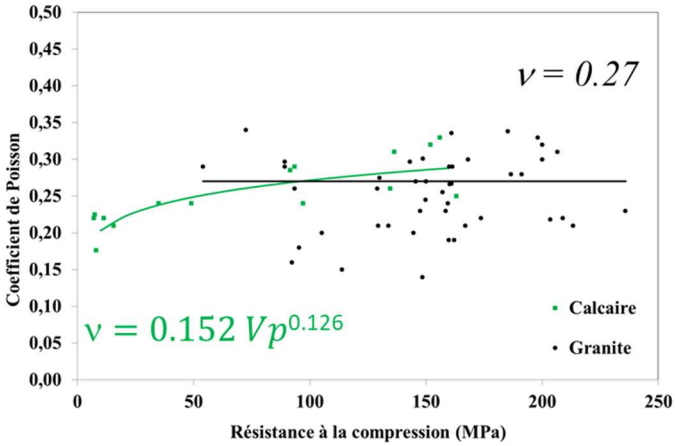


Figure 37 – Coefficient de Poisson en fonction de la résistance à la compression uniaxiale fc

5.2. Mortier seul

Dans les ouvrages anciens, le mortier en présence peut être à base de chaux ou de ciment ou un mélange des deux. Les recherches historiques que j'ai menées en 2002-2003 m'ont permis de comprendre et dater le passage d'un liant à l'autre. Ce passage a été plus tardif dans le Midi Toulousain que dans la Nord de la France. Dans le Sud de la France, les deux liants ont cohabité dans l'art de bâtir jusqu'à la seconde guerre mondiale, y compris en ouvrages d'art. Le ciment a été largement disponible dans le Nord de la France à partir de 1850.

Au cours de ma thèse, j'ai approfondi mes connaissances sur les chaux et sur leur usage en France, et mené une campagne expérimentale complète visant à établir une loi de comportement mécanique des mortiers de chaux éminemment hydrauliques et de leur vieillissement. La littérature internationale récente était quasiment vierge sur le sujet [Lanas, 2004]. Il m'a fallu remonter aux articles et livres fondamentaux des 19^{è} et 20^{è} tels que [Reynaud, L. 1860] [Leduc, L. 1902] [Eteve, 1918] [Duriez, 1961] [Lafuma, 1964]. J'ai également eu la chance de profiter de l'immense savoir du Professeur André Carles-Gibergues en matière de roches et de liants, tant qu'il était encore professeur à l'INSA, et du Professeur André Guillerme en matière d'Histoire des Techniques de construction, co-directeur de ma thèse et directeur du Centre d'Histoire des Techniques à Paris [Guillerme, 1995].

Le cahier des charges de la compagnie des chemins de fer du Midi, 19^{è} siècle, (archives consultées pendant ma 1ère année de thèse dans les sous-sols de la gare Matabiau de Toulouse) ainsi que le cahier des charges de la ville de Toulouse pour la construction des écoles et édifices publics dans la 1ère moitié du 20^{è} (archives départementales consultées pendant mon stage à la DRAC, été 2002) exigeaient l'utilisation d'une chaux « éminemment hydraulique **»** de type « Teil ou similaire ». Pour comprendre ces mots, il faut se plonger dans l'histoire des chaux.

En France, la classification des chaux a évolué tout au long du 19^{è} siècle depuis celle proposée par Vicat en 1818 à celle de Durand-Claye de 1902 (Figure 38 d'après [Leduc, 1902]). Les constructeurs de Midi Pyrénées se sont largement approvisionnés autour de Carmaux ou du Comminges en plus du village ardéchois du Teil qui dispose naturellement d'un sol calcaire aux proportions idéales d'argile pour lui conférer une excellente prise hydraulique. C'est grâce à cette qualité (comparativement aux chaux aériennes ou faiblement hydrauliques) que la chaux du Teil a pu s'imposer sur les marchés de construction dans la moitié Sud de la France tout au long du 19ème siècle et jusque dans les années 1930, en parallèle de la construction du canal de Suez, faisant la

fortune de la famille Pavin qui exploite depuis 1833 la montagne Saint-Victor entre Le Teil et Viviers, au lieu-dit Lafarge.

Nature du calcaire	i1 = argile / carbonate de chaux	i2 = argile / chaux	Quantité d'argile en % contenue dans le calcaire	prise
Faiblement hydraulique	0.05 à 0.09	0.10 à 0.16	5.3 à 8.2	16 à 30 jours
Moyennement hydraulique	0.09 à 0.17	0.16 à 0.31	8.2 à 14.8	10 à 15 jours
Simplement hydraulique	0.17 à 0.22	0.31 à 0.42	14.8 à 14.8	5 à 9 jours
Eminemment hydraulique	0.22 à 0.28	0.42 à 0.50	19.1 à 21.8	2 à 4 jours

Figure 38 – Classification des chaux d'après Durand-Claye [Leduc, 1902]

Alors qu'autour de Toulouse, la chaux hydraulique continue à être largement utilisée pour lier les briques jusque dans les années 1930, le ciment s'est imposé dans le Nord et l'Ouest de la France à la fin du 19ème. La recherche historique effectuée en 2017 avec l'aide du CEREMA et la participation de Druot (stage master recherche), a montré que pour la construction des phares, le ciment était préféré à partir de 1890, du fait de sa rapidité de prise. Nous avons mis à jour des courriers de l'Ingénieur Bourdelle, directeur du Service des Phares et Balises de 1893 à 1899, qui conseille aux ingénieurs territoriaux d'utiliser le ciment pour accélérer les chantiers. Mes recherches en ce domaine ont été publiées dans la revue Philosophical Transactions of the Royal Society [Domede, 2019].

Des campagnes expérimentales ont été menées au LMDC pour caractériser les mortiers de chaux. La chaux NHL 3.5 a été choisie par moi-même lors de ma thèse, puis Parent, pour faire des mortiers « à l'ancienne » parce qu'analogue à une chaux « éminemment » hydraulique du 19è siècle, utilisées en ouvrage d'art. Lors de ma thèse, j'ai réalisé des tests sur mortiers de chaux à 1 mois, 2 mois et après vieillissement accélérée en enceinte de carbonatation, mortiers préparés en respectant les dosages du cahier des charges de la Compagnie de chemins de fer du Midi, maitre d'ouvrage du pont choisi comme cas d'étude. J'ai pu constater à quel point la prise de la chaux est lente, le démoulage des éprouvettes étant impossible à moins de 2 semaines. Cela donne de la souplesse à la maçonnerie dans les premiers jours de la construction. Cette phase d'adaptation de la voûte au jeune âge et lors du décintrement, avec un retrait tardif, est importante vis-à-vis du comportement futur du pont qu'il faut prendre en compte, comme l'a démontré Stablon [Stablon, 2012]. Les courbes que j'ai obtenues ainsi que les courbes expérimentales de Parent établies sur le même type de chaux, sont comparées à la Figure 39.

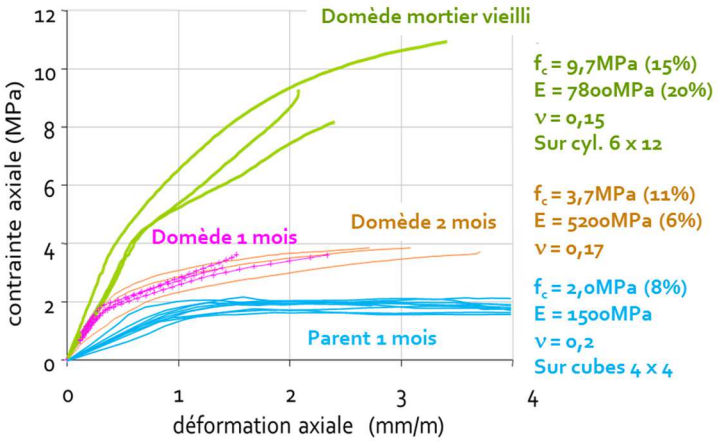


Figure 39 – Comportement du mortier de chaux éminemment hydraulique à 1 mois, 2 mois et vieilli

J'avais conclu lors de ma thèse que la résistance du mortier, à long terme, atteignait 2.2 à 2.7 fois sa résistance à un mois et que le module d'Young du mortier augmente de 5GPa à 8GPa. Curieusement, le module du mortier et des briques foraines était donc du même ordre de grandeur au jeune âge. Mais sur le long terme, le mortier était plus rigide. Je l'ai affirmé il y a 15 ans, je doute aujourd'hui que ce soit exact ! Lorsque j'ai présenté mes résultats au colloque SAHC à Shangaï en 2010, un professeur tchèque m'avait interpellé pour me dire que mes valeurs étaient surestimées ! Je pense maintenant qu'il avait raison. Les essais de Thomas Parent menés par la suite au CEBTP sur le même type de chaux situent le module du mortier autour de 0.15GPa. Je pense que ces valeurs sont trop faibles. En effet, la résistance à la compression qu'il a obtenue est bien inférieure à celle annoncée par le fabriquant de la chaux (NHL3.5), et la déformation au pic de compression atteint 18 pour mille, ce qui, même pour un mortier non confiné, est très grand. Par ailleurs il s'agit d'une résistance à 1 mois. Sur le long terme, cette valeur pourrait atteindre environ 3GPa. Le module d'Young du mortier de chaux éminemment hydraulique (équivalent NHL3.5) est vraisemblablement supérieur à 1GPa. Cela demanderait des essais de vérification complémentaires.

5.3. Joints de mortier

Le comportement du mortier seul et du mortier hourdé entre deux blocs n'est pas le même. Et c'est bien ce dernier qui nous intéresse en maçonnerie. Ce comportement est conditionné par l'état de l'interface entre le bloc et le mortier. L'interface bloc-mortier est le maillon faible de la maçonnerie en traction, mais c'est l'élément qui donne sa force à la maçonnerie en compression dans la mesure où c'est l'adhérence bloc-mortier qui permet au mortier de se surpasser, par effet de confinement. La figure bien connue de Lourenço résume les différents modes de rupture de la maçonnerie au niveau d'un joint, en fonction du type de sollicitation (Figure 40). Le confinement est le cas (e).

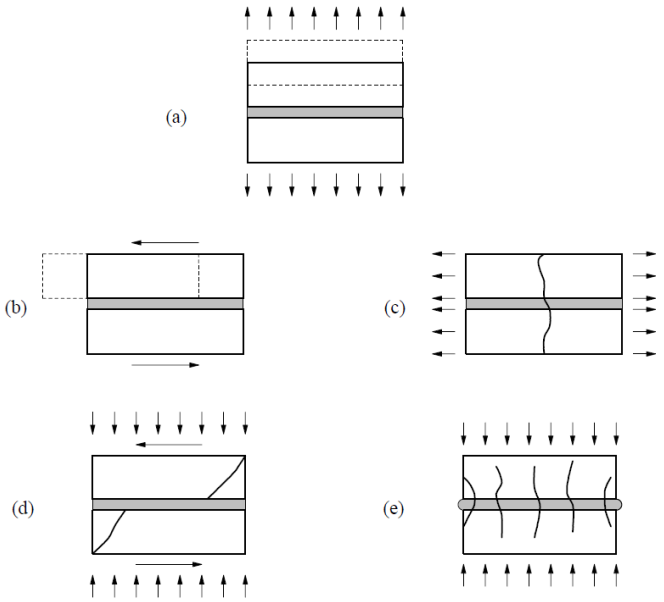


Figure 4.1 Masonry failure mechanisms: (a) joint tensile cracking; (b) joint slipping; (c) unit direct tensile cracking; (d) unit diagonal tensile cracking; (e) masonry crushing.

Figure 40 – Comportement à rupture du joint de mortier entre deux blocs (Lourenço, 2006).

La détermination expérimentale du comportement de l'interface dans ces 5 modes est délicate et nécessite des dispositifs expérimentaux spécifiques. Nous avons effectué des essais

correspondant aux cas (a), (d) et (e). Les essais de cisaillement du joint et de l'interface sont décrits par la norme EN1052-3 et fait l'objet de recommandations du TC RILEM 127-MS [RILEM, 1996] (Figure 41). Le test de comportement triaxial du mortier fait également l'objet de recommandations du même comité technique RILEM [RILEM, 1998].

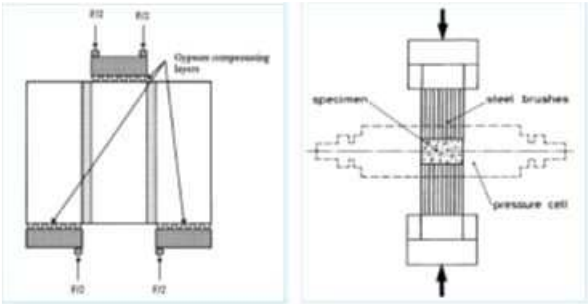


Figure 41 - Recommandation du TC RILEM 127 MS pour les essais de cisaillement et de compression triaxiale du joint

Ces équipements n'étant pas disponibles au LMDC, nous avons caractérisé le comportement mécanique de l'interface et du mortier confiné à l'aide d'essais d'échantillons multicouches bloc-mortier-bloc (brique ou pierre) et d'analyse numérique inverse. Les éprouvettes étaient soit confectionnées au laboratoire avec des matériaux neufs équivalents aux anciens, soit par prélèvement d'échantillons sur site.

5.3.1. Cisaillement

Lors de ma thèse, j'ai modélisé la structure en maçonnerie à l'aide de macro-éléments homogénéisés (dits « voussoirs ») reliés par des éléments joints (code castem). J'avais donc eu besoin d'essais de cisaillement-compression pour caractériser l'interface modélisée par les éléments joints (Figure 42). A cette fin, j'ai donc adapté l'essai à la boite de Casagrande (équipement présent au laboratoire) pour tester le frottement mobilisable par l'interface.

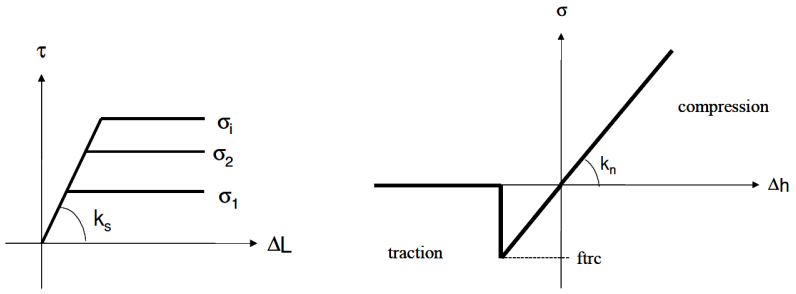


Figure 42 - Eléments joints. Modèle en cisaillement (à gauche) et en traction compression (à droite).

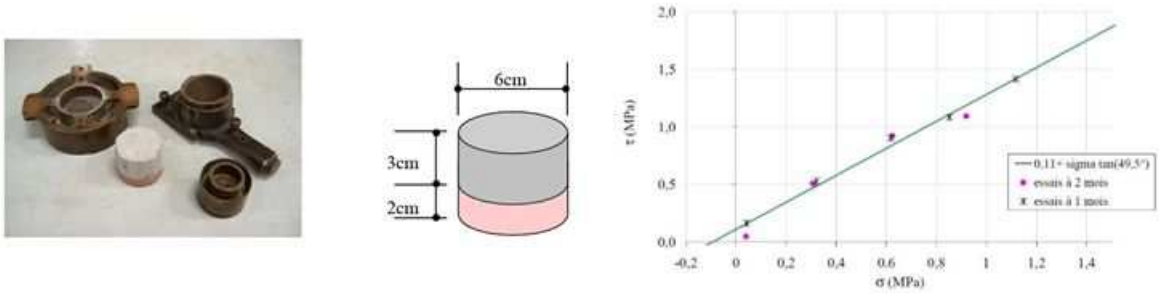


Figure 43 - Caractérisation de l'interface brique foraine-mortier de chaux. Boite de Casagrande [Domede, 2006]

Les essais ont permis de déterminer la courbe intrinsèque de l'interface brique-mortier particulièrement rugueuse du fait de l'introduction du sable dans le moule de fabrication, comme l'étude historique l'avait révélé (Figure 43). Les essais menés à 1 mois et 2 mois, et après vieillissement accéléré du mortier de chaux en enceinte de carbonatation ont montré que l'âge du mortier a peu d'influence. J'avais obtenu un angle de frottement de presque 50°. L'utilisation des éléments joints a été abandonnée après ma thèse au profit d'un modèle continu qui offre la possibilité de ne pas pré-positionner les fissures mais de déterminer leur position par le calcul en fonction des actions appliquées.

5.3.2. Compression

Au cours des 3 thèses successives de Stablon, Parent et la mienne, le comportement des joints de mortier de chaux hourdé entre deux blocs (briques foraines pour moi, blocs calcaires pour Stablon et Parent) a été testé sur des éléments multicouches avec joint horizontal. Parent et moi-même, nous avons confectionné des multicouches blocs-mortier (Figure 44). Il est essentiel de plonger les blocs dans l'eau avant montage, comme cela se faisait sur chantier. Stablon et Parent ont carotté des petites éprouvettes dans la carotte extraite de l'ouvrage qu'ils étudiaient. Stablon a sollicité en compression uniaxiale un petit cylindre de 2.5cm de diamètre (Figure 45). Parent a réalisé un essai brésilien sur une tranche de carotte centrée sur un joint de mortier (Figure 46).

Figure 44 - Compression de multicouches de briques à 1 mois, 2 mois et après vieillissement accéléré [Domede, 2006]

Figure 45 - Essais de compression de multicouches carottés dans la maçonnerie ancienne [Stablon, 2011]

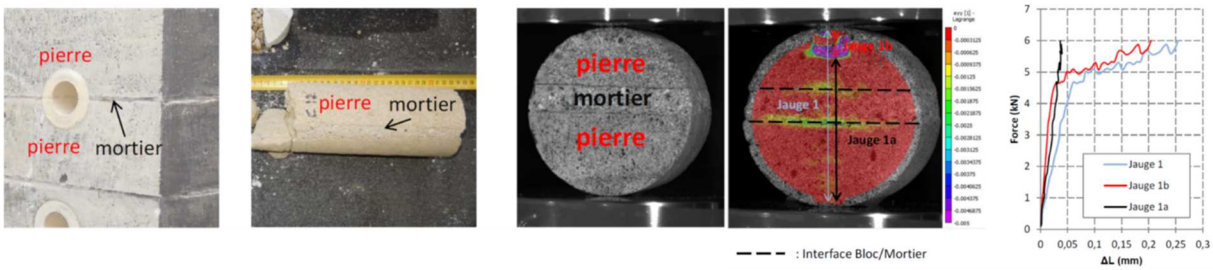


Figure 46 - Essais brésilien avec vidéo corrélation d'image [Parent, 2015]

Nous avons tous observé la formation brutale d'une fissure verticale sans glissement relatif des matériaux. L'adhérence impose un état de contrainte biaxial au mortier qui entre en état de confinement jusqu'à ce que le bloc cède en traction horizontale. Ce type d'essai, associé à un calcul « micro » continu c'est-à-dire dans lequel les matériaux sont modélisés en contact avec leurs propres paramètres non linéaires permet, par analyse inverse, de déterminer les paramètres mécaniques du mortier confiné. C'est le but de cet essai sur éprouvette bloc-mortier-bloc qui constitue en fait une étape intermédiaire de la méthode d'homogénéisation de la maçonnerie que nous avons mise au point, et décrite plus loin dans sa globalité. Le modèle de comportement théorique choisi doit donc être capable de simuler l'effet de confinement du mortier induit par l'adhérence de l'interface. Les modèles que j'avais utilisés lors de ma thèse n'étaient pas parfaitement adaptés de ce point de vue. L'utilisation du modèle de Sellier utilisé par moi-même après ma thèse (j'ai refait tous les calculs de ma thèse avec ce nouveau modèle), puis Stablon et Parent, a été une réelle amélioration.

Tous les essais montrent qu'une bande périphérique de mortier n'est pas confinée (elle tombe dès le début de l'essai). Ce phénomène a été étudié en détail par Parent sur la base des essais de multicouches pierre-mortier-pierre (Figure 48). Elle est d'autant plus large que l'épaisseur de joint est grande au regard de la dimension transversale de l'élément de maçonnerie. L'effet dépend évidemment des caractéristiques mécaniques du mortier. La largeur de la bande périphérique non confinée augmente lorsque le coefficient de Drucker-Prager (DP) diminue. Le coefficient de DP « δ » introduit dans le modèle de Sellier calibre cet effet. Pour la valeur minimale δ=0.2, la résistance homogénéisée tend vers la résistance du mortier. Plus δ augmente et plus la résistance homogénéisée tend vers la résistance de la pierre (en général plus résistance que le mortier). Nous reviendrons ultérieurement sur ce point lors de la recherche d'un critère de rupture.

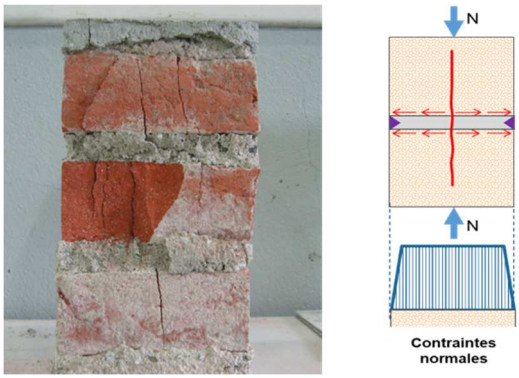


Figure 47 – Confinement du mortier entre deux blocs. Effet de bord.

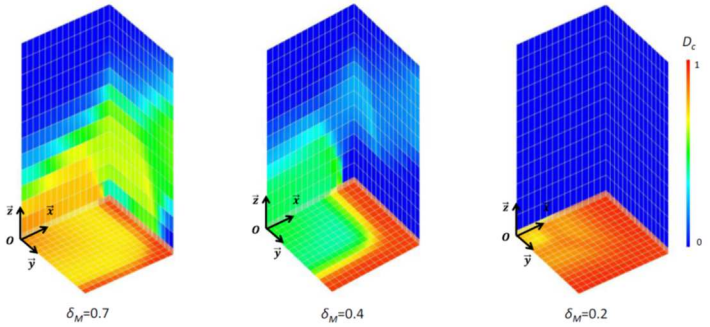


Figure 48 – Influence du coefficient de DP sur la largeur de la bande périphérique non confinée [Parent 2015]

5.3.3. Traction

Les essais de traction sur l'interface sont délicats à réaliser. En particulier, il faut veiller à ne pas détacher le mortier du bloc avant même l'essai lors de la préparation de l'éprouvette. Stablon a réalisé des essais de flexion 3 points sur échantillons composites obtenus par carottage (Figure 50) de façon à caractériser le comportement de l'interface en traction.

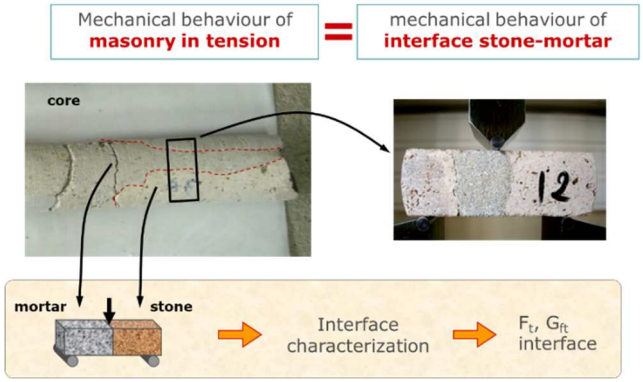


Figure 49 – Comportement de l'interface en traction selon Stablon [Présentation conf. Int. SAHC 2012]

Il avait introduit un pré-endommagement de traction (D=0.9) dans le modèle de Sellier de façon à représenter l'adhérence imparfaite du mortier dans le modèle homogénéisé. Cette valeur avait été obtenue par analyse inverse des essais de flexion 3 points sur composites pierre-mortier-pierre, l'interface étant placée à mi-travée de l'échantillon, au point d'application de la charge.

Figure 50 – Essais et modélisation de l'interface pierre-mortier en traction selon Stablon [Stablon, 2011]

Parent a réalisé des essais de traction directe en laboratoire avec matériaux neufs équivalents sur éprouvettes sandwiches bloc-joint-bloc (mortier de chaux NHL3.5 et pierre de St Maximin). La résistance obtenue (0.06MPa) est plus faible que la résistance du mortier seul du fait d'une adhérence imparfaite de l'interface (Figure 51).

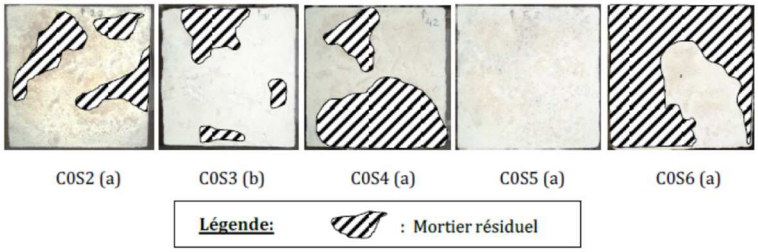


Figure 51 – Défaut d'adhérence de l'interface pierre-mortier [Parent 2015]

Tous ces essais prouvent une fois de plus que le maillon faible en traction de la maçonnerie est localisé dans l'interface, que ce soit sur des échantillons anciens prélevés sur ouvrages, ou sur des échantillons neufs de maçonnerie réalisés à l'ancienne. Dans le comportement homogénéisé en traction de la maçonnerie, c'est le comportement de l'interface qui est modélisé. En conclusion, l'ensemble des caractéristiques du mortier établies par Stablon, Parent et moi-même sont regroupées dans la Table 2.

Table 2 –Bilan des paramètres mécaniques des mortiers testés

Auteur			Domède	Stablon	Parent
Modèle Sellier Version			2009	2011	2014
Type de maçonnerie			Mortier neuf Chaux NHL3.5	Mortier ciment 1904 carotté	Mortier neuf Chaux NHL3.5
Masse volumique	ρ	kg/m3	2150.	1934.	1640.
Module d'Young	E	MPa	5200.	19000.	150.
Coefficient de Poisson	ν		0.17	0.19	0.20
Résistance compression uniaxiale	f_c	MPa	3.7	19.	1.1
Déformation au pic de compression	$\varepsilon_{peak,c}$	mm/m	2.5	5.	18.
Résistance traction	f_t	MPa	0.1	1.15	0.56
Déformation au pic de traction	$\varepsilon_{peak,t}$	mm/m	0.06	0.23	3.7
Energie de fissuration en traction	G_{ft}	MJ/m2	$1.9\ 10^{-4}$	$0.25\ 10^{-4}$	$1.8.10^{-5}$
Energie de fissuration en compression	G_{fc}	MJ/m2	0.009	0.02	**
Angle de frottement interne	φ	°	40°	23°	30°
Coefficient de Drucker Prager	δ*	-	0.9	0.52	0.7
Coefficient de dilatance	β	-	**	**	0.2
Déformation caractéristique de compression	ε_k	mm/m	**	**	13.
Contrainte de refermeture de fissure	σ_{ref}	MPa	**	**	1.1

*Relation entre angle de frottement interne et coefficient de confinement $\delta = \frac{2\sqrt{3}\sin\varphi}{3-\sin\varphi}$

** non évalué

6. Maçonnerie homogénéisée

Une homogénéisation idéale de la maçonnerie transformerait le matériau composite (bloc + mortier + interface) en un matériau homogène équivalent (en déformation) en restituant toutes les caractéristiques du matériau réel à savoir :

1. Le comportement mécanique linéaire et non linéaire triaxial des matériaux de base, y compris sous chargement cyclique, en traction et en compression,
2. L'anisotropie initiale des blocs,
3. L'anisotropie de l'appareillage,
4. La localisation de l'endommagement en compression comme en traction provoquant des fissures,

5. Le retrait du mortier,
6. L'adhérence imparfaite de l'interface, notamment dans le cas des maçonneries anciennes,
7. La fatigue des matériaux,
8. Le fluage des matériaux.

Cela n'est actuellement pas possible. Toute homogénéisation apporte donc des simplifications et des erreurs. Des priorités sont à fixer en fonction du cas d'étude, de la nature des pathologies observées, du type d'appareillage et des actions appliquées sur la structure. C'est la raison pour laquelle l'analyse préalable de la structure, sur plan et sur site, est nécessaire. La démarche d'homogénéisation est liée à la stratégie d'analyse structurale adoptée.

Avant de développer les différentes méthodes d'homogénéisation que nous avons développées, il convient de préciser quel est l'objectif de l'homogénéisation. Celui-ci est lié à la méthode d'analyse utilisée pour l'ensemble de la structure. Concrètement, trois cas se présentent :

1. L'analyse structurale est élastique linéaire. Ce calcul simplifié de l'ouvrage n'est pas à négliger car il permet, très rapidement, de prendre conscience de l'ordre de grandeur des contraintes et des déformations, de détecter les zones à risque, de déterminer les cas de charge les plus défavorables, de réfléchir à la stratégie de calcul non linéaire. Le calcul peut être isotrope ou anisotrope.
2. L'analyse structurale ne porte que sur l'ELU et la méthode est de type « analyse limite ». La loi de comportement retenue est alors parfaitement plastique. Le profil de contraintes est uniforme. La valeur de la contrainte est la valeur maximale admise, qui peut être la résistance en compression homogénéisée de la maçonnerie affectée ou non d'un coefficient de sécurité. Cependant, il existe des approches avec résistance infinie (Heyman). La résistance en traction est prise égale à zéro.
3. L'analyse structurale porte sur tout le comportement de l'ouvrage à vide, en service puis jusqu'à rupture, sur l'évolution des déformations et des fissures, en résumé sur l'ELU **et** l'ELS. Dans cas, la loi de comportement homogénéisée, dans l'idéal, doit représenter au mieux toutes les phases du comportement du matériau, en traction comme en compression.

Nos recherches se sont inscrites dans ce 3ème cas, d'où la place importante occupée par l'identification du comportement mécanique des matériaux dans nos recherches.

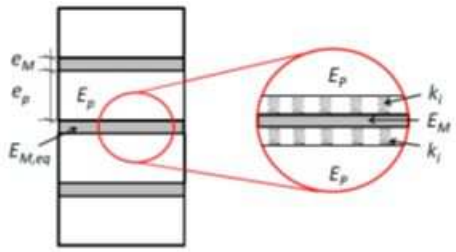
Dans nos recherches, l'anisotropie des blocs n'a pas été prise en compte. Cela est couramment admis, à l'heure actuelle, et acceptable car elle est de faible incidence par rapport à l'anisotropie de la maçonnerie due à l'appareillage. Par ailleurs, les modèles non linéaires de base ne sont pas non plus anisotropes (je parle ici d'anisotropie initiale et non d'anisotropie induite par l'endommagement).

Nous allons voir successivement plusieurs approches de l'homogénéisation que nous avons utilisées et développées : l'homogénéisation élastique en compression, l'homogénéisation de la résistance en compression, l'homogénéisation en traction, puis une méthode complète d'homogénéisation non linéaire, expérimentale et numérique, et finalement notre recherche d'un critère de rupture.

6.1. Domaine élastique

Nous avons utilisé l'analyse élastique en 1D, 2D anisotrope et 3D isotrope.

En 1D, c'est-à-dire pour un multicouche pierre/mortier, une homogénéisation élastique en série est possible, comme l'a utilisée Parent pour évaluer le module d'Young [Parent 2015]. La Figure 52 rappelle la formulation pour une sollicitation normale au plan des joints.



$$E_{H,v} = \frac{e_M + e_P}{\frac{e_M}{E_{M,eq}} + \frac{e_P}{E_P}}$$

Figure 52 – Homogénéisation linéaire en série.

Dans ma thèse, j'ai utilisé la formulation élastique anisotrope 2D de Cecchi et Sab [Cecchi 2002] pour joints verticaux discontinus, établie à partir d'une représentation périodique en losanges, pour déterminer le module d'Young des murs du pont (Figure 53). La formulation convient bien pour les murs avec lits horizontaux, lorsque l'épaisseur des joints est faible au regard des blocs.

Figure 53 – Représentation périodique de la maçonnerie selon Cecchi et Sab [Cecchi, 2002]

L'ouvrage d'art que je calculais en 2005 comportait également des maçonneries en opus incertum qui n'est pas un assemblage périodique mais un assemblage de moellons non taillés plongés dans une pâte de mortier. J'ai là utilisé la méthode de Mori Tanaka (Figure 54) qui s'adaptait mieux à ce type d'appareillage. Elle permet d'évaluer les modules de compressibilité k=E/(3(1-2ν)) et de cisaillement μ=E/(2(1+ν)) homogénéisés à partir de ceux des matériaux de base (indice m pour le mortier et i pour les inclusions de pierre). Cette méthode très simple permet également d'évaluer les caractéristiques d'un remplissage constitué de blocs quasi sphériques.

$$\mu = \mu_m + \frac{c(\mu_i - \mu_m)}{1 + (1-c)\left[\frac{\mu_i - \mu_m}{\mu_m + \frac{\mu_m(9k_m + 8\mu_m)}{6(k_m + 2\mu_m)}}\right]}$$

$$k = k_m + \frac{c(k_i - k_m)}{1 + (1-c)\left[\frac{k_i - k_m}{k_m + \frac{4}{3}\mu_m}\right]}$$

Figure 54 – Homogénéisation linéaire de Mori Tanaka pour maçonnerie en opus incertum

Une homogénéisation plus précise peut être obtenue à l'aide d'une modélisation Eléments Finis d'un élément de Volume Représentatif de maçonnerie. C'est la méthode que nous avons utilisée dans le domaine non linéaire.

6.2. Résistance en compression

6.2.1. Que disaient les ingénieurs du 19è siècle ?

Des essais étaient réalisés à l'Ecole des Ponts et Chaussées, depuis la création de cette école, et relatés dans les Annales des Ponts et Chaussées. Les comptes rendus sont toujours très intéressants et insistent sur des aspects concrets. En particulier, les expériences de M. Tourtay [Tourtay, 1885] amènent des conclusions en lien direct avec nos recherches :

1. L'écrasement du mortier dans les maçonneries avec joints a lieu sous des pressions très supérieures à la résistance intrinsèque du mortier, mais très inférieures à la résistance de la pierre ;
2. La pression qui produit la désagrégation du mortier est en raison inverse de l'épaisseur du joint ;
3. La résistance des blocs a plus d'influence sur la résistance finale de la maçonnerie que celle du mortier.

Ces affirmations sont pleinement en accord avec l'effet de confinement du mortier que nous cherchons à quantifier aujourd'hui.

Diminution de résistance des maçonneries produite par les joints en mortier de ciment ou de chaux.

Un nombre suffisant d'expériences permet d'apprécier, au moins approximativement, la diminution de résistance que donne, dans une maçonnerie, l'interposition des joints de mortier de ciment ou de chaux.

Expériences de M. Tourtay. — M. l'Ingénieur en chef Tourtay a rendu compte, dans les *Annales des Ponts et Chaussées* (septembre 1885), d'expériences très intéressantes faites par lui au Laboratoire de l'Ecole des Ponts et Chaussées avec des blocs compacts de 0m,10 et de 0m,06, d'une part, et, d'autre part, avec des blocs superposés sans joints, avec joints en coulis de ciment, avec joints en mortier de ciment de 0m,005, 0m,010 et 0m,015, et enfin avec joints en mortier de chaux de 0m,010.

M. Tourtay a résumé comme il suit les conclusions qu'il a tirées de ses expériences, dont les résultats sont consignés à la *Note annexe A* ci-jointe :

1° L'écrasement du mortier dans les maçonneries avec joints a lieu sous des pressions très supérieures à la résistance intrinsèque du mortier, mais très inférieures à la résistance de la pierre ;

2° La pression qui produit la désagrégation du mortier est en raison inverse de l'épaisseur du joint, toutes choses égales, de sorte qu'il y a intérêt à réduire l'épaisseur des joints en mortier au minimum compatible avec leur bonne fabrication ;

3° Les pierres superposées et sans joints donnent des résistances notablement inférieures à celles de la pierre, mais supérieures à celles des maçonneries avec joints de mortier dans les conditions des expériences ;

4° Les blocs réunis par un simple coulis de ciment paraissent travailler comme des monolithes et donnent des résistances très supérieures à celles des maçonneries avec joints.

On peut, à notre avis, ajouter à ces conclusions les deux suivantes, qui ne manquent pas, surtout la seconde, d'intérêt pratique :

5° La résistance des blocs superposés avec joints en mortier de ciment est peu supérieure à celle de ces blocs avec joints de mortier de chaux, bien que la résistance du mortier de ciment soit supérieure à celle du mortier de chaux ;

6° La résistance des blocs superposés avec joints augmente avec la résistance propre de ces blocs pour un même mortier et une même épaisseur de joint.

Sans être formulée à la fin de son mémoire, la cinquième conclusion mentionnée ci-dessus a été signalée par M. Tourtay dans le cours de son mémoire (p. 588), dans les termes suivants :

« De l'examen des tableaux on peut conclure que la résistance intrinsèque du mortier n'a qu'une très faible influence sur la charge d'écrasement des blocs avec joints. On voit, par exemple, pour la pierre demi-dure, que les blocs avec joints en mortier de chaux se rompent sous une charge notablement supérieure à celle qui écrase les blocs avec joints en mortier de ciment, bien que la résistance intrinsèque du mortier de ciment soit égale à trois fois et demie celle du mortier de chaux. »

Figure 55 – Expériences de M. Tourtay de 1885 [Tourtay, 1885].

6.2.2. Que dit la réglementation actuelle ?

L'EC6 propose deux approches pour déterminer la résistance homogénéisée : l'approche analytique et l'approche expérimentale. Ces deux approches s'inscrivent dans un domaine d'application précis lié à la géométrie des blocs et des joints (en particulier leur épaisseur), au type

de blocs et au type de mortier. En particulier, le dosage du mortier et l'épaisseur du joint sont corrélés au type de blocs.

a. Formulation analytique

Les formules empiriques ont été établies dans ce cadre, c'est-à-dire pour des couples pierre-mortier précis. Notons en particulier que

- Les mortiers modernes de l'EC6 ne descendent pas en dessous de 5MPa de résistance,
- Les pierres ont une résistance bornée à un maximum de 75MPa.

Par conséquent, les mortiers de chaux anciens (résistance inférieure à 5MPa) et les granites de bonne qualité sont hors champs d'application. Par ailleurs, les couples blocs-mortier rencontrés sur les maçonneries anciennes ne sont pas forcément ceux de l'EC6. Il faut donc être prudent dans l'utilisation de cette formule pour tout type de matériau et toute épaisseur, pour la maçonnerie ancienne. Mais la formulation (1) reste néanmoins intéressante par sa simplicité, à titre de comparaison avec d'autres approches. On notera que la valeur de la résistance caractéristique f_k dépend de la résistance du mortier f_m et des blocs de pierre f_b, mais pas de l'épaisseur de joint. Mais celle-ci est implicitement inclue dans la formule du fait du domaine d'application de la méthode EC6. Le coefficient K est fourni par l'EC6 en fonction du type de bloc.

$$f_k = K f_b^{0.7} f_m^{0.3} \qquad (1)$$

La résistance de calcul f_d est obtenue par application d'un coefficient de sécurité sur f_k (3).

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} \qquad (3)$$

L'EC6 envisage plusieurs niveaux de qualité de mise en œuvre de 1 à 3. Le niveau 1, le meilleur, correspond à l'application d'un plan d'assurance qualité avec contrôle externe rigoureux sur chantier. « 3 » est le niveau des chantiers de bâtiment courants d'aujourd'hui. Ma lecture des comptes rendu de chantier de la construction de la ligne de chemin de fer Castres Albi m'a prouvé que la Compagnie de Chemin de Fer du Midi faisait un contrôle interne et externe très rigoureux. Les cahiers des charges de la Ville de Toulouse étaient également très pointus en matière de contrôle, aussi bien sur les matériaux que sur la mise en œuvre. Il n'y a pas de raison de penser que nous faisons mieux aujourd'hui, à ce sujet. Rappelons que les coefficients de l'EC6 – AN vont de 2.3 à 3.3 pour les mortiers courants et blocs de catégorie 2.

Le module d'Young peut être estimé très rapidement suivant l'expression : E = 1000f_k. Cette expression est indépendante de l'épaisseur relative des joints et des blocs, mais, encore une fois, elle a été établie dans un cadre limité. Il faut là aussi être prudent dans son utilisation sur tout type de maçonnerie qui ne ressemble pas à une maçonnerie moderne définie par l'EC6. Mais elle donne un ordre de grandeur intéressant.

La formulation de l'EC6 a été remise en question par le CTMNC il y a environ 10 ans estimant qu'elle était défavorable à la pierre. Une campagne expérimentale a été effectuée au CSTB à cette époque sur proposition de Patrick Delmotte pour évaluer la validité des formules EC6. Cette campagne n'a pas abouti à une remise en question du coefficient K ni des exposants de la formulation (1) ni de l'expression de E. La démarche EC6 a donc été acceptée et même intégrée dans un outil développé par le CTMNC nommé DIMAPIERRE en 2016. Cette approche règlementaire a été utilisée pour le calcul élastique du phare de l'Ile Vierge (chapitre 7.3).

b. Approche expérimentale

L'approche expérimentale réglementaire pour obtenir les caractéristiques homogénéisées de la maçonnerie jusqu'à rupture consiste à tester un élément représentatif défini par la norme NF-EN 1052-1 (Figure 56). Nous avons utilisé ce VER dans la méthode d'homogénéisation non linéaire que nous avons développée (paragraphe 6.5).

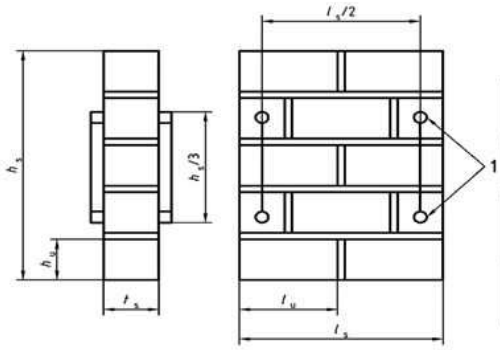


Tableau 2 — Dimensions des murets d'essai pour les essais de résistance à la compression de la maçonnerie

Dimension en parement de l'élément		Dimension du corps d'épreuve en maçonnerie			
l_u mm	h_u mm	Longueur l_s	Hauteur h_s		Épaisseur t_s
≤ 300	≤ 150	≥ (2 × l_u)	≥ 5 h_u	≥ 3 t_s et ≤ 15 t_s et ≥ l_s	≥ t_u
	> 150		≥ 3 h_u		
> 300	≤ 150	≥ (1,5 × l_u)	≥ 5 h_u		
	> 150		≥ 3 h_u		

Figure 56 – VER selon la norme NF EN 1052-1.

6.3. Traction

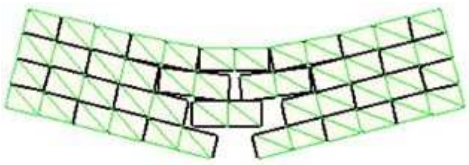
Le maillon faible de la maçonnerie ancienne, en traction, est l'interface bloc-mortier. Deux cas ont été étudiés : le cas où la direction principale de traction est perpendiculaire aux joints comme dans les voûtes, et le cas où cette direction principale est parallèle aux lits de la maçonnerie comme dans le cas des poutres.

6.3.1. Cas des voûtes

Dans le cas des voûtes en berceaux, ou des poteaux avec empilement de blocs, ou plus généralement lorsque la direction principale de traction est perpendiculaire au plan du joint, la rupture en traction est en mode I, et la résistance en traction de l'interface est très faible. Les paramètres peuvent être obtenus par traction directe du joint (voir paragraphe 5.3.3.).

6.3.2. Cas des poutres

Stablon a réalisé une étude comparative sur une poutre soumise à flexion 3 points [Stablon, 2010]. Cette étude avait pour but de comparer les résultats expérimentaux obtenus par Chaimoon [Chaimoon, 2009], au calcul MEF avec modèle d'endommagement Sellier homogénéisé. Ici, la rupture s'obtient par combinaison de mode I (joints verticaux de longueur l_v, énergie G_{fI}) et mode II (joints horizontaux de longueur l_h, énergie G_{fII}) (Figure 57). Une homogénéisation simplifiée a été proposée pour calculer la résistance homogénéisée en traction R^t et l'énergie de fissuration homogénéisée G_{fteq} en tenant compte du cheminement des fissures dans les joints autour des blocs.



$$R^t \approx \frac{\sum l_h + \sum l_v}{\sum l_v} \times R^t_{\text{int}} \qquad G_{ft_{eq}} = \frac{\sum l_v \times G_{f_I} + \sum l_h \times G_{f_{II}}}{\sum l_v}$$

Figure 57- Résistance en traction et énergie de fissuration homogénéisées en flexion [Stablon, 2010]

Cette méthode s'est montrée efficace pour reproduire numériquement les résultats d'essais (Figure 58).

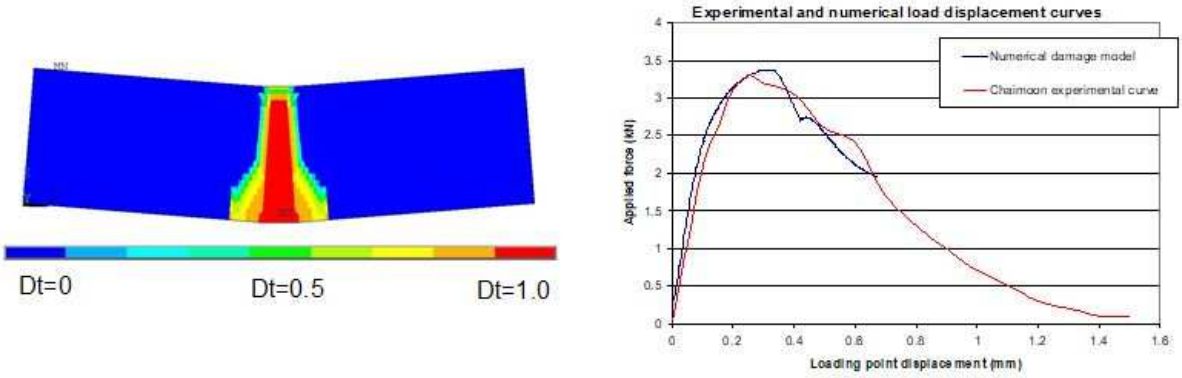


Figure 58 – Modélisation d'une poutre en flexion [Stablon, 2010]

6.4. Méthode générale d'homogénéisation non linéaire

Notre analyse des ouvrages se place à l'ELS et à l'ELU, sous tout type d'action. Nous nous sommes donc fixés pour but de déterminer l'ensemble de la loi de comportement homogénéisée. A l'heure actuelle, il n'y a que deux méthodes possibles pour y parvenir : la méthode expérimentale et la méthode numérique à l'aide d'un calcul Eléments Finis (MEF). Dans les deux cas, il faut au préalable définir le Volume Elémentaire Représentatif (VER) de la maçonnerie. Ce volume peut être déterminé en faisant varier le nombre de lits et de blocs par lits jusqu'à ce que la réponse mécanique ne varie plus (méthode que j'ai employée pendant ma thèse), ou, plus simplement, en utilisant les dimensions du VER (2D) défini par la norme NF EN 1052-1 (Figure 56) (utilisé par Stablon et Parent).

Publiée pour la première fois en 2009 [Domede, 2009], notre méthode inclut une approche numérique et une approche expérimentale qui valide le processus de calcul (Figure 59).

Dans un premier temps, les essais sur matériaux individuels (blocs d'une part et mortier d'autre part) permettent de caller une loi de comportement non linéaire jusqu'à rupture affectée à chacun des deux matériaux. Au cours de ma thèse, j'ai testé 3 modèles, 1 modèle élasto-plastique avec écrouissage et critère de plasticité de Von Mises, 1 modèle élasto-plastique sans écrouissage et critère de plasticité de Drucker-Prager, 1 modèle d'endommagement de Mazars. J'avais conclu que le premier était le plus adapté. J'ai abandonné ces modèles dès la fin de ma thèse au profit du modèle de Sellier, d'abord élastique endommageable puis plastique endommageable.

Dans un second temps, les essais d'éléments multicouches en compression (Stablon et moi-même) ou en essais brésilien (Parent) permettent de déterminer le comportement mécanique du mortier confiné et de caller les paramètres mécaniques du modèle de Sellier relatifs à ce confinement.

Dans un 3ème temps, les essais sur VER (Figure 60) m'ont permis de valider les paramètres choisis précédemment et d'ajuster une loi de matériau homogène équivalent sur la réponse de l'essai. Dans les thèses de Stablon et Parent, il n'y a pas eu d'essais sur VER (faut de temps, car ces essais sont très longtemps à monter et à réaliser). La validation du modèle du matériau homogène équivalent a eu lieu à l'échelle de l'ouvrage grâce aux relevés de déformation in situ (ce dont je n'avais pas pu bénéficier). L'idéal est évidemment de pouvoir faire les deux démarches :

expérimentation complète des éléments constitutifs, des multicouches et du VER d'une part, expérimentation de l'ouvrage in situ d'autre part. Mais cela requière un investissement financier important.

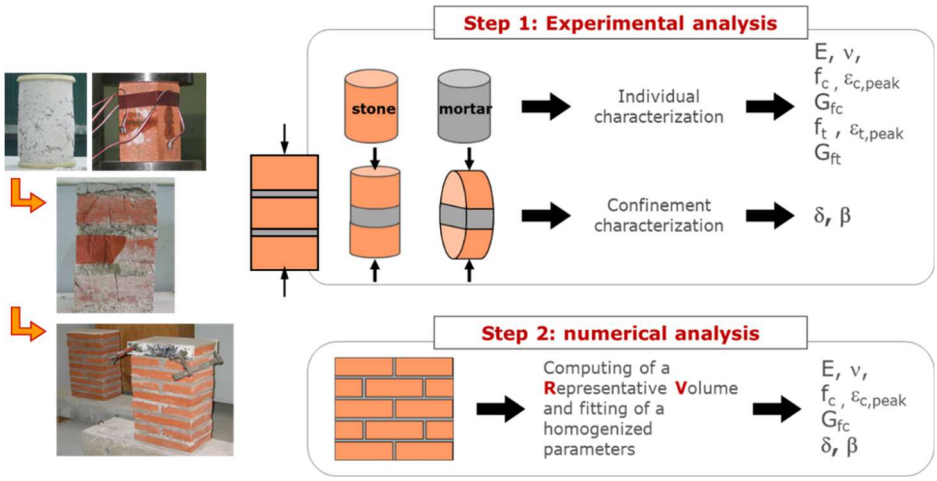


Figure 59 - Méthode d'homogénéisation d'une maçonnerie développée au LMDC

Les essais que j'ai réalisés sur des murets en terre cuite de Savès, constitués de briques foraines, ont mis en évidence le processus de rupture observé. Les premières fissures apparaissent à l'interface des joints verticaux au centre du mur, séparant le mur en deux multicouches. La rupture se fait alors comme sur les multicouches par fendage du bloc sollicité en traction consécutif au confinement du mortier. Ces essais ont permis de valider la méthode générale d'homogénéisation et la modélisation.

Figure 60 – Maçonnerie de briques, essais sur VER.

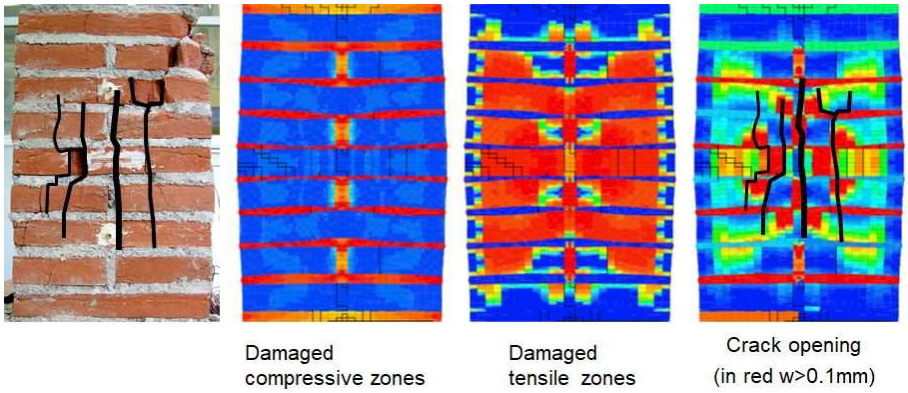


Figure 61 - Validation des paramètres sur le VER [Domede, 2010]

La Table 3 rassemble tous les paramètres homogénéisés déterminés par Stablon, Parent et moi-même.

Table 3 –Bilan des paramètres mécaniques homogénéisés

Auteur			Domède	Domède	Stablon	Stablon	Parent
Modèle Sellier Version			2009	2009	2010	2010	2014
Type de maçonnerie			briques foraines et mortier de chaux	pierre calcaire et mortier de chaux	Pierre calcaire 1 et mortier de ciment	Pierre calcaire 2 et mortier de ciment	Pierre de St Maximin et mortier de chaux***
Masse volumique	ρ	kgm3	1923.	2369.			1910.
Module d'Young	E	MPa	6810.	28137.	41000.	27000.	1974.
Coefficient de Poisson	ν		0.13	0.25	0.25	0.25	0.21
Résistance compression uniaxiale	f_c	MPa	12.	50.	116.	84.	16.1
Déformation au pic de compression	$\varepsilon_{peak,c}$	mm/m	3.5	3.5	3.7	3.6	13.2
Résistance traction	f_t	MPa	0.1	5.	1.15	1.15	0.06
Déformation au pic de traction	$\varepsilon_{peak,t}$	mm/m	0.02	0.18	0.42	0.42	0.038
Energie de fissuration en traction	Gf_t	MJ/m^2	2.	2.	$2.\ 10^{-4}$	$2.\ 10^{-4}$	0.5
Energie de fissuration en compression	G_{fc}	MJ/m^2	5.10^4	1.10^5	0.37	0.23	**
Angle de frottement interne	φ	°	20°	20°	23°	23°	18°
Coefficient de Drucker Prager	δ*	-	0.45	0.45	0.52	0.52	0.4
Coefficient de dilatance	β	-	**	**	**	**	0.2
Déformation caractéristique de compression	ε_k	mm/m	**	**	**	**	12.1
Contrainte de refermeture de fissure	σ_{ref}	MPa	**	**	**	**	0.12
Pré-endommagement de l'interface			**	**	0.9	0.9	**

** non évalué
*** Moyenne des valeurs sur la totalité de l'édifice

6.5. Recherche d'un critère de rupture

L'effet du confinement du mortier est primordial dans le comportement à rupture en compression de la maçonnerie. Nous l'avons déjà évoqué précédemment. Lorsque la section transversale de l'élément est grande au regard de l'épaisseur du joint, et pour un fonctionnement optimal de la maçonnerie (c'est-à-dire avec une résistance homogénéisée qui s'approche de celle de la pierre et δ de l'ordre de 0.7), la largeur de bande ne dépasse pas l'épaisseur du joint. La surface confinée est quasiment la surface totale de la section. Dans ce cas, la contrainte normale maximale σ_{max} atteint la résistance f_c homogénéisée déterminée sur un VER. Cette valeur est proche de la résistance de la pierre, comme l'avait observé M. Tourtay en 1885. Par contre, si la section est faible, ou autrement dit, si l'épaisseur de mortier s'approche de la dimension transversale de la section, la

contrainte maximale ne peut atteindre f_c (Figure 62) et l'effort de ruine est plus faible que $f_c bh$. Par conséquent, le mécanisme de ruine ne dépend pas que de la capacité résistante des matériaux mais aussi de considérations géométriques, telles que l'élancement de l'élément de maçonnerie et l'appareillage. Ce phénomène complexe n'est pas pris en compte dans les techniques d'homogénéisation déjà existante, et donc dans les outils disponibles de calcul des structures, ni l'Eurocode 6. Nous avons cherché à lever ce verrou.

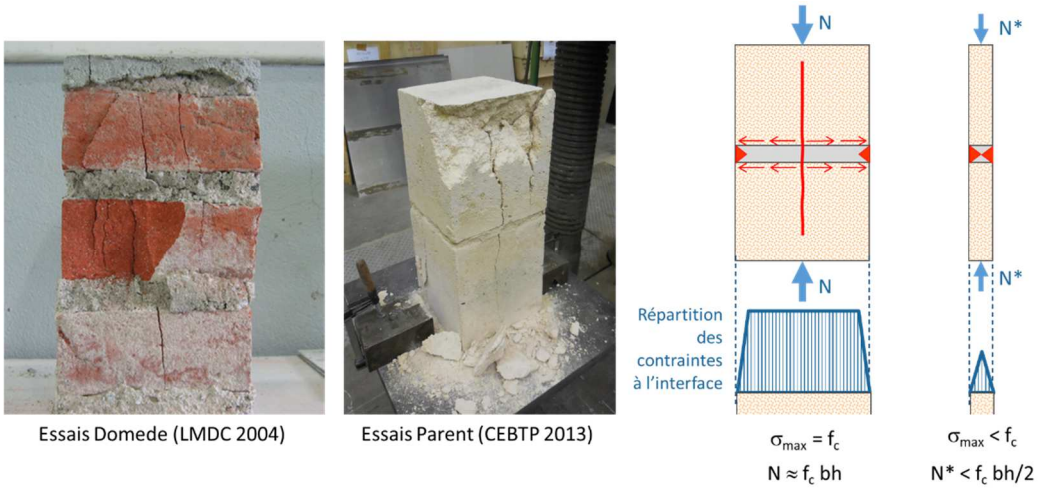


Figure 62 – Réparation des contraintes à l'interface selon la dimension transversale de l'élément

Un raisonnement similaire à celui que nous venons de faire en compression simple peut être mené en flexion composée. Rappelons pour mémoire qu'en flexion simple, l'équilibre non fissuré conduit à la règle du tiers central, seul critère pris en compte dans la méthode de Méry du 19^{è} siècle et encore pratiquée de nos jours en bureau d'études. Mais en flexion composée, un équilibre fissuré est possible. L'approche de la ruine est soumise à l'effet de confinement, aux considérations géométriques précédemment évoquées, et aux capacités mécaniques des matériaux.

La Figure 63 résume les répartitions de contraintes envisageables, tout d'abord en oubliant le phénomène de bord : la réparation élastique linéaire, parfaitement plastique puis la répartition fidèle à la réalité avant et après dépassement du pic de contrainte. Rappelons que la répartition de type « rectangle simplifié » (pour reprendre la terminologie des eurocodes), avec contrainte $=f_c$, est celle utilisée en analyse limite et dans les programmes de calcul type VOUTE et RING. Si on prend en compte le non-confinement de la couche périphérique, la contrainte normale est nulle en fibre supérieure, et la répartition de contrainte réelle tend vers un triangle. Le domaine limite associé à une répartition triangulaire est représenté à la Figure 9 au début de ce rapport. Il est beaucoup plus petit que le domaine plastique parfait qui n'est donc pas sécurisant. Ce qui fait dire que si le couple de sollicitations donne un point en dehors du domaine plastique, alors l'équilibre est impossible, mais à contrario on ne peut conclure à la stabilité. D'où l'emploi de larges coefficients de sécurité. Pour améliorer le diagnostic il faudrait donc optimiser l'évaluation du domaine limite et tenant compte de la répartition réelle des contraintes, liée, comme nous venons de le préciser, à la capacité des matériaux en présence et au confinement mobilisé à l'interface.

Le raisonnement présenté ci-avant en compression simple appliqué à la flexion composée conduit à penser que la contrainte maximale atteint f_c si la surface comprimée est suffisante, c'est-à-dire pour les éléments massifs (tels que la plupart des ouvrages d'art, ponts et murs de soutènement) mais pas pour les éléments élancés (tels que les voûtes des cathédrales). Ainsi, pour les structures élancées, la résistance des blocs n'entre pas en jeu. Et nous sommes ici en accord avec

l'approche d'Heyman [Heyman, 1966] qui considère une résistance infinie ce qui revient à dire : « peu importe la valeur de la résistance des matériaux en jeu car elle n'est jamais atteinte ».

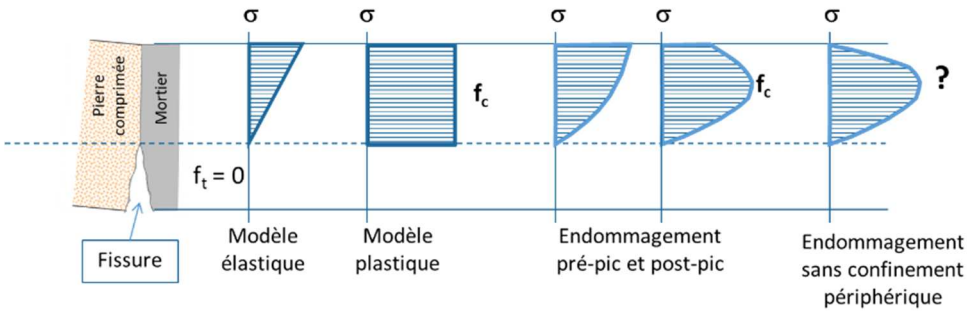


Figure 63 – Répartition de contraintes, flexion composée, section fissurée. J. tech. IMGC [Domede, 2017]

La question est maintenant : quelle est la contrainte maximale ? Dans le cadre de la thèse de Parent, nous avons pris en considération la résistance homogénéisée en compression f_c déterminée sur une VER massif (type NF EN 1052-1), affectée d'un coefficient « χ », avec χ=1 pour les structures massives et χ <1 pour les structures minces (Figure 64). Pour l'étude de cas (bibliothèque du CNAM) la valeur χ=2/3 a été choisie (Figure 64).

$$f_{homogène} = \chi \frac{f_c}{\gamma_m}$$

$\chi = 1$ structures massives
$\chi < 1$ structures minces

Figure 64 – Expression générale de la résistance homogénéisée compression

De plus, pour tenir compte des erreurs impliquées dans la détermination de f_c, un coefficient partiel de sécurité γ_m a été introduit. Parent a évalué sa valeur entre 2.9 et 3.9 à l'issue d'un calcul probabiliste [Parent, 2016]. Remarquons que ces valeurs englobent la fourchette de l'EC6 dont les valeurs ont été rappelées précédemment. Finalement, la marge de sécurité au niveau de la section, vis-à-vis des contraintes normales, peut être estimée par l'expression $C_s = \frac{\sigma_{max}}{f_{homogène}}$. Parent a utilisé ce critère lors du diagnostic de la bibliothèque du CNAM (voir chapitre 7.2).

Inversement, en choisissant à priori une valeur de C_s, on peut définir une valeur de la contrainte maximale et dessiner un domaine limite admissible qui s'inscrit à l'intérieur du domaine rouge de la Figure 9.

Ce chapitre sur les matériaux n'est que provisoirement clos. Des recherches complémentaires permettraient approfondir les phénomènes en jeu localement à la surface des blocs et leur prise en compte à l'échelle de la structure, et de formuler un critère général de ruine réaliste. Passons à l'échelle de l'ouvrage.

7. Ouvrages anciens

Les ouvrages étudiés sont présentés dans l'ordre chronologique des recherches effectuées et des thèses encadrées : ponts, puis églises, puis phares. Les tunnels ont également été abordés dans le cadre du stage de master d'Omar Moreno [Moreno, 2012]. Un projet de CIFRE RATP-LMDC a

été monté et rédigé entre mars 2011 et décembre 2012, qui n'a pas abouti. Nous ne détaillerons pas cette étude restée, au LMDC, au stade bibliographique.

7.1. Ponts en maçonnerie

Deux situations poussent les maitres d'ouvrage à démarrer une étude de ponts en maçonnerie. Soit l'étude est motivée par l'apparition de pathologies sur l'ouvrage, soit l'étude est motivée par la modification des conditions d'exploitation de l'ouvrage. La Figure 65 présente un logigramme simplifié issu du travail mené avec Stablon en été 2019 pour le guide AFGC sur les ouvrages en maçonnerie.

Pour nos recherches, nous nous sommes placés dans le premier cas, mais l'outil final que nous avons développé et fourni à la SNCF peut aussi bien s'appliquer au second. Je présente nos travaux de recherche sur les ponts de façon chronologique pour souligner comment nous avons progressé pas à pas et finalement atteint l'objectif initial qui était de créer un outil de calcul 3D, linéaire ou non linéaire, qui s'applique à toute géométrie d'ouvrage et à tout type de chargement.

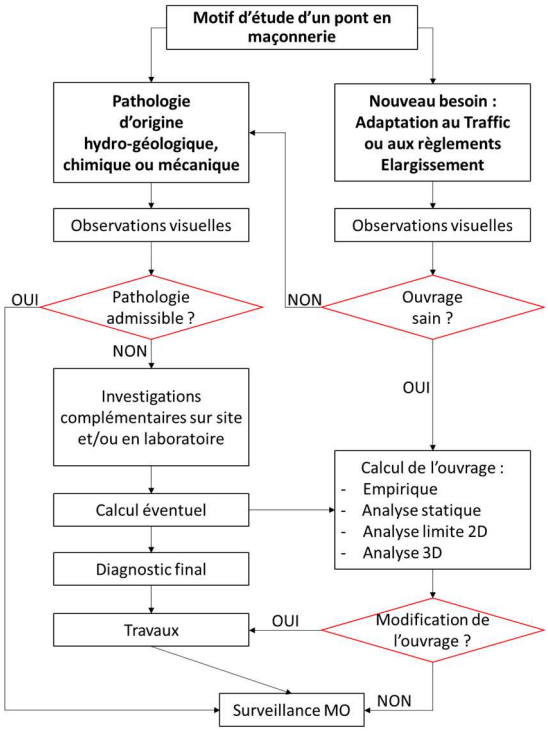


Figure 65 – Logigramme général d'étude d'un pont en maçonnerie

7.1.1. Mes travaux de thèse

Mon objectif initial a déjà été largement abordé précédemment dans ce rapport, en résumé : développer un outil de calcul 3D des ponts en maçonnerie, capable de s'adapter à tout type d'ouvrage et tout type de chargement, et fournir une analyse structurelle en service et jusqu'à la ruine. Pour mener à bien le programme que je m'étais fixé, j'ai, dès le début, créé des contacts avec l'ingénierie de la SNCF à Toulouse et à Paris. Cette relation m'a permis d'accéder librement aux archives de la SNCF à Toulouse et de mener à bien la recherche historique initiale. Le dialogue s'est maintenu au fur et à mesure que ma thèse a avancé. M. Bernard PLU en charge de la maintenance des ouvrages d'art à la direction de l'ingénierie était membre invité de mon jury de thèse. Il a soutenu

l'idée d'un contrat de recherche CIFRE dont a pu bénéficier Thomas Stablon par la suite. Finalement, l'objectif initial a été atteint et un outil de calcul a été remis à la direction de l'ingénierie de la SNCF en 2011. Je vais résumer ici la démarche et les résultats de ces 9 ans de recherche sur les ponts en maçonnerie.

a. Une longue recherche historique

Pour l'étude historique, je ne me suis pas contentée d'un ouvrage. J'ai travaillé sur l'ensemble des ouvrages d'une ancienne ligne de chemin de fer de 47km de longueur entre Castres et Albi, de façon à collecter des informations sur un corpus d'ouvrages représentatifs d'une zone géographique et donc d'un système technique. L'étude est largement détaillée dans ma thèse, et elle a été publiée dans les Annales du BTP [Domede, 2010], revue lue par les chercheurs et les ingénieurs. Cette recherche m'a permis de choisir mon étude cas, le pont de la Millette.

Les archives de 1868 relatives à la construction de la ligne de chemin de fer reliant Castres à Albi rassemblent des documents relatifs à toute la ligne ainsi qu'un dossier de construction pour chaque ouvrage d'art. Il comporte aussi un dossier de réclamation de l'un des entrepreneurs qui a réclamé une augmentation du montant des travaux. Ce dossier de réclamation, très complet, présente l'analyse, faite par l'entrepreneur des travaux réellement exécutés, comparés avec le devis des ouvrages et le cahier des charges, ainsi que la réponse de l'ingénieur de la Compagnie. Ce dossier de réclamation est d'une importance majeure vis à vis de la connaissance exacte des ouvrages réalisés. En particulier, il apporte des éléments précis sur les matériaux mis en œuvre, dans leur nature, leur lieu d'extraction ou de fabrication. Il informe des modifications apportées sur la provenance des matériaux, par rapport aux exigences préalables de la Compagnie, et des difficultés réelles d'exécution sur le chantier. Tous les textes montrent que la Compagnie exerçait un suivi et un contrôle rigoureux des travaux. Un conducteur de travaux de la Compagnie était présent sur le chantier en permanence. Les archives contiennent les lettres et rapports manuscrits de ce contrôleur dont les propos se recoupent avec les informations données par les documents du marché.

La présentation du dossier de réclamation de l'entrepreneur Dumas et la réaction de la Compagnie qui a suivi, offrent une illustration concrète du métier de maçon dans la seconde moitié du 19^{è} siècle. Les propos du conducteur de travaux traduisent la difficulté d'extraire les matériaux de construction et de les transporter, et laissent supposer une forte contribution de la force humaine à défaut de machines. L'impossibilité d'éclairer le chantier la nuit obligea d'interrompre la pose d'un cintre et de laisser une charpente de plusieurs mètres de hauteur dans l'attente du lendemain, sans contreventement, et provoqua un désastre. Le rapport de force entre l'entrepreneur qui réclama des frais supplémentaires de dédommagement et l'ingénieur de la Compagnie des chemins de fer du Midi, qui réagit en stricte conformité des clauses du marché, est étonnamment moderne.

La ligne a nécessité la construction de 237 ouvrages d'art dont 11 ouvrages spéciaux c'est-à-dire de grandes dimensions, construits soit en acier soit en maçonnerie. Il n'y a pas d'ouvrages en béton armé. Les ouvrages en maçonnerie sont relativement nombreux, et offrent une belle diversité par leur géométrie (Figure 66). Ils constituent donc un échantillon particulièrement intéressant du savoir-faire des Compagnies de chemin de fer à la fin du 19^{è} siècle.

Les plans et pièces écrites mettent en lumière les méthodes constructives, les matériaux utilisés et le soin apporté à la conception des ouvrages. Les dessins soulignent chacune des briques foraines dessinées une à une au millimètre près. Si les géométries des ouvrages sont diverses, les matériaux sont par contre d'une étonnante régularité. Il se dégage donc une typologie des ponts rails construits en Midi toulousain.

Les ponts en maçonnerie spéciaux, au nombre de 11 entre Castres et Albi, constituent un ensemble homogène par la nature et la disposition de leur matériaux constitutifs, et diversifié par les formes géométriques. Chacun de ces ouvrages se divise en 4 parties maitresses, chacune constituées de maçonneries différentes. Ils ont un corps de voûte en briques produites localement, de deux bandeaux latéraux en pierre de taille, de deux murs tympans et d'un remplissage en maçonnerie de moellons bruts. Les pierres étaient extraites au fur et à mesure de l'avancement du chantier, dans un périmètre limité à quelques kilomètres, notamment dans les carrières de calcaire de Lautrec (résultats d'essais présentés au chapitre 5). Les mortiers utilisés pour les joints étaient formés d'un mélange de sable et de chaux hydraulique, provenant des fours du département (Tarn), et jamais de ciment. Ainsi, le lieu de provenance de tous ces matériaux se situe à moins de 40km du lieu de construction. La pose des briques et des blocs de pierre était exécutée avec des techniques strictes, de sorte que les joints aient une épaisseur en tout point inférieure à une valeur seuil imposée, et qu'il n'y ait pas de vides. Toutes les maçonneries étaient rejointoyées. On note en particulier, que les remplissages étaient formés d'une maçonnerie de qualité, globalement homogène et cohérente, et non de sable ou d'un mélange de matériaux divers suivant une idée généralement répandue (à tort). J'ai pu à d'autres reprises constater que les remplissages internes des ponts, des murs, des parois des phares, sont d'excellente qualité, comme une maçonnerie saine et cohérente.

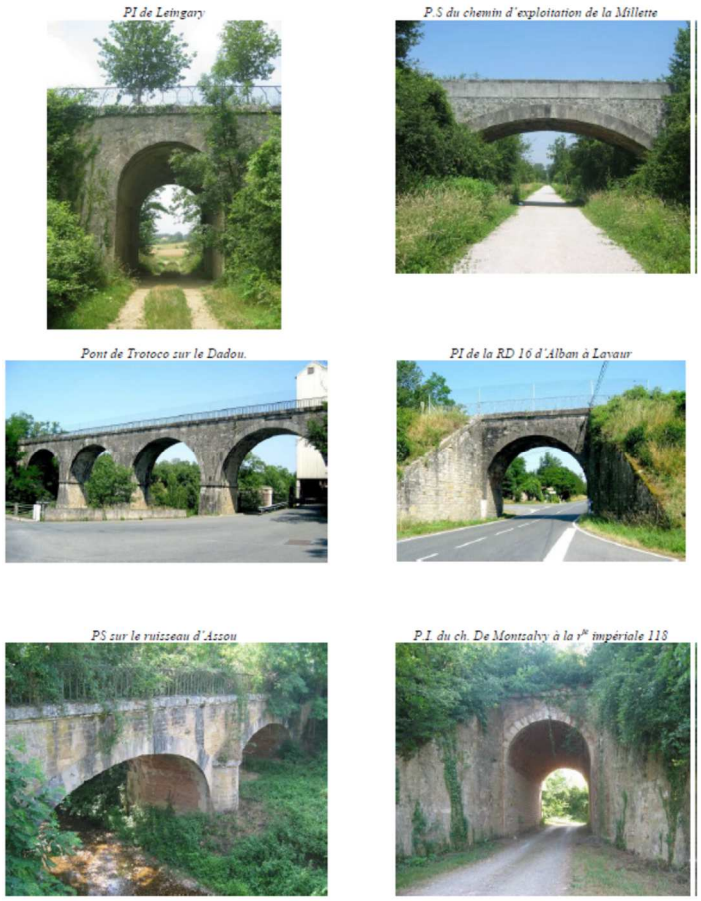


Figure 66 - Les principaux ponts en maçonnerie de la ligne désaffectée Castres-Albi 1870 [Photos Domede]

Le mode constructif choisi il y a 130 ans a une influence directe sur le comportement mécanique des voûtes depuis la mise en service des ouvrages. Les désordres observés, prévisibles dès 1880, le prouvent. Ils sont liés à des mécanismes internes longitudinaux et transversaux, induits par le choix de maçonneries aux rigidités différentes.

Cette recherche historique confirme que, dans le cadre d'une requalification d'un pont en maçonnerie, une analyse détaillée préalable de la technologie de l'ouvrage est indispensable. Elle doit mettre en évidence, autant que possible, la nature des différentes maçonneries en présence et leur nombre, la qualité des blocs (pierres ou briques) et des joints de mortier, l'appareillage et le phasage de mise en œuvre adopté par les concepteurs de ces ouvrages d'art. Leur comportement mécanique actuel en dépend.

b. Analyse structurelle du pont de la Millette

Dans ce corpus d'ouvrages, j'ai choisi un ouvrage simple à une travée. Il s'agit d'une voûte surbaissée de 14m de portée (Figure 67).

La modélisation du pont (code CASTEM) est caractérisée par :

- Un maillage 3D automatisé à partir du minimum de paramètres géométriques requis,
- Le respect des 4 maçonneries différentes (voûte – bandeau – murs tympans – remplissage),
- Des appuis élastiques frottants sous les fondations,
- Un maillage à l'aide de voussoirs homogénéisés liés par des éléments joints où peuvent se former les fissures.

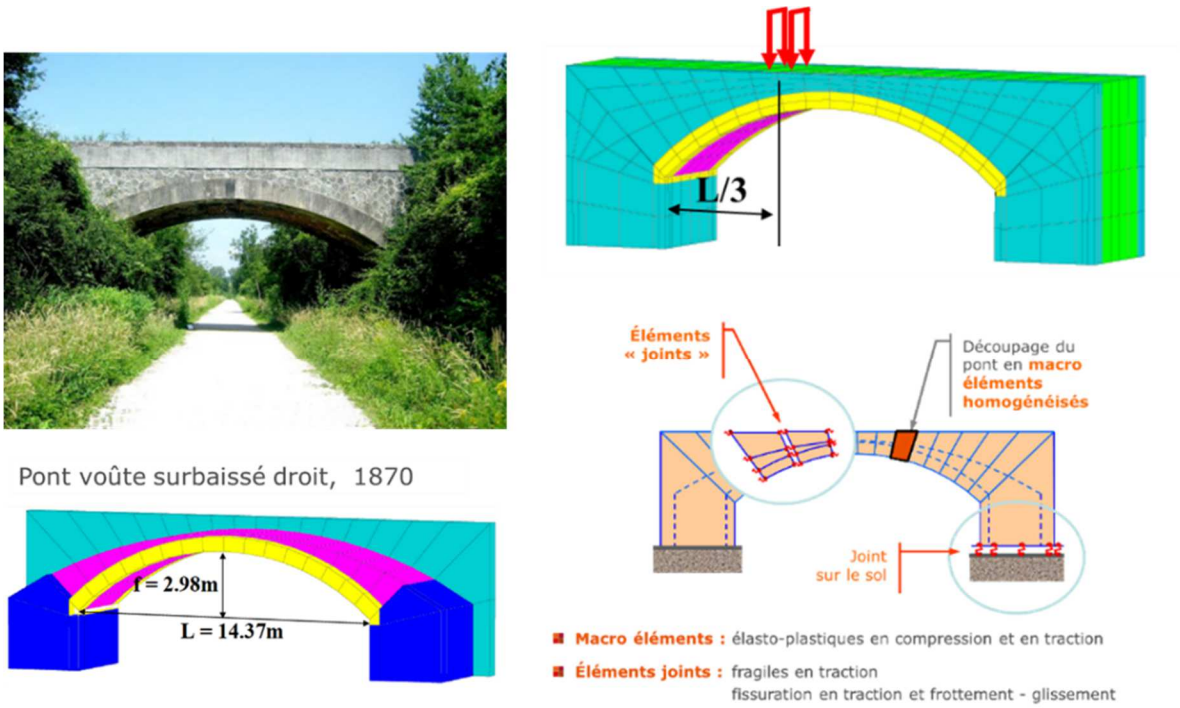


Figure 67. Le pont de la Millette. Modélisation.

La loi de comportement homogénéisée des maçonneries a été obtenue par la méthode générale d'homogénéisation que nous avons développée, décrite au chapitre précédent (Figure 68). Le calcul du pont a été mené pas à pas, d'abord en appliquant le poids propre, puis en augmentant progressivement le poids d'un véhicule constitué de 2 essieux (géométrie du tandem TS de l'EC1) placés de la façon la plus défavorable, longitudinalement. Dans le calcul de base, ce tandem était centré transversalement.

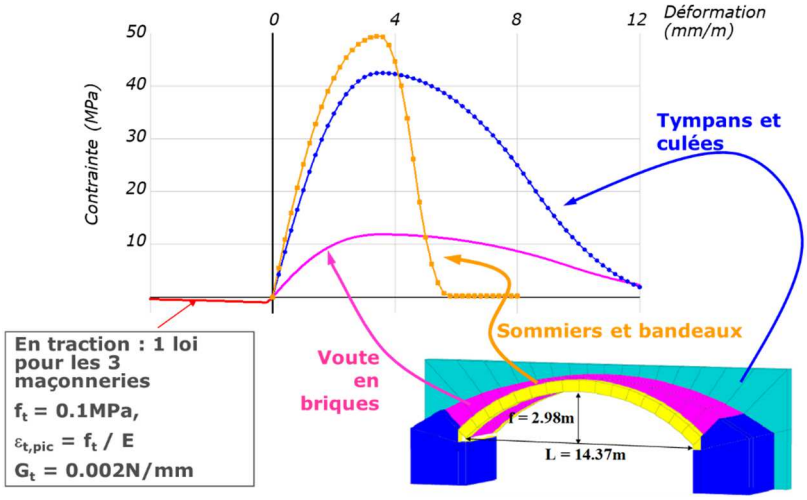


Figure 68. Le pont de la Millette. Comportement homogénéisé des 4 maçonneries en présence

Parmi tous les résultats exploitables à l'issu du calcul Castem, l'analyse s'est concentrée sur la déformation de la voute au droit des points d'impact des essieux, le glissement des fondations, l'ouverture des fissures (en fait des éléments joints), les champs de contraintes principales (Figure 69). La courbe force/flèche du pont visualise le comportement de l'ouvrage, avec ou sans glissement possible des fondations. Les contraintes maximales de compression apparaissent dans les bandeaux et les sommiers, éléments les plus rigides de cet ouvrage.

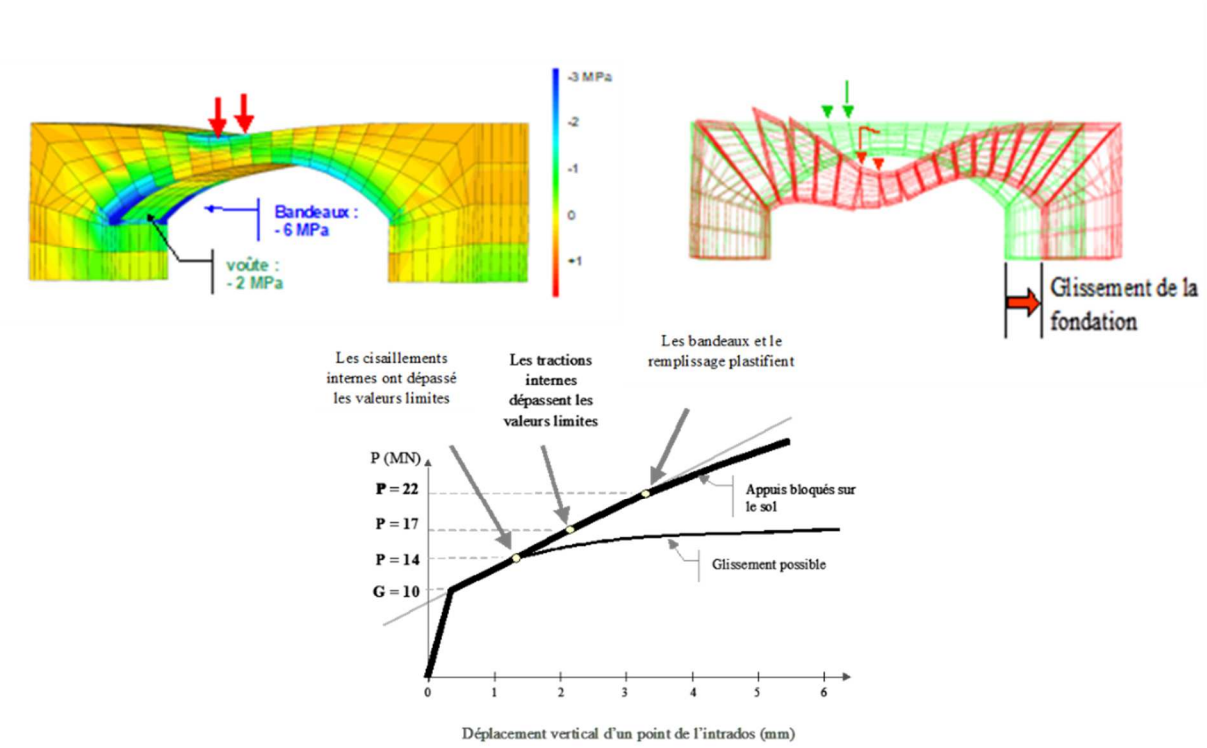


Figure 69. Le pont de la Millette. Résultats du calcul de base [Domede, 2007]

Les phénomènes transversaux internes ont pu être mis en évidence grâce au tracé des contraintes principales (Figure 70). Il a été expliqué comment le cheminement des efforts vers les bandeaux, à travers le remplissage, est susceptible de créer le décollement des bandeaux, pathologie courante sur les ponts voutes.

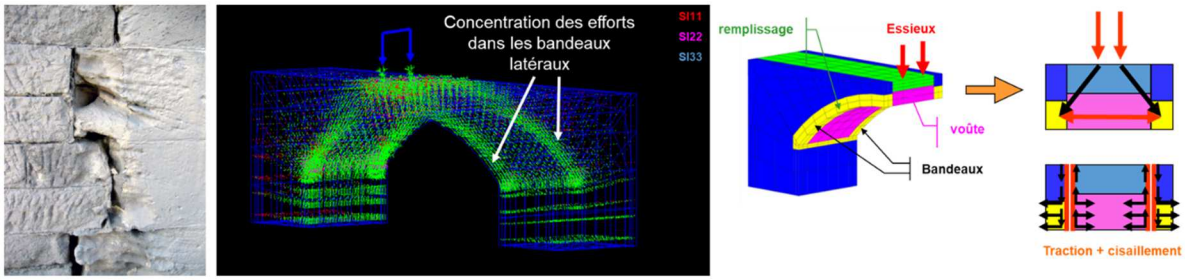


Figure 70. Visualisation des phénomènes transversaux internes

Une étude paramétrique a été effectuée sous la forme de 6 variantes pour tester l'influence des paramètres matériaux et la position de la charge, notamment transversalement. Les résultats les plus importants sont :

- Lorsque l'instabilité du pont survient (déplacements incontrôlés) les contraintes restent faibles au regard de la résistance des maçonneries (de lors de 21%). Les résistances ne sont jamais atteintes ;
- Les phénomènes transversaux susceptibles de créer des fissures longitudinales et le décollement du bandeau sont aggravés lorsque le véhicule est excentré transversalement. L'élargissement d'un pont est donc un facteur aggravant ;
- La capacité portante de l'ouvrage est déterminée par le glissement ou non de la culée sur le sol. Ce calcul confirme donc le rôle essentiel des fondations sur l'apparition de pathologies. Les déplacements possibles des fondations, en translations et rotations, doivent être modélisés avec soin.

Ce travail de thèse comporte certes des imprécisions notamment dans les paramètres matériaux qui pourraient être remis en question. Mais l'apport de cette thèse est indéniable. Elle a ouvert la voie à d'autres travaux sur les ponts en maçonnerie et a remis au gout du jour cette thématique. M. Tridon, président du STTRESS a jugé ce travail particulièrement intéressant et m'a fait l'honneur de m'inviter à présenter mon travail lors du colloque le Pont en 2010, et a diffusé mes travaux dans le guide du STTRESS rédigé par M. Poineau qui m'a sollicitée pour la relecture [Poineau, 2011]. Ils m'ont donné la chance de faire connaitre mes recherches. Qu'ils soient encore remerciés à l'occasion de ce rapport de HDR.

7.1.2. Apport d'un modèle d'endommagement

L'utilisation des éléments joints a été abandonnée après ma thèse au profit d'un modèle continu. Ces éléments joints ont l'inconvénient majeur de pré-positionner les fissures dans le maillage de l'ouvrage et de complexifier celui-ci. De plus, les éléments joints sont sur des plans soit transversaux soit longitudinaux mais pas les deux. Il n'est donc pas possible de simuler les fissures croisées ou biaises. Le modèle d'endommagement de Sellier, continu, présente l'immense avantage de calculer la position des fissures qui résulte du champ de contrainte et donc des actions appliquées, et de les faire apparaitre dans n'importe quelle direction.

Dès la fin de ma thèse, j'ai recalculé le pont de la Millette avec ENDO3D alors disponible avec endommagement élastique. Ce sont ces calculs que j'ai présentés au Colloque le Pont 2010 (Figure 71). La Figure 72 montre un schéma de fissuration comportant des fissures transversales en partie supérieure des tympans, simultanément avec des fissures longitudinales au-dessus des bandeaux et sous la voute. J'ai présenté cette analyse structurelle en Chine au colloque sur les ponts en arc

ARCH'10. Cette participation a eu une autre retombée à long terme : le fait d'intégrer le comité scientifique de ce colloque ARCH en 2019 lors de son édition au Portugal.

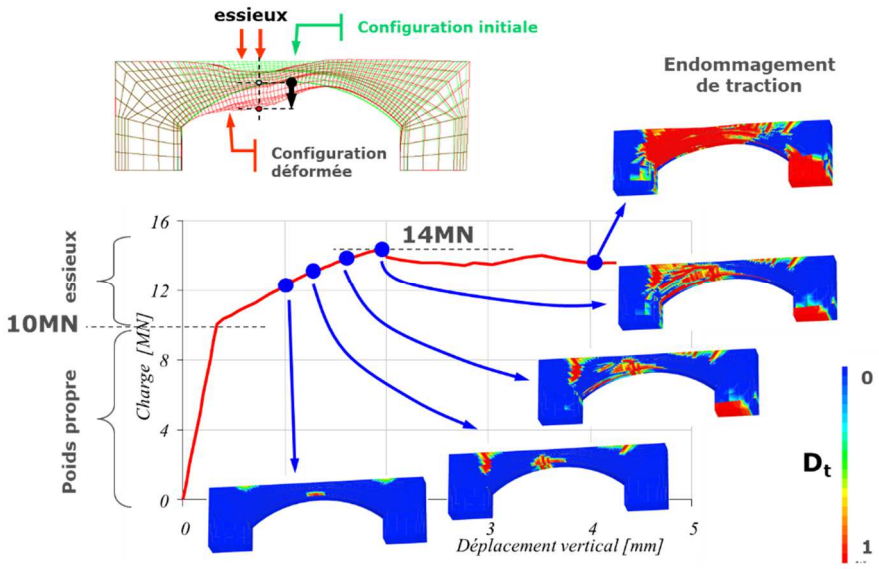


Figure 71. Pont de la Millette. Calcul MEF continu endommagement. Colloque le Pont 2010

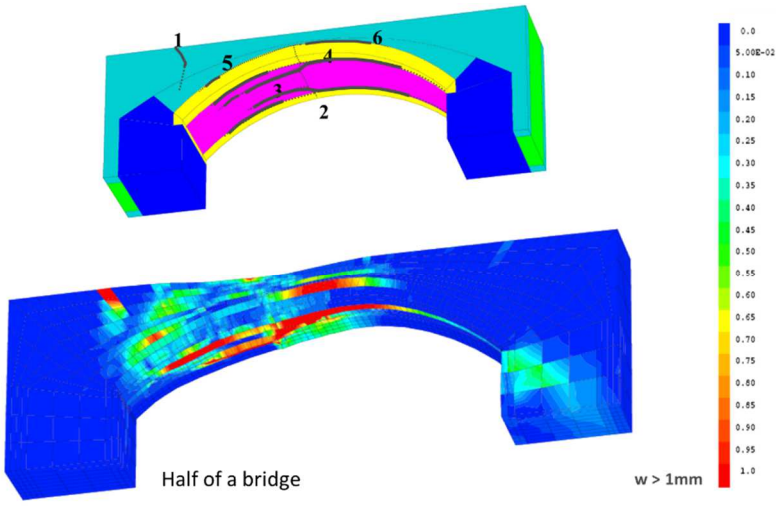


Figure 72. Schéma de fissuration déterminé par le calcul MEF / modèle Sellier ARCH'10 [Domede, 2010]

7.1.3. Choix de la méthode de calcul des ponts

La SNCF a soulevé la question de l'utilisation de la méthode des éléments distincts (MED) que les ingénieurs utilisaient déjà pour les ballastes, pour le calcul des maçonneries. Stablon a donc démarré sa thèse par une étude comparative de l'approche par éléments distincts et éléments finis, qu'il a mise en œuvre sur le pont de la Millette et présentée à l'AUGC en 2009 [Stablon, 2009]. Le pont a été chargé avec une charge ponctuelle placée au tiers de la portée et augmentée jusqu'à rupture. L'objectif de cette étude était de comparer les résultats donnés par 3 modélisations 2D différentes (Figure 73) : méthode des éléments finis (MEF logiciel Castem) avec éléments-joints entre les voussoirs et blocs élasto-plastiques (mes hypothèses de thèse), MEF sans éléments-joints et matériaux élastiques endommageables (modèle Sellier) et enfin, MED (logiciel UDEC).

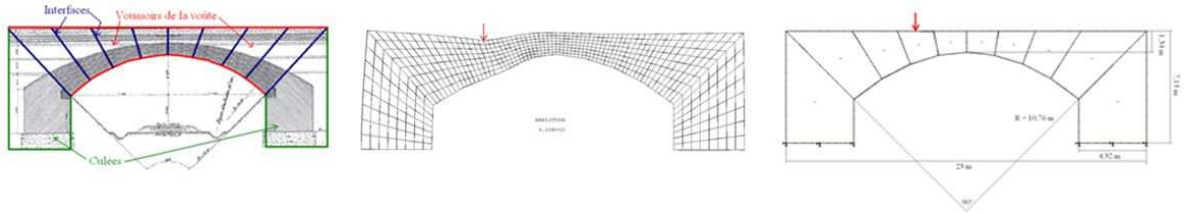


Figure 73 – 3 types de modélisation d'un pont : MEF avec voussoirs liés par des éléments joints, MEF avec modèle continu, éléments distincts (UDEC) [Stablon, 2009]

Un tableau récapitulatif met en évidence que le modèle continu endommageable avec ouverture de fissures prévoit la ruine pour une charge beaucoup plus faible que les autres méthodes, tout en ayant des flèches plus faibles également (Figure 74).

	Poids propre	**Charge ponctuelle au tiers de la structure de 10 MN**	**Ruine**
Eléments distincts – UDEC 2D	0,43 mm	4,15 mm	525 MN
Eléments finis avec interfaces transversales + Elasto-plasticité des blocs – Castem 2D	0,31 mm	2,08 mm	32 MN
Eléments finis avec interfaces transversales + Elasto-plasticité des blocs – Castem 3D (Domède, 2006)	0,32 mm	2,78 mm	-
Eléments finis avec interfaces longitudinales + Elasto-plasticité des blocs – Castem 3D (Stablon, 2007)	0,47 mm	3,07 mm	-
Eléments finis avec fissuration répartie – Castem 2D	0,38 mm	2,34 mm	12 MN

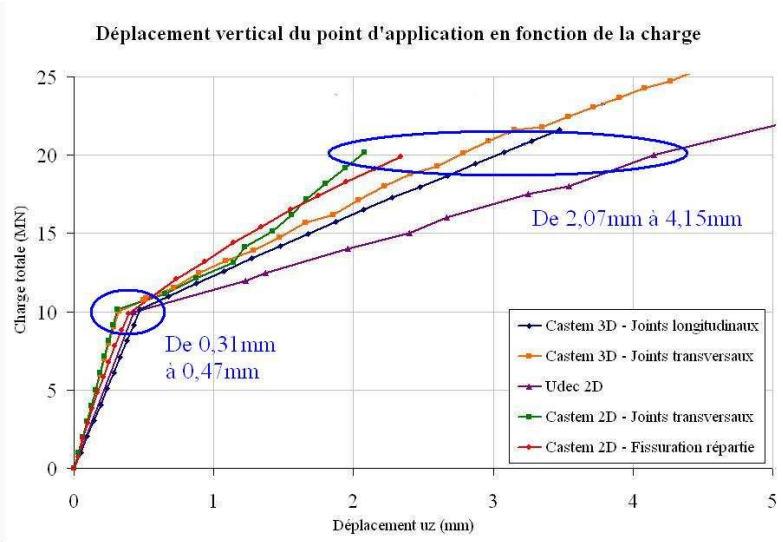


Figure 74 – Comparaison des résultats des 3 types de modélisation d'un pont [Stablon, 2009]

Cette étude comparative a permis de choisir définitivement la méthode la mieux adaptée à notre problématique. La MED avec blocs rigides ne permet pas de prendre en compte la compression des blocs et surestime la charge de ruine, mais permet de visualiser les grands déplacements des blocs. La MEF avec éléments joints pré-positionne les fissures. La MEF avec endommagement des matériaux et fissuration répartie calcule des champs de déplacements, de déformation et de contraintes réalistes et débouche sur le schéma de fissuration. Cette dernière répondait mieux à nos besoins.

Notons que le projet de couplage MED-MEF en cours de montage à l'heure de la rédaction de ce rapport, va peut-être améliorer le calcul des maçonneries en introduisant de la déformabilité aux blocs (habituellement rigides) de la MED.

7.1.4. L'effet du phasage de construction et du retrait du mortier

Le retrait du mortier au jeune âge de la voûte conduit à une baisse de la raideur de la maçonnerie. Au moment du décintrement, le poids propre de la voute rentre en action et provoque une refermeture des fissures. La maçonnerie retrouve de la raideur. Le modèle d'endommagement Sellier permet de modéliser cette refermeture de fissure accompagnée d'une augmentation progressive de la raideur. Il s'agit ici d'un phénomène structurel lié au phasage constructif, et non de la phase de serrage du matériau « roche » dont nous avions déjà parlé au chapitre 3.5 (phase de serrage de la roche).

Avant d'entreprendre le calcul d'un pont en maçonnerie du réseau SNCF (chapitre suivant), Stablon a testé notre approche MEF 3D + ENDO3D sur une voûte de laboratoire de 3m de portée (maçonnerie de briques de terre cuite) dont les résultats expérimentaux avaient été publiés dans la littérature [Sanchez, 2007] (Figure 75).

Figure 75 – Voute testée en laboratoire [Sanchez, 2007] et modélisation Ansys [Stablon, 2012]

Sur la base des données fournies par l'auteur des essais, un jeu de paramètres matériaux homogénéisés a été calculé par Stablon [Stablon, 2012]. Le calcul Castem avec MEF3D + ENDO3D a abouti à des résultats en accord avec les essais en matière de résistance de la voûte mais pas de déformations (souplesse de la voûte réelle plus grande).

Pour améliorer la simulation numérique, le processus de construction de la voûte, en particulier le retrait du mortier, a été pris en compte dans le calcul. En 1ère phase, la voûte a été considérée appuyée sur un cintre, en tout point. Dans cette configuration, le retrait a été simulé en appliquant un champ de température. Puis, en 2nde phase, les appuis représentant le cintre ont été retirés, et le poids propre appliqué. Enfin, en 3ème phase, la charge concentrée variable a été appliquée puis augmentée jusqu'à rupture. La raideur finale de la voute prend ainsi en compte les effets cumulés de l'endommagement initial dû au retrait et de l'endommagement sous charges. La réponse numérique du calcul intégrant l'historique complet de la voute depuis la pose des briques sur le cintre, le retrait du mortier sur cintre, le décintrement, et enfin l'application des charges, colle parfaitement à la courbe force-déplacement expérimentale (Figure 76).

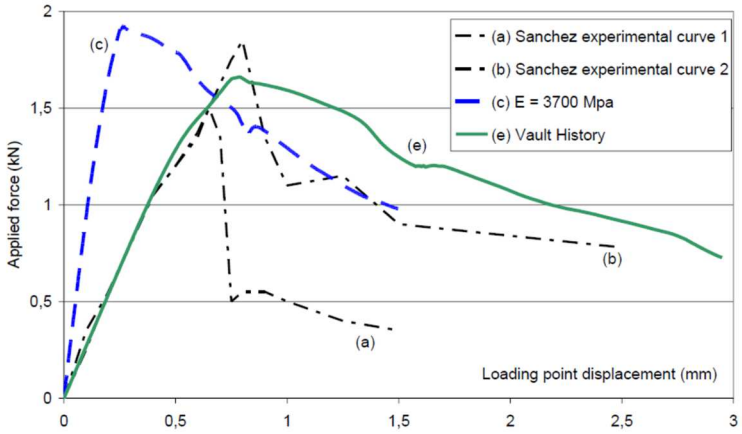


Figure 76 –Modélisation Ansys et comparaison avec résultats de Sanchez [Stablon, 2012]

En conclusion, les techniques d'homogénéisation linéaires analytiques ne peuvent traduire l'histoire évolutive de la structure et du matériau. Seul un calcul pas à pas recouvrant l'histoire de la structure depuis son exécution peut le faire. Cette approche a été conservée dans l'analyse structurelle du pont de St Ouen.

7.1.5. Analyse du pont de St Ouen [Stablon, 2011]

La thèse CIFRE de Stablon a été accompagnée d'un contrat de recherche SNCF-LMDC. Ce partenariat a permis de choisir un ouvrage test toujours en service. Il s'agit du pont de St Ouen, pont rail recevant un trafic dense de jour (RER C) et de nuit (fret). Cet ouvrage à plusieurs travées en anse de panier souffrait de pathologies et avait déjà été l'objet de réparation et de confortements, notamment l'ajout de micro pieux sur certaines fondations (Figure 77).

Figure 77 – Viaduc de St Ouen et modélisation Ansys [Stablon, 2011]

Une instrumentation (Figure 78) a été mise en place pour mesurer les flèches et ouvertures de fissures en service sous le passage des trains (Figure 79).

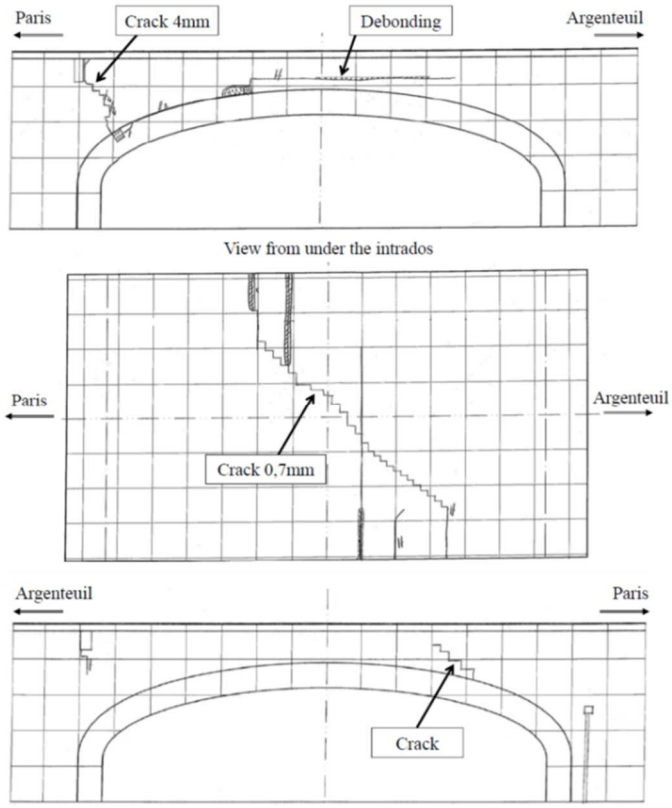


Figure 78 – Instrumentation du viaduc de St Ouen [Stablon, 2011]

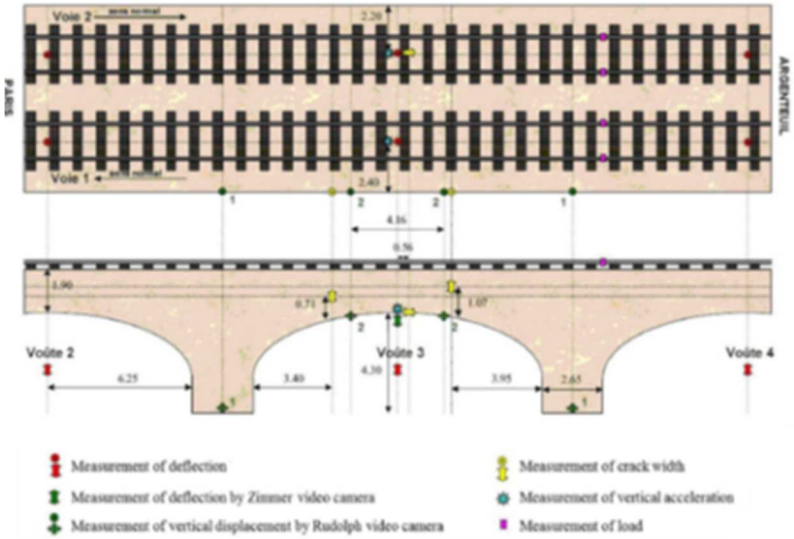


Figure 79 – Schéma de fissuration existant [Stablon, 2011]

Ces relevés sur ouvrages ont été un élément primordial de la méthodologie mise en œuvre. Ils permettent en effet de valider le processus de calcul 3D MEF. Le code Ansys utilisé par SNCF a été utilisé, dans lequel le modèle Sellier a été implanté. L'homogénéisation des différents types de maçonnerie en présence (voûte, mur de tympan, bandeaux, remplissage) a été menée selon la méthode exposée au chapitre précédent. Un pré-endommagement de traction avait été introduit dans le modèle pour simuler l'adhérence imparfaite de l'interface bloc-mortier (chapitre 5.3.3). Les fondations ont été modélisées sous forme d'appuis élastiques.

Dans un premier temps, le diagnostic a été établi grâce au calcul pas à pas du pont (3 travées) qui a permis de retracer toute l'histoire de l'ouvrage jusqu'à aujourd'hui. Pour cela, des tassements différentiels ont été imposés sous les appuis jusqu'à retrouver le schéma de fissuration actuel. Les valeurs de déplacements à introduire dans le calcul (5 à 10cm, Figure 80) et les ouvertures de fissures correspondantes étant similaires aux valeurs observées sur site, le calcul a été validé.

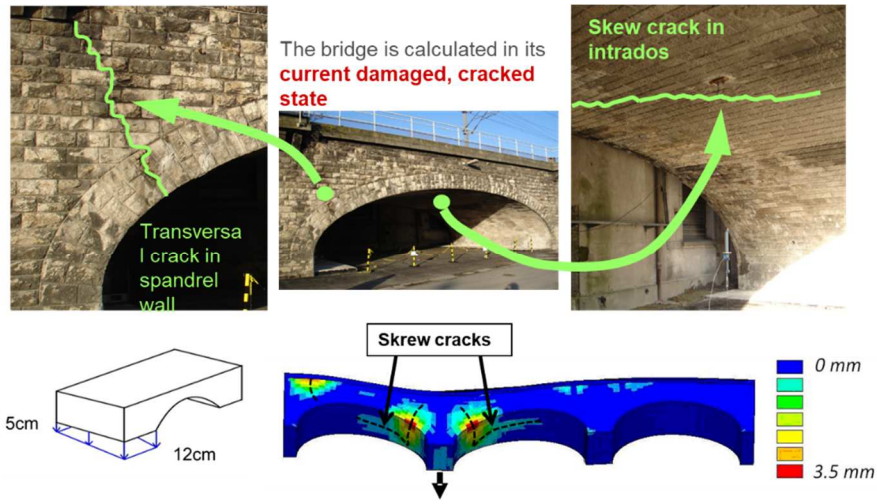


Figure 80 – Détermination par la MEF du schéma de fissuration existant [Stablon, 2011]

Dans un second temps, le pronostic de l'ouvrage a démarré. Il a consisté à poursuivre le calcul de l'ouvrage sous l'action du trafic ferroviaire, les charges roulantes étant augmentées jusqu'à non convergence.

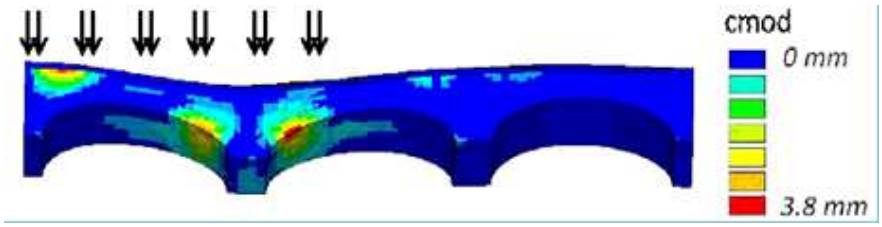


Figure 81 – Viaduc de St Ouen –Calcul sous trafic [Stablon, 2011]

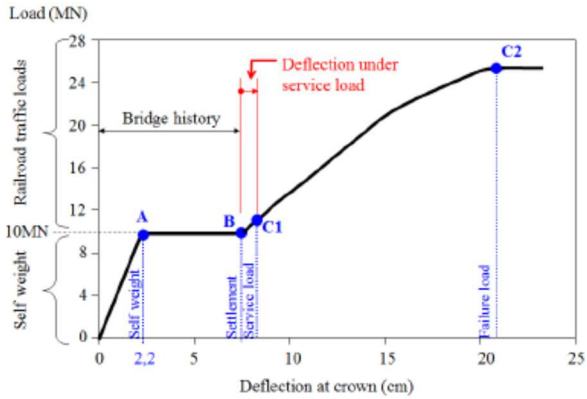


Figure 82 – Viaduc de St Ouen –Résultats de calcul [Domede, 2013]

La méthodologie globale de requalification de Stablon est représentée à la Figure 83.

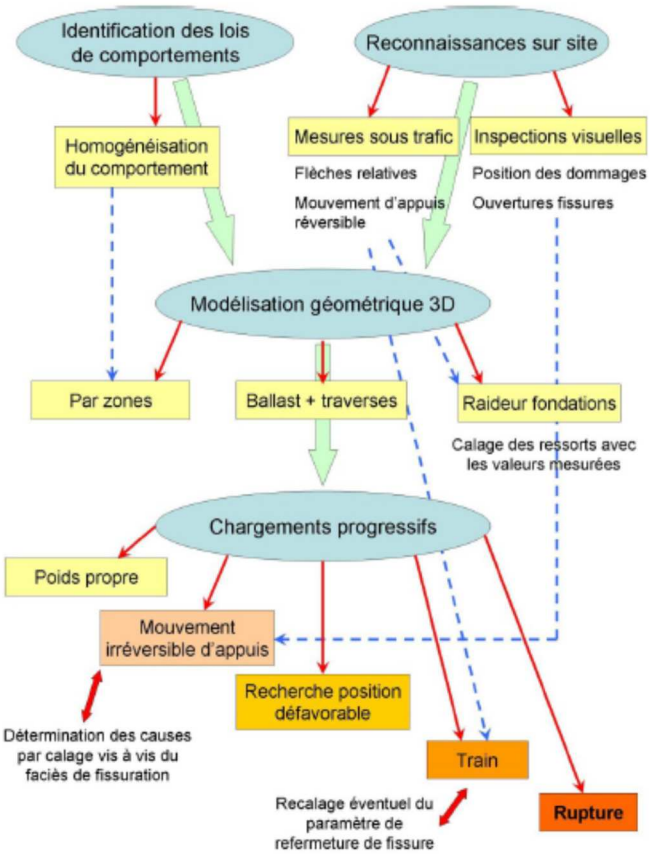


Figure 83 – Organigramme récapitulatif de la méthode de requalification [Stablon, 2011]

Plusieurs avancées essentielles ont donc été réalisées par Stablon par rapport à mes propres travaux :

- L'introduction d'un pré-endommagement pour prendre en compte l'endommagement à l'échelle de l'interface pierre-mortier,
- Une phase de diagnostic en lien avec les observations sur site (que je n'avais pas pu faire faite de partenaire et parce que la ligne de chemin de fer était désaffectée) permettant la validation du modèle de calcul structurel,
- Un calcul sous charge de l'ouvrage prenant en compte l'ensemble de son schéma de fissuration actuel. Le pronostic est donc basé sur l'état réel et non sur un état sain (comme le font toutes les autres méthodes de calcul structurelles).

7.1.6. L'outil final

L'outil final développé sur Ansys par Stablon, pour la SNCF, permet de calculer tout pont en maçonnerie à partir de quelques données géométriques paramétrées (Figure 85). Les matériaux sont homogénéisés dans le domaine linéaire ou non linéaire en utilisant les méthodes exposées au chapitre 6. Les fondations sont fixes ou élastiques. Les charges appliquées sont des convois de train positionnés transversalement sur les rails. Une base de données matériaux (roches) accompagne l'outil. Une interface utilisateur (Figure 84) a été développée par un étudiant INSA Strasbourg [El Assami, 2010] dans le cadre de son projet de fin d'études dont sont extraites les illustrations suivantes. L'opérateur peut choisir des caractéristiques homogénéisées à partir d'une base de données construite par Stablon, ou bien d'utiliser un module d'homogénéisation intégré dans 'l'outil.

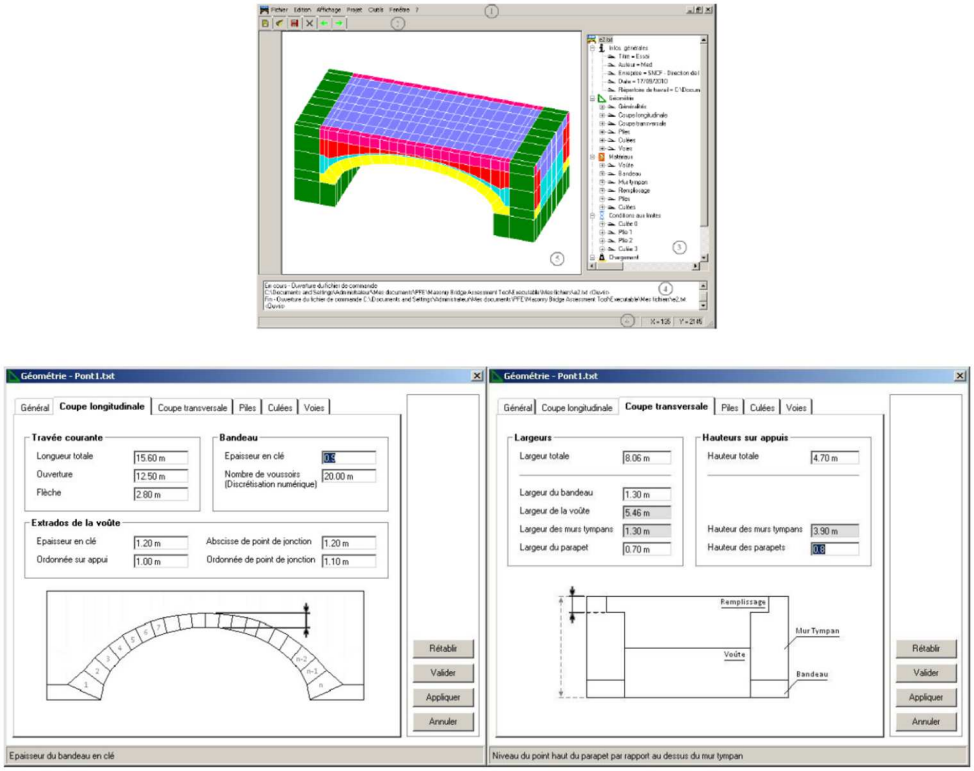


Figure 84 – Outil de calcul des ponts, interface utilisateur [Stablon, 2011]

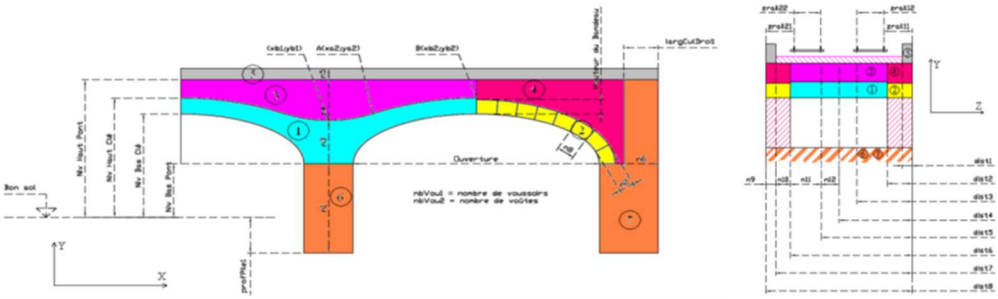


Figure 85 – Définition géométrique de l'ouvrage [Stablon, 2011]

Cet outil a aujourd'hui 10 ans. Il n'est malheureusement plus utilisé et est tombé dans l'oubli, même à la SNCF. Nous reviendrons sur ce point dans le chapitre final sur le bilan et les perspectives.

7.1.7. Comparaison des outils de calcul disponibles

De plus, Stablon a réalisé une étude comparative des principaux outils de calcul disponibles. Il a appliqué les méthodes empiriques MEXE et REAM, les logiciels d'analyse limite VOUTE et RING et son outil de calcul sur le viaduc de St Ouen. Cette étude a mise en évidence les avantages et les limites de ces différentes approches.

- MEXE et REAM n'acceptent qu'une seule travée et une charge ponctuelle, ils ne sont donc pas adaptés ;
- RING accepte les charges de train et plusieurs travées, il est adapté,
- VOUTE fournit une capacité portante 2 fois plus élevée que RING ;

- Le calcul Ansys a fourni une capacité portante d'environ 12MN, intermédiaire entre VOUTE et RING ;
- L'outil Stablon-Ansys est le seul à décrire le comportement transversal de l'ouvrage.

Les coefficients de sécurité calculés par les 3 outils de calcul sont : RING 3.6, VOUTE 8.1, Outil Stablon 6 (Figure 86).

Logiciel de calcul	Capacité portante	« Coefficient de sécurité »
MEXE	1.2 MN	-
REAM	2 MN	-
VOUTE	16.2 MN	8.1
RING	7.2 MN	3.6

Figure 86 – Comparaison des outils de calcul des ponts voutes [Stablon, 2011]

7.2. Edifices gothiques

La méthodologie de diagnostic des structures anciennes en maçonnerie développée sur les ponts a été étendue aux édifices religieux de la période gothique dans le cadre de la thèse de Parent [Parent, 2015], et du contrat de recherche avec Ginger-CEBTP. Le cas d'étude était un ancien monastère gothique construit à Paris au 13^{è} siècle. Cet édifice abrite aujourd'hui la bibliothèque du CNAM (Figure 87), très fréquentée. La chute de petits morceaux de pierre a mis en question l'accessibilité de la bibliothèque au public. Une étude approfondie a donc été entreprise pour déterminer la marge de sécurité de la structure en maçonnerie. Une instrumentation a été installée pour relever les déformations et l'ouverture des fissures (Figure 88). Un relevé de la géométrie de la structure a été effectué. Il a mis en évidence une inclinaison des murs vers l'extérieur avec un écart atteignant 20cm entre la tête et le pied du mur par endroits (Figure 89). Une recherche a donc été mise en œuvre pour chercher à expliquer ce défaut de verticalité et déterminer le seuil d'alerte conduisant à la fermeture de la bibliothèque.

Figure 87 – Bibliothèque du CNAM (photos N. Domede)

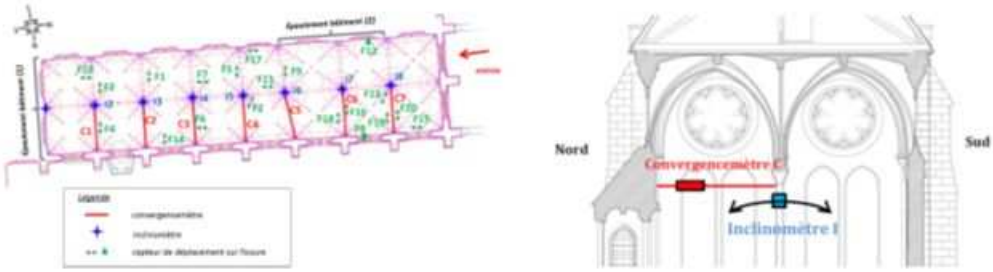


Figure 88 – Bibliothèque du CNAM – Instrumentation [Parent 2015]

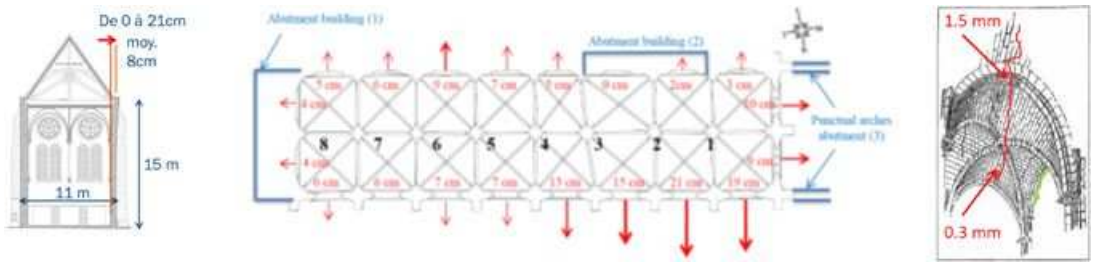


Figure 89 – Relevé des fissures et des inclinaisons des murs [Parent, 2014]

Contrairement aux ponts, il n'y a pas de charge variable appliquée sur la structure conduisant à son effondrement. Par ailluers l'analyse des relevés effectués sur site a montré que les actions environnementales et climatiques n'expliquent pas les désordres observés. Les désordres sont donc soit originels ou immédiatement postérieurs à la construction, soit consécutifs à des évènements survenus dans l'histoire de l'ouvrage, soit progressifs depuis des siècles. Cette analyse historique ne peut être faite rigoureusement du fait du manque de données objectives. Il est illusoire de vouloir retracer numériquement l'histoire mécanique complète de l'édifice du 13^{è} siècle par un calcul pas à pas. Il a donc été décidé de raisonner autrement et de partir du simple constat que l'effondrement de la structure est associé au déplacement horizontal excessif du point de jonction entre les 2 éléments structuraux principaux que sont, d'une part, les voûtes à croisées d'ogives et, d'autre part, les contreforts verticaux qui les supportent. Le calcul 3D MEF de la structure a donc été scindé en deux calculs différents mais dépendants, celui de la voûte soumise à un déplacement horizontal en pied, et celui des contreforts, soumis à un déplacement horizontal en tête. Le point B de la Figure 90 est ce point de liaison, constitué par le « tas de charge ». La fondation en A peut tourner.

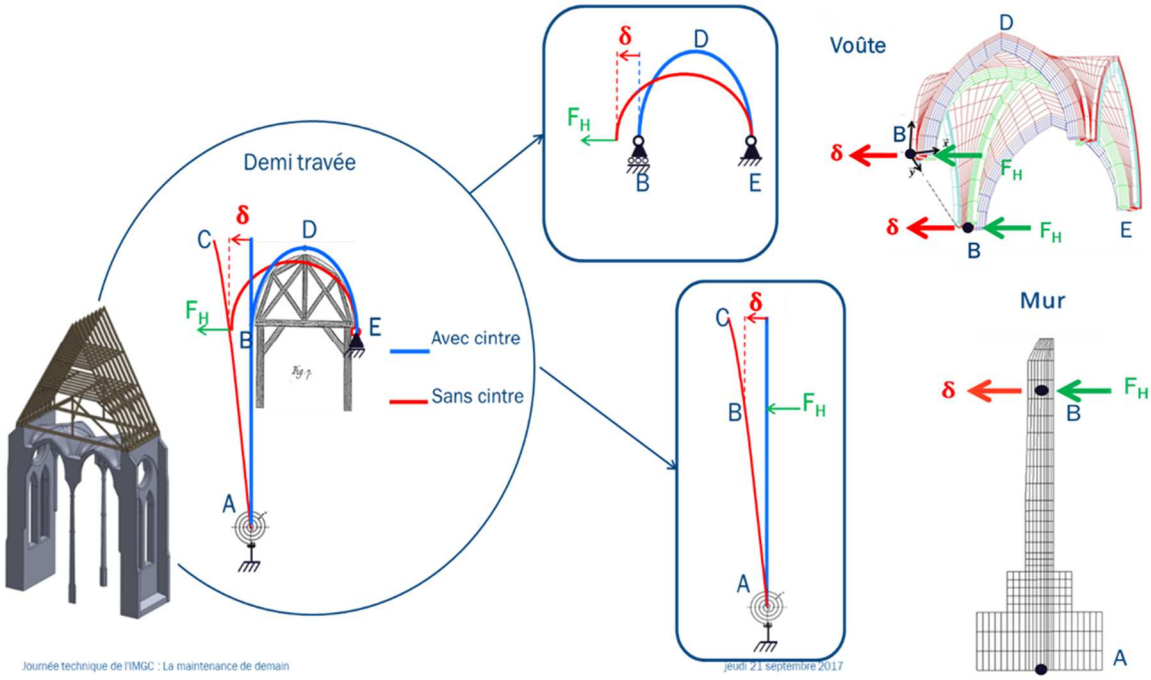


Figure 90 – Principe de calcul séparé des voutes et des contreforts [Domede, 2019]

Pour chacune des 2 sous-structures, le poids propre de l'édifice (charpente incluse, point C) est d'abord appliqué, puis dans un second temps, un déplacement de B est imposé. Le principe de la méthode est que la rupture du contrefort correspond à une force critique F_{Hcri}, celle de la voute à un déplacement critique δ_{cri}. L'effondrement de la voûte est consécutive à δ_{cri}, celui-ci du mur à F_{Hcri}. δ_{crit} est théoriquement atteint lorsque le coefficient de sécurtié C_s créé lors de cette recherche (chapitre

6) atteint la valeur 1. La continuité de la structure impose que, dans la réalité, il y ait équilibre des efforts en B et égalité des déplacements, ce qui correspond au point d'intersection des courbes force-déplacement des 2 sous-structures nommé « point de fonctionnement » (Figure 91).

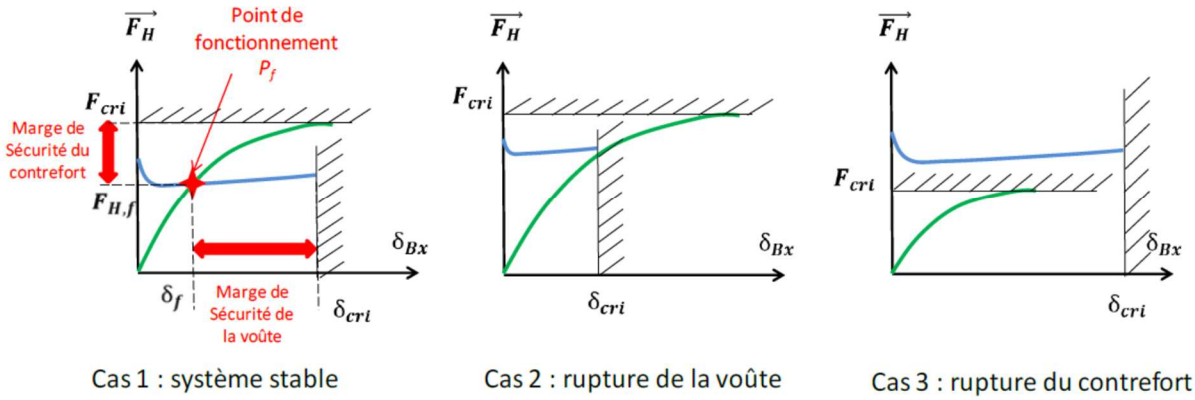
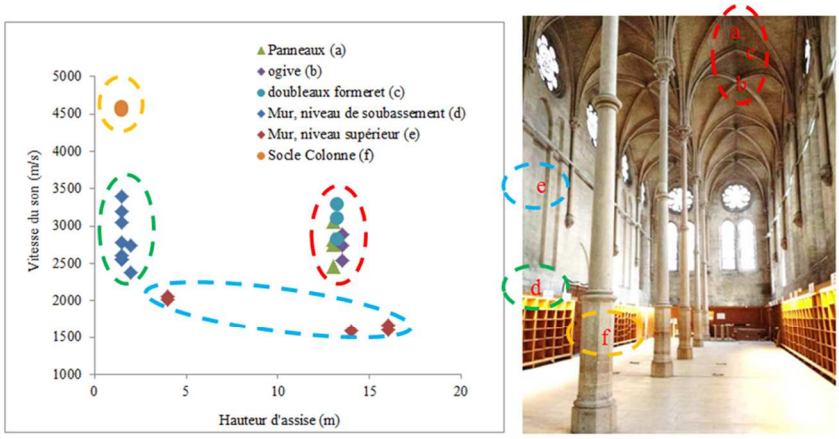


Figure 91 – Courbes force-déplacement des sous-structures Parent, 2015]

La mise en œuvre d'un calcul MEF 3D avec modèle Sellier a permis de déterminer ce point de fonctionnement (Figure 93) et cartographier la variation du coefficient de sécurité C_s sur l'ensemble de la voûte (chapitre 6.3). Les caractéristiques mécaniques des matériaux avaient été déterminées au préalable en développant des méthodes nouvelles décrites au chapitre 6. Un zonage relatif à la qualité des pierres avait été établi et avait montré que les meilleures pierres avaient été positionnées judicieusement par les bâtisseurs du moyen-âge.



(a) (b)

Zone		(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Mesures de vitesse du son (m/s)	Moyenne	2774	2722	3076	2805	1786	4568
	% écart type	9%	7%	8%	12%	13%	1%

(c)

Figure 92 – Utilisation de la vitesse du son pour établir un zonage de l'édifice. Rencontres AUGC [Parent, 2014]

La similitude avec le schéma de fissuration observé sur site a permis de valider les calculs et d'estimer le coefficient de sécurité actuel (autour de 5 pour les voûtes et 3 pour les murs) et, en l'occurrence, de rassurer le maitre d'ouvrage. Les mécanismes de ruine ont été identifiés. Une des conclusions importantes de Parent est que les dévers observés n'ont pas pu avoir lieu après le décintrement de la voûte, sinon ils se seraient accompagnés d'ouvertures de fissures dans les voûtes plus importantes que celles mesurées. Le défaut de verticalité des murs date de l'origine de la

construction de ceux-ci. Parent a également démontré que ce dévers initial a peu d'influence sur le mode de rupture futur.

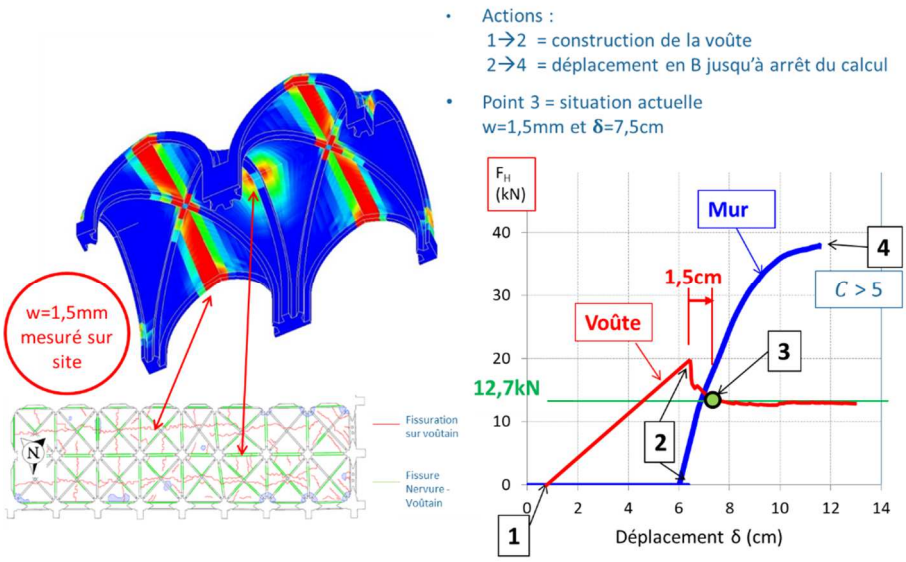


Figure 93 – Calcul MEF 3D de la bibliothèque du CNAM. Journées techniques IMGC [Domede, 2017]

A la fin de cette recherche sur les édifices gothiques, une solution de confortement à l'aide de tirants transversaux a été proposée. Une méthode de dimensionnement de la raideur des tirants a été énoncée.

La mise en œuvre de la méthodologie globale, du matériau jusqu'à l'ouvrage, a donc permis de comprendre l'histoire constructive et mécanique de l'édifice, analyser son comportement actuel, déterminer la marge de sécurité, proposer une solution de réparation. Nous voyons donc que la méthode a démontré son efficacité pour effectuer un diagnostic et un pronostic complet du monument, et apporter une aide à la décision du maitre d'ouvrage.

Cette méthodologie générale d'analyse structurelle des édifices gothiques est en cours d'application pour l'évaluation post incendie de la cathédrale Notre Dame de Paris à l'heure de la rédaction de ce rapport. Nous y reviendrons dans les perspectives.

7.3. Phares

Le projet de recherche sur les phares est né d'une rencontre avec le CEREMA Ouest lors des Journées Nationales Maçonnerie 2016. Il s'est traduit par deux stages de master [Druot 2017] [Cartier, 2019] et une thèse [Pena, 2020] au cours des 4 années qui ont suivi.

L'objectif de la recherche est identique aux ouvrages précédents. Les éléments nouveaux sont le type de structure (une tour cylindrique et non une voute ou un mur), le type d'actions (actions environnementales et non des forces ou des déplacements imposés), et le type de roche (magmatiques et non sédimentaires).

Le cas d'étude choisi est le phare de l'Ile Vierge (le 2ème construit, le plus grand sur la Figure 94), un ouvrage classé, plus haut phare en pierre d'Europe, et même du monde selon le classement de l'Université de Caroline du Nord (http://www.ibiblio.org/lighthouse/tallest.htm) : 73.40m au sommet de la tour en pierre, 82m au sommet de la lanterne. Comme dans nos recherches précédentes, l'ouvrage est endommagé et fissuré, et aucune explication parmi celles généralement

évoquées sur les ouvrages maritimes de ce type ne semble satisfaisante. Le CEREMA, qui apporte son assistance au Service des Phares et Balises, souhaite donc engager une recherche pour obtenir un diagnostic. Il n'a pas été possible de traduire le partenariat par un contrat de recherche. Cependant, le CEREMA a financé la prise en charge du stage de Druot, la mise en place et la maintenance de l'instrumentation sur le phare et de la fourniture des pierres. La doctorante a bénéficié d'un contrat doctoral (MEGEP / région Occitanie) et des moyens du laboratoire LMDC.

Figure 94 – L'ile Vierge, Finistère, et la lanterne du (grand) phare étudié (Photos Archives du Finistère).

Les travaux de recherche effectués incluent une caractérisation des roches en présence (voir chapitre matériaux), une recherche historique, et une analyse structurale sur la base des investigations sur site.

7.3.1. Recherche historique

Le but de la recherche historique était de déterminer les méthodes de conception et de calcul utilisées lors de la construction des phares du 19^{è} siècle, d'une part, et obtenir le maximum d'informations sur le (grand) phare de l'ile Vierge, d'autre part. On notera que les recherches et écrits récents sur les phares sont nombreux mais ne concernent jamais le génie civil (mais les aspects contextuels, politiques, organisationnels, et bien sûr les optiques). Druot, au cours de son stage de Master, avec l'aide du CEREMA, a collecté des documents aux archives départementales du Finistère. J'ai complété ces documents par une recherche des sources classiques du patrimoine industriel (voir chapitre 9).

Il y a 150 grands phares construits entre 1830 et le début du 20^{è} siècle en France. Les phares ont été conçus par les ingénieurs des Phares et Balises. La construction du phare de l'Ile Vierge de 1897 à 1902, le plus haut jamais construit en pierre, a été un défi scientifique et technique qui a poussé les ingénieurs des Phares et Balises (tous formés à l'Ecole des Ponts et Chaussées) à analyser les méthodes de calcul utilisées depuis un siècle en France et à les confronter aux méthodes de leurs homologues anglais. Les documents d'archives, en particulier les courriers échangés entre les ingénieurs pendant la phase de projet puis les travaux du phare de l'Ile Vierge, relatent leurs débats et, du coup, font apparaitre le détail des hypothèses et méthodes de calcul utilisées d'un côté et de l'autre de la Manche à la fin du 19^{è} siècle. L'approche française des frères Fresnel (Augustin et Léonor) se distingue de l'approche anglaise de Rankine par la valeur des coefficients de sécurité adoptés sur la stabilité de la tour et par la valeur du coefficient de pression du vent sur un cylindre. Mais tous se basent sur la même valeur de la vitesse du vent et de la pression du vent sur une plaque plane énoncée en 1759 par John Smeaton, un immense ingénieur britannique du 18^{è} siècle trop méconnu en France. Rappelons que celui-ci a conçu le premier liant hydraulique artificiel capable de faire prise en mer, à l'occasion de la construction du phare d'Eddystone au milieu du 18^{è} siècle. Cette recherche historique m'a finalement amenée à retracer l'histoire du calcul de l'action du vent sur une structure. J'ai ainsi découvert comment, au 19^{è} siècle, la construction des phares et des cheminées d'usine en

maçonnerie, et donc le Génie Civil, posa les principes fondateurs de l'aérodynamisme, bien avant l'aviation. Après Smeaton (mi-18^{è} s.), les frères Fresnel (début 19^{è} s.), et Rankine (mi-19^{è} s.), Gustave Eiffel joua un rôle déterminant dans la définition de l'action du vent (fin 19^{è} s.). Cet épisode de l'histoire des sciences a été publié en 2019 lors de ma mobilité à Plymouth (UK) [Domede, 2019].

A la lecture des textes anciens, j'ai appris en détail la méthode de calcul des phares d'Augustin et Léonor Fresnel, restée dans l'ombre depuis 1831. Ils considéraient deux « états limites » distincts. Un calcul à l'« état limite d'équilibre » consistait à vérifier le « non renversement » de la tour sous l'action d'un vent de 275kg/m^2 appliqué sur la section verticale médiane de la tour, minoré de 2/3 (Rankine prenait ½). Un « état limite de déformation » consistait à limiter les déplacements en tête du phare en surdimensionnant le phare pour que le moment stabilisant dû au poids propre soit au moins 4 fois supérieur au moment de renversement. Dans la seconde moitié du 19e siècle, les ingénieurs ajoutaient à ces vérifications un calcul des contraintes normales dans la maçonnerie sur les sections horizontales du cylindre, en suivant la toute nouvelle théorie de l'élasticité de Navier. J'ai appliqué les méthodes de Fresnel et de Rankine au cas du phare de l'Ile Vierge. La force totale de vent obtenue est égale à 1408kN avec la méthode de Fresnel et 1029kN avec celle de Rankine, pour une vitesse du vent similaire de l'ordre de 48m/s.

Les ingénieurs des Phares et Balises en 1896 ont dimensionné le phare de l'Ile Vierge pour qu'il n'y ait aucune traction, et que la compression (sur une section horizontale) ne dépasse pas 1.2MPa. Les ingénieurs s'étaient inquiétés du risque d'effets dynamiques et de mise en oscillation de la tour dont ils avaient déjà observé les méfaits sur d'autres phares en service (allant jusqu'au débordement de la cuve à mercure de l'appareil d'optique). Parfaitement conscient d'être dans l'incapacité de faire un calcul dynamique, et partant du principe que l'expérimentation sur site valait autant qu'un calcul dont on ne maitrise pas les fondements, l'ingénieur en chef du Service des Phares a fait construire spécialement un oscillographe pour mesurer les oscillations des phares (Figure 95). La période des oscillations mesurée grâce à ce nouvel appareil, lors d'une tempête hivernale, fût 0.775 secondes. Le comportement de la tour de 80m de hauteur leur a paru tout à fait satisfaisant.

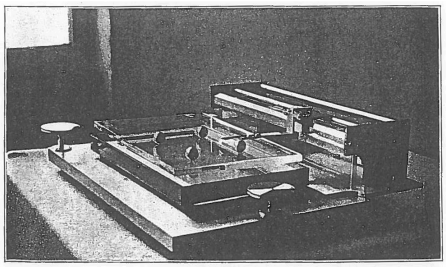


Figure 95 – Oscillographe créé en 1904 (Annales des Ponts & Chaussées, 10/09/1904).

Enfin, la recherche historique a également mis en évidence que les matériaux étaient choisis de façon à assurer un avancement optimal des travaux, une bonne résistance des ouvrages (granite et kersanton aux résistances très élevées) et une bonne durabilité. C'est ce dernier objectif de durabilité qui leur a fait placer le kersanton en parement extérieur, le granite étant réservé aux parements intérieurs de la tour du phare de l'Ile Vierge. J'ai retenu également de mes lectures des courriers et rapports techniques, que les ingénieurs avaient observé sur certains phares montés à la chaux un phénomène d'ovalisation de la section en phase travaux du fait de l'action du vent, d'une part, et de la lenteur de la prise du liant, d'autre part, laissant une grande souplesse à la maçonnerie au jeune âge. Ils ont donc opté pour le ciment. Je décidai d'étudier cette question de l'ovalisation ultérieurement.

7.3.2. Analyse structurale

a. Les pathologies de la tour

Le phare de l'Ile Vierge, schématisé à la Figure 96, est constitué d'une tour en maçonnerie de 73.4m de hauteur (granite en face interne, kersanton en face externe). La lanterne métallique (en fer puddlé) est ancrée dans un mur constituant la paroi cylindrique périphérique de la chambre de l'appareil d'optique (5m de diamètre intérieur). Un élargissement de la tour en tête laisse la place à un balcon périphérique aujourd'hui accessible aux visiteurs. La lanterne est ancrée dans le mur périphérique appelé « mur de soubassement », constitué, en épaisseur, d'une seule de pierres de kersanton de 50cm. Les ancrages sont des plats métalliques 12mm x 3 mm placés dans une entaille verticale faite dans les pierres, qui règne sur toute la hauteur du mur. Le nu du plat et du mur sont alignés (Figure 97). Seul ce mur parait endommagé, le reste de la tour est sain. Des fissures principalement verticales sont visibles à l'extérieur du mur de soubassement (Figure 98). Elles coïncident avec la position des montants.

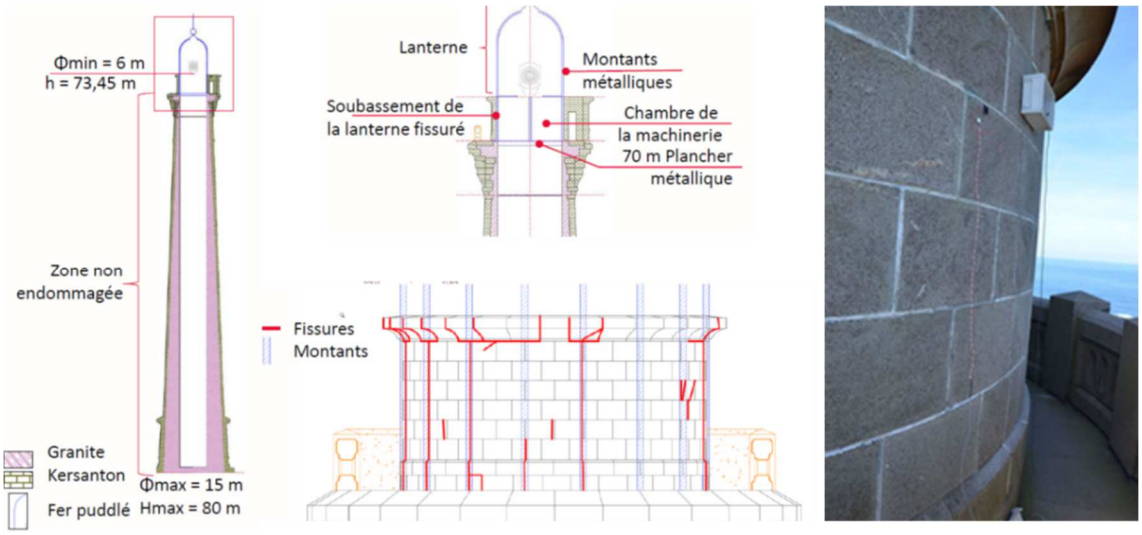


Figure 96 – Phare de l'Ile Vierge – vue d'ensemble [Pena, 2020]- photo Domede.

Figure 97 –Vue des montants d'ancrages de lanterne avant, pendant et après réparation (photos CEREMA)

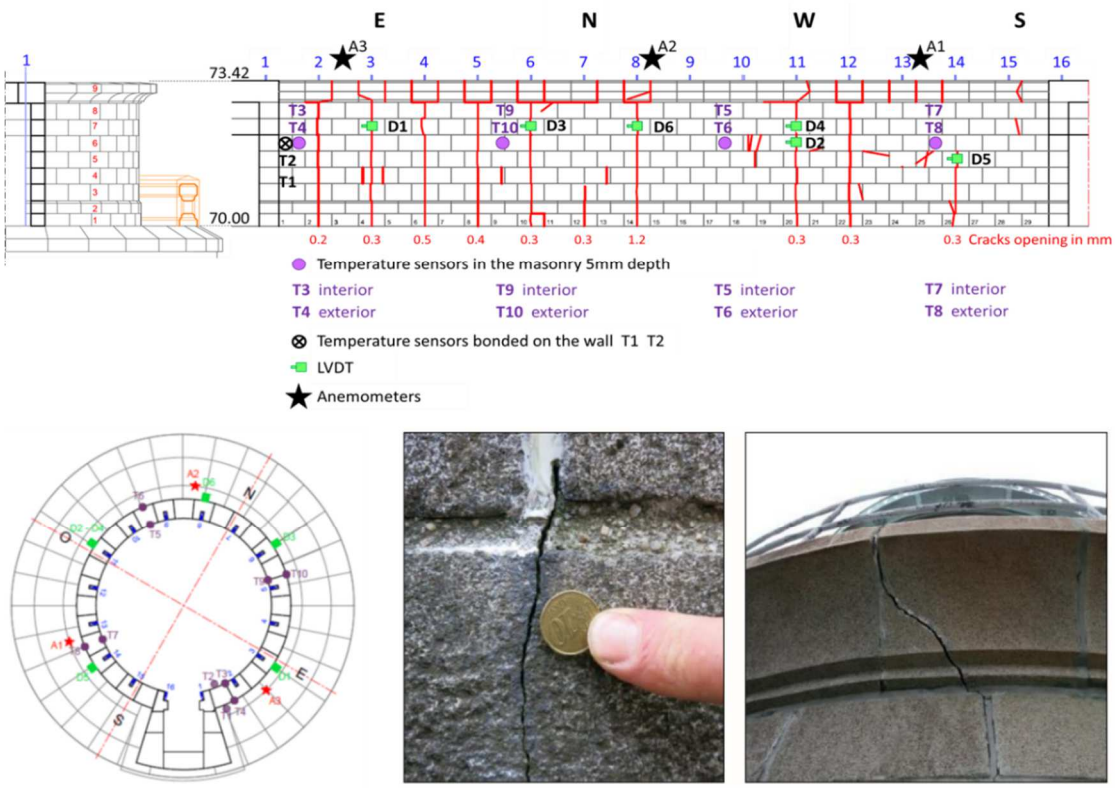


Figure 98 – Phare de l'Ile Vierge – schéma de fissuration (plan Domede, photos Domede et Cerema)

Deux hypothèses avaient été étudiées par le CEREMA pour expliquer ces fissures : la corrosion des montants avec foisonnement provoquant l'éclatement des pierres (pathologie souvent observée sur les phares et ouvrages maritimes), et l'action dynamique du vent sur la lanterne provoquant des actions cycliques sur le mur par l'intermédiaire des montants. Après un examen minutieux de l'état des entailles en profondeur (jugées finalement saines), d'une part, et d'une étude dynamique faite par l'EPFL, d'autre part, les deux hypothèses ont été écartées.

Nous avons visité le phare pour la première fois en juillet 2017 et avons ressenti une grande différence de température entre l'intérieur et l'extérieur du phare. Nous avons décidé d'approfondir particulièrement cette piste, qui s'est avérée concluante.

Toujours visiter les ouvrages qu'on étudie, les voir de près, visualiser les proportions, ressentir l'ambiance.

b. 1ère analyse élastique

La 1ère analyse structurale élastique MEF-3D de la tour a été effectuée sous l'action du vent, pour définitivement écarter cette hypothèse. Elle fut présentée au Congrès Français de Mécanique à Brest en août 2019.

La tour a été modélisée comme une structure cylindrique de diamètre variable, homogène, encastrée en pied. Le module d'Young a été estimé à l'aide des formulations de l'EC6 présentées précédemment, sur la base des caractéristiques matériaux déterminés lors de la campagne d'essais réalisée au LMDC sur matériaux équivalents à ceux de l'ouvrage. La résistance homogénéisée de la maçonnerie de blocs de kersanton hourdés au mortier de ciment a été évaluée à 17MPa et par suite, le module à E=17GPa. Cette valeur est comparable à la valeur de 16GPa que l'EPFL avait déterminée par analyse inverse (analyse modale MEF 3D élastique) à partir de fréquences propres mesurées sur le phare (mode 1 = 1.47Hz). Pour le calcul élastique de la tour sous l'action du vent, un module

d'Young homogénéisé de 17GPa conforme à l'EC6 a été retenu. L'action du vent de l'EC1 (allure rappelée à la Figure 99) a été appliquée (vitesse de pointe V_p = 53.5 m/s soit 192km/h).

Nous avons confirmé que le phare est stable, que les contraintes de compression (environ 1MPa) sont extrêmement faibles au regard de la résistance homogénéisée (ce qui valide l'utilisation d'un modèle élastique de ce point de vue), et qu'il n'y a pas de traction verticale dans la structure. La vitesse critique de la tour écarte tout risque de mise en résonnance. Le déplacement horizontal en tête sous l'action du vent de pointe est infime (1.8mm). L'ovalisation du mur de soubassement, en plan horizontal, est négligeable. Elle fait cependant apparaitre des contraintes de traction sur les sections verticales du mur.

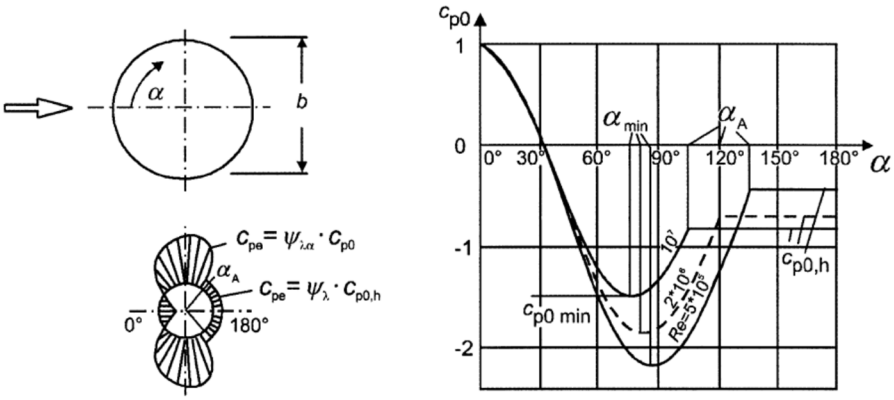


Figure 99 – Action du vent sur un cylindre d'après l'EC1

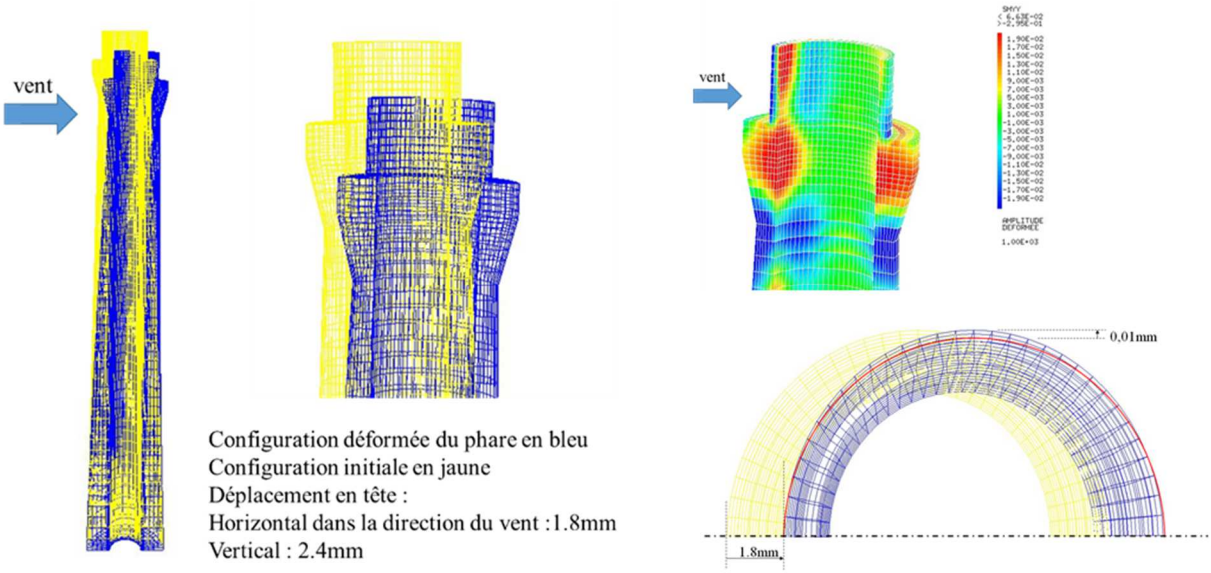


Figure 100 – Résultat du calcul élastique sous l'action du vent défini par l'EC1

On notera que la force totale du vent EC1 vaut 750kN et est donc plus faible que celle estimée au 19e siècle. Mais les vérifications à l'ELU demandées par les Eurocodes se font en majorant de 50% l'action du vent, ce qui fait passer ici de 750kN à 1125kN. Cette dernière valeur est intermédiaire entre les valeurs de Fresnel et de Rankine au début du 19è s. Ils ne s'étaient pas trompés.

Nous voyons ici comment une première analyse élastique est instructrice. Bien que simplifiée, il ne faut jamais négliger cette première approche d'une analyse structurelle. Elle nous

conduit ici à 2 conclusions essentielles : 1) le vent n'est probablement pas la cause des fissures, 2) un modèle prenant en compte la présence des entailles et le comportement réel non linéaire de la maçonnerie est indispensable.

Par ailleurs, le calcul élastique de la structure a aussi un rôle pédagogique. Il est l'occasion pour l'étudiant de commencer son apprentissage d'un code de calcul Eléments Finis, et, bien souvent, de faire sa première modélisation d'un ouvrage réel. Ce calcul élastique est aussi l'occasion pour l'encadrant d'évaluer l'aisance de l'étudiant en matière de calcul de structure, et de vérifier que les « bons réflexes » sont en place, tels que la vérification des entrées de données, des unités utilisées et de l'ordre de grandeur des résultats, avant de s'engager dans une analyse non linéaire.

c. Investigations sur site

Il a été décidé de mettre en place un plan de surveillance pour mesurer la variation des fissures et les actions environnementales : direction et force du vent, température intérieure et extérieure du mur de soubassement. Je ne vais pas détailler les résultats, qui sont en cours de publications mais simplement énoncer la méthode générale employée et les conclusions essentielles sur le diagnostic du phare.

Le plan de surveillance est décrit précédemment par la Figure 98. Il comprend des LVDT de mesure d'ouverture de 5 fissures, 3 anémomètres, 13 capteurs de températures, répartis sur la circonférence. Cette instrumentation a été mise en place par le CEREMA qui en a assuré la maintenance. Les données ont été enregistrées toutes les 20 premières secondes de chaque heure. La consultation des données enregistrées pouvait se faire à distance, ce qui est un atout majeur pour un phare dont l'accès se fait par bateau, seulement à marée haute et par météo clémente. Ce plan de surveillance a enregistré des données pendant toute la durée de la thèse. Cela était indispensable pour faire une analyse sur une durée suffisamment longue pour recouvrir des conditions météos extrêmement larges et enregistrer des tendances à long terme. Le matériel a dû être récupéré à la fin de la thèse pour des raisons économiques. Mais il aurait été bon de le laisser en place plus longtemps. De façon générale, la durée d'instrumentation est liée aux phénomènes que l'on veut mesurer. Une journée avait suffi pour mesurer les flèches du pont de St Ouen sous le passage des trains pour la thèse de Stablon. Déterminer l'influence d'actions climatiques demande une instrumentation de plusieurs années, sinon on ne mesure que les variations saisonnières.

Avant d'entreprendre l'analyse des données, il convient de valider les mesures. L'étalonnage est primordial et délicat à faire sur l'ouvrage, en altitude, en plein vent, sous la pluie. Il faut s'assurer qu'il a été fait convenablement. La validation des données a été obtenue par comparaison avec des relevés d'une station météo proche (située à 7km).

L'étape suivante consiste à choisir une stratégie d'analyse. Nous avons raisonné à l'échelle de la journée, du mois, des saisons et de la totalité de la durée d'enregistrement. Pour l'analyse vis-à-vis du vent, un zoom sur les 20 secondes d'enregistrement est même nécessaire. Un anémomètre qui se retrouve à l'abri du vent sur une plage horaire donnée se met en girouette et transmets énormément d'informations non seulement inutiles mais qui, de plus, bruitent les données fiables et intéressantes. L'analyse des relevés des anémomètres nécessite un prétraitement pour trier les informations effectives.

Du fait de l'énorme quantité de données enregistrées, Pena a choisi d'utiliser des outils numériques tels que l'Analyse en Composantes Principales (ACP), l'Analyses en Régression Multivariable (ARM) et l'analyse avec les réseaux de neurones (ARN). Cependant, ces outils ne peuvent et ne doivent pas remplacer une analyse basée sur l'observation des courbes enregistrées,

à chacune des échelles de temps, et une analyse intuitive, comparative et déductive des variables enregistrées.

La variation de température sur les parois du mur, faces internes et externes, ainsi que la variation des gradients thermiques, ont été étudiées en détail. Les valeurs extrêmes ont été comparées aux valeurs réglementaires fournies par l'Eurocode 1 pour les bâtiments, les ponts et les ouvrages de types châteaux d'eau et silos.

a. Conclusion

Cette recherche a fourni des conclusions intéressantes non seulement pour les phares mais aussi pour les autres ouvrages de la pointe Finistère. En effet, les valeurs de température et de gradients thermiques mesurés dépassent occasionnellement les recommandations de l'EC1. Nous avons constaté par ailleurs que sur les 3 ans de recherche, la température moyenne journalière sur la pointe Finistère a légèrement diminué (de l'ordre de 1 degré). Il est ainsi possible qu'en période de réchauffement climatique, il se produise localement une diminution de la température moyenne journalière et une augmentation des écarts de températures extrêmes et des gradients thermiques sur une journée. Ceci est un résultat extrêmement important qui alerte sur la validité de l'EC1, et concerne tous les ouvrages bâtis à l'avenir dans cette région.

Sur le phare de l'Ile Vierge, la variation d'ouverture des fissures est essentiellement journalière et saisonnière. En effet, l'amplitude de la variation est plus grande à l'échelle de la journée, que de la saison, et finalement que sur le long terme. Ces variations journalières et saisonnières sont corrélées avec la température et les gradients thermiques. Le vent n'a pas d'impact sur l'ouverture des fissures observées, même à l'échelle de 20 secondes. Aucune des analyses effectuées n'a mis en évidence de corrélation entre les fissures et le vent. Par contre, elles ont toutes confirmé la corrélation entre les fissures et la température de la paroi, qui dépend de la saison, de la journée, de l'ensoleillement (absence ou non de nuage) et de l'orientation.

Le calcul non linéaire MEF-3D du phare n'a pas été effectué lors de la thèse. Il doit l'être ultérieurement pour pousser plus loin l'analyse. En effet, le plan de surveillance a permis de comprendre ce qui agit sur l'ouverture des fissures existantes à l'échelle de la journée et de la saison. Mais il ne permet pas de comprendre pourquoi les fissures se sont ouvertes, ni pourquoi certaines fissures ont légèrement tendance à s'ouvrir et d'autres à se refermer, sur la longue durée. Le calcul du phare de l'ile Vierge sous l'action du vent et de la température permettrait probablement de répondre aux questions restées sans réponses, en retraçant l'historique de l'ouvrage, depuis sa construction, comme nous l'avons fait pour les ponts et les églises, et en simulant les variations de températures observées aux différentes échelles de durée. Ce calcul sera fait. Valider le calcul permettra également de généraliser la démarche, et d'envisager de l'appliquer sur d'autres phares.

8. Ouvrages neufs

Les études menées sur la maçonnerie neuve ont eu 3 objectifs :

- Relancer la filière pierre dans la construction neuve,
- Proposer des solutions constructives innovantes (pierre précontrainte),
- Améliorer les connaissances et les outils liés aux techniques actuelles existantes (murs en briques alvéolaires).

8.1. Relance de la filière pierre en construction neuve

La pierre massive est très peu utilisée dans la construction en France aujourd'hui. Les préoccupations écologiques amènent cependant à reconsidérer ce matériau pour en exploiter les qualités : extraite du sol sans traitement chimique ultérieur, 100% naturelle, recyclable à l'infini. Utilisée comme matériau local, elle est incontestablement le matériau à plus faible impact environnemental. Mais faute d'être en mesure de proposer des solutions techniques simples, réglementaires et peu couteuses, la solution pierre ne parvient pas à s'imposer face à la concurrence du béton. La part relativement importante du coût de la main d'œuvre d'une construction en pierre massive par rapport à une variante en béton, et le manque de main d'œuvre qualifiée est un frein indéniable.

Cependant, des voies se font entendre pour redynamiser cette filière, chez les carriers, les Compagnons du Devoir et le CTMNC. C'est avec ces personnes que nous avons initié des recherches, dans le cadre de stages de master (Ngoc Hai Nguyen en 2008-2009, Josselin Argans et Damien Denorme en 2009-2010, Kevin Charrier en 2013-2014, Kim Nguyen en 2015 – 2016) et déposé des projets de recherches.

J'ai travaillé avec beaucoup d'énergie au montage d'un projet de recherche, entre 2008 et 2010, dans le but de créer et de développer un système constructif simple pour le bâtiment utilisant la pierre massive. La technologie de murs porteurs que nous voulions mettre au point devait inclure les aspects structurels, thermiques, écologiques, économiques. Cette recherche devait explorer toutes les étapes successives du cycle de vie de la construction en pierre : production dans une carrière, transport de la carrière jusqu'au site de construction, mise en œuvre dans le bâti en association avec d'autres matériau du gros œuvre et du second œuvre, déchet et recyclage des blocs. Il ne s'agissait donc pas d'une recherche fondamentale théorique mais d'une recherche appliquée, visant à comparer les différentes solutions constructives de murs porteurs avec et sans doublage, et finalement, à créer une technologie optimisée associée à des propositions normatives.

Pour mener à bien ce projet pluridisciplinaire intitulé ***Optimisation multicritère de la construction en pierre massive***, un groupement avait été constitué des tailleurs de pierre de l'Institut de la Pierre de Rodez, d'une entreprise de production de matériau (S.A. Vermorel), de 2 laboratoires régionaux (LMDC et PHASE) et de plusieurs enseignants chercheurs de l'INSA (notamment Claire Oms, spécialiste des aspects thermiques et de l'ACV), de sorte que nos compétences couvrent les domaines des matériaux, des structures, du génie climatique et de la construction durable. Le projet de recherche a été déposé en réponse à 2 appels d'offre régionaux (région Midi-Pyrénées) et 2 appels d'offres nationaux sur les 2 années 2009 -2010 (RGCU-C2D2, ADEME), malheureusement sans succès. Nous avons abandonné. Espérons que le projet national DOLMEN donne vie à ce type de projet.

8.2. Une technique innovante : la pierre précontrainte

Nous avons mené en 2014 un programme expérimental sur la pierre précontrainte en collaboration avec l'Institut de la Pierre de Rodez. Le but était de mettre au point un procédé de fabrication et de montage d'une poutre par post tension et de tester l'efficacité mécanique de la poutre (stage master de Kevin Charrier en 2013-2014).

Une étude préalable a été réalisée sur le granite du Sidobre que nous avions choisi (Carrière Plo) et sur des blocs de 10cm de côté assemblés par mortier colle Sikadur-30. Une caractérisation mécanique du granite du Sidobre a été effectuée. Des tests en flexion 3 points ont été effectués sur assemblage de 2 blocs et de 3 blocs (Figure 101). Les tests ont montré que la rupture ne se fait jamais

dans le joint de mortier mais soit dans le granite proche de l'interface (2 blocs) soit au milieu du bloc de granite (3 blocs). C'est ce que nous voulions : profiter pleinement des hautes performances du granite du Sidobre, ne pas créer un maillon faible avec le mortier.

Figure 101 – Essais sur composites blocs de granite – mortier colle

Pour la précontrainte, l'entreprise Freyssinet s'est investie bénévolement. Elle a fourni un monotoron T15S et a assuré la mise en tension. La poutre a été sollicitée en flexion 4 points jusqu'à fissuration. L'allongement du câble, la flèche de la poutre et les déformations du granite ont été mesurés. De plus, la déformation de toute la poutre a été mesurée par un système de vidéo corrélation d'image (Vic 3D) que le LMDC venait d'acquérir.

Figure 102 – Essais d'une poutre en granite précontraint

La poutre s'est avérée plus résistante et plus rigide que prévu. La rupture du granite n'a pas été atteinte, pour des raisons de sécurité. Mais ce n'était pas l'essentiel. Le but de ce stage était de constituer une équipe de partenaires avec lesquels nous souhaitions poursuivre un travail de thèse. Un projet de thèse a été déposé. Malheureusement, faute de financement et de doctorant, le projet de recherche n'a pas démarré.

Ce fût cependant un projet pédagogique intéressant dans la mesure où l'étudiant ne devait pas effectuer des essais courants et déjà bien rodés, mais inventer, organiser et mettre en œuvre un programme expérimental sur les matériaux et sur la poutre, tester du matériel de mesure récemment acquis (vidéo corrélation d'images) et enfin transférer le savoir récemment acquis en cours de béton précontraint. De ce point de vue, ce stage fut une réussite.

8.3. Une technique actuelle : les murs en terre cuite alvéolaire

La brique de terre cuite à alvéoles verticales est une technique courante en logement individuel et petit collectif en France et dans le sud de l'Europe. Les joints minces se généralisent car ils sont faciles à mettre en œuvre et permettent d'avoir un chantier propre. Ce sont des murs montés avec ce type de technologie qui ont été réalisés au LMDC puis testés en compression-cisaillement en mars 2017. Le banc de cisaillement visible à la Figure 103, conçu spécialement au LMDC pour réaliser ce type d'essai lorsque j'étais responsable du service mécanique, venait d'être mis en service. Les essais furent pour nous l'occasion de tester aussi bien les murs que la machine ! Les essais ont eu lieu

avec le concours de l'entreprise Bouyer Leroux, leader dans la production de briques de terre cuite. La question posée par cet industriel est l'adaptation des murs en brique en zone sismique et la délivrance d'avis techniques sur la base d'essais en vrai grandeur. Nous avons évoqué le démarrage de collaborations de recherche sur cette thématique.

Figure 103 – Essais de murs en briques de terre cuite

9. Sources en recherche sur le patrimoine bâti

Tout ingénieur sait que la conception et le calcul d'un ouvrage neuf ne peut pas se faire sans connaitre les matériaux utilisés (performances physiques, chimiques et mécaniques, mode de fabrication, technologie de mise en œuvre), sans connaitre le phasage constructif de l'ouvrage et sans contact avec le chantier. Ces informations sont tout aussi importantes pour les ouvrages anciens que les ouvrages neufs. Mais elles sont difficilement accessibles pour les ouvrages anciens achevés depuis plus de 100 ans car les constructeurs et les techniques constructives ont disparu. Les gestes ne se font plus, des gestes qui étaient essentiels à une époque préindustrielle où tout se construisait à la main avec l'aide éventuelle d'animaux, pour le transport des matériaux, le levage des blocs, le malaxe des mortiers. La recherche historique a pour but de retrouver la mémoire de ces gestes et des témoignages sur les techniques oubliées. Comment et où trouver les informations ? C'est toute la question des **sources**.

Dans ce chapitre, je fais part de mon expérience dans la recherche des sources historiques sur les sciences et techniques du génie civil.

La recherche historique n'est pas une étude bibliographique qui est en fait une synthèse de travaux de recherche déjà réalisés sur le sujet en cours d'étude. La bibliographie regroupe des informations déjà transformées. Ce n'est pas de la matière première. Les transformations peuvent avoir généré des erreurs qui, si elles sont répétées, prennent l'allure de vérités.

Les **sources**, elles, sont **contemporaines** de la période historique étudiée. Plus elles sont proches de l'édifice étudié plus elles sont fiables. Voyons quelle est la nature des sources historiques, et comment les classer vis-à-vis de leur crédibilité.

9.1. Nature des sources

Les sources du patrimoine industriel et architectural sont de différentes natures. On distingue les sources imprimées, manuscrites, vivantes, iconographiques, cartographiques et cinématographiques, et enfin matérielles [Manigand, 1999].

Les sources imprimées

La source imprimée la plus proche de l'édifice est le **dossier de construction** qui contient le cahier des charges des travaux, les devis estimatifs, les comptes de rendus de réunion, des courriers imprimés, officiels, échangés en cours de chantier, éventuellement les dossiers de réclamation d'entrepreneurs en fin de chantier. Pour les ouvrages construits au 19^{è} siècle, ces informations sont souvent accessibles. Où trouver ces dossiers ? Principalement dans les archives des gestionnaires actuels des ouvrages (les archives des Compagnies privées de chemin de fer sont conservées par SNCF, les archives des ouvrages maritimes par le CEREMA ou le Service des phares et Balises, les archives de la construction du métro parisien par la RATP) mais aussi dans les archives publiques (communales, départementales (séries S, exemple de plan Figure 104), nationales (séries F) pour les édifices les plus prestigieux) ou privées si le maitre d'ouvrage actuel est privé. A noter qu'aujourd'hui les archives nationales fournissent des copies numérisées sur simple commande.

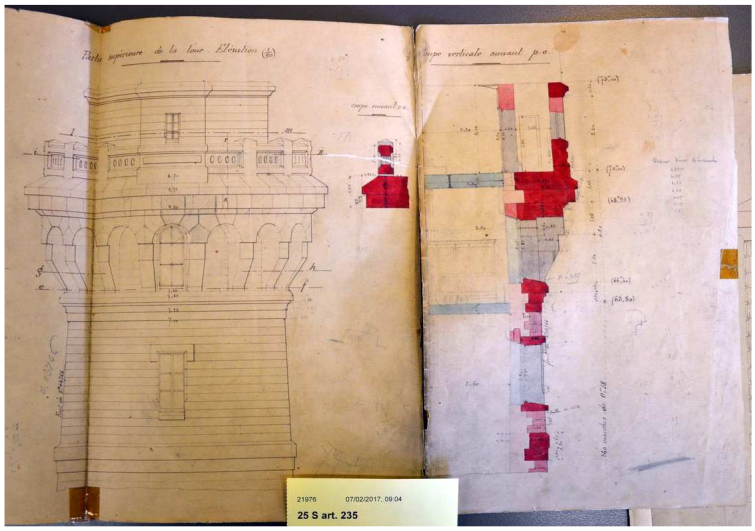


Figure 104 – Détail du phare de l'Ile Vierge – Archives du Finistère cote 25S art.235 consulté le 07/02/2017

Sur les techniques de construction et de calcul, les ingénieurs du 19^{è} siècle ont témoigné de leur savoir-faire dans les **cours** qu'ils dispensaient à l'Ecole des Ponts et Chaussées. Ceux-ci sont consultables en ligne depuis la Bibliothèque numérique Patrimoine des Ponts (https://patrimoine.enpc.fr/collections/show/2). Cette bibliothèque est une mine d'or pour le chercheur en histoire du génie civil. On peut y consulter, en ligne, des **revues techniques et scientifiques** spécialisées qui relatent des calculs ou travaux en cours ou récemment achevés telles que « *le Génie Civil* » paru de 1890 à 1942. Les « *Annales des Ponts et Chaussées* » parues entre 1831 et 1931 sont, elles, consultables sur Gallica, bibliothèque numérique de la Bibliothèque Nationale de France (https://gallica.bnf.fr/ark:/12148/cb34348188q/date.r), où l'on pourra également consulter les « *Annales du Bâtiments et des Travaux publics* », une revue de référence pour tous les ingénieurs. Au 19^{è} siècle, chercheurs et ingénieurs écrivaient dans les mêmes revues francophones.

Les **livres anciens**, qui sont les témoins des connaissances contemporaines des édifices étudiés, peuvent être localisés dans des bibliothèques spécialisées en sciences et techniques telles que la Bibliothèque Forney, 1 rue du Figuier Paris 4ème. Et pour ceux, non parisiens, qui ne voudraient pas se déplacer, citons l'incontournable CNUM, bibliothèque numérique en histoire des sciences et des techniques (http://cnum.cnam.fr/RUB/Apropos.php), le fond de l'Ecole des ponts et Chaussées (https://patrimoine.enpc.fr/) et la très spécialisée Bibliothèque des Phares de l'Ecole des Ponts ParisTech http://bibliothequedesphares.fr/apropos. Les livres anciens français ou étrangers peuvent être également consultables en ligne depuis des bibliothèques universitaires internationales, par

exemple *HathiTrust* où j'ai pu lire le livre de John Smeaton et son article fondateur de la théorie de l'action du vent sur une surface plane https://babel.hathitrust.org/cgi/pt?id=mdp.39015067025570&view=2up&seq=4&skin=mobile, ou encore le site « archive.org » où le lecteur intéressé pourra consulter intégralement le « Manual of applied mechanics » de William John Macquorn Rankine de 1858 (https://archive.org/details/manualappmecha00rankrich) et bien d'autres documents fondateurs des sciences modernes.

De façon plus générale, on peut également lister dans les sources imprimées les annuaires téléphoniques (pour les fournitures de matériaux par exemple), et les lois, décrets et autres textes réglementaires accessibles en ligne ou en prêt entre bibliothèques. Les articles de presse contemporains de l'ouvrage construit, sont aussi des sources imprimées, mais dont la fiabilité dépend évidemment de l'auteur.

Les sources manuscrites

Au sein des dossiers d'archives de la construction de l'ouvrage, déjà évoqué précédemment, se trouvent souvent des documents manuscrits : comptes rendus de chantier, lettres des conducteurs de travaux, croquis de détails de points techniques qui ont suscités des débats, factures et devis complémentaires du dossier marché. Pour avoir lu de nombreux courriers du 19^{è} siècle dans les archives de la Compagnie des chemins de fer du Midi, et dans les archives de phares et Balises, je peux témoigner que ces textes manuscrits sont remarquablement écrits, avec une calligraphie très facile à lire, et dans un style très imagé. Aujourd'hui, où tout est numérique, je m'interroge sur la qualité des archives que nous laisserons aux générations futures.

Dans cette catégorie des sources manuscrites, je place les plans de construction et les croquis d'origine, toujours faits à la main. Certains sont véritablement des œuvres d'art. Je suis toujours frappée de voir que les plans de maçonnerie sont côtés au millimètre près, chaque pierre étant représentée avec précision. Les plans de calepinage démontrent que les ingénieurs et dessinateurs des 18^{è} et 19^{è} siècles maitrisaient la stéréotomie et la géométrie dans l'espace. Qui aujourd'hui prendrait le temps et saurait calculer la géométrie des blocs de pierres de taille d'une voûte courbe ou biaise au millimètre près, à la main ?

Les sources vivantes

Les sources orales sont les propos tenus par les témoins d'un événement et les spécialistes d'un sujet donné. J'ai eu la chance de pouvoir interviewer M. Elis Gélis, au printemps 2002, alors âgé de 92 ans, fondateur de la briqueterie Gélis et Fils, rachetée par Saint Gobain puis Ymeris, puis Bouyer Leroux, qui a innové tout au long de sa vie, propulsant une petite briqueterie famille au rang d'entreprise multinationale.

Les sources iconographiques, cartographiques et cinématographiques

Elis Gélis m'avait montré ses archives personnelles, ses photos de l'entreprise, ses photos des machines achetées au fur et à mesure de la modernisation. Les archives de la SNCF et de la RATP sont également riches en images de la construction des lignes de chemin de fer et des lignes et stations de métro. Les photos de chantier et les illustrations de l'Encyclopédie des Travaux Publics de 1888 valent toutes les explications écrites.

Dans l'Encyclopédie des TP, citons notamment les parties « Stabilité des constructions. Résistance des matériaux » [Flamant, 1886], « Ponts en maçonnerie » [Degrand, 1888], puis, dans

l'Encyclopédie du Génie Civil et des Travaux Publics, les parties « Matériaux de construction » [Mesnager, 1923], et « ponts en maçonnerie » [Gay, 1924].

Les sources cartographiques sont utiles pour localiser une ancienne carrière de pierre par exemple. Les sources cadastrales montrent l'évolution des sites urbains, ainsi que les anciennes photographies et les vieilles cartes postales, et mettent en lumière les modifications des abords des édifices anciens depuis qu'ils ont été construits. Ces informations peuvent être utiles pour comprendre l'apparition de tassements différentiels et de fissures induites. Les cadastres sont aujourd'hui accessibles en ligne (https://www.cadastre.gouv.fr/scpc/accueil.do).

Les sources matérielles

Enfin, et surtout, la source d'information la plus fiable de toutes : l'ouvrage lui-même. Il faut l'observer, le lire et le décoder, tel un archéologue, l'instrumenter, carotter si possible, mesurer, l'instrumenter.

9.2. Classement des sources

Les sources qui viennent d'être triées par nature, peuvent également être triées par ordre de crédibilité décroissante : sources primaires, puis secondaires, et enfin tertiaires.

Les historiens [Akoka, 2020] classent dans les **sources primaires** tout document original qui fournit des informations en lien direct avec le sujet étudié (l'édifice, un fait technique, un procédé de production de matériaux, etc.). Dans cette catégorie entrent les sources matérielles telles que l'édifice lui-même, ainsi que les pièces écrites et documents manuscrits et iconographiques du dossier de construction, et les témoignages oraux. La source primaire du chercheur en histoire, est l'équivalant du tube à essai du chercheur en chimie, de l'éprouvette de béton du chercheur en génie civil. Elle donne une information à l'état brut, un évènement observable, qu'il s'agit ensuite d'expliquer (« que s'est-il passé ? », « pourquoi ? »), de généraliser (« quelles sont les conditions dans lesquelles cet évènement se produit ? », « quels sont les paramètres en jeu ? »), d'anticiper (« comment l'empêcher à l'avenir ?), ou au contraire de reproduire et modéliser.

La Science n'est pas une question de matière mais de méthode.

Les **sources secondaires** ont été rédigées sur la base de ces sources primaires, après en avoir faire une première analyse. Les chapitres de thèse rédigés par le doctorant sur la base de documents d'archives ou de résultats expérimentaux sont dans cette catégorie. Les **sources tertiaires** sont des textes de synthèse écrits à partir de la lecture de sources primaires et secondaires. La plupart des bibliographies de doctorants en génie civil se situent dans cette dernière catégorie.

***

C. Perspectives

Aujourd'hui, le contexte de la recherche sur les structures en maçonnerie est bien différent de celui existant au démarrage de ma thèse et décrit au chapitre 1. La thématique « maçonnerie » est devenue une thématique émergente. Les besoins exprimés par les gestionnaires d'ouvrages et d'édifices anciens en maçonnerie ont été le moteur de cette évolution. Des accidents comme l'incendie de Notre Dame de Paris ont accéléré le processus.

Le LMDC a aujourd'hui accumulé une longue expérience et un réel savoir-faire dans le domaine du calcul non linéaire des structures en maçonnerie. Nous avons enrichi nos connaissances, contribué au développement de la connaissance sur les matériaux de base de la maçonnerie, proposé des méthodes pour déterminer un modèle homogénéisé de la maçonnerie (en compression, en traction, dans le domaine linéaire et non linéaire), contribué au développement d'un modèle matériau (ENDO3D Sellier) initialement conçu pour le béton, mis en œuvre et amélioré pas à pas une méthodologie globale sur 3 types d'ouvrages (les ponts, les voutes gothiques, les phares), fourni à SNCF et Ginger CEBTP un outil de calcul complet. Nous avons constitué un réseau de partenaires publics et privés avec lesquels nous avons travaillé et continuons à travailler. Nous avons diffusé nos connaissances et compétences acquises à la communauté du génie civil.

Ce faisant, de jeunes chercheurs ont été formés, Thomas Stablon et Thomas Parent, qui continuent la démarche. Le premier, ingénieur au sein d'une société d'ingénierie privée internationale, effectue régulièrement des diagnostics de ponts en maçonnerie, a formé ses collègues d'Arcadis Toulouse, et a constitué un groupe de travail AFGC national. Un guide sur les ouvrages de génie civil en maçonnerie va bientôt paraitre (d'ici fin 2020). Le second est maître de conférences à l'Université de Bordeaux, encadre des thèses sur les maçonneries, et est le coordinateur d'un projet national de 4 ans financé par l'ANR pour la création d'un outil hybride MEF-MED pour le calcul des structures en maçonnerie soumises à l'incendie. Ils me font l'honneur et le plaisir de m'inviter à participer à ces actions qui ouvrent de nouvelles perspectives.

Par ailleurs, un enseignant-chercheur a été embauché à l'INSA Toulouse, Zakaria Djamai, qui développe des actions de recherche sur le renforcement des murs en maçonnerie à l'aide de matériaux composites en mettant à profit le banc d'essais de murs en cisaillement créé par le laboratoire et maintenant parfaitement opérationnel. Cet axe de recherche sur le renforcement et la réparation des murs en particulier et des ouvrages anciens de façon générale, est porteur, n'en doutons pas. Le patrimoine bâti, civil, religieux, militaire, industriel, maritime, fluvial, dont nous avons hérité, principalement issu des 18^{è} et 19^{è} siècles, est indispensable à notre vie contemporaine et future. Ce patrimoine bâti en maçonnerie de pierres et de briques jalonne nos routes, nos canaux, nos fleuves, nos littoraux. Il accueille nos activités économiques, commerciales, culturelles et cultuelles. Il structure et embellit nos villes, et parfois même, déclenche des passions. Il est inimaginable de tout détruire et tout reconstruire. Il faudra, de plus en plus souvent à l'avenir, au fur et à mesure du vieillissement des ouvrages, conserver, réparer, renforcer, requalifier. Pour chaque type d'ouvrage une nouvelle question scientifique se posera lors de l'analyse des désordres structurels existants et nous serons là pour répondre. Ce qui est regrettable, c'est que les étudiants que nous recrutons en thèse ignorent les techniques anciennes, ne connaissent que les ciments, le béton et l'acier, ne savent pas ce qu'est une chaux, ne connaissent pas les dates clés de l'évolution des matériaux et des techniques. Tous nos étudiants en génie civil et en architecture devraient aujourd'hui être formés pour acquérir des notions de base sur l'histoire des sciences et des techniques de construction.

Nous sommes maintenant impliqués dans des groupes de travail (AFGC, MaGIS) et projets nationaux (DEMMEFI, DOLMEN) qui étendent notre réseau. Le projet DEMMEFI, dont nous sommes l'un des 3 partenaires (avec I2M de Bordeaux, coordinateur, et LMGC de Montpellier) sur l'évaluation structurale post incendie des édifices gothiques vient d'être sélectionné par l'ANR et démarre à l'automne 2020. Il va nous guider pendant 4 ans. Les actions futures, sur le plan national, seront fédérées par le projet national DOLMEN porté par Anne-Sophie Colas de l'Université Gustave Eiffel. Je la remercie d'avoir pensé à moi pour faire partie du groupe de relecture de ce projet actuellement en phase de faisabilité et de montage. Ce projet définit 5 axes de recherche auxquels j'ai proposé d'ajouter un 6ème consacré à la réparation et au renforcement des ouvrages, pour les raisons déjà évoquées précédemment. En effet, des questions scientifiques sont encore largement ouvertes concernant :

- Les méthodes d'investigations non destructives des ouvrages anciens,
- Les méthodes de réparation des joints de mortier endommagés en accord avec l'exposition des façades aux agressions extérieures et en adéquation avec la nature des blocs et joints en place,
- Les méthodes de renforcement par matériaux additionnels innovants et durables.

A l'issue des 7 années de recherche consacrées à la requalification des ponts en maçonnerie, nous avons livré un outil complet de calcul à SNCF permettant le diagnostic et le pronostic de ces ouvrages d'art. Nous avons été au bout de la démarche. Malheureusement, aujourd'hui, il faut constater que cet outil est tombé dans l'oubli. Nos anciens interlocuteurs ont changé d'affectation ou sont partis à la retraite. Les ingénieurs de la SNCF ne l'utilisent plus et ne semblent pas en connaitre l'existence. Faute d'utilisation régulière par une personne formée et habituée au maniement de cet outil, le savoir s'est perdu. Nous observons que le calcul des structures en maçonnerie à l'aide d'un outil de calcul sophistiqué (MEF ou MED) ne peut être pratiqué que par des ingénieurs qui le font régulièrement, maitrisent l'outil et les spécificités du matériau maçonnerie. Il faut aussi que l'ouvrage à diagnostiquer nécessite une étude approfondie longue et coûteuse, sinon les calculs simplifiés manuels ou à l'aide de logiciels tels que RING seront préférés. Bref, s'engager dans un calcul EF ou ED détaillé requière, d'une part, la demande spécifique d'un gestionnaire d'ouvrages confronté à des pathologies sur un édifice d'envergure, et d'autre part, l'offre de prestations d'un expert en calcul des maçonneries habitué à ce type de calcul. C'est l'offre que propose aujourd'hui Pierre Morenon, docteur-ingénieur embauché par la cellule transfert TTT installée dans les locaux du LMDC. Il consacre une partie de son temps au calcul des structures anciennes en maçonnerie. Ces « marchés de calcul » sont une application directe des travaux de recherche que nous menons depuis 2002. Cette activité va également poser de nouvelles interrogations, remettre en question nos connaissances fraichement acquises, et je l'espère, susciter de nouveaux partenariats de recherche.

Notre objectif de départ incluait le développement d'un outil de calcul des ponts anciens en maçonnerie à destination de tous les ingénieurs. Sur ce point, la question reste ouverte puisque notre outil est trop pointu pour être utilisé couramment dans les bureaux d'études et trop coûteux en temps passé. Les ingénieurs du secteur privé, confrontés au calcul des ponts en maçonnerie, utilisent aujourd'hui RING, disponible en ligne, efficace pour déterminer une capacité portante rapidement à moindre coût, validé par des essais initiaux et des années d'utilisation sur des ouvrages réels, avec une ergonomie moderne. Faut-il développer un nouveau logiciel français de type VOUTE et comment le faire ? C'est l'une des questions posées par le projet national DOLMEN. Je pense qu'un nouveau

logiciel ne rencontrera le succès que s'il apporte une réelle valeur ajoutée par rapport à RING et s'il acquière, de ce fait, une notoriété internationale.

Quel que soit le modèle et l'outil, il faut le valider et en ce sens, la première partie du programme DOLMEN est essentielle. Celle-ci consiste en des essais en vraie grandeur, échelle 1, sur ouvrages existants, dont les résultats seront la base d'un benchmark de calcul des ouvrages éprouvés. Cette partie est particulièrement intéressante, car les exemples d'essais en vraie grandeur manquent pour effectuer les validations. Espérons que les maitres d'ouvrages et les entreprises vont se mobiliser pour faire vivre ces programmes d'essais et d'investigations sur site. Nous serons heureux de participer au benchmark, quand il démarrera.

Il y a 10 ans, nous avons initié des actions dans le but de dynamiser la filière pierre dans la construction neuve. Nous avons proposé des programmes de recherche pour améliorer la connaissance sur les matériaux naturels, participer au développement des outils et règles de calcul, améliorer les technologies de construction des murs (gros œuvre et second œuvre inclus) et enfin développer des procédés constructifs innovants tels que la pierre précontrainte. Malheureusement, ces tentatives ont avorté. Les raisons sont multiples : manque de financements, manque d'étudiants motivés pour faire une thèse dans ce domaine, manque de débouchés industriels. Pourtant, le renouveau de la construction à base de matériaux naturels, la pierre et la terre, est souhaitable. Qui en doute encore ? De plus en plus d'articles paraissent dans le Moniteur pour décrire tel ou tel chantier de bâtiment en pierre massive. Les chantiers de logement se multiplient… doucement. Donc il y a un frémissement, une amorce de mouvement en faveur de la pierre. Et le projet DOLMEN consacre un axe à cette problématique de la construction neuve en pierre. Nous le rappellerons à tous les constructeurs lors des prochaines Journées Nationales Maçonnerie que nous organisons à Toulouse en juin 2021. Espérons que ces deux actions couplées soient le catalyseur d'une réelle relance de la construction en pierre.

Dans ce renouveau de la construction en pierre, le développement de l'Eurocode 6 a un rôle à jouer. Pour cela, il faut le compléter, en particulier sur :

- Le fluage : comment se fait-il que l'EC6 affirme que le coefficient de fluage de toutes les pierres est nul ?
- La fatigue : aucun article sur ce sujet, pourtant les ouvrages sont exposés à de la fatigue thermique et de la fatigue due aux charges cycliques ;
- L'ELS,
- Le calcul des ponts et ouvrages de génie civil : à quand une partie 2 sur ces sujets ?

En matière de construction neuve en maçonnerie, nous avons également tenté d'engager des recherches sur le comportement sismique des murs en terre cuite avec l'entreprise Bouyer Leroux, démarches qui n'ont pas encore abouti, mais le sujet n'est pas clos, au contraire. Pour répondre à la demande des briquetiers, et plus généralement des constructeurs en maçonnerie, dans le domaine du génie parasismique, nous pouvons aujourd'hui nous appuyer, d'une part, sur les moyens techniques opérationnels du LMDC (banc de cisaillement), et d'autre part, sur les moyens de nos confrères de l'Institut MECD, labellisé Institut Carnot depuis le 7 février 2020. Les méthodes de renforcement par matériaux additionnels que nous avons déjà évoqués vis-à-vis des ouvrages anciens, peuvent évidemment s'étendre aux ouvrages neufs. Des projets sont à bâtir avec les industriels pour améliorer les produits et les règles normatives de l'Eurocode 8.

Pour terminer ce rapport d'Habilitation à Diriger des Recherche, je vais conclure, on s'en étonnera peut être, sur le thème de l'enseignement. Parce qu'à mon sens, la clé du développement de la recherche sur les édifices en maçonneries est dans le développement de la formation des étudiants qui se dirigent vers le BTP.

Depuis le néolithique, pendant des milliers d'années jusqu'au 19è siècle, les humains ont construit leurs logements, leurs édifices commerciaux, militaires, religieux et civils, avec la pierre, la terre et le bois qu'ils trouvaient à proximité. Le 20è siècle a marqué une rupture avec le règne exclusif du béton et de l'acier dans l'art de bâtir, et de ce fait, dans l'enseignement et la recherche. La construction en pierre, et encore plus, en terre, est aujourd'hui l'œuvre de quelques architectes, ingénieurs et artisans passionnés, qui se sont auto-formés, et qui osent se différentier, malgré les lacunes de la réglementation. L'opposition entre les partisans du tout béton et les militants d'un retour aux produits locaux naturels n'a pas lieu d'être. Parce que les produits de base, les roches, sont les mêmes, et les enjeux scientifiques et sociétaux, également.

Imaginons plutôt le futur dans la diversité et la pluralité des procédés constructifs. Imaginons que le 21è siècle parvienne à un partage de l'espace à bâtir entre des technologies constructives **innovantes** issues, soit d'un passé récent avec les **nouveaux bétons**, soit d'un passé plus lointain avec les **nouvelles techniques de construction en pierre et en terre**, toutes ces techniques futures constituant un catalogue complet auquel tous les constructeurs, concepteurs et gestionnaires d'ouvrages auraient accès. La Maçonnerie engloberait toutes ces techniques du futur utilisant des roches crues ou cuites. Les projets de constructions pourraient voir le jour dans la pluralité des matériaux, tous issus de la Terre, mais plus ou moins transformés par des processus industriels. Pour atteindre cet objectif, il faudrait que les jeunes générations de concepteurs maitrisent **toutes** ces nouvelles technologies, les aient **toutes** apprises. Ils pourraient ainsi choisir le béton, ou la pierre, ou la terre cuite ou crue, à bon escient, en fonction de leurs performances respectives, sur la base de critères élargis aux considérations architecturales, économiques et environnementales. C'est à la commande publique d'orienter cette transformation des marchés de construction, et aux établissements d'enseignements de former les jeunes générations à toutes les techniques de construction à base de roches pour insuffler cette évolution.

D. Références

[Akoka, 2020] Akoka J. Comyn-Wattiau I. Du Mouza C. Evaluer la crédibilité des sources historiques. Atelier EGC Dahlia, Jan 2020, Bruxelles, France. Hal-02464556.

[Ayatollahi, 2013] Ayatollahi, MR. Akbardoost, J. Size effects in mode II brittle fracture of rocks, Engineering fracture mechanics, 112-113 (2013) 165-180.

[Beck, 2006] Beck, 2006 K. Etude des propriétés hydriques et des mécanismes d'altération des pierres calcaires à forte porosité. Thèse de doctorat en génie civil soutenue le 2/10/2006, Université d'Orléans.

[Bodin, 1956] Bodin, Victor. Technologie des produits de terre cuite. Paris : Gauthier-Villars, 1956.

[Cartier, 2019] Cartier R. comportement mécanique d'une pierre bretonne : le kersanton, stage de master IDRIMS, INSA Toulouse, Univ. Paul Sabatier Toulouse 3. LMDC. 2019.

[Cecchi 2002] Cecchi, A. Sab, K. A multi-parameter homogenization study for modelling elastic masonry, European Journal of Mechanics, A/Solids 21 (2002) 249-268.

[Chaimoon, 2009] Chaimoon, K. and Attard, M. Experimental and numerical investigation of masonry under three-point bending (in-plane), Engineering Structures, 31 (2009) 103-112.

[Como, 2013] Como Mario. Statics of historic masonry. Springer: Rome, 2013. 620 p.

[Cornille, 1926] Cornille, Alix. Manuel de fabrication des briques, tuiles et produits réfractaires. Paris : bibliothèque professionnelle JB Baillière et fils, 1926.

[CTMNC, 2019] CTMNC. Principales exigences techniques applicables aux produits de construction en pierre naturelle. Disponible sur www.ctmnc.fr. Dernière mise à jour septembre 2019.

[Degrand, 1888] Degrand, Ernest. RESAL, Jean. Ponts en maçonnerie. Paris : Baudry & Cie, 1888, Encyclopédie des travaux publics.

[Dimapierre, 2016] DIMAPIERRE, outil d'aide au dimensionnement des maçonneries en pierre selon l'Eurocode 6. Guide d'utilisation. CTMNC, 2016.

[Domede, 2002] Domede, N. L'école de Toulouse Matabiau, Service régional de l'inventaire, DRAC Midi Pyrénées, stage de DEA 2002.

[Domede, 2004] Domede Nathalie, La mécanisation dans la fabrication des briques de terre cuite au 20^{è} siècle à Toulouse, dans « Terre crue, terre cuite », V. Nègre, Paris : Ibis Press, 2004. pp. 111-121.

[Domede, 2004] Domede N., Pons G., Sellier A. Méthode d'expertise de la fiabilité des ponts en maçonnerie, Revue française de Génie Civil, Paris : Hermès. Volume 8, 2004 - Issue 1.

[Domede, 2007] Domede N., Pons G., Sellier A. Requalification des ouvrages anciens, les ponts en maçonnerie, Revue Européenne de Génie Civil, vol. 11, n°9-10, Paris : Hermès, 2007 pp. 1199-1218.

[Domede, 2008] Domede N., Sellier A. Assessment method of masonry arch bridges, Int. Conf. Structural Faults & Repair, Ecosse, Edinburgh, 2008.

[Domede, 2009] Domede N., Pons G., Sellier A., Fritih Y. Mechanical behaviour of ancient masonry, Materials & Structures. 42 (2009) 123–133.

[Domede, 2010] Domede N. Les ponts en maçonnerie du 19è siècle, le cas d'ouvrages ferroviaires du Midi Toulousain, Annales du BTP, avril-juin 2010, n°2-3, Paris : Ed. Eska, pp. 48-64.

[Domede, 2010] Domede N. Le calcul des maçonneries, l'apport d'un modèle d'endommagement, Colloque le Pont, octobre 2010.

[Domede, 2010] Domede N., Sellier A. Numerical analysis of masonry arch bridges: benefits and limits of damage mechanics, Int. Conf. ARCH'10, Chine, Fuzhou. 2010.

[Domede, 2010] Domede, N. Sellier A. Experimental and numerical analysis of behaviour of old brick masonries, Int. Conf. SAHC2010, Chine, Shangaï. Advanced Materials Research, Vol.133-134, pp. 307-312. 10.4028/www.scientific.net/amr.133-134.307.

[Domede, 2013] Domede N., Sellier A., Stablon T. Structural analysis of a multi-span railway masonry bridge combining in situ observations, laboratory tests and damage modelling, Engineering Structures, 56 (2013) 837-849.

[Domede, 2017] Domede N., Parent T., Sellier A., « Mechanical behaviour of granite. A compilation, analysis and correlation of data from around the world », European Journal of environmental and Civil Engineering, 23 (2017) Issue 2.

[Domede, 2017] Domede N., Le calcul des maçonneries endommagées et fissurées, Journée technique IMGC « Adaptation des ouvrages en maçonnerie aux nouvelles conditions de service et d'usage », FNTP, Paris, 21 septembre 2017.

[Domede, 2019] Domede N., Parent T., Sellier A., « Mechanical behaviour of granite. A compilation, Domede N., Pena L. Fady N. Historical review of lighthouse design under wind load: the Ile Vierge lighthouse. Phil. Trans. R. Soc.19/08/2019.

[Domede, 2019] Domede N. Le calcul des maçonneries endommagées et fissurées. Journées Techniques de l'IMGC « Adaptation des ouvrages en maçonnerie aux nouvelles conditions de service », Paris, siège de la FNTP, 21 septembre 2017.

[Domede, 2019] Domede N., Pena L. Fady N. Historical review of lighthouse design under wind load: the Ile Vierge lighthouse. Phil. Trans. R. Soc.19 août 2019.

[Druot, 2017] Druot Thomas. Diagnostic du phare de l'Ile Vierge, stage au CEREMA et au LMDC de master IDRIMS, INSA Toulouse, Univ. Paul Sabatier Toulouse 3. LMDC. 2019.

[DTU20.1, 2008] DTU 20.1. Ouvrages en maçonnerie de petits éléments – parois et murs – NF P10 202-1-1 – afnor 10/2008.

[Duriez, 1950] Duriez, M. Traité des matériaux de construction, 2 tomes, 1950.

[Duriez, 1961] Duriez, M. Arrambide, J. Nouveau traité des matériaux de construction, 3 tomes, Paris : Dunod, 1961. Tome 1 sur les chaux et ciments.

[Eberhardt, 1999] Eberhardt, E. et al. Effects of grain size on the initiation and propagation thresholds of stress-induced brittle fractures. Rock mechanics and rock engineering, 32 (1999) 81-99.

[EC6, 2006] EUROCODE 6, *Calcul des ouvrages en maçonnerie*. EN 1996-1-1, 2006.

[El Assami, 2010] El Assami, Yassine. Réalisation d'une interface informatique pour un logiciel de calcul des ponts en maçonnerie. Projet de fin d'études INSA de Strasbourg, 01/10/2010.

[EN1015-11, 2000] AFNOR, Méthodes d'essai des mortiers pour maçonnerie. NF EN 1015-11, 2000.

[EN1052-1, 1998] AFNOR, Méthodes d'essai de la maçonnerie - Partie 1 : Détermination de la résistance à la compression. NF EN 1052-1, 1998.

[EN1052-3, 2003] AFNOR, Méthodes d'essai de la maçonnerie – Partie 3 : Détermination de la résistance initiale au cisaillement. NF EN 1052-1, 2003.

[EN771-6, 2006] AFNOR, Spécifications pour éléments de maçonnerie - Partie 6 : Eléments de maçonnerie en pierre naturelle. NF EN 771-6, 2006.

[EN772-1, 2001] AFNOR, Méthodes d'essai des éléments de maçonnerie - Partie 1 : Détermination de la résistance à la compression. NF EN 772-1, 2001.

[Eteve, 1918] Eteve, Aubry, Ludinart. Pratique des travaux et rédaction des projets, guide de l'ingénieur. 1ère partie : matériaux de construction, maçonneries. Cours de l'ESTP. Paris : Ecole spéciale des travaux publics, 1918. 604 p.

[Fasc.64, 1982] Fascicule 64 Travaux de maçonnerie d'ouvrages de génie civil. Circulaire 82-54 du 17/6/1982. CCTG applicable aux marchés publics de travaux passés au nom de l'Etat. Ministère de l'urbanisme et du logement, ministère des transports, ministère de la mer, 17/6/1982 en cours de mise à jour depuis 2015.

[Flamant, 1886] Flamant, A. Stabilité des constructions. Résistance des matériaux. Paris : Baudry, 1888. Encyclopédie des travaux publics. 632 p.

[FFTB, 1952] FFTB, Tuiles et briques, Paris : PUF, 1952.

[Gay, 1924] Gay, C. Ponts en maçonnerie, Encyclopédie du génie civil et des travaux publics, Paris : J-B. Baillière et fils, 1924.

[Gilbert, 2001] Gilbert, M. RING : a 2D rigid-block analysis program for masonry arch bridges, in proceedings of the 3th international Arch bridges conference, Arch01, Paris, 2001, pp 459-464.

[Guillerme, 1995] Guillerme, André. Bâtir la ville, révolutions industrielles dans les matériaux de construction, France – Angleterre (1760-1840). Paris : Seyssel Champ Vallon, 1195, 315 p.

[Harvey, 1988] Harvey, W.J. Application of the Mechanism Analysis to Masonry Arches. Struct. Eng., 66(5) (1988) 77–84.

[Heyman, 1966] Heyman, J. The stone skeleton. International Journal of Solids Structures, 2 (1966) 69-279.

[Heyman, 1969] Heyman, J. The safety of masonry arches. International Journal of mechanical sciences, 11 (1969) 363-385.

[Hoek, 1997] Hoek, E. Brown, E.T. Practical estimates of rock mass strength. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Vol.34, 8 (1997) 1165-1186.

[Houpert, 1973] Houpert, R. Comportement mécanique des roches cristallines à structure quasi isotrope, thèse de doctorat en génie civil, Université de Toulouse, 1973.

[Houpert, 1969] Houpert, R. Tisot, JP. Effet d'échelle et dispersion des contraintes de rupture en compression simple dans le cas d'un granite. 2ème colloque sur la fissuration des roches. Revue de l'industrie minérale. 14 janvier 1969.

[Kourkoulis, 2010] Kourkoulis, S.K. Ganniari-Papageorgiou, E. Experimental study of the size- and shape-effects of natural building stones, Construction and building materials, 24 (2010) 803-810.

[Kurrer, 2009] Kurrer K-E. The history of the theory of structures. From arch analysis to computational mechanics. Ernst & Sohn: Berlin, 2009. 166 p.

[Lafuma, 1964] Lafuma, H. Liants hydrauliques, propriétés, choix, conditions d'emploi. Paris : Dunod, 1964.

[Lanas, 2004] Lanas, J. et al. Mechanical properties of natural hydraulic lime-based mortars. In Cement and concrete research, 34 (2191-2201) 2004.

[Leduc, L. 1902] Leduc, E. Chaux et ciments, Paris : J-B Baillière et fils, 1902.

[Lejeune, 1906] Lejeune, Emile. Nouveau manuel du briquetier et du tuilier. Bibliothèque des actualités industrielles, n°8, Paris : librairie Bernard Tignol, 1906.

[Lootvoet, 1981] Lootvoet, Alain. Technologie des maçonneries. Ministère de l'Urbanisme et du Logement, Ministère des Transports, LCPC, 1981.

[Lourenço, 2006] Lourenço, PB. Computational strategies for masonry structures. PhD thesis, Delft University of Technology, 1996.

[Manigand, 1999] Manigand-Chaplain Catherine. Les sources du patrimoine industriel. Documents & Méthodes n°4. Paris : Inventaire général, CILAC, 1999.

[Mesnager, 1923] Mesnager, A. Matériaux de construction. Paris : JB Baillière et fils, 1923. Collection Encyclopédie du génie civil et des travaux publics. 514 p.

[MEXE, 1963] MEXE, Military load classification of civil bridges by reconnaissance and correlation methods. Military Engineering eXperimental Establishment, Christchurch, 1963.

[Morenon, 2012] Morenon, Omar. Comportement mécanique des anciens tunnels en maçonnerie. Le cas des tunnels du métro de Paris. Rapport de stage de master recherche, INSA de Toulouse, février 2012.

[Negre, 2001] Nègre, Valérie. Matériaux et construction dans l'architecture civile du midi toulousain, 1770-1914. Direction technique de l'ANAH. 1996. 120 p.

[Pulatsu, 2019] Pulatsu et al. Comparison of in-plane and out-of-plane failure modes of masonry arch bridges using discontinuum analysis, Engineering Structures, 178 (2019) 24-36.

[Parent, 2014] Parent T., Domede N., Sellier A., Dujarrier C. Structural analysis of masonry historical construction: ribbed-vault case study. Int. Conf. Structural Faults & Repair, London. 2014.

[Parent, 2014] Parent T., Domede N., Sellier A., Dujarrier C. Analyse structurelle des maçonneries anciennes : Le cas des voûtes à croisée d'ogives. Rencontres de l'AUGC à Orléans, 2014.

[Parent, 2015] Parent, T. Méthodologie de diagnostic de structures maçonnées anciennes, thèse de doctorat en génie civil soutenue le 10 nov. 2015, Université Paul Sabatier – Toulouse 3.

[Parent, 2015] Parent T., Domede N., Sellier A., Mouatt L. « Mechanical characterization of limestone from sound velocity measurement ». International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. October 2015. 79 (2015) 149-156.

[Parent, 2017] Parent T., Domede N., Sellier A., « Multi-scale mechanical behaviour of a gothic monument composed of ashlar masonry. Application to the design of a reinforcement technique », International Journal of Architectural Heritage, 11 (2016) - Issue 3.

[Pena, 2020] Pena, L. Instrumentation et diagnostic des pathologies structurelles des phares, thèse de doctorat en génie civil, soutenue le 7 juillet 2020 à l'Université Paul Sabatier – Toulouse 3.

[Pena, xxxx] Pena L., Domede N., Fady N. Contribution of PCA and ANN in the structural diagnosis of a masonry lighthouse under temperature and wind actions. International Journal of Architectural Heritage. Under review.

[Pippard, 1948] Pippard, A. The approximate estimation of safe loads on masonry bridges. Civil engineer in war: Institute of Civil Engineering, 1948.

[Poineau, 2011] Poineau Daniel, Guide technique STTRES n°6 [FABEM], Annexe. Réparation et Renforcement des Maçonneries, collaboration scientifique pour la rédaction du volume 4, sept. 2011, pp. 91-113.

[Proske, 2009] Proske D., Van Gelder P. Safety of Historical Stone Arch Bridges. Springer, 2009.

[Pulatsu, 2019] Palatsu B., Erdogmus E., Lourenço PB. Comparison of in-plane and out-of-plane failure modes of masonry arch bridges using discontinuum analysis. Engineering structures 178 (2019) 24-36.

[Reynaud, L. 1860] Reynaud, Léonce. Traité d'architecture. Art de bâtir : études sur les matériaux de construction et les éléments des édifices. Paris : Dalmont et Dunod, 1860. 617 p.

[RILEM, 1996] RILEM TC 127-MS. MS-B.4 Determination of shear strength index for masonry unit/mortar junction. Materials and structures, 29 (1996) 459-475.

[RILEM, 1998] RILEM TC 127-MS. MS-A.6 Method for triaxial compression tests on mortar specimens. Materials and structures, 31 (1998) 363-377.

[Roca, 2010] Roca P., Cervera M. Gariup G. Pela L. Structural analysis of masonry historical constructions. Classical and advanced approaches. Arch. Comput. Methods Eng. 17(3) 299-325.

[Roca, 2019] Roca P. Lourenço PB., Gaetani A. Historic construction and conservation, Materials, systems and damage. Routledge, Taylor & Francis group: NewYork and London, 2019.

[Sanchez, 2007] Sanchez, I. B. "Strengthening of arched masonry structures with composite materials," *PHD thesis*, University of Minho, 2007. 232p.

[Sarhosis, 2016] Sarhosis V., De Santis S., De Felice G. A review of experimental investigations and assessment methods for masonry arch bridges. Structure and infrastructure engineering. (2016) 12:11, 1439-1464.

[Séjourné 1913] Séjourné, P. Grandes Voutes. 6 tomes. Bourges : imprimerie Vve Tardy, Pigelet et fils, 1913.

[Sellier, 2013] Sellier *et al*. Orthotropic damage coupled with localized crack reclosure processing, Part 1: constitutive laws. Eng. Fract. Mech. 97 (2013) 148-167.

[Sellier, 2018] Sellier, Alain. Anisotropic Damage and Visco-Elasto-Plasticity Applied to Multiphasic Materials. Research Report. LMDC, Université de Toulouse III - Paul Sabatier. INSA de Toulouse. 2018

[SETRA, 1982] SETRA, Ministère des transports, Les ponts en maçonnerie, historique, stabilité, utilisation du programme VOUTE, 3 tomes, 1982.

[Stablon, 2009] Stablon, T. Domede, N. Sellier, A. Plu, B. Dieleman, L. Vers un outil numérique pour la requalification des ponts en maçonnerie. Comparaison de méthodes numériques existantes. Colloque annuel de l'AUGC. 2009.

[Stablon, 2010] Stablon, T. Sellier, A. Domede, N. Plu, B. Dieleman, L. A numerical damage model for masonry structures. International conference SFR 2010.

[Stablon, 2011] Stablon, T. Méthodologie pour la requalification des ponts en maçonnerie, thèse de doctorat en génie civil, soutenue le 4 octobre 2011 à l'Univ. Paul Sabatier – Toulouse 3.

[Stablon, 2012] Stablon T., Sellier A., Domede N., Plu B., Dieleman L. Influence of building process on stiffness: numerical analysis of a masonry vault including mortar joint shrinkage and crack re-closure effect, Materials & Structure, 45 (2012) Issue 6, 881–898.

[Tavernier, 1899] Tavernier, M.H. Maçonneries avec joints métalliques coulés. Annales des Ponts et Chaussées n°37, 1899.

[Yoshinaka, 2008] Yoshinaka, R. et al. Practical determination of mechanical design parameters of intact rock considering scale effect. Engineering geology 96 (2008) 173- 186.