



HAL
open science

Un nouveau modèle discret de comportement du béton implanté sous YADE

Hicham Benniou, Yann Malecot, Matthieu Briffaut, Laurent Daudeville

► **To cite this version:**

Hicham Benniou, Yann Malecot, Matthieu Briffaut, Laurent Daudeville. Un nouveau modèle discret de comportement du béton implanté sous YADE. CFM 2015 - 22ème Congrès Français de Mécanique, Aug 2015, Lyon, France. hal-03446491

HAL Id: hal-03446491

<https://hal.science/hal-03446491v1>

Submitted on 24 Nov 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.

UN NOUVEAU MODELE DISCRET DE COMPORTEMENT DU BETON IMPLANTE DANS YADE

H. BENNIOU^{a,b}, Y. MALECOT^{a,b}, M. BRIFFAUT^{a,b}, L. DAUDEVILLE^{a,b}

a. Univ. Grenoble Alpes, 3SR – UMR 5521, BP53 38041 Grenoble Cedex 9, France

b. CNRS, 3SR – UMR 5521, BP53, 38041 Grenoble Cedex 9, France

Résumé:

Les mécanismes de déformation et de détérioration du béton sont fortement influencés, d'une part, par l'hétérogénéité à l'échelle mésoscopique (agrégats et macropores) et, d'autre part, par la présence éventuelle d'eau libre à l'échelle microscopique au niveau des hydrates de ciment. Cette observation est valable tant pour des déformations très faibles (fluage du béton) que pour des chargements dynamiques sévères (impact sur une structure en béton) susceptibles de conduire à une refermeture de la porosité (compaction). Le modèle aux éléments discrets (MED) proposé décrit le comportement macroscopique du béton en prenant en compte la présence d'eau libre dans les pores.

Grâce aux interactions entre éléments discrets sphériques (ED) de rayons et masses différents, le MED permet la modélisation des différents phénomènes de dégradation afin de représenter le comportement macroscopique du béton. Dans ce nouveau modèle, la fissuration et la compaction sont modélisées au niveau de l'interaction entre ED, les effets de l'eau libre sont pris en compte par l'introduction d'une dépendance entre le degré de saturation en eau et les déformations irréversibles (inélastiques). Cette dépendance est assurée, entre autres, grâce à un nouveau critère de Mohr-Coulomb.

Le modèle numérique proposé a été implanté dans YADE (Yet Another Dynamic Engine) car un tel modèle discret est particulièrement adapté au traitement de situations de chargement conduisant à de la fragmentation ou des grandes déformations. Une fois l'assemblage d'éléments discrets défini, les interactions initiales entre ED sont identifiées. L'intégration temporelle explicite des équations du mouvement, avec la prise en compte des comportements non linéaires des interactions, permet d'obtenir les déplacements et vitesses de chaque élément discret.

Le comportement macroscopique du béton peut être reproduit grâce à ce modèle. Les essais de compression triaxiale, œdométrique et hydrostatiques effectués au laboratoire 3SR (presse GIGA) sur des échantillons de béton ordinaires secs, humides et saturés en eau, ont été simulés avec le modèle proposé. Une comparaison des résultats expérimentaux et de simulation est présentée.

Abstract:

Deformation and deterioration mechanisms of concrete are strongly influenced, on one hand, by the mesoscale heterogeneity (large aggregates and macropores) and, on the other hand, by the possible

presence of free water at the microscale of cement hydrates. This observation remains valid both at very low strain rate (concrete creep) and under severe dynamic loading (impact on a concrete structure) leading to porosity closure (compaction). The proposed new Discrete Element Model (DEM) addresses the macroscopic behaviour of concrete taking into account the presence of free water in pores.

Thanks to interactions between spherical discrete elements (DE) of different radii and masses, DEM allows an easy modelling of cracking in order to represent the macroscopic behaviour of concrete. In this new constitutive model, cracking and compaction are modelled at the interaction level between DE, free water effects are taken into account by introducing a dependence between the water saturation ratio and the inelastic deformation, this dependence is carried out thanks to , inter alia, a modified Mohr-Coulomb criterion.

The present numerical model has been implemented within the YADE (Yet Another Dynamic Engine) code in order to deal with loading situations leading to fragmentation or large deformation. Once the assembly has been set, pairs of initially interacting discrete elements are identified. Using the non-linear constitutive equations for each interaction, the explicit time integration of motion equations gives new displacement and velocity for each discrete element.

The macroscopic behaviour of concrete can be reproduced thanks to this discrete element model. Triaxial compression tests performed at laboratoire 3SR (GIGA press) under triaxial, oedometric and hydrostatic stress paths on ordinary concrete samples were simulated with the proposed DE model. The comparison of experimental and simulation results of tests performed on dry, wet and saturated specimens are shown.

Mots clefs : Méthode des éléments discrets, comportement du béton, effet de l'eau, compaction, porosité.

1. Introduction

Le béton est le matériau le plus utilisé pour la construction d'ouvrages. Les sollicitations auxquelles il est soumis peuvent conduire à des effets comme le fluage, à faible vitesse de chargement, jusqu'à la fragmentation ou la compaction sous impacts.

Dans l'objectif de modéliser des ouvrages en béton soumis à des impacts, la méthode des éléments discrets présente plusieurs avantages. Elle permet de représenter facilement les apparitions de discontinuités dues à la fissuration ou la fragmentation tout en permettant de reproduire le comportement macroscopique du béton [1][2]. Le traitement des contacts entre fragments est également facilité avec l'utilisation d'éléments discrets sphériques.

Ce papier décrit un modèle permettant de prendre en compte l'influence de l'eau libre. Ce dernier est particulièrement adapté à la situation où la porosité contenant l'eau libre est refermée, conduisant à un effet de pression interstitielle sur le squelette et a une influence majeure sur la résistance du béton. Cette situation est rencontrée lorsque le béton est soumis à une compression triaxiale avec fort confinement, par exemple dû à un impact. Le code YADE au sein duquel est implanté le modèle proposé est un code open source développé au sein du laboratoire 3SR [3].

1.1. Le modèle proposé

A l'échelle macroscopique, le béton peut être considéré comme un matériau homogène isotrope, élastique et fragile en traction, élastique plastique (compaction) en compression. GABET [4] a étudié le comportement du béton sous des confinements de l'ordre du GigaPascal. Le béton suit d'abord un comportement linéaire, puis la raideur diminue du fait de la réduction de la porosité. Lorsque les pores sont complètement fermés, la raideur augmente et devient de nouveau égale à la raideur initiale.

Ce comportement à l'échelle macroscopique peut être reproduit grâce à de simples lois d'interaction entre les éléments discrets. SHIU [5] a développé une loi d'interaction avec une phase élastique fragile en traction et trois phases linéaires en compression, mais ce modèle ne prend pas en compte l'effet du taux de saturation du béton.

Le modèle PRM couplé [6], un modèle de comportement en éléments finis développé par PONTIROLI, ROUQUAND et MAZARS, utilise la notion de contrainte effective développée par MARIOTTI [7]. Ainsi, la réponse obtenue prend en compte le taux de saturation, mais le seuil d'état limite en cisaillement et le mécanisme de fermeture de la porosité du béton sous fort confinement ne sont pas correctement simulés.

Dans ce nouveau modèle, les effets de l'eau libre sont pris en compte par l'introduction d'une dépendance entre la possible saturation en eau et la déformation anélastique. Cette dépendance est assurée grâce à la prise en compte de la fermeture de porosité en phase anélastique, et un nouveau critère de Mohr-Coulomb qui permet la simulation du seuil limite en cisaillement.

1.1.1. Lois d'interaction

On distingue deux types d'interactions, les interactions type « contact » et les interactions type « lien ».

Les interactions du type « contact » sont non cohésives et sont créées lorsque deux sphères entrent en contact (se touchent) au cours de la simulation, elles ne présentent pas de résistance à la traction.

Les interactions du type « lien » sont des interactions à distance. Elles sont cohésives et sont créées initialement entre les sphères se trouvant dans le même « rayon d'interaction ». Les interactions cohésives présentent une résistance à la traction et elles existent entre les sphères tant que l'interaction n'est pas complètement endommagée. Les lois d'évolution des interactions du type lien sont choisies simples car ces interactions relient deux ED, elles s'inspirent des observations phénoménologiques du comportement du béton à l'échelle macroscopique.

Le « rayon d'interaction » est un rayon virtuel qui permet de créer une interaction à distance entre les sphères (Figure 1). Le concept de « rayon d'interaction » est purement numérique, il garantit le caractère homogène et isotrope du comportement à l'échelle macroscopique. Il permet également de contrôler le nombre moyen d'interactions.

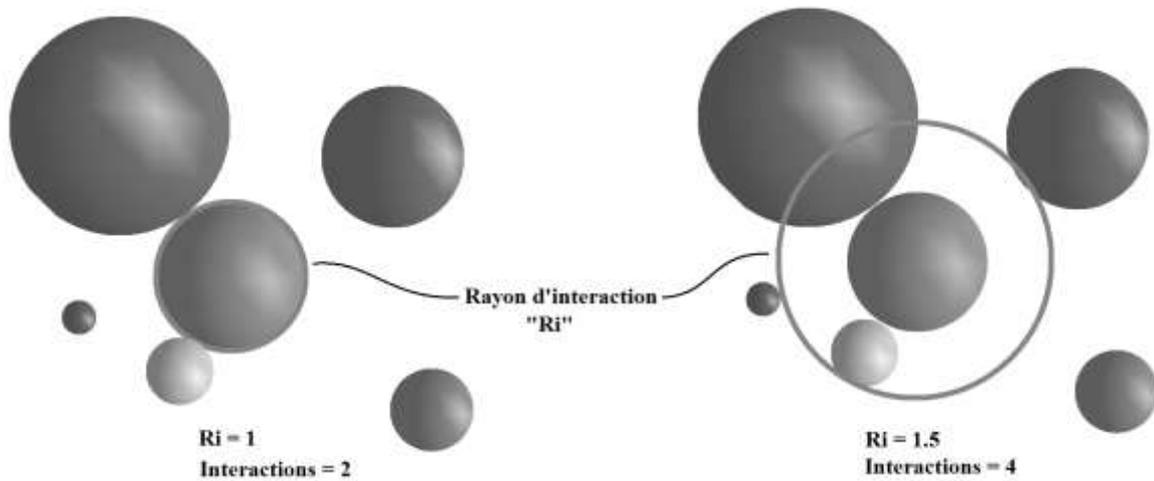


Figure 1. Rayon d'interaction

Les ED qui constituent l'échantillon sont sphériques et rigides, cependant une interpénétration δ est permise entre eux afin de permettre le calcul des forces de contact.

Les forces de contact sont directement reliées à l'interpénétration δ entre les sphères et sont appliquées au point de contact (Figure 2). Le mouvement des sphères est associé aux forces résultantes appliquées sur les sphères. Elles sont générées par les différentes interactions et sont calculées après résolution du cycle de calcul.

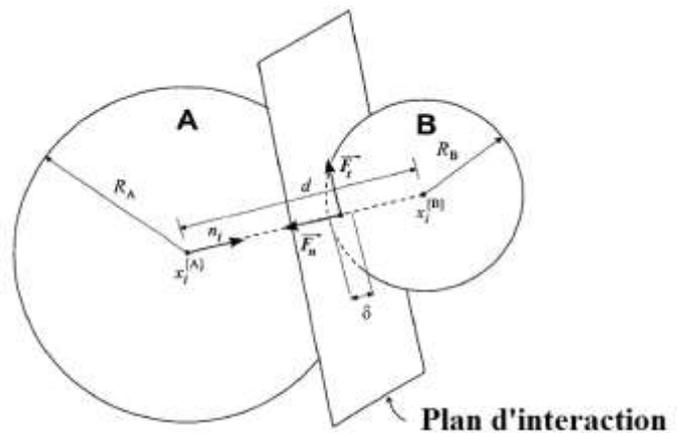


Figure 2. Description du contact entre les sphères

$$F_n = \sigma_n \cdot A \quad (1)$$

$$F_t = \sigma_t \cdot A \quad (2)$$

A est appelée « section d'interaction » et est définie par :

$$A = \pi \cdot R_{min}^2 \quad (3)$$

Avec : $R_{min} = \min(R_1, R_2)$, rayon de la plus petite sphère.

σ_n et σ_t sont respectivement les contraintes normales et tangentielles. Elles sont calculées en fonction de la déformation ε du lien entre les deux sphères en interaction.

$$\sigma_n = f(E^*) \cdot \varepsilon_n \quad (4)$$

$$\sigma_t = f(G^*) \cdot \varepsilon_t \quad (5)$$

$f(E^*)$ et $f(G^*)$ seront définies dans les paragraphes suivants. E^* et G^* sont respectivement le module de Young et le module de cisaillement équivalents définis au niveau du lien.

ε_n et ε_t sont respectivement les déformations normale et tangentielle du lien. Chaque sphère a six degrés de liberté dont 3 déplacements (un déplacement dans la direction normale du lien et deux dans le sens tangentiel), on peut alors définir la déformation du lien entre deux sphères par :

$$\varepsilon = \begin{pmatrix} \varepsilon_n \\ \varepsilon_t \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \Delta L_n / L_{c0} \\ \Delta L_t / L_{c0} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} (L_n - L_{c0}) / L_{c0} \\ (L_t - L_{c0}) / L_{c0} \end{pmatrix} \quad (6)$$

Avec :

- L_n longueur actuelle du lien dans la direction normale.
- L_t longueur actuelle du lien dans la direction tangentielle.
- L_{c0} longueur initiale du lien.

1.1.1.1. Comportement en traction

En traction, un comportement élastique quasi-fragile du béton est utilisé. L'interaction est purement élastique puis l'endommagement ω est introduit au-delà du seuil de déformation ε_{n0} .

L'endommagement ω est introduit comme une fonction de de la déformation ε_n . ω indique l'état de l'interaction entre les sphères. Si l'interaction est rompu ($\omega = 1$), les sphères n'interagissent que si elles sont en contact.

$$\sigma_n = [1 - \omega(\varepsilon_n) \cdot H(\varepsilon_{n0})] \cdot E^* \cdot \varepsilon_n \quad (7)$$

Avec :

$$\begin{cases} \omega = \frac{1 - \frac{\varepsilon_{n0}}{k}}{1 - \frac{\varepsilon_{n0}}{\varepsilon_f}} & \text{Si } \varepsilon_{n0} < k < \varepsilon_f \\ \omega = 1 & \text{Sinon} \end{cases} \quad (8)$$

- $k = \max(\varepsilon_n)$, ceci permet de sauvegarder la valeur maximale d'endommagement
- ε_f correspond à une déformation maximale, entraînant un endommagement total ($\omega = 1$ lorsque $\varepsilon_n = \varepsilon_f$)

1.1.1.2. Comportement en compression d'un lien sec

Comme décrit précédemment, ce modèle reproduit le comportement compactant du béton à haut confinement, ceci grâce à deux phases ultérieures à la phase purement élastique, la Figure 3 montre le comportement local proposé, dans la direction normale en compression.

En compression, l'interaction présente d'abord un comportement élastique (section AB), puis anélastique lorsque la déformation ε_n atteint la limite de déformation élastique ε_{el} en compression (section BC). Au-delà de la limite plastique ε_{pl} le durcissement est pris en compte (section CD). La contrainte σ_n est définie sur ses trois sections par :

Pour $\varepsilon_n < \varepsilon_{el}$ (phase élastique) :

$$\sigma_n = E^* \cdot \varepsilon_n \quad (9)$$

Pour $\varepsilon_{el} \leq \varepsilon_n < \varepsilon_{pl}$ (phase anélastique) : On introduit un coefficient K_p

$$\sigma_n = \frac{E^*}{K_p} \cdot (\varepsilon_n - \varepsilon_{el}) + E^* \cdot \varepsilon_{el} \quad (10)$$

Pour $\varepsilon_{pl} \leq \varepsilon_n$ (phase de compaction) : On introduit un coefficient K_h

$$\sigma_n = E^* \cdot K_h \cdot (\varepsilon_n - \varepsilon_{pl}) + \frac{E^*}{K_p} (\varepsilon_{pl} - \varepsilon_{el}) + E^* \cdot \varepsilon_{el} \quad (11)$$

Avec K_p et K_h des coefficients > 1

La Figure 4 montre le comportement obtenu avec un chargement cyclique traction-compression.

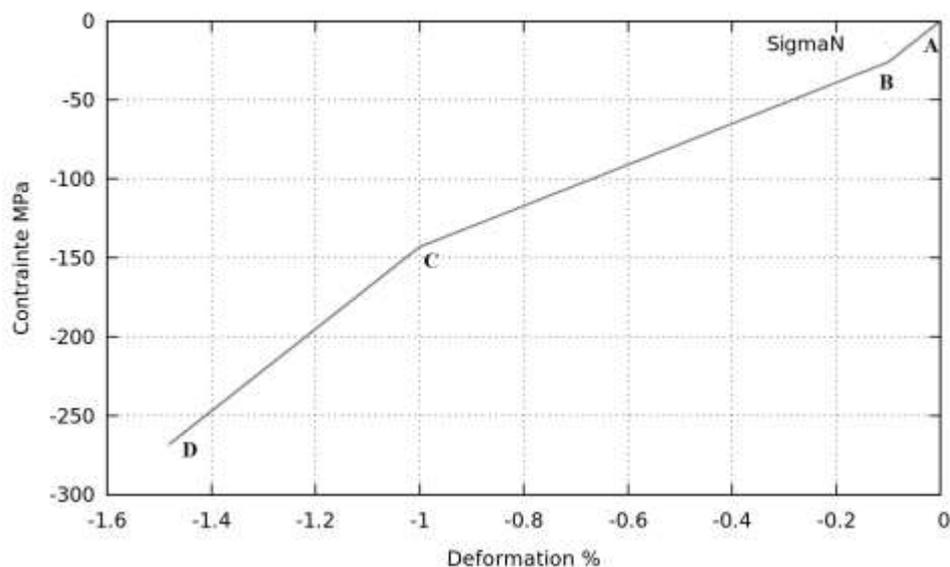


Figure 3. Comportement local en compression d'un lien sec

Dans la direction tangentielle, la contrainte σ_t est définie par :

$$\sigma_t = G^* \cdot \varepsilon_t \quad (12)$$

Avec ε_t déformation tangentielle.

Afin de permettre le glissement entre les ED, un critère de cisaillement Mohr-Coulomb est utilisé, il diffère selon le type de l'interaction. Ce critère sera décrit dans les chapitres suivants.

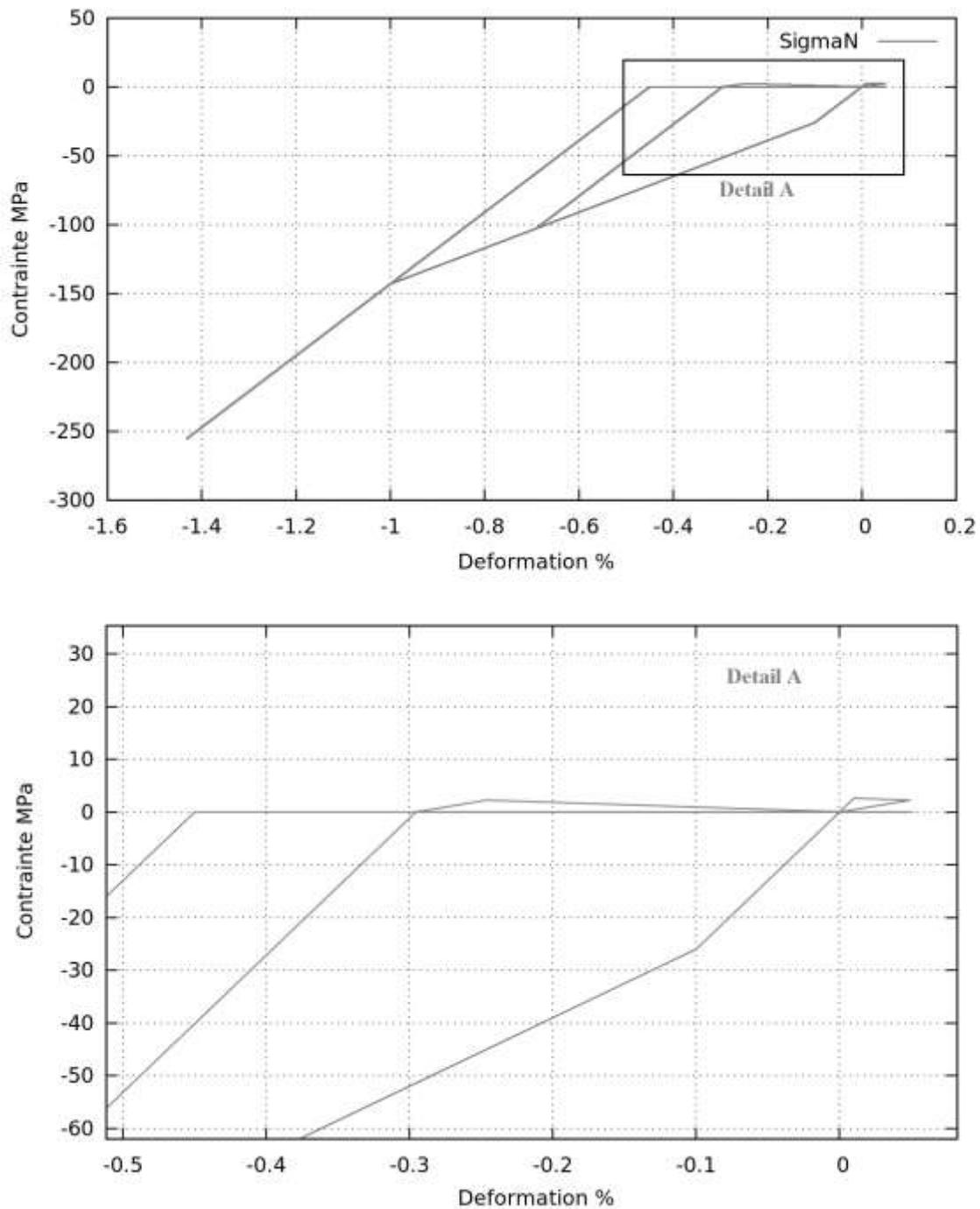


Figure 4. Cycle de chargement montrant le comportement proposé du béton sec au niveau local (en haut) et détail (en bas)

1.1.1.3. Comportement en compression d'un lien avec prise en compte de l'effet de l'eau

Pour un lien sec, le point de consolidation est atteint lorsque la déformation plastique maximale est atteinte ($\varepsilon_n \geq \varepsilon_{pl}$). La porosité du lien est alors considérée complètement fermée et le lien a un comportement élastique consolidé.

Partant de l'hypothèse que l'eau libre est contenue dans la porosité, le béton saturé est considéré comme matériau bi-phasique. Il se compose d'une phase solide, et d'une phase liquide qui occupe les vides de manière homogène. Dans ce modèle, la porosité et la saturation sont introduites comme variables locales au niveau de l'interaction. Le point de consolidation d'un lien humide est atteint lorsque la porosité remplie d'air est fermée. Il se comporte comme un lien sec tant que ce point n'est pas atteint (Figure 5).

On introduit également la notion de contrainte effective au niveau du lien afin de découpler le comportement élastique du lien sec du comportement de l'eau :

$$\sigma_{\text{Total}} = \sigma_{\text{matrice}} + P_{\text{eau}} \quad (13)$$

σ_{matrice} est la contrainte transmise par la matrice. Dans ce modèle elle est égale à la contrainte atteinte pour un lien sec pour une même déformation.

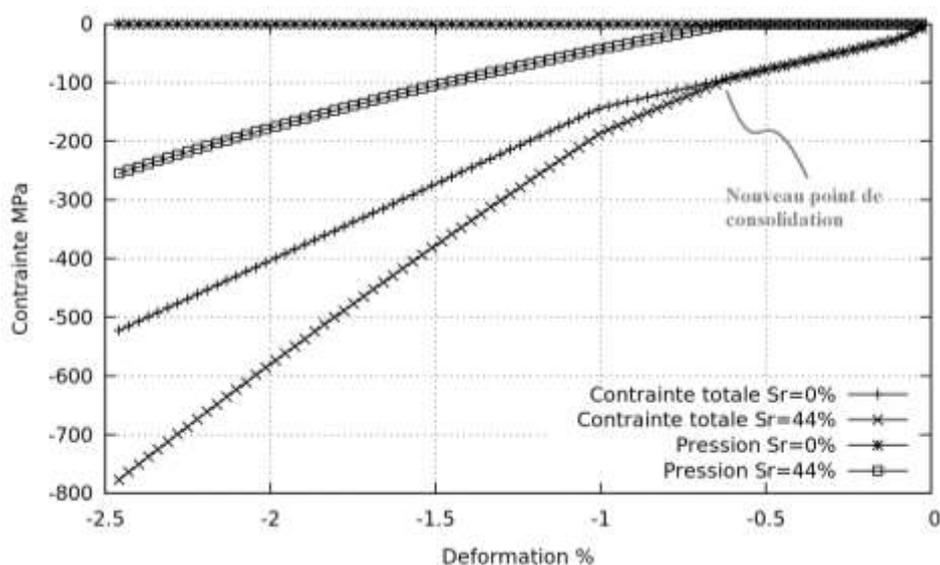


Figure 5. Comparaison du comportement d'un lien saturé et d'un lien sec. Evolution de la pression transmise par l'eau et de la contrainte totale en fonction de la déformation normale.

P_{eau} est la pression transmise par l'eau libre contenue dans la porosité. Cette pression est calculée grâce à l'équation d'état de Mie-Grüneisen utilisée par exemple dans le modèle PRM couplé :

$$P_{\text{eau}} = \frac{\rho_0 C_0^2 (\varepsilon_v - \varepsilon_{v,ps})}{(1 - s(\varepsilon_v - \varepsilon_{v,ps}))^2} \left[1 - \frac{\Gamma_0 (\varepsilon_v - \varepsilon_{v,ps})}{2} \right] + \Gamma_0 \rho_0 E_m \quad (14)$$

Avec :

- C_0 vitesse de l'onde sonore ($C_0 = 1500$ m/s)
- ρ_0 est la masse volumique ($\rho_0 = 1000$ kg/m³ pour l'eau)
- s et Γ_0 deux coefficients de Mie-Grüneisen ($s = 1.75$ et $\Gamma_0 = 0.28$ pour l'eau)
- E_m énergie interne par unité de masse, négligeable.

La Figure 6 montre l'évolution de la contrainte normale totale en fonction de la déformation normale pour différents taux de saturation au niveau du lien.

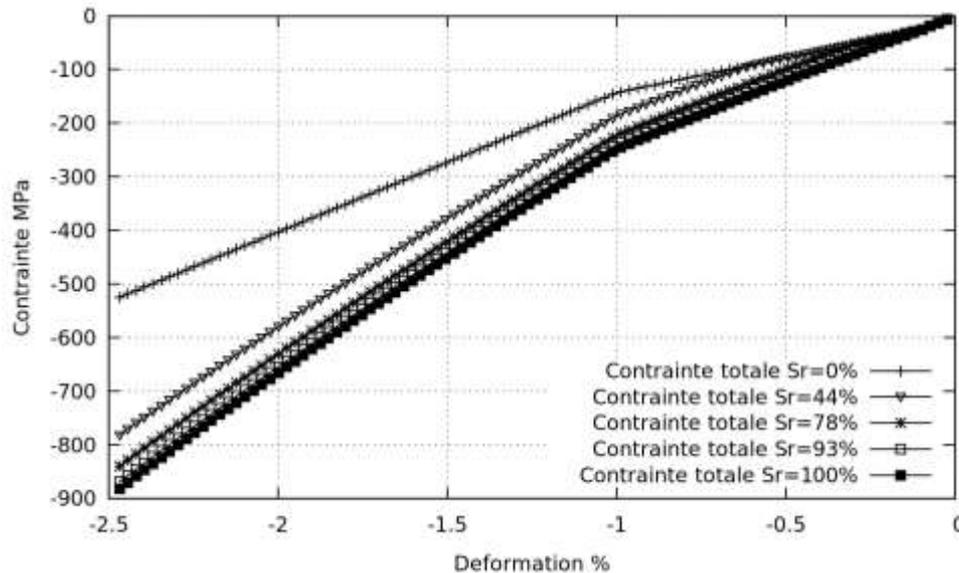


Figure 6. Evolution de la contrainte totale en fonction de la déformation normale pour différents taux de saturation au niveau du lien

1.1.1.4. Nouveau critère de Mohr-Coulomb

Un critère Mohr-Coulomb est utilisé afin de modéliser le glissement entre les ED. TRAN [8] propose de rajouter un coefficient λ qui contrôle le seuil de glissement des interactions de type « lien ». Ce coefficient a pour but d'augmenter les déformations latérales. Ainsi :

$$\sigma_{t,\max} = \lambda \cdot C_0 \quad (15)$$

Où C_0 est la cohésion initiale.

Dans ce modèle, on définit deux coefficients λ_{\max} et λ_{\min} . λ_{\max} est calibré pour un béton sec, tandis que λ_{\min} est calibré pour un lien saturé. Le coefficient λ est alors défini en fonction du taux de saturation initiale, de λ_{\max} et de λ_{\min} (Figure 7).

$$\lambda = (\lambda_{\max} - \lambda_{\min})(1 - Sr_i) + \lambda_{\min} \quad (16)$$

Avec Sr_i saturation initiale du lien.

Pour les interactions de type « contact » la contrainte maximale est définie par :

$$\sigma_{t,\max} = \sigma_n \cdot \tan(\varphi) \quad (17)$$

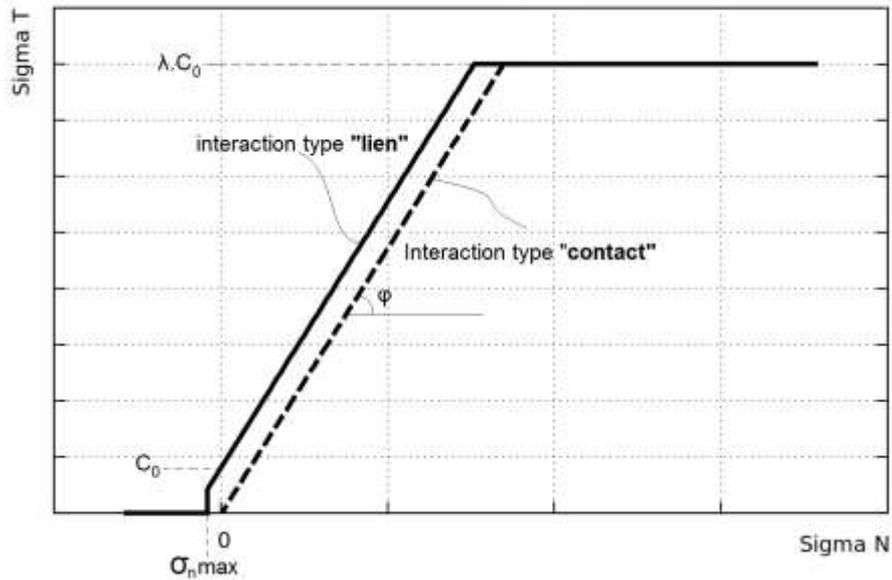


Figure 7. Critère de Mohr-Coulomb pour les interactions type « lien »

La contrainte tangentielle maximale pour les interactions type « lien » varie alors en fonction du taux de saturation (Figure 8). Elle est définie comme suit :

$$\sigma_{t,\max} = \begin{cases} \sigma_n \cdot \tan(\varphi) + (1 - \omega) \cdot C_0 & \text{si } \sigma_t < \lambda \cdot C_0 \\ \lambda \cdot C_0 & \text{si } \sigma_t > \lambda \cdot C_0 \\ 0 & \text{si } \sigma_n > \sigma_{n,\max} \end{cases} \quad (18)$$

Où C_0 est la cohésion initiale, φ l'angle de frottement et ω est l'endommagement du lien défini préalablement en traction (Paragraphe 1.1.1.1). ω nous permet de retrouver le seuil d'une interaction type « contact » lorsque le lien est endommagé ($\omega = 1$).

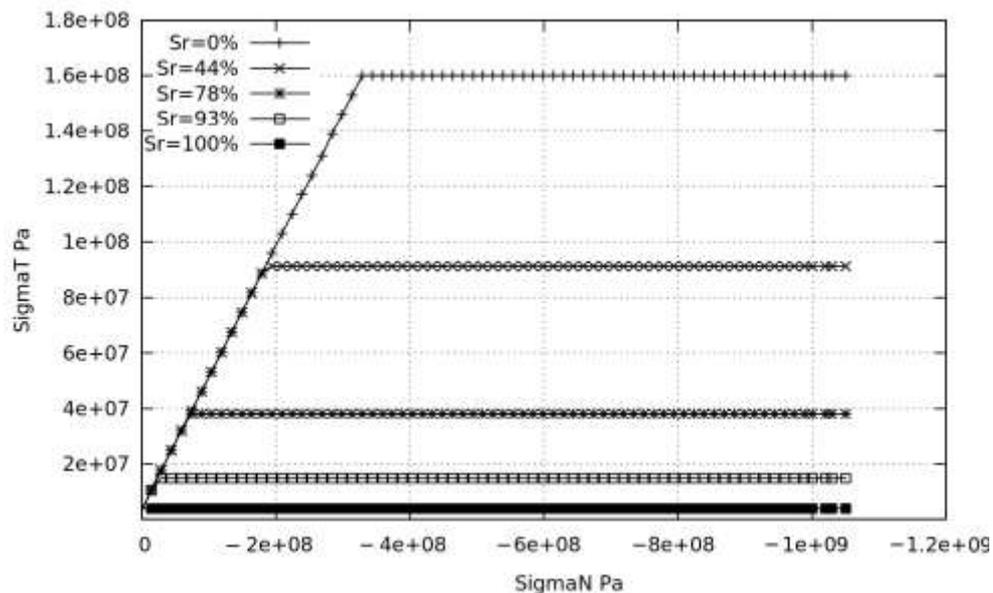


Figure 8. Contrainte tangentielle maximale obtenue au niveau d'un lien avec le critère Mohr-Coulomb modifié prenant en compte le taux de saturation

2. Calibration, validation du modèle et résultats

2.1. L'échantillon numérique

Afin de reproduire le comportement du béton, l'assemblage des sphères doit être homogène et isotrope [9]. Dans ce paragraphe, la méthode de génération de l'échantillon numérique utilisé et les conditions aux limites sont discutées.

2.1.1. Génération de l'échantillon

Afin d'obtenir un échantillon avec une distribution homogène des contacts entre les sphères, la méthode de compression isotrope [10][11] a été utilisée pour générer des échantillons compacts pour les simulations.

Un échantillon parallélépipédique de 70mm × 70mm × 140mm composé de 3124 sphères d'un rayon moyen de 3mm a été utilisé. La Figure 9 montre que la distribution des directions des contacts dans l'échantillon utilisé est homogène. Le nombre de coordinance (moyenne du nombre d'interactions par sphère) obtenu est égal à 11.58. La compacité atteinte est autour de 0.46, ce qui est suffisant pour nos simulations car le milieu est cohésif et la porosité est intégrée comme une variable interne. La masse des sphères est corrigée afin que la densité globale de l'échantillon corresponde à la densité du béton.

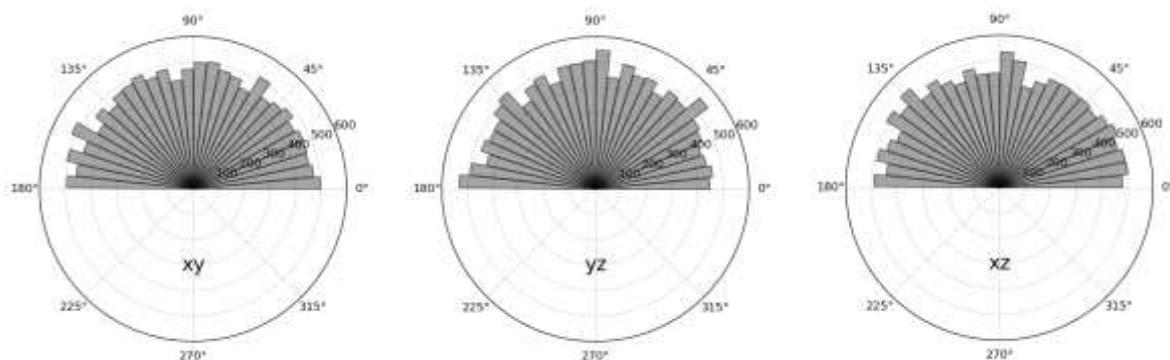


Figure 9. Distribution des directions des contacts dans l'échantillon utilisé

2.2. Identification des paramètres

2.2.1. Béton standard R30A7

GABET [4] décrit la composition ainsi que la procédure de réalisation du béton R30A7. La composition du béton R30A7 a été choisie afin d'obtenir une résistance à la compression simple de 30MPa à 28 jours et un affaissement au cône d'Abrams de 7cm. ZINGG [13] et VU [14] ont effectué plusieurs essais triaxiaux sur le béton R30A7 avec différents taux de saturation. La calibration et la validation de notre modèle reposent sur ces essais.

2.2.2. Essais uniaxiaux compression-traction

Pour réaliser cet essai, une couche d'une épaisseur égale à 5 fois le rayon moyen de sphères utilisées est rajoutée aux deux extrémités pour contrôler les conditions limites en déplacement (Figure 10). Une vitesse de déplacement dans la direction axiale, suffisamment faible pour garantir l'équilibre de l'échantillon, est appliquée aux sphères de la couche supérieure tout en bloquant les déplacements dans les autres directions ainsi que les rotations. La couche inférieure est fixée et l'équilibre des forces est vérifié à chaque instant afin de s'assurer que la condition quasi-statique est vérifiée.

SHIU [5], TRAN [8], ROUSSEAU [9] et HENTZ [15] ont montré l'influence des différents paramètres tels que l'angle de frottement φ ou le rayon d'interaction R_i . En nous basant sur ces études, nous avons fixé le rayon d'interaction afin d'obtenir un nombre de coordination proche de 12.

Une fois le rayon d'interaction fixé, les essais de compression-traction nous permettent d'identifier : l'angle de frottement φ , la cohésion initiale C_0 , le seuil de déformation en traction ε_{n0} et la déformation maximale ε_f .

La calibration s'effectue en comparant les résultats obtenus aux résultats expérimentaux. Ainsi, on obtient la valeur du seuil de déformation en traction ε_{n0} et de la déformation maximale ε_f à partir des essais de traction. L'angle de frottement φ et la cohésion initiale C_0 sont calibrés à partir de l'essai de compression. Les résultats obtenus sont présentés dans le Tableau 1.

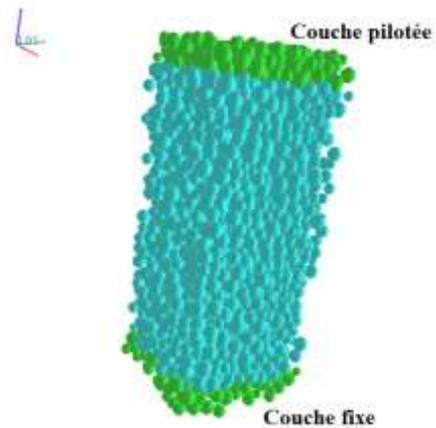


Figure 10. Configuration d'un essai uniaxial compression-traction

Tableau 1. Valeurs des paramètres du modèle (Uniaxial)

Paramètre	Valeur
Young (GPa)	26
Poisson	0.16
ε_{n0} (%)	$1e^{-4}$
ε_f (%)	$20 \cdot \varepsilon_{n0}$
φ (radians)	0.52
C_0 (MPa)	4

La Figure 11 montre que le modèle reproduit correctement le comportement expérimental en compression uniaxiale. Le taux de saturation n'a pas d'effet sur cet essai et ceci est reproduit correctement. Le ratio F_c/F_t a été calculé pour différents essais avec différents taux de saturation, il est d'environ 8 alors qu'il est d'environ 10 pour les essais expérimentaux.

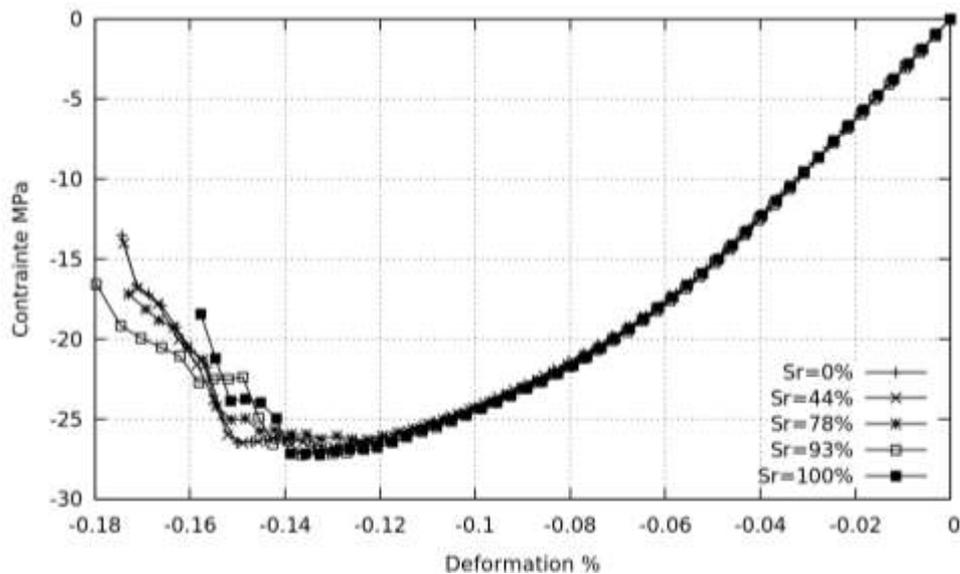


Figure 11. Comportement en compression uniaxiale pour différents taux de saturation

Ce modèle est donc capable de reproduire le comportement uniaxial en compression et en traction du béton. Mais cet essai seul ne permet pas de calibrer le modèle complètement, d'autres essais sont nécessaires afin d'identifier les paramètres restants.

2.2.3. Essai sous chargement hydrostatique

Dans ces essais, l'échantillon décrit précédemment est placé entre des parois rigides (Figure 12). Hormis la forme parallélépipédique des ED qui permettent de simuler des parois rigides afin de générer le confinement autour de l'échantillon, toutes les hypothèses énoncées précédemment concernant les ED restent valables.

L'essai hydrostatique est utilisé pour calibrer les coefficients de raideur k_p et k_h ainsi que les déformations élastiques et plastiques maximales, respectivement ε_{el} et ε_{pl} . La calibration est faite en se basant sur les essais de Gabet sur béton R30A7 sec. Les résultats sont présentés dans le Tableau 2. Les résultats pour différents taux de saturation peuvent également être obtenus, ces derniers sont présentés dans la Figure 13.

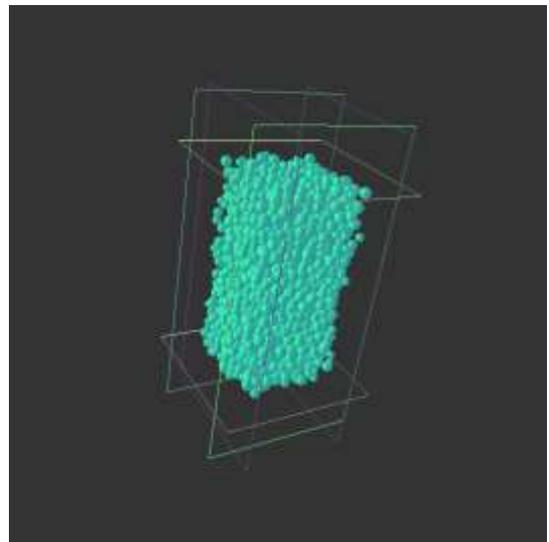


Figure 12. Configuration d'un essai triax

Tableau 2. Valeurs des paramètres du modèle (Hydrostatique)

Paramètre	Valeur
k_p	3
k_h	1
ε_{el}	$5 \cdot \varepsilon_{n0}$
ε_{pl}	$500 \cdot \varepsilon_{n0}$

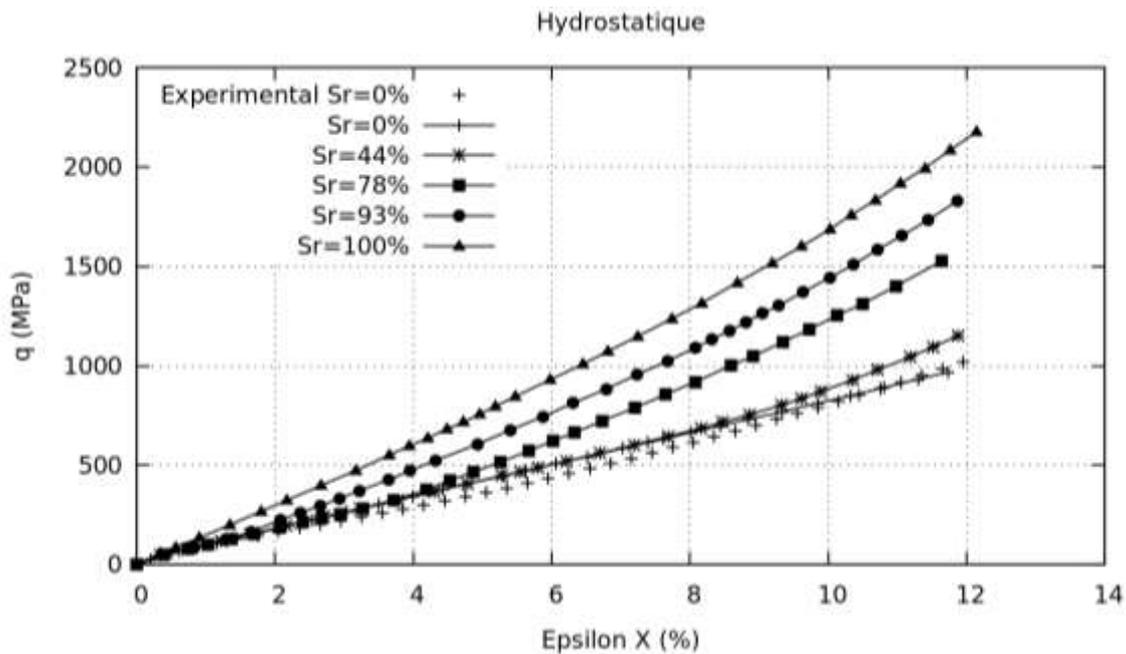


Figure 13. Comportement hydrostatique pour différents taux de saturation

2.2.4. Essais sous chargement triaxial à 600 MPa

L'essai triaxial à 600 MPa est utilisé afin de calibrer les valeurs λ_{\min} et λ_{\max} du nouveau critère Mohr-Coulomb. Dans notre modèle, λ_{\min} correspond au seuil imposé pour un béton saturé à 100%, tandis que λ_{\max} correspond au seuil imposé pour un béton sec. Ces essais sont basés sur les résultats expérimentaux de ZINGG [15].

Les résultats obtenus pour les paramètres du modèle sont présentés dans le Tableau 3. La Figure 14 montre l'évolution de la contrainte déviatoire pour différents degrés de saturation du béton. Les Figures 15 à 19 montrent la comparaison des résultats obtenus en simulation aux résultats expérimentaux.

Tableau 3. Valeurs des paramètres du modèle (Triaxial)

Paramètre	Valeur
λ_{\min}	1
λ_{\max}	40

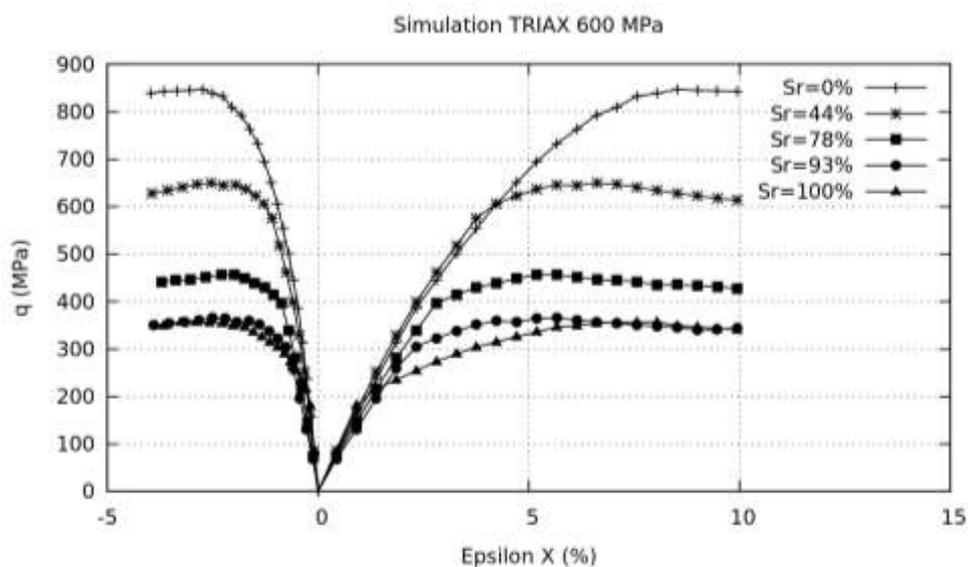


Figure 14. Evolution de la contrainte déviatoire en fonction du taux de saturation. Résultats du modèle - simulation d'un essai Triaxial 600MPa.

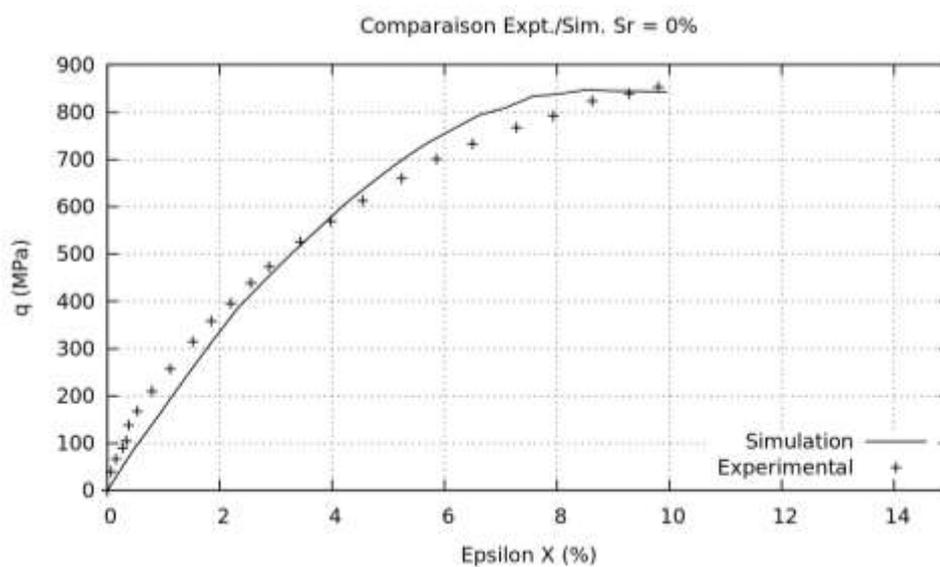


Figure 15. Comparaison des résultats du modèle aux résultats expérimentaux de ZINGG [15], phase déviatoire 600 MPa, Saturation 0%

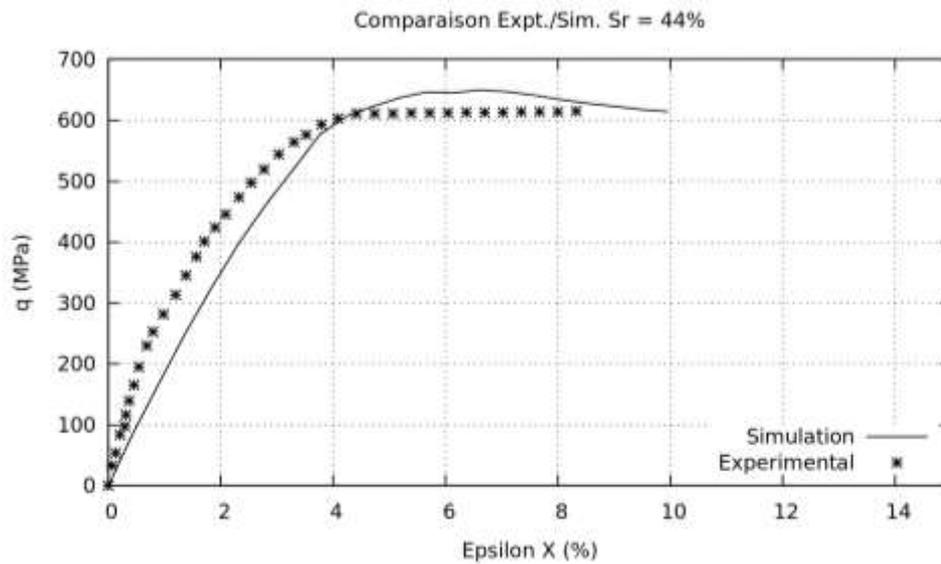


Figure 16. Comparaison des résultats du modèle aux résultats expérimentaux de ZINGG [15], phase déviatoire 600 MPa, Saturation 44%

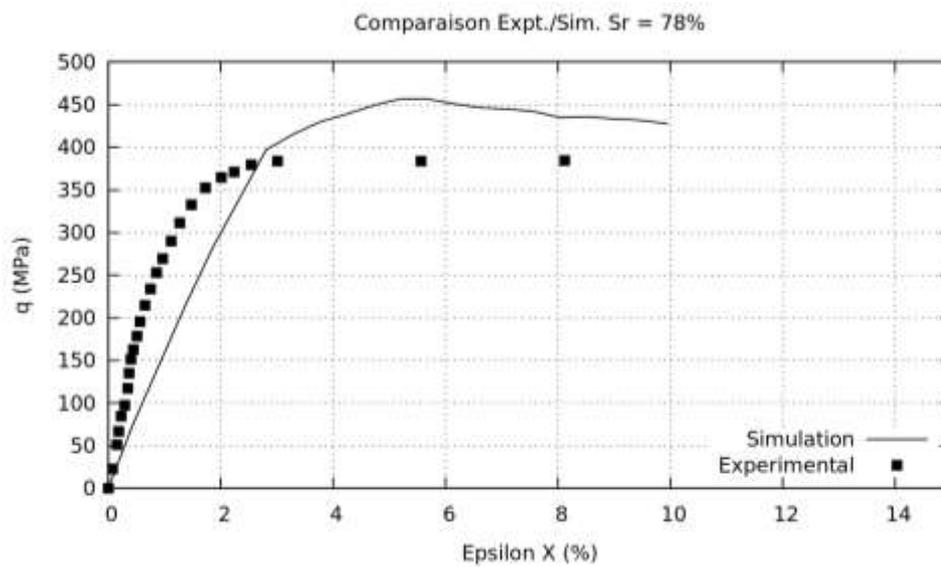


Figure 17. Comparaison des résultats du modèle aux résultats expérimentaux de ZINGG [15], phase déviatoire 600 MPa, Saturation 78%

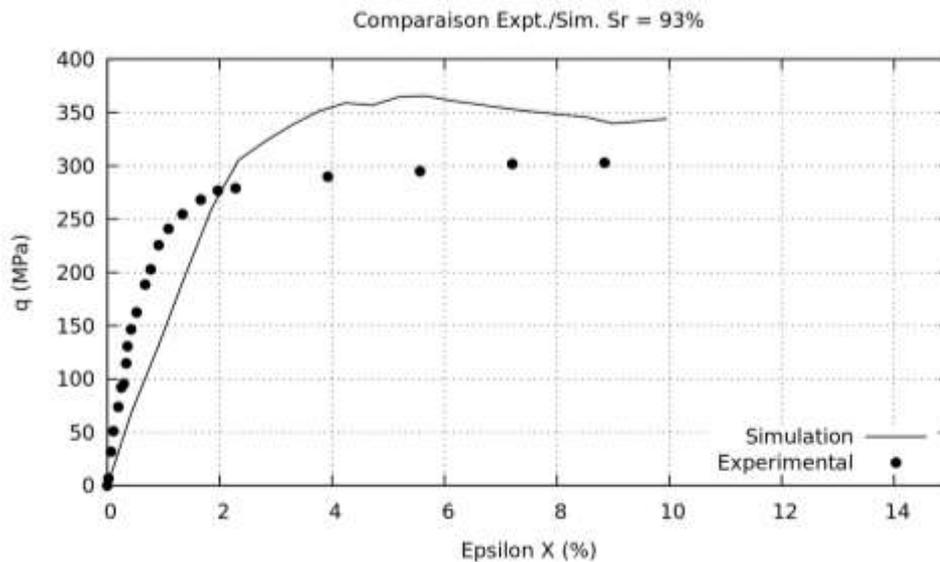


Figure 18. Comparaison des résultats du modèle aux résultats expérimentaux de ZINGG [15], phase déviatoire 600 MPa , Saturation 93%

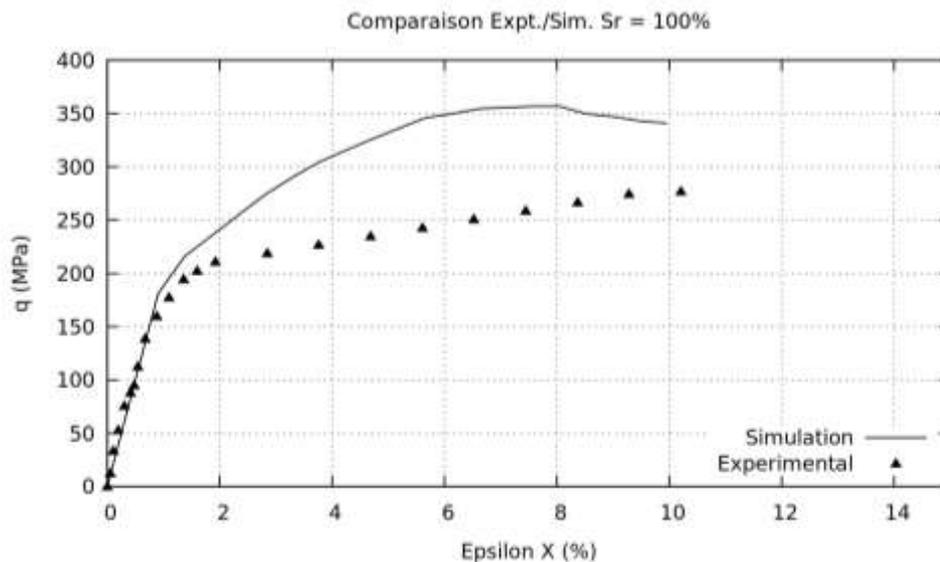


Figure 19. Comparaison des résultats du modèle aux résultats expérimentaux de ZINGG [15], phase déviatoire 600 MPa , Saturation 100%

3. Conclusion

Il existe plusieurs modèles aux éléments discrets pour le béton. Le modèle proposé ici est le premier prenant en compte l'influence de l'eau libre lors des phénomènes de fermeture de la porosité. Ceci en introduisant une dépendance entre la saturation en eau et les déformations inélastiques du béton, ainsi qu'un nouveau critère de Mohr-Coulomb.

Le comportement du béton est reproduit à l'échelle macroscopique en introduisant une loi d'interaction entre les ED (au niveau de l'interaction). Les paramètres identifiés de cette loi donnent des résultats satisfaisants. La procédure d'identification des paramètres a été définie et il est clairement montré que ce modèle permet de prédire le comportement du béton saturé à différents degrés.

Les résultats obtenus sur des échantillons numériques d'une taille de l'ordre d'un échantillon de la presse GIGA montrent la faisabilité de l'approche choisie pour la prise en compte de l'influence de l'eau libre. Une simulation à plus grande échelle est envisageable.

Références:

- [1] S. Hentz, L. Daudeville and F. V. Donzé, Modélisation du comportement dynamique du béton par la méthode des éléments discrets, *Revue Française de Génie Civil*, 2003, 7(10) :1325-1347.
- [2] F. V. Donzé, S. A. Magnier, L. Daudeville, C. Mariotti, and L. Davenne, Study of the behaviour of concrete at high strain rate compressions by a discrete element method. *ASCE J. of Eng. Mech.*, 1999, 125(10):1154-1163.
- [3] J. Kozicki, F. V. Donzé. Yade-open dem: An open-source software using a discrete element method to simulate granular material. *Engineering Computations*, 2009, 26(7):786-805.
- [4] T. Gabet, Y. Malécot, L. Daudeville. Triaxial behaviour of concrete under high stresses: Influence of the loading path on compaction and limit states, *Cement and Concrete Research*, 2008, 38(3):403-412
- [5] W. J. Shiu. Impact de missiles rigides sur structures en béton armé : analyse par la méthode des éléments discrets. Thèse, Université Joseph Fourier – Grenoble 1, Grenoble, Rhône-Alpes, France, 2008.
- [6] C. Pontiroli. Modèles de comportement des géomatériaux dans ABAQUS : Modèle P.R.M.–Swenson & Krieg – Mariotti : Théorie et Validation. Report d'étude, 2004, Ref : CSSI/BDX/04T155, Communication & Systemes.
- [7] A. Rouquand. Présentation d'un modèle du comportement du béton et des géomatériaux, application au calcul de structures et aux effets des armes conventionnelles, 2002, Report 134 pages, Délégation Générale pour l'Armement, Centre d'Études de Gramat.
- [8] V. T. Tran. Structures en béton soumises à des chargements mécaniques extrêmes : Modélisation de la réponse locale par la méthode des éléments discrets. Thèse, Université de Grenoble, Grenoble, Rhone-Alpes, France, 2011.
- [9] J. Rousseau, E. Frangin, P. Marin, L. Daudeville. Damage prediction in the vicinity of an impact on a concrete structure: a combined FEM/DEM approach. *Computers and Concrete*, 2008, 5(4):343-358.
- [10] P. Stroven, et M. Stroven. Assessment of packing characteristics by computer simulation. *Cement and Concrete Research*, 1999, 29(8):1201–1206.
- [11] I. Agnolin et J.-N. Roux. Internal states of model isotropic granular packings in assembling process, geometry, and contact networks. *Phys. Rev. E*, 76, 2007.
- [12] N. Burlion. Compaction des bétons : éléments de modélisation et caractérisation expérimentale. Thèse, École Normale Supérieure de Cachan, Cachan, Val de Marne, France, 1998.
- [13] L. Zingg. Caractérisation expérimentale des bétons hautes performances sous forts confinements : influence de l'eau et de la matrice cimentaire. Thèse, Université de Grenoble, Grenoble, Rhône-Alpes, France, 2013.
- [14] X. H. Vu, Y. Malécot, L. Daudeville, E. Buzaud. Experimental analysis of concrete behavior under high confinement: Effect of the saturation ratio. *International Journal of Solids and Structures*, 2009, 46(5):1105-1120
- [15] S. Hentz. Modélisation d'une structure en béton armé soumise à un choc par la méthode des éléments discrets. Thèse, Université Grenoble 1 - Joseph Fourier, Grenoble, Rhône-Alpes, France, 2003.