



HAL
open science

Modélisation par éléments discrets du comportement des matériaux cimentaires sous impact sévère : prise en compte du taux de saturation

Hicham Benniou

► **To cite this version:**

Hicham Benniou. Modélisation par éléments discrets du comportement des matériaux cimentaires sous impact sévère : prise en compte du taux de saturation. Mécanique des matériaux [physics.class-ph]. Université Grenoble Alpes, 2016. Français. NNT : 2016GREAI055 . tel-01587775

HAL Id: tel-01587775

<https://theses.hal.science/tel-01587775>

Submitted on 14 Sep 2017

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.

THÈSE

Pour obtenir le grade de

DOCTEUR DE LA COMMUNAUTÉ UNIVERSITÉ GRENOBLE ALPES

Spécialité : **Matériaux, Mécanique, Génie civil, Electrochimie (2MGE)**

Arrêté ministériel : 7 Août 2006

Présentée par :

Hicham BENNIOU

Thèse dirigée par : **Yann Malecot**
codirigée par **Laurent Daudeville**
et encadrée par **Matthieu Briffaut**

Préparée au sein du **Laboratoire 3SR Grenoble**
dans l'**École Doctorale Ingénierie - Matériaux, Mécanique, Environnement,
Energétique, Procédés, Production (I-MEP2)**

Modélisation par éléments discrets du comportement des matériaux ci- mentaires sous impact sévère prise en compte du taux de saturation

Thèse soutenue publiquement le : **30 - 09 - 2016**,
devant le jury composé de :

M. Fabrice Gatuingt

Professeur, Ecole Normale Supérieure de Cachan, Président

M. Jean-Yves Delenne

Directeur de Recherche INRA, UMR IATE Montpellier, Rapporteur

M. Fabrice Bernard

MCF-HDR, INSA Rennes, Rapporteur

M. Sergueï Potapov

Ingénieur de Recherche, EDF, Examineur

M. Yann Malecot

Professeur, Université Grenoble Alpes, Directeur de thèse

M. Laurent Daudeville

Professeur, Université Grenoble Alpes, Co-Directeur de thèse

M. Matthieu Briffaut

MCF, Université Grenoble Alpes, Encadrant de thèse



"To achieve great things, two things are needed; a plan, and not quite enough time." Leonard Bernstein.

Remerciements

J'ai toujours été motivé par des objectifs, et pour les atteindre c'est une chose à la fois, même si paradoxalement je n'ai jamais eu de vrai plan. Aujourd'hui, me voilà Docteur. Est-ce un grand accomplissement ? La réponse m'importe peu, car tout ceci n'est qu'une étape, le schéma se précise et "jusqu'ici tout va bien".

Ainsi, je me prête à l'exercice difficile des remerciements.

Tout d'abord je tiens à remercier Yann Malecot, un grand merci à toi pour m'avoir donné l'opportunité de travailler sur ce sujet. Merci à Laurent Daudeville pour toutes les remarques, qui ressemblent plus à des défis. Merci à Matthieu Briffaut pour l'omniprésence, les conseils, et toutes les réponses à mes questions, même les plus futiles. Merci à vous trois de m'avoir fait confiance, de m'avoir aidé par vos compétences pour accomplir ce travail et d'avoir été compréhensifs quand j'ai traversé des moments difficiles.

J'en profite pour remercier tous les membres de mon jury, pour avoir accepté de consacrer de leur temps pour participer à cette thèse. Merci à Fabrice Gatuingt pour la présidence du jury. Merci à Jean-Yves Delenne et Fabrice Bernard à qui sont revenus les rôles de rapporteurs, je leur suis très reconnaissant d'avoir accepté ce rôle délicat. Merci également à Sergueï Potapov qui fut examinateur.

Je remercie par la même occasion tous mes collègues et le personnel 3SR (coucou Carole!), qui font vivre ce laboratoire et grâce à qui ces trois années resteront un bon souvenir. Si il y a un endroit en France qui représente bien la devise de la république, c'est bien ce laboratoire. Ni la langue, ni la culture, ni l'origine ne représentent une barrière.

Un énorme MERCI, du fond de mon cœur, à tous mes amis. La liste

est tellement longue qu'il me faudra un chapitre dans cette thèse. De San-Francisco à Hong Kong en passant par le bercail (Alger), je vous dis merci, car grâce à vos encouragements j'ai pu garder le cap. Je remercie particulièrement "ma clique" de Grenoble, vous êtes ma famille ici et votre joie de vivre m'a été essentielle.

Enfin, ma petite famille, que serais-je sans eux. Mes parents qui croient que je vais encore à l'école, et qui m'appellent pour me demander "comment ça va les cours ?", sans que ça leur semble bizarre alors que je suis à l'aube de la trentaine, eux qui m'ont toujours soutenu, conseillé, qui ont fait de moi ce que je suis aujourd'hui. Mon frère grâce à qui, à l'âge de 10 ans je codais en Delphi, qui m'apprend depuis toujours la patience. Ma sœur qui, avec sa persévérance dans la vie me fait passer pour un rigolo.

Merci, merci, merci.

Résumé

Ce travail de thèse concerne la modélisation du béton et des ouvrages en béton soumis à des sollicitations allant du quasi statique à la dynamique rapide, tout en prenant en compte de la présence d'eau libre dans les pores du béton. L'objectif est la mise au point d'un outil prévisionnel de simulation capable de décrire le comportement du béton et des structures en béton, en tenant compte des effets du taux de saturation. Le choix des Éléments Discrets pour cette modélisation est justifié par les phénomènes discontinus qui apparaissent dans le béton, tel que la fissuration, la fragmentation ou l'écaillage. Les Éléments Discrets permettent de reproduire de manière fiable et efficace le comportement discontinu local ainsi que la réponse globale de la structure.

La première partie de ce travail concerne la simulation d'essais quasi-statiques sous sollicitations uniaxiales et triaxiales fortement confinées, avec la prise en compte du phénomène de compaction. Les effets de l'eau libre contenue dans les porosités sont pris en compte par l'introduction d'une dépendance entre le taux de saturation en eau et la déformation inélastique. La procédure d'identification des paramètres du modèle est présentée. Enfin, le modèle est validé en reproduisant le comportement quasi-statique du béton lors de différents essais.

La deuxième partie de ce travail est consacrée au comportement dynamique du béton. L'objectif est d'étendre la validation du modèle en simulant des essais d'impacts. Les effets de vitesse sont pris en comptes et des simulations d'impact sur des dalles en béton de différentes épaisseurs sont effectuées. Les résultats obtenus sont en bonne concordance avec les résultats expérimentaux.

Mots clés : Méthode des Éléments Discrets, béton, compaction, effet de l'eau, porosité, impact, dynamique, effet de vitesse.

Abstract

This thesis concerns the modeling of concrete and concrete structures subjected to stresses ranging from quasi-static to dynamic loading, taking into account the presence of free water in pores. The objective is the development of a predictive simulation tool able of describing the behavior of concrete and concrete structures, taking into account the effects of saturation ratio. The choice of discrete elements for modeling is justified by the discontinuous phenomena that appear in the concrete, such as cracking, fragmentation, spalling and scabbing. Discrete Elements can reproduce reliably and efficiently the local discontinuous behavior and the overall response of the structure.

The first part of this work concerns the simulation of quasi-static tests under uniaxial and highly confined triaxial loadings, taking into account the compaction phenomenon. The effects of the free water contained in the pores are taken into account by introducing a dependency between the water saturation level and the inelastic deformation. The identification process of the model parameters is presented. Finally, the model is validated by reproducing the quasi-static behavior of concrete in different tests.

The second part of this work concerns the dynamic behavior of concrete. The aim is to extend the validation of the model by simulating impact tests on concrete slabs of different thickness. The dynamic effects are taken into account and impact simulations on concrete slabs of different thickness are made. The results are in good agreement with experimental results.

Keywords : Discrete Element Method, Concrete, Compaction, Saturation, Free Water Effects, Porosity, Impact, Strain Rate

Symboles et conventions

Abréviations

R30A7	Béton de référence ($f_{c28} = 30MPa$, affaissement $7cm$)
BHP	Béton Haute Performance
BAE	Béton à Air Entraîné
CS	Essai de compression simple
TR	Essai de traction
HYD600	Essai hydrostatique jusqu'à 600MPa de confinement
TRX600	Essai triaxial à 600MPa de confinement
OEDO	Essai Oedométrique
DEM	Méthode des élément discret
ED	Elément discret
S_r	Degré de saturation (%)

Notations générales

E	Module de Young (MPa)
G	Module de cisaillement (MPa)
σ_n, σ_s	Contrainte normale, Contrainte de cisaillement (MPa)
σ_x, σ_t	Contrainte axiale, Contrainte orthoradiale (MPa)
σ_m	Contrainte moyenne (MPa)
p	Pression de confinement (MPa)
q	Déviateur des contraintes (MPa)
ν	Coefficient de Poisson
Φ	Angle de frottement (Radians)
φ	Porosité
F_n, F_s	Force normale, Force en cisaillement (N)
U_n, U_s	Déplacement normal, Déplacement en cisaillement (m)
$\varepsilon_n, \varepsilon_s$	Déformation normale, Déformation de cisaillement (%)
$\varepsilon_x, \varepsilon_t$	Déformation axiale, Déformation orthoradiale (%)

Notations mathématiques

$\vec{\bullet}$	Vecteur
$ \vec{\bullet} $	Norme du vecteur $\vec{\bullet}$
Δt	Pas de temps
\bullet^\odot	Valeur au pas de temps actuel
\bullet^\ominus	Valeur au pas de temps précédent
\bullet^\oplus	Valeur au pas de temps suivant
\emptyset	Ensemble vide

Conventions et signes

$\sigma \geq 0$	En compression
$\varepsilon \geq 0$	En compression

Table des matières

Résumé	i
Abstract	iii
Symboles et conventions	v
Introduction générale	1
1 Étude bibliographique	7
1.1 Introduction	7
1.2 Le béton	8
1.2.1 Comportement quasi-statique du béton	9
1.2.2 Phénomène de compaction et influence du taux de saturation	16
1.2.3 Comportement dynamique du béton et effet de vitesse	22
1.2.4 Phénoménologie lors d'un impact sur une structure en béton	30

1.3	Modélisation du béton	32
1.3.1	Méthodes continues	33
1.3.2	Méthodes discrètes	37
1.4	Choix de l'approche du problème	42
2	Généralités sur la méthode des éléments discrets	47
2.1	Introduction	47
2.2	Discrétisation	48
2.3	Formulation de la DEM	53
2.3.1	Formes des éléments	53
2.3.2	Cohésion et isotropie	53
2.3.3	Détection des collisions	54
2.3.4	Création des interactions	56
2.3.5	Calcul des déformations et des contraintes	59
2.3.6	Intégration temporelle	63
2.3.7	Pas de temps critique	64
3	Saturation ratio influence on cementitious materials under high stress levels. A discrete element constitutive behavior applied on concrete	69

<i>Table des matières</i>	ix
3.1 abstract	70
3.2 Introduction	71
3.3 Discrete element background	72
3.3.1 Numerical damping	73
3.4 Constitutive model description	74
3.4.1 Interaction law	75
3.4.2 Elastic interaction law	77
3.4.3 Non linear interaction behavior	80
3.4.4 Effect of saturation ratio on the compressive behavior	84
3.4.5 Effect of saturation ration on the maximum shear stress	87
3.5 Model validation	89
3.5.1 Uniaxial tests	93
3.5.2 Triaxial compression tests	94
3.5.3 Oeodometric tests	99
3.6 Conclusion	101
4 Simulation of impact tests on small concrete structures	105
4.1 Introduction	105

4.2	Experimental setup description	106
4.3	Simulation setup	114
4.3.1	Discretization	114
4.3.2	Strain rate effects	117
4.3.3	Interaction definition between the projectile and the concrete slab	119
4.4	Simulation results	120
4.5	Saturation ratio effect	126
4.6	Conclusion	135
	Conclusion et perspectives	139
	Bibliographie	143
	Table des figures	151
	Liste des tableaux	159

Introduction générale

Le béton est le matériau le plus utilisé dans le génie civil. Sa composition ainsi que son comportement mécanique, ont beaucoup évolué et ont fait l'objet de très nombreuses études depuis la construction du pont du jardin des plantes de Grenoble, premier ouvrage en béton au monde réalisé en 1855 par Louis et Joseph Vicat, jusqu'à la construction du viaduc de Millau, plus haut pont routier à haubans réalisé en 2004.

De nos jours, le comportement mécanique du béton sous différentes sollicitations est encore largement étudié. Le comportement du béton sous sollicitations dynamiques sévères telles que les impacts, explosions ou ondes de chocs, reste cependant mal connu. L'enjeu est de taille notamment dans les structures à risques tels que les enceintes de confinement de réacteurs nucléaires, ou les barrages hydrauliques.

A l'échelle de la structure, les expérimentations sont très coûteuses et très limitées pour des problèmes évidents de taille. C'est particulièrement le cas pour des enceintes de confinement nucléaires ayant des dimensions de quelques dizaines de mètres et une épaisseur de l'ordre du mètre. Le recours à la modélisation numérique apparaît comme une nécessité pour prédire le comportement de ces ouvrages pour les différents types de risques auxquels

ils sont exposés.

Ainsi, l'ambition de ce travail de thèse est de proposer un nouveau modèle de comportement du béton, robuste et capable de reproduire le comportement du béton sous une large gamme de sollicitations en tenant compte des effets du taux d'humidité interne, afin de prédire la réponse de dalles de béton soumises à un impact. Ce travail est organisé en quatre chapitres.

Pour modéliser le comportement du béton, il est nécessaire de comprendre les différents mécanismes et phénomènes mis en jeu afin de choisir une approche adaptée. Le premier chapitre est une étude bibliographique, dans laquelle on s'attache à caractériser le comportement du béton en quasi-statique, le phénomène de compaction, l'effet du taux de saturation, le comportement dynamique, les effets de vitesse et la phénoménologie des impacts sur le béton. Puis, nous passons en revue les méthodes numériques existantes pour modéliser ces problèmes. Enfin nous concluons le chapitre en justifiant le choix de la méthode des Éléments Discrets. Les Éléments Discrets, bien que récents, sont fréquemment employés pour représenter les matériaux granulaires et commencent à être assez utilisés pour les matériaux cohésifs tels que le béton. Ils ont l'avantage de facilement représenter les discontinuités de par leur nature discontinue.

Le second chapitre, intitulé "Généralités sur la méthode des éléments discrets", est consacré à la méthode des Éléments Discrets. Dans ce chapitre on aborde les méthodes de discrétisation du domaine, la formulation des problèmes, ainsi que différentes notions telles que la forme des éléments, la cohésion et la fracturation, la détection des collisions, la création des interac-

tions entre les éléments et l'intégration temporelle.

Le troisième chapitre est quant à lui consacré au modèle développé dans cette thèse. Dans ce chapitre, une nouvelle loi d'interaction est présentée, les effets du taux de saturation sont introduits, puis les différents paramètres du modèle sont calibrés. Le modèle est validé en quasi-statique en s'appuyant sur les simulations d'essais uniaxiaux et triaxiaux et sur les résultats expérimentaux obtenus par Gabet et Zingg [26], [81]. Ce chapitre correspond à un article soumis pour publication dans une revue.

Le quatrième et dernier chapitre est consacré au comportement dynamique du béton. L'augmentation de la résistance dynamique en traction est prise en compte. L'objectif est d'étendre la validation du modèle en simulant des essais d'impact sur des dalles de béton de différentes épaisseurs. Puis, dans une tentative purement prédictive, d'analyser l'effet du taux de saturation sur le comportement de telles dalles lors d'un impact.

Enfin, une conclusion ainsi que quelques perspectives au travail réalisé sont présentées.

Étude bibliographique

Chapitre 1

Étude bibliographique

1.1 Introduction

Le recours à des simulations numériques s'avère le plus souvent nécessaire lorsqu'il s'agit de dimensionner des ouvrages. Effectuer des expérimentations à cette échelle présente beaucoup de difficultés en terme de procédures et de coût.

De nombreuses méthodes numériques ont été développées pour prédire le comportement des ouvrages sous diverses sollicitations. L'objectif de ce travail est de développer un modèle permettant d'évaluer la résistance d'un ouvrage en béton à un impact tout en prenant en compte l'influence du degré de saturation du béton qui le constitue.

Afin de comprendre les phénomènes mis en jeu et pouvoir les modéliser, il convient de connaître les principales caractéristiques du matériau béton et choisir l'échelle de modélisation la plus adaptée à l'étude. Dans cette optique, ce chapitre s'intéresse au comportement mécanique du béton sous fort confinement et lorsqu'il est soumis à un impact, à l'eau et ses effets

sur le comportement de ce dernier, et enfin aux différentes méthodes de modélisation.

1.2 Le béton

Le béton est un matériau largement utilisé qui a toujours fait l'objet de recherches pour améliorer ses performances. Plusieurs types de bétons existent, des bétons ordinaires à des bétons Ultra Hautes-Performances (BUHP), en passant par les bétons autoplaçants. Les caractéristiques des composants du béton sont responsables de son comportement à l'échelle macroscopique. Le béton est un matériau hétérogène, notamment en raison de la présence de granulats, mais qui peut être considéré comme homogène et continu si l'échelle d'observation est assez grande.

Nous allons ici nous intéresser au comportement mécanique du béton lors d'essais classiques (compression et traction uniaxiale) ainsi qu'en compression triaxiale sous fort confinement, aborder les phénomènes tels que la compaction et l'influence du taux de saturation, et enfin, nous allons décrire le comportement dynamique.

1.2.1 Comportement quasi-statique du béton

Compression et traction simple

Les essais quasi-statiques de compression et de traction simple permettent de définir les paramètres élastiques homogénéisés (module de Young E , coefficient de poisson ν), les paramètres à la rupture (résistance à la compression f_c , résistance en traction f_t , déformation maximale à la rupture en compression ε_c et déformation maximale à la rupture en traction ε_t). Ils permettent également de définir le comportement post-pic lorsqu'ils sont pilotés en déplacement.

La résistance à la compression f_c est la caractéristique principale utilisée dans les réglementations du béton vis à vis du dimensionnement des ouvrages. Un béton sec n'a pas le même comportement qu'un béton humide. Le comportement du béton est influencé par la quantité d'eau qu'il contient, ainsi la résistance caractéristique est déterminée à 28 jours lorsque le béton a atteint environ 90% de sa résistance finale.

Un essai de compression simple permet de tracer les courbes contrainte axiale en fonction de la déformation axiale et radiale (Figure 1.1). En compression simple, le comportement d'un béton ordinaire est linéaire jusqu'à environ 50% de la résistance maximale f_c , cette étape est suivie de l'apparition de non linéarités dues à l'apparition de micro-fissures. Près du pic de résistance maximale, des fissures parallèles au chargement apparaissent et un comportement fortement dilatant dans la direction transversale est observé. En post-pic, une phase ductile est observée. Les essais cycliques de compres-

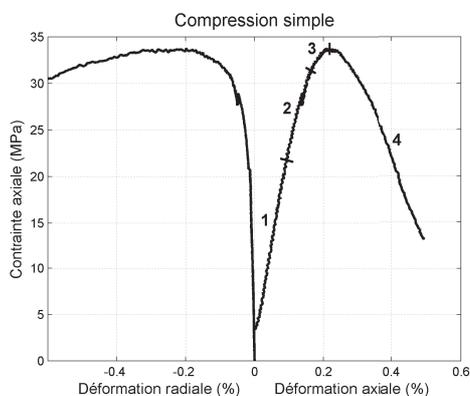


FIGURE 1.1 – Essai de compression uniaxiale [78]

sion uniaxiales permettent d’observer les variations des caractéristiques du béton lors des phases de chargement-déchargement. la Figure 1.2 montre un essai cyclique en compression uniaxiale, on observe une perte de rigidité en fin de décharge.

La résistance à la traction du béton f_t est environ dix fois plus faible qu’en compression. Le comportement du béton en traction du béton peut être caractérisé par des essais de traction directe ou indirecte.

L’essai direct est un essai délicat à réaliser. Il consiste à appliquer un déplacement axial directement sur l’éprouvette en traction. La Figure 1.3 montre un essai de traction directe. On observe 3 phases : Une phase linéaire élastique, une phase non linéaire où des microfissures commencent à apparaître, et finalement une phase d’adoucissement où les contraintes diminuent (post pic) et où il y a apparition d’une fissure perpendiculaire au sens de chargement (Figure 1.4).

Les essais indirects quant à eux sont plus simples à réaliser (essai brésilien,

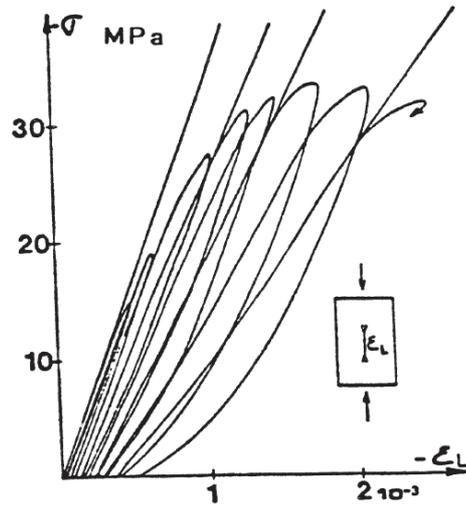


FIGURE 1.2 – Essai cyclique de compression uniaxiale [48]

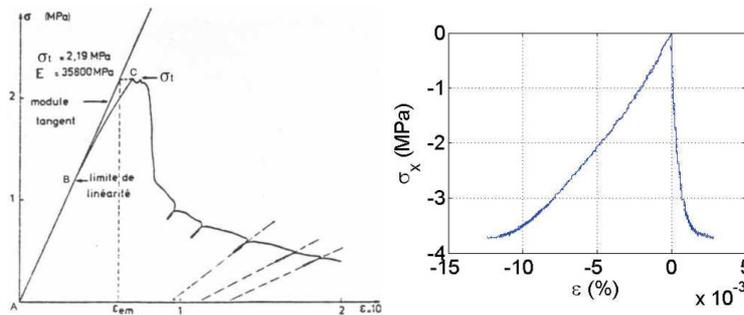


FIGURE 1.3 – Gauche : Évolution de la contrainte axiale en fonction de la déformation axiale lors d'un essai de traction directe [73] - Droite : Évolution de la contrainte axiale en fonction de la déformation axiale et radiale sur un béton ordinaire R30A7 [26]

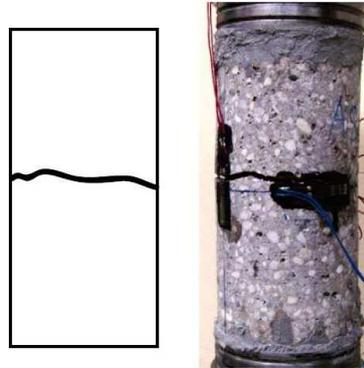


FIGURE 1.4 – Faciès de rupture lors d'un essai de traction directe sur un échantillon de béton R30A7 [26]

essai flexion 3 points, essai de flexion 4 points, etc.). L'essai brésilien, ou test de traction diamétrale (Figure 1.5), consiste à appliquer une charge de compression dans la direction radiale d'un échantillon cylindrique, le résultat est l'apparition d'une contrainte de traction dans la direction perpendiculaire dans le plan radial. Dans l'essai de flexion 3 points, une poutre placée sur deux appuis est chargée en son centre. La face supérieur de l'éprouvette est donc chargée en compression et la face inférieur en traction. Néanmoins, cet essai a quelques limitations, notamment le fait que la charge est positionnée au niveau de la zone de rupture. L'essai de flexion 4 points est donc un essai similaire qui vient corriger cet aspect (Figure 1.6).

Compression triaxiale

L'essai de compression triaxiale (essai de compression axiale confiné), est généralement effectué sur des échantillons cylindriques. Plusieurs trajets de sollicitation sont possibles (Figure 1.7). L'essai triaxiale à confinement

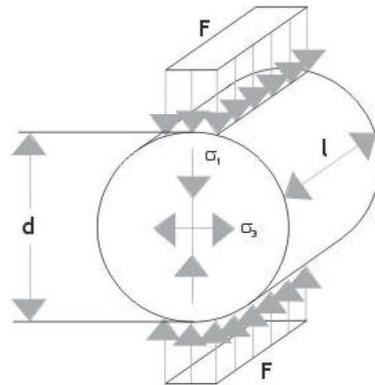


FIGURE 1.5 – Principe de l'essai brésilien [29]

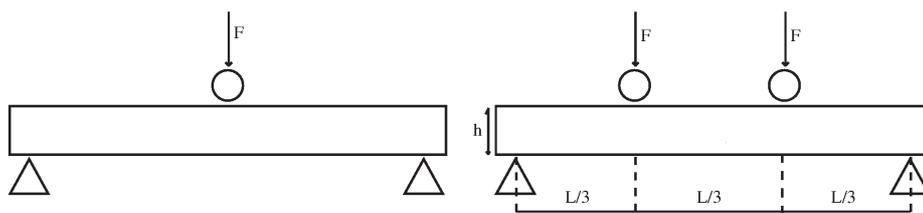


FIGURE 1.6 – Principe de l'essai flexion trois points (à gauche) et de l'essai flexion 4 points (à droite)

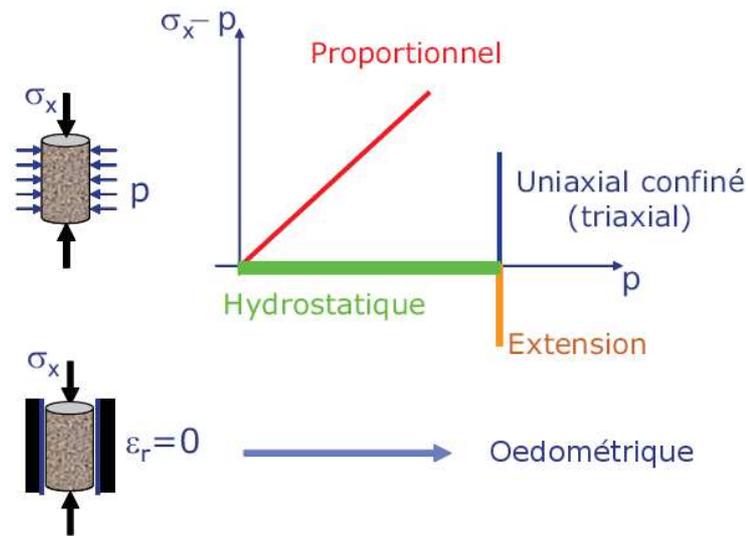


FIGURE 1.7 – Trajets de chargements [26]

constant consiste à appliquer un chargement axiale σ_x , avec un confinement constant p autour de l'échantillon. L'essai hydrostatique correspond à un essai pendant lequel le chargement axial et le confinement évoluent de la même façon. Pendant un essai oedométrique, la déformation radiale ϵ_t est tout le temps nulle.

Les essais triaxiaux sur échantillon confinés [35],[27], [81] montrent que la résistance du béton augmente lorsque le confinement augmente (Figure 1.8). Sous fort confinement, le béton a un comportement très ductile avec un fort écrouissage, contrairement à la compression simple où il a un comportement adoucissant fragile en compression. Les faciès de rupture sont perpendiculaires au chargement pour des forts confinements (Figure 1.9).

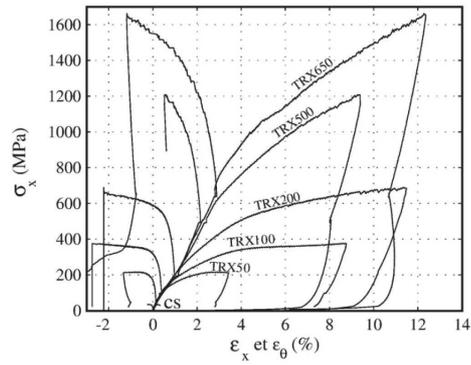


FIGURE 1.8 – Résultats obtenus pour des essais triaxiaux avec des pressions de confinement allant de 0 à 650MPa [26]



FIGURE 1.9 – Faciès de rupture. Essai triaxial à un confinement de 650MPa (à gauche) et 200MPa (à droite) [26]

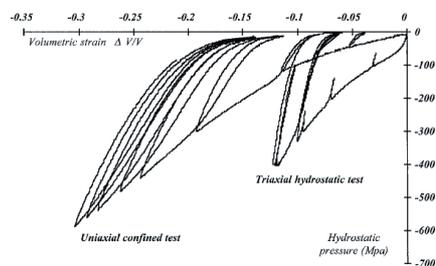


FIGURE 1.10 – Comportement volumique lors d’essai œdométrique et hydrostatique [7]

1.2.2 Phénomène de compaction et influence du taux de saturation

Lors des essais hydrostatique et œdométrique, on observe trois phases, une première phase élastique, suivie d’une phase où le module tangent diminue (dû à l’endommagement), pendant cette phase la porosité se ferme, c’est le phénomène de compaction [7] (Figure 1.10). Pendant la troisième phase, le module tangent augmente à nouveau et le béton se durcit.

Le phénomène de compaction est plus important dans un essai œdométrique que dans un essai hydrostatique, ceci est dû à la composante de cisaillement. Des essais proportionnels sur béton standard R30A7 [26], en variant le facteur de proportionnalité ($k = \frac{p}{\sigma_x}$), ont montré que plus le facteur k est important moins la contrainte déviatoire affecte la déformation volumique.

En effet, dans un essai œdométrique, une fois que la cohésion de la matrice cimentaire est perdue par endommagement, les granulats ont tendance à se réarranger sous l’action de la contrainte de cisaillement, ce qui provoque une

diminution supplémentaire de volume. Ce mécanisme n'existe pas dans le test hydrostatique, car le matériau est soumis à une charge isotrope.

Le comportement volumique est influencé aussi par l'eau libre contenue dans la porosité, Ceci a été démontré sous chargement hydrostatique, œdométrique et triaxial [79]. Zingg [81] a montré l'effet du degré d'humidité interne sur le comportement triaxial des bétons R30A7, BHP et BAE sous haut confinement. Pour des contraintes moyennes allant jusqu'à 100MPa, lors des essais hydrostatiques l'effet de l'eau est une augmentation de la déformabilité volumique (effet de lubrification), cette augmentation est plus marquée si la porosité est élevée. Au delà de 150MPa et jusqu'à 300MPa, le béton saturé commence à se comporter comme un matériau granulaire saturé non drainé. L'eau interstitielle est suffisamment en pression pour contrer partiellement l'effet de la fermeture de la porosité induite par le chargement hydrostatique. La raideur augmente ensuite fortement avec la pression de confinement. En revanche, du fait de cette augmentation de la pression interstitielle, on observe que les niveaux de déviateurs atteints diminuent lorsque le taux de saturation augmente (Figure 1.11, 1.12, 1.13 et 1.13).

La vitesse d'évolution du module tangent pendant la phase de compaction ne dépend pas que de la porosité globale, mais aussi de la distribution et du type de porosité dans le béton tel que démontré par Zingg et al. [82]. En effet, la porosité capillaire est fermée en premier, suivie par la porosité occluse (taille des porosités plus grandes et formes plus régulières, donc plus difficile à compacter). Ceci a également été démontré dans l'analyse tomographique par rayons X effectué par Poinard et al. [54].

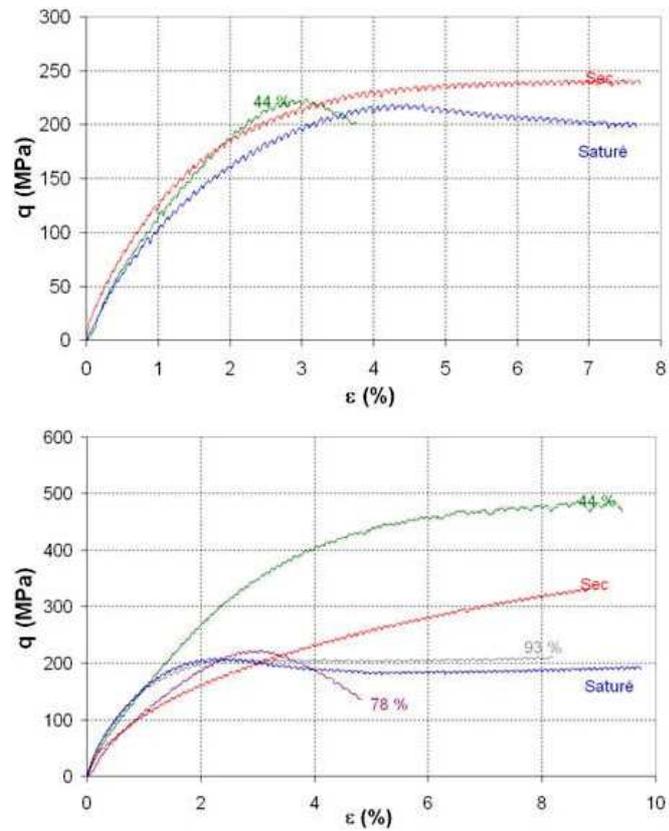


FIGURE 1.11 – Évolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale pour les essais triaxiaux à des confinements de 100MPa et 200MPa (respectivement de haut en bas) sur les béton R30A7 sec, saturé, et humide. [81]

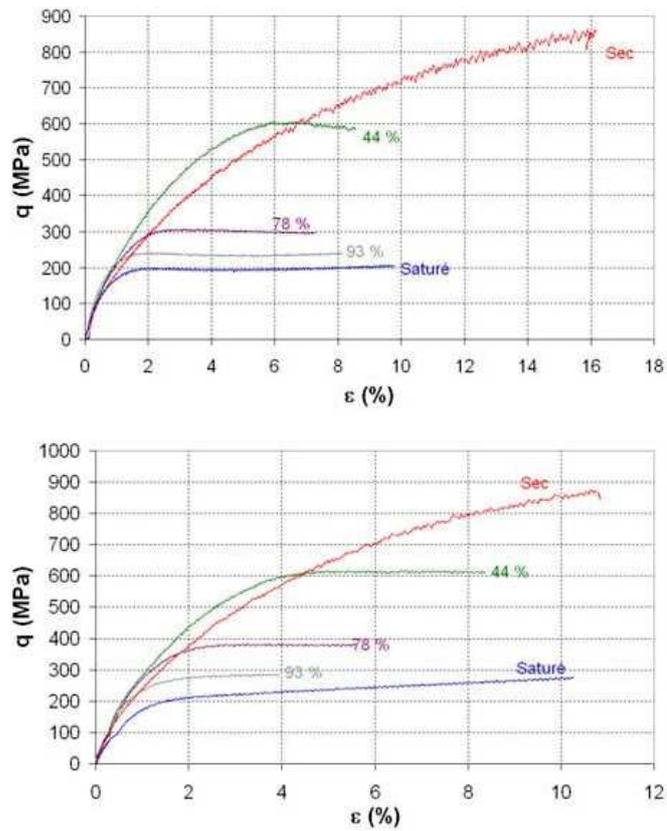


FIGURE 1.12 – Évolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale pour les essais triaxiaux à des confinements de 400MPa et 600MPa (respectivement de haut en bas) sur les béton R30A7 sec, saturé, et humide. [81]

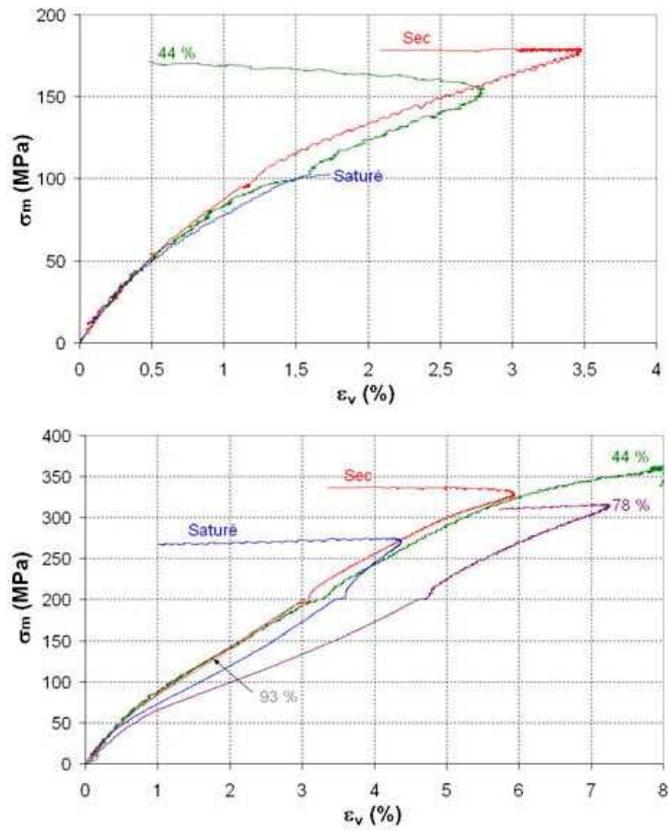


FIGURE 1.13 – Évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique pour les essais triaxiaux à des confinements de 100MPa et 200MPa (respectivement de haut en bas) sur les béton R30A7 sec, saturé, et humide. [81]

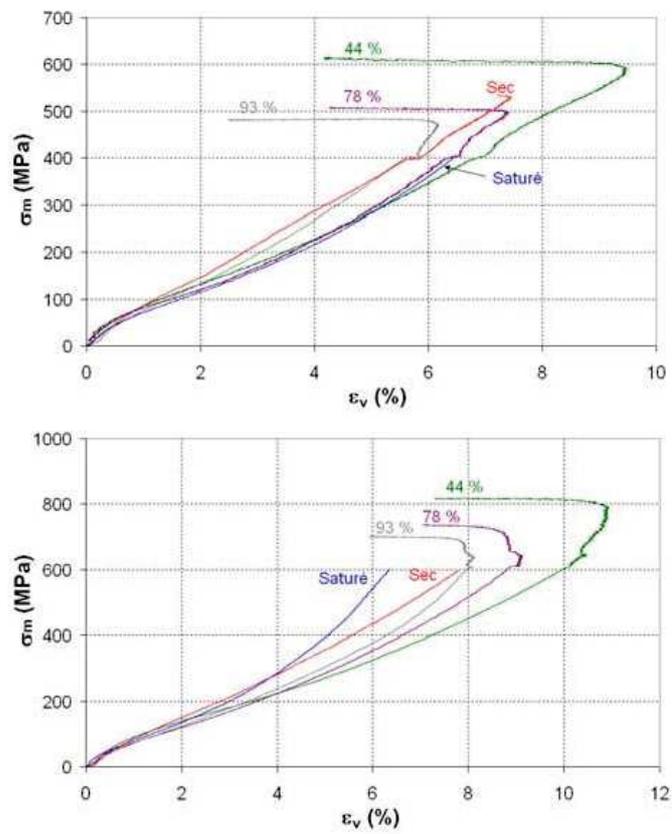


FIGURE 1.14 – Évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique pour les essais triaxiaux à des confinements de 400MPa et 600MPa (respectivement de haut en bas) sur les béton R30A7 sec, saturé, et humide. [81]

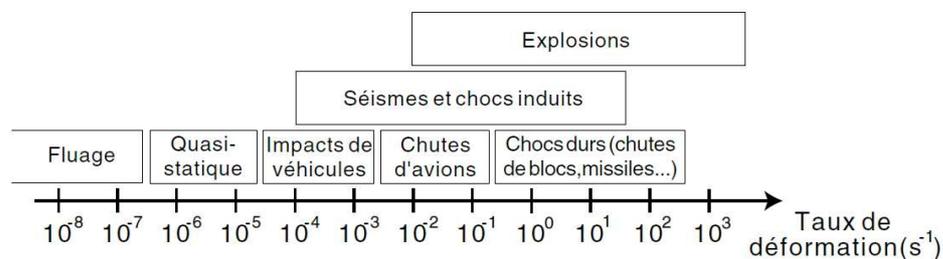


FIGURE 1.15 – Gammes de taux de déformation pour différents types de sollicitation d'après [51]

En résumé, la compaction apparaît sous l'effet du chargement et la porosité est fermée progressivement. L'eau occupe partiellement cette porosité. Pendant le processus de compaction la porosité vide est fermée en premier puis la pression interstitielle augmente. L'eau ayant un module de compressibilité très élevé par rapport à celui du béton sec, le niveau de contrainte moyenne dans le matériau partiellement saturé est plus élevée, et plus le taux de saturation est important, plus ces phénomènes sont accentués.

1.2.3 Comportement dynamique du béton et effet de vitesse

Nous allons à présent nous intéresser à la réponse du béton lorsqu'il est soumis à des déformations à haute vitesse en compression et en traction. En effet, la modélisation des impacts étant dans les objectifs de ce travail de thèse, il est tout à fait justifié de s'intéresser au comportement du béton quand il est soumis à des sollicitations dynamiques. Les vitesses de déformation atteintes lors d'un impact sont élevées et la seule prise en compte du comportement quasi-statique ne suffit pas (Figure 1.15).

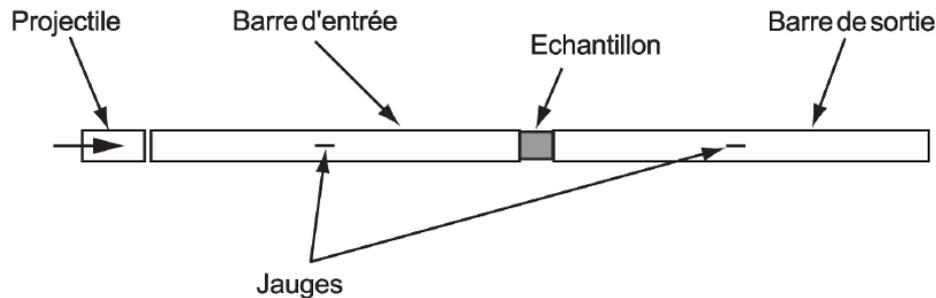


FIGURE 1.16 – Principe de l'essai aux barres d'Hopkinson [29]

Une multitude d'essais a été réalisé pour caractériser la réponse du béton en compression dynamique. Bischoff et Perry [6] ont regroupé une large quantité de données expérimentales concernant l'effet de vitesse. Des essais réalisés avec des machines hydrauliques ou avec un système pneumatique-hydraulique qui permettent d'atteindre des taux de déformation $\dot{\epsilon}$ allant de $10^{-1} s^{-1}$ jusqu'à $1 s^{-1}$, ou encore des essais de *Drop Weight* utilisant des poids de 50 à 100kg lâchés à des hauteurs de 2 à 6m qui permettent d'atteindre des taux de $10^1 s^{-1}$.

L'essai aux barres de Hopkinson (SHPB : Split Hopkinson Pressure Bars) (Figure 1.16) permet d'atteindre des taux de déformation $\dot{\epsilon}$ élevés. Il est basé sur la théorie de propagation unidimensionnelle d'ondes dans un échantillon cylindrique. L'échantillon est placé entre deux barres à haute limite élastique. Un projectile propulsé à grande vitesse vient heurter la barre d'entrée, ce qui génère un train d'ondes se propageant dans toute la chaîne mécanique et provoquant la compression de l'échantillon. Les mesures étant effectuées sur le corps des deux barres, une jauge de déformation est collée sur chacune des barres et permettent de déduire les efforts et les déplacements aux niveaux des faces de l'échantillon.

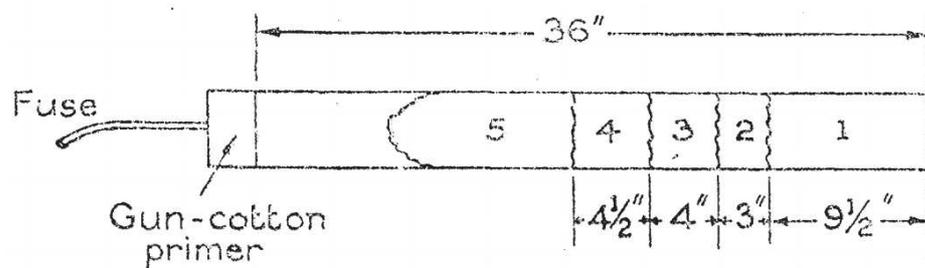


FIGURE 1.17 – Essai de traction dynamique avec charge explosive [42]

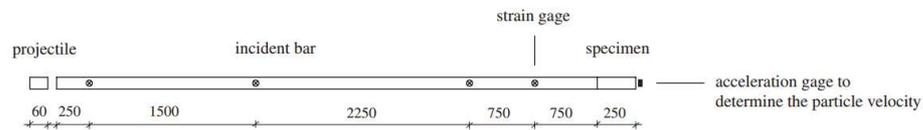


FIGURE 1.18 – Essai aux barres d’Hopkinson en traction (dimensions en mm) [65]

En traction, L’adaptation de l’essai aux barres de Hopkinson permet d’atteindre des taux de déformation $\dot{\epsilon}$ élevés. Le principe consiste à appliquer une impulsion en compression sur une des faces de l’échantillon, cette onde, en se réfléchissant sur la face libre se transforme en onde de traction et engendre l’écaillage de l’échantillon. L’impulsion est générée avec une charge explosive [42] (Figure 1.17), ou avec des projectiles en acier [49] permettant d’atteindre des taux de déformation allant jusqu’à 25 s^{-1} .

L’essai aux barres de Hopkinson modifié (MSHB : Modified Split Hopkinson Bars) (Figure 1.18), consiste à charger l’échantillon dans un état de contrainte quasi-uni-axial. Une extrémité de l’échantillon est en contact avec la barre d’entrée tandis que l’autre extrémité est libre. Avec cette technique, les taux de déformation sont de l’ordre de 20 s^{-1} à 200 s^{-1} sont atteints [65]

Que ce soit en traction ou en compression, les résultats expérimentaux montrent que la résistance du béton augmente avec la vitesse de déformation $\dot{\epsilon}$. Néanmoins, cet accroissement reste plus important en traction. La résistance dynamique en traction est 5 à 7 fois plus importante en traction (Figure 1.19) [47], [46], tandis que la résistance dynamique à la compression peut doubler (Figure 1.20). Il est maintenant couramment admis que cette apparente augmentation de la résistance en compression dynamique est due à une mauvaise interprétation des résultats de l'essai, en effet, dus aux effets inertiels, l'éprouvette subit des efforts de confinement qui tendent à augmenter la résistance en compression. Il convient d'effectuer une analyse tridimensionnelle de l'essai, l'effet de vitesse apparait alors négligeable [14], [17], [30].

L'influence de l'eau est mise en évidence pour expliquer l'augmentation de la résistance. Les résultats des essais en traction dynamique effectués par Rossi et al. [60] montrent clairement que la résistance du béton est beaucoup plus sensible à la vitesse de déformation pour les échantillons humides que pour les échantillons secs. Les forces d'inertie peuvent aussi avoir un effet et ne peuvent pas être négligées dans l'analyse des résultats. Il se peut également, que les spécimens secs ne peuvent pas être considérés comme totalement secs. En d'autres termes, il peut encore rester une partie d'eau libre dans les échantillons après séchage. Cette hypothèse semble tout à fait plausible si l'on considère la microstructure du béton, car il est difficile d'éliminer toute l'eau contenue dans les micro-pores même après des durées prolongées de séchage. Cadoni et al. [8] ont mené une large campagne d'essais dynamiques en traction sur un système multi-barres de Hopkinson (HBB : Hopkinson Bar Bundle). Les essais de cette campagne, axée sur l'effet de

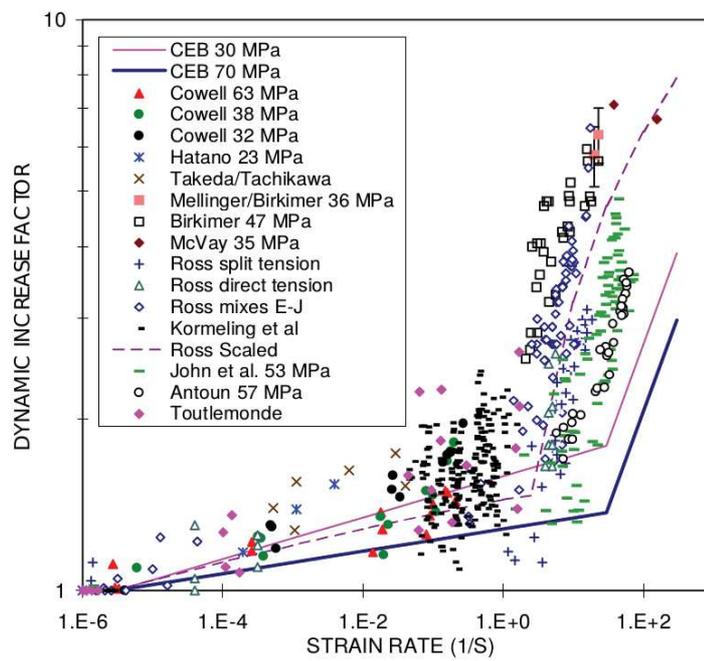


FIGURE 1.19 – Évolution du facteur dynamique (DIF) en fonction du logarithme de la vitesse de déformation [46]

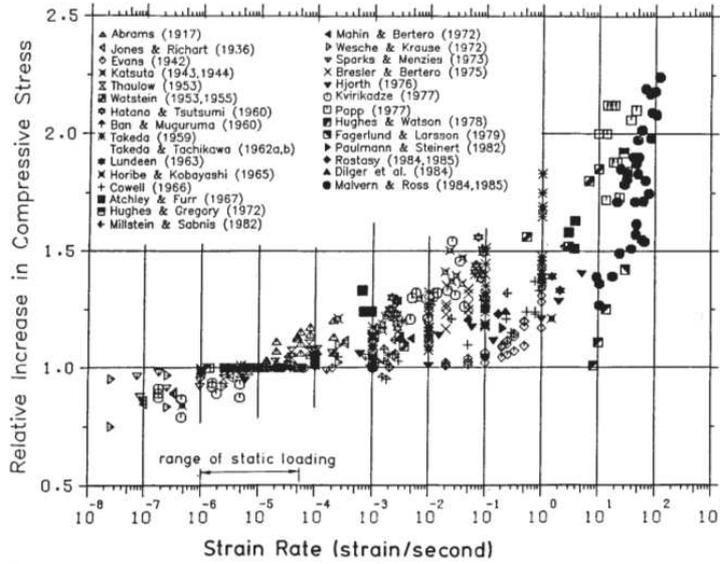


FIGURE 1.20 – Augmentation de la résistance en compression en fonction de la vitesse de déformation [6]

l'humidité interne du béton, ont été réalisés sur trois types d'échantillons à différents taux de saturation et à différents taux de déformation allant du quasi statique $\dot{\epsilon} \approx 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ au choc dur $\dot{\epsilon} \approx 10 \text{ s}^{-1}$. Les résultats obtenus (Figure 1.21) montrent clairement que l'accroissement de la résistance est lié au taux de déformation mais aussi au taux de saturation. Cette accroissement serait lié selon les auteurs au fait que l'onde incidente durant le test, est totalement réfléchi au niveau de la porosité dans les bétons secs (densité de l'air nulle), ce qui le fragilise, contrairement à un béton saturé où cette onde est transmise.

D'autres essais dynamiques menés sur des éprouvettes séchées puis ré-infiltrées d'eau ont démontré l'influence de la viscosité de l'eau libre [20], [21]. La Figure 1.22 montre les résultats obtenus sur des échantillons secs et

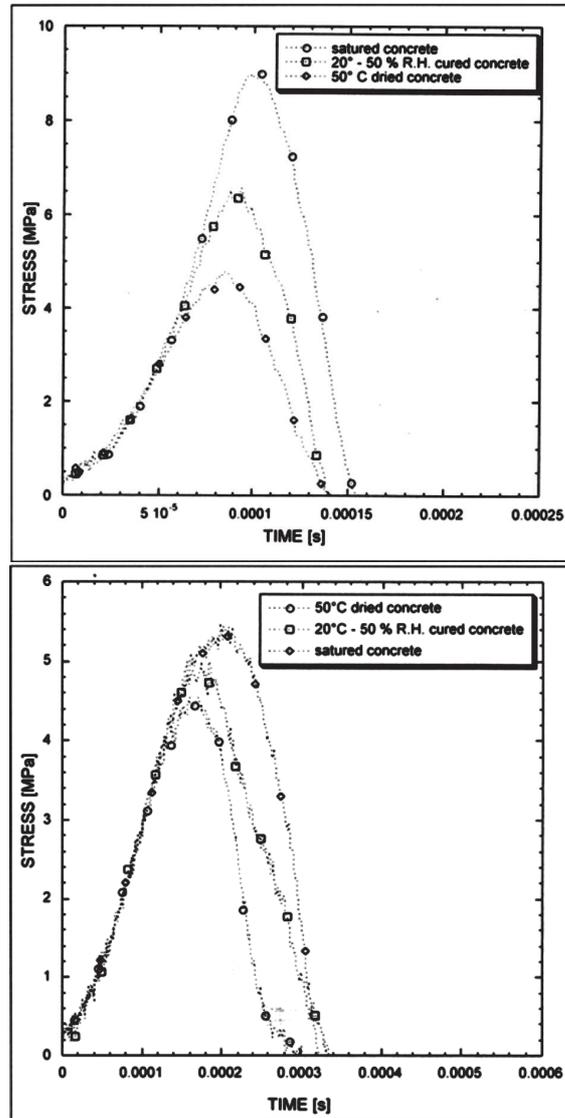


FIGURE 1.21 – Résultats expérimentaux pour différents taux de saturation - Évolution de la contrainte dans le temps - Haut : Chargement quasi statique $\dot{\epsilon} \approx 1 \text{ s}^{-1}$ - Bas : Choc dur $\dot{\epsilon} \approx 10 \text{ s}^{-1}$ [8]

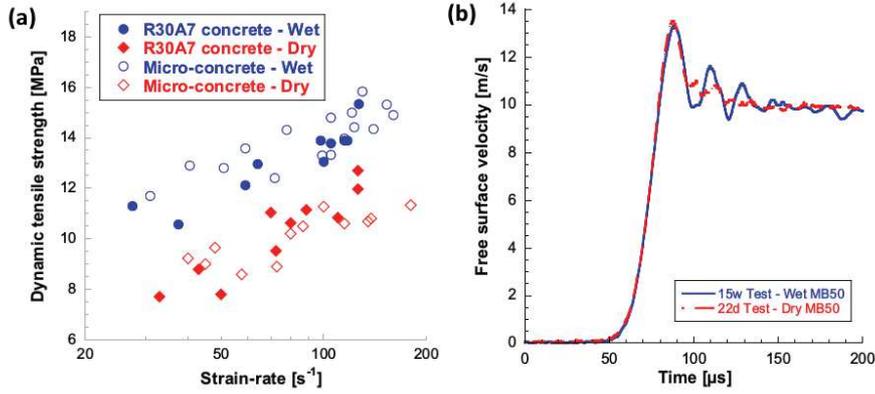


FIGURE 1.22 – Résultats expérimentaux sur béton R30A7 et MB50 (a) Résistance Dynamique à la traction béton sec et saturé (b) profil de vitesse de la face libre béton sec et saturé [21]

saturés.

Plusieurs formules empiriques qui décrivent l'effet du taux de déformation ont été développées. Le CEB (Comité Euro-International du Béton) a établi une formule empirique (Équation 1.1) bilinéaire dans laquelle le changement de la pente intervient à partir de $\dot{\epsilon} = 30 s^{-1}$ (Figure 1.19). Cette formule basée sur les travaux de Reinhardt [59] décrit uniquement l'effet en traction. En compression, l'effet de vitesse est essentiellement un effet de structure (effet de confinement inertiel) [29], l'accroissement de la résistance du béton en fonction de la vitesse n'est donc pas pris en compte dans le modèle numérique.

$$DIF = \frac{f_t}{f_{t \text{ static}}} \begin{cases} \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_{\text{static}}}\right)^\delta & \text{if } \dot{\epsilon}_{\text{static}} \leq 1 s^{-1} \\ \beta \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_{\text{static}}}\right)^{\frac{1}{3}} & \text{if } \dot{\epsilon}_{\text{static}} \geq 1 s^{-1} \end{cases} \quad (1.1)$$

Avec :

- f_t = la résistance en traction dynamique
- $f_{t \text{ static}}$ = la résistance en traction simple quasi-statique
- $\dot{\epsilon}_{\text{static}}$ = la vitesse de déformation quasi-statique de référence (10^{-6} s^{-1})
- $\log(\beta) = 6\delta - 2$
- $\delta = \frac{1}{1+8\frac{f_{cs}}{f_{c0}}}$
- f_{cs} = la résistance en compression simple quasi-statique
- $f_{c0} = 10\text{MPa}$

1.2.4 Phénoménologie lors d'un impact sur une structure en béton

Même si les essais dynamiques peuvent expliquer l'effet de la vitesse de déformation sur le comportement du béton, le comportement d'une structure en béton lorsqu'elle est soumise à un impact reste complexe. Il dépend non seulement des propriétés du matériau de la cible et de la vitesse de l'impact, mais aussi du matériau du projectile et de ses caractéristiques tel que la forme du nez (Caliber-Radius-Head, CRH) [40].

Une multitude de modèles empiriques et analytiques ont été développés afin de prédire la profondeur de pénétration et plusieurs travaux de simulation ont été menés. Li et al. [43] ont regroupé une grande partie des formulations et les modélisations des effets d'impact dans le béton [39], [33], [1], [22]. Des travaux plus récents ont été menés dans ce domaine [2], [14], [4], [80], [5].

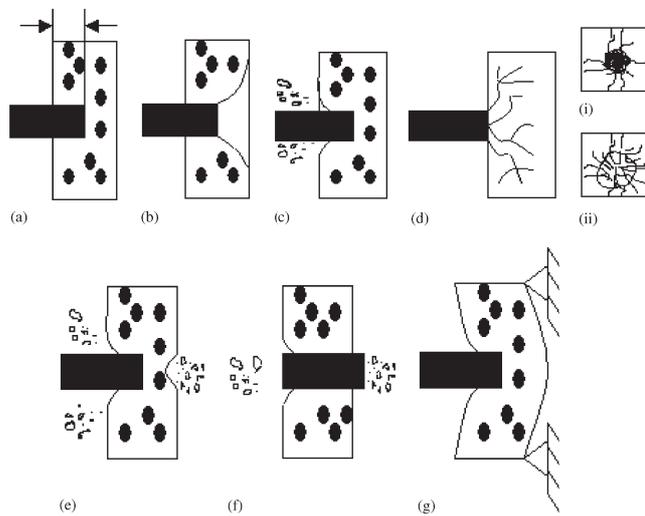


FIGURE 1.23 – Effet d’impact de missile sur dalle en béton [43]

De manière générale, lorsqu’une cible est soumise à un impact avec un projectile rigide, l’impact génère une série d’ondes élastiques qui peuvent se produire simultanément ou consécutivement ou dans différentes configurations d’impact. On distingue les phénomènes suivants (Figure 1.23) [43] :

- (a) Pénétration : Le projectile perce un tunnel dans la cible, la profondeur de ce tunnel est appelé *profondeur de pénétration*. Lors de cette phase, de très fortes contraintes triaxiales peuvent être atteintes.
- (b) Fissuration en cône : Les fissures forment un cône en face arrière qui est lié au cisaillement dans la cible.
- (c) Cratérisation : Éjection de matière en face avant, formation d’un cratère (extension).
- (d) Fissuration : Apparition de fissures dues à l’expansion globale à partir de la zone d’impact. Ces fissure apparaissent en face avant et face arrière de la cible (fragmentation).

- (e) Écaillage : Éjection de matière en face arrière (traction, cisaillement)
- (f) Perforation : Passage du projectile à travers la cible. Le projectile peut avoir une vitesse résiduelle.
- (g) Réponse globale de la structure : Endommagement en cisaillement dû à la vibration globale de la cible.

Il est donc nécessaire que le modèle développé puisse intégrer ces phénomènes et reproduire les chemins de chargements associés.

1.3 Modélisation du béton

Il existe plusieurs méthodes pour modéliser le comportement du béton. Rappelons que l'objectif de ce travail de thèse est de modéliser l'effet du taux de saturation sur le comportement du béton sous impact. Nous allons dans ce paragraphe passer en revue différentes méthodes de modélisation. Toutefois, le travail de cette thèse n'étant pas le passage en revue de toutes les méthodes de manière détaillée, nous allons nous intéresser aux méthodes continues et discrètes et délibérément faire abstraction des méthodes couplées, l'intérêt de ces dernières est avéré pour la modélisation des grandes structures et nous nous limitons dans ce travail de thèse à des petites structures pour validation du modèle.

1.3.1 Méthodes continues

Il est possible d'adopter une modélisation continue du moment que la taille des hétérogénéités constituant le milieu modélisé est petite par rapport aux dimensions caractéristiques du problème. Pour le béton, et à l'échelle de l'ouvrage, cette approche est donc justifiée car on ne peut distinguer les granulats. Les déformations sont supposées petites devant les grandeurs caractéristiques du milieu (hypothèse des petites perturbations).

Dans le calcul d'ouvrage, les méthodes continues sont très répandues. La pertinence est avérée pour cette échelle, les modèles sont développés pour une large gamme de sollicitations et différents types de bétons. Plusieurs approches ont été adoptées pour permettre la simulation d'apparition de discontinuité (fissuration).

La Méthode des Éléments finis (MEF) est une méthode de résolution d'équations différentielles dans les milieux continus. Afin de modéliser les discontinuités qui peuvent apparaître, par exemple lors d'un impact, une méthode dite *d'érosion* (Figure 1.24), où les éléments qui ont atteint le seuil de déformation plastique sont supprimés, peut être utilisée [83], [32], [72]. Néanmoins, cette méthode présente plusieurs difficultés. Le critère d'érosion doit être adéquat et recalé sur des essais de la même nature que le problème traité (gamme des vitesses, nature et niveau des déformations). La disparition de l'élément peut engendrer quelques problèmes tel que la suppression de masse ou la diminution des contraintes au niveau de la discontinuité. En outre, la propagation de la fissure dépend fortement du maillage, et le fait d'éliminer les éléments érodés du modèle ne permet plus de respecter la

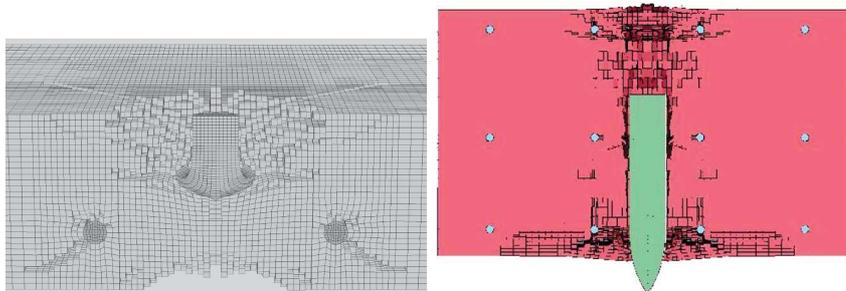


FIGURE 1.24 – Gauche : Simulation d'un impact de balle avec érosion [83] - Droite : Simulation de perforation de dalles de béton renforcées avec érosion [32]

conservation de l'énergie.

Au lieu de supprimer l'élément, il est possible également d'introduire une discontinuité entre les éléments et la propagation de la fissure est suivie grâce à un processus de remaillage adaptatif [52]. La X-FEM (eXtended Finite Element Method), connue aussi sous le nom de G-FEM (Generalized Finite Element Method) quant à elle, est une extension de l'approche MEF classique en étendant l'espace de solution pour des solutions aux équations différentielles avec des fonctions discontinues. Cela revient à introduire la discontinuité en déplacement directement au sein des éléments. cette méthode semble très bien adaptée pour modéliser la propagation de fissures (Figure 1.25).

Les méthodes sans maillages (Figure 1.26), comme leur nom l'indique, sont des méthodes de résolution d'équations aux dérivées partielles seulement basées sur un ensemble de noeuds sans la nécessité d'un maillage supplémentaire. Une multitude de méthodes sans maillage existe [25], mais elles ont toutes un grand nombre de similarités. L'absence de maillage résoud le

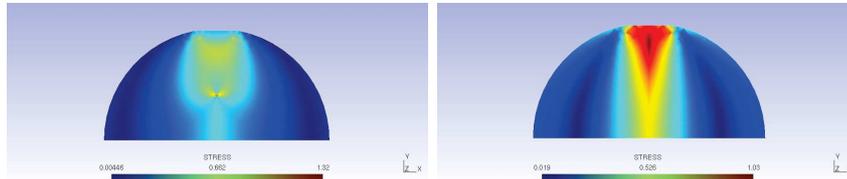


FIGURE 1.25 – Simulation d'un essai Bérsilien avec la méthode XFEM - Gauche : Contraintes au début de l'essai - Droite : Contraintes à la fin de l'essai (Fissure au milieu de l'image)

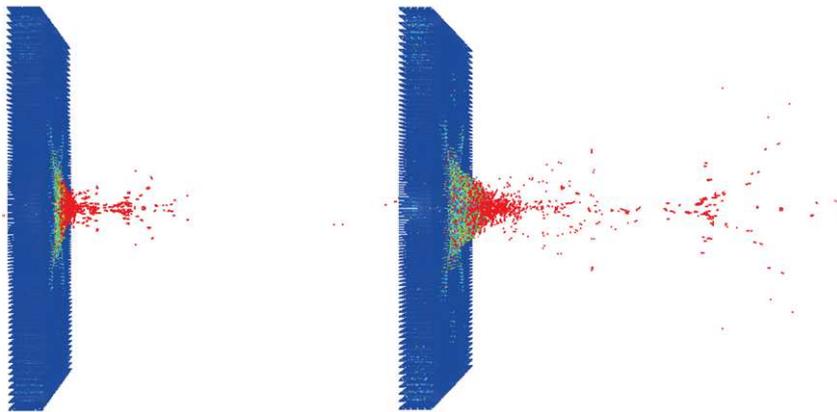


FIGURE 1.26 – Simulation multi-échelles d'un essai de pénétration d'une dalle de béton haute résistance - Méthode sans maillage [10]

problème de sensibilité à la taille du maillage. Le remaillage pendant le calcul pour suivre la propagation des fissures n'est pas nécessaire, mais ceci ne garantit pas forcément un meilleur temps de calcul. En effet, les fonctions de forme sont complexes et les conditions limites sont délicates à imposer ce qui peut dégrader le temps de convergence.

La méthode peridynamique développée par Silling [70], est une approche alternative, non locale, dans laquelle le comportement mécanique est décrit à partir d'équations intégrales. L'un des avantages de l'approche peridyna-

mique est qu'aucun maillages Éléments finis n'est nécessaire (méthode sans maillage). Les concepts de contrainte et de déformation ne sont pas requis et l'endommagement est introduit en permettant aux liaisons de rompre lorsque la distance entre les particules dépasse une certaine valeur prescrite. Une liaison rompue ne soutient plus aucune force et la force qui s'appliquait à la liaison rompue est redistribué aux liaisons au voisinage. Le voisinage est défini comme l'ensemble de points situés à une distance inférieure à un horizon δ à un instant donné. Le processus de rupture des liaisons et de redistribution des forces conduit ainsi à de nouvelles ruptures ce qui permet la propagation des fissures.

Plusieurs modèles utilisant cette approche existent, notamment des modèles cohésifs quasi-fragiles [44], de fracturation [16], de fissuration des matériaux granulaires cimentés [24] ou de structures en béton [28]. Néanmoins, la méthode peridynamique étant une méthode sans maillage, elle repose sur l'utilisation d'un ensemble de nœuds (grille) dont l'espacement Δ_x doit évoluer plus rapidement que l'horizon δ afin que le modèle converge, et il n'existe pas de ratio $\frac{\delta}{\Delta_x}$ valable pour tous les cas. Il est possible d'identifier une valeur Δ_x pour chaque δ et vice-versa pour presque tous les matériaux, cependant, il n'est pas possible de déterminer une relation fonctionnelle simple entre eux, ce qui rend le choix d'un horizon approprié pour un certain espacement nodal donné difficile. En addition, cette méthode n'est pas très adaptée pour les cas d'élasticité classiques, dans lesquelles il n'y a pas d'apparition d'endommagement ou de fissuration.

1.3.2 Méthodes discrètes

Parallèlement aux Méthodes continues, les méthodes discrètes ont été développées pour résoudre des problèmes que la mécanique des milieux continus est incapable de résoudre, généralement des problèmes liés à la nature discontinue du milieu. Afin de résoudre ces problèmes plusieurs auteurs ont proposé des méthodes dites *Discrètes*. Ces méthodes se divisent en deux grandes familles, les modèles Lattices et les modèles aux Éléments Discrets.

Les Méthodes Éléments Discrets (DEM) dérivent de la Méthode des Éléments Distincts développée initialement par Cundall [11] pour modéliser le comportement des milieux granulaires. Ces méthodes reposent sur une discrétisation du milieu en un ensemble de *points* indépendants et mobiles, rigides ou déformables, munis de masses et associés à des géométries. Chacun d'entre eux présentant un mouvement qui est régi par les équations du mouvement et les lois d'interaction prédéfinies. Ces méthodes peuvent également être utilisées pour traiter des problèmes continus. En effet, certains matériaux peuvent être vus à l'échelle macroscopique comme homogènes et continus [13], mais leur comportement à la rupture résulte de phénomènes discontinus. Par exemple, dans le cas de modélisation d'impact sur le béton, la nature discrète de ces méthodes facilite la reproduction des phénomènes de création et de propagation des fissures en supprimant simplement les interactions entre les éléments concernés.

La (DEM) a également comme atout de pouvoir reproduire des comportements mécaniques complexes à partir d'un nombre réduit de paramètres, comme la réponse non-linéaire de contrainte-déformation, la tran-

sition fragile-ductile, le seuil de résistance non-linéaire. Ceci est accompli grâce à des lois d'interaction locales simples entre Éléments Discrets avec des critères de rupture tel que le critère de Mohr-Coulomb ou un seuil de rupture en traction. Cette méthode est largement utilisée pour reproduire le comportement fragile des roches et pour simuler l'initiation et la propagation des fissures.

Classiquement les éléments utilisés dans les modèles s'appuyant sur la DEM sont de forme circulaire en 2D ou sphérique en 3D. Ceci pour des raisons évidentes de simplicité, tant au niveau de la représentation géométrique qu'au niveau de la recherche de contact et des lois d'interaction. Cette représentation apporte quelques limitations, et ne permet pas en conséquent de reproduire certaines caractéristiques propres aux matériaux granulaires de manière quantitative. Certains travaux utilisent des formes particulières afin de palier à ce problème [53], [3], mais les algorithmes de détection des contacts sont très coûteux. Des travaux sont menés dans cet optique afin d'affiner le modèle géométrique des grains [50] (Figure 1.27). Toutefois, ces problèmes de représentation sont cruciaux lorsque le but de la modélisation est de reproduire une microstructure donnée, en particulier pour les matériaux granulaire, mais leur importance n'est plus justifiée lorsque l'échelle est assez grande pour que le matériau soit considéré homogène.

Les modèles Lattices (LEM : Lattice Element Method) reposent sur une discrétisation du milieu par des éléments 1D (Figure 1.28). Plusieurs modèles rhéologiques simples peuvent être utilisés pour décrire le comportement local. Ce comportement peut également être associé à un critère de rupture qui permet de supprimer l'élément dès que le critère de rupture est atteint, et

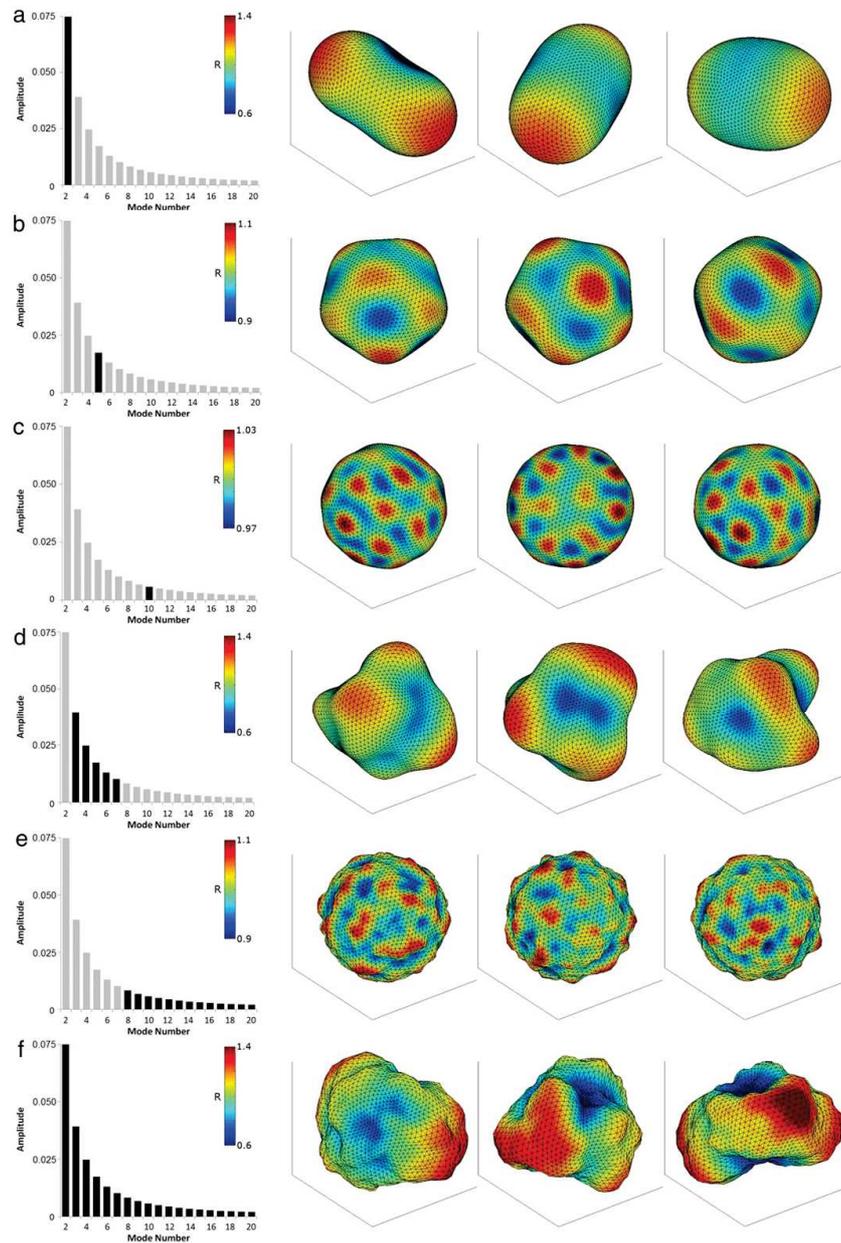


FIGURE 1.27 – Méthode de génération d'éléments discrets de forme réaliste proposée par Mollon et Zhao [50]

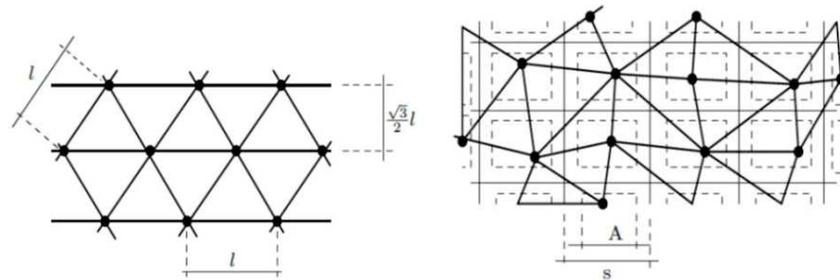


FIGURE 1.28 – Discrétisation LEM, maillage régulier (à gauche) et irrégulier (à droite)

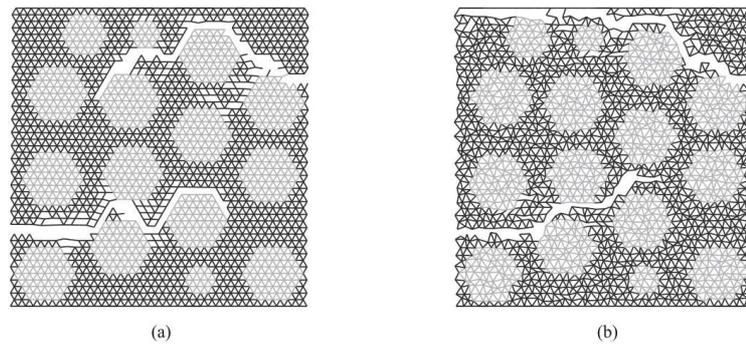


FIGURE 1.29 – Maillage LEM et fissuration dans un maillage hétérogène (a) régulier, (b) irrégulier [74]

ainsi modéliser la perte de cohésion et la fissuration. La LEM peut être considérée comme une généralisation de la DEM dans laquelle les éléments discrets sont représentés par des nœuds qui sont reliés par les éléments 1D au lieu de particules rigides reliées avec des forces d'interaction. Le maillage utilisé pour la discrétisation du milieu peut être régulier ou irrégulier et chaque nœud a un nombre fixe de voisins à la différence de la DEM. Ceci permet d'introduire du désordre et des hétérogénéités, ce qui peut s'avérer utile pour les modèles mésoscopiques pour le béton (Figure 1.29 à Droite).

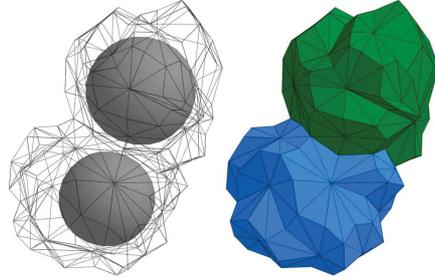


FIGURE 1.30 – Cellules LDPM pour deux granulats adjacents [12]

Plus récemment, le Lattice Discrete Particle Model (LDPM) [12] a été proposé. Ce modèle permet de modéliser la mésostructure du béton grâce à un système d'interaction entre les agrégats (DEM), reliés entre eux par un système de réseau (LEM) obtenu par une tétraédrisation de Delaunay à partir des centres des granulats. L'interaction géométrique entre les particules est obtenue par une tessellation en trois dimensions définissant un ensemble de cellules polyédriques comprenant chacune un granulat (Figure 1.30). L'interaction mécanique entre les agrégats est caractérisé par les contraintes normales et les contraintes de cisaillement. Le comportement constitutif est adoucissant en traction et en traction/cisaillement alors qu'il est durcissant en compression et en compression/cisaillement. Ce modèle peut simuler de façon réaliste tous les aspects de la réponse du béton sous chargement quasi-statique, y compris la traction et résistance à la compression, la rupture de cohésion, l'endommagement en compression, le comportement de compression-cisaillement avec adoucissement sans confinement ou à faible confinement, et le durcissement en compression à haut confinement.

Dans le cas du matériau béton, la méthode des éléments discrets a été

largement utilisée pour modéliser les problèmes d'impact. On peut citer le modèle de Hentz [29] qui utilise deux types d'interactions : les interactions de contact et les interactions cohésives de type lien qui sont contrôlées par un rayon d'interaction, ainsi qu'un critère de Mohr-Coulomb localement. Ce modèle a montré sa capacité à reproduire les essais aux barres de Hopkinson dynamiques [30] et les essais de chute de bloc rocheux sur une dalle en béton armé [31]. Ce même modèle a ensuite été repris par Frangin [23], Rousseau [62] et [51] qui ont utilisé des approches couplées DEM/FEM.

D'autres modèles, qui prennent en compte l'influence de l'eau sont abordés dans le chapitre 3.

1.4 Choix de l'approche du problème

L'objectif de ce travail de thèse est de développer un modèle permettant de simuler le comportement de structures en béton sous impact. Les phénomènes mis en jeu sont nombreux et complexes et l'outil numérique développé doit être capable de les décrire.

Les méthodes de modélisation existantes offrent des possibilités variées pour simuler le comportement du béton. On a vu dans ce chapitre qu'il existe donc deux grandes familles de méthodes numériques : les méthodes continues et les méthodes discrètes. Les méthodes continues, quoique très performantes et largement utilisées, ont encore des difficultés à modéliser correctement les phénomènes discontinus tel que la fragmentation. En contrepartie, les méthodes discrètes, par leur nature discontinue, permettent de prendre en

compte naturellement les discontinuités et sont capables de reproduire des comportements complexes à partir d'un nombre réduit de paramètres.

Notre choix se porte donc sur les méthodes discrètes, et particulièrement la DEM. Les éléments utilisés sont sphériques et indéformables, et les interactions qui les lient peuvent être vues comme un réseau lattice tant que ces dernières ne sont pas rompues. La Méthode aux Éléments Discrets (DEM) sera abordé en détails dans le chapitre 2, et le modèle proposé décrit dans le chapitre 3.

Généralités sur la méthode des éléments discrets

Chapitre 2

Généralités sur la méthode des éléments discrets

2.1 Introduction

La DEM classique initiée par Cundall et Strack a largement évolué. Dans l'article publié en 1979 [11], les milieux granulaires sont modélisés par des assemblages de disques et des sphères non déformables qui représentent les granulats. Leurs mouvements sont gouvernés par le Principe Fondamental de la Dynamique (PFD) et par le principe des actions réciproques. Depuis lors, la formulation initiale a été sensiblement enrichie à bien des égards, avec l'introduction de particules non sphériques, de la déformabilité des particules, de la cohésion et de la fracturation.

En considérant un ensemble d'éléments discrets soumis à un ensemble de charges extérieures, le cycle de calcul commence par une étape de détection des collisions, puis par le calcul des forces d'interaction et des forces résultantes sur chaque élément. Pour chaque pas de temps Δt le déplacement est obtenu en intégrant les équations du PFD à l'aide d'un schéma explicite et

les positions sont mises à jour.

Ce chapitre est consacré à la description des bases de la DEM sur lesquelles repose le travail de cette thèse, ainsi qu'à la formulation des problèmes dans YADE tels que la détection et la création d'interactions, le calcul des forces et la description du schéma d'intégration.

2.2 Discrétisation

La phase de génération des échantillons numériques est fondamentale. Le milieu est représenté par un assemblage désordonné de sphères de différentes tailles. C'est par la variabilité de positionnement et de taille des différents éléments que sont introduites l'isotropie des interactions et les hétérogénéités de la microstructure. Les hétérogénéités favorisent l'apparition et la propagation de fissures. Cependant, les travaux de cette thèse traitent des problèmes à l'échelle d'ouvrages de génie civil. L'échelle des éléments étant largement supérieure à la taille des hétérogénéités du béton le caractère hétérogène de la microstructure est par conséquent perdu (échelle homogénéisée). L'introduction de la résistance en traction ou en cisaillement permet de pallier à cette contrainte imposée par l'échelle en initiant des ruptures de liens localement lorsque ces seuils sont dépassés. Ces ruptures locales finissent par créer les fissures macroscopiques. Cette échelle de discrétisation permet une bonne représentation du comportement pour des coûts de simulation (nombre d'éléments, temps de recherche des contacts, temps de calcul, etc) acceptables.

Plusieurs méthodes de d'assemblage de sphères existent. On peut les

résumer en deux grandes familles, les méthodes dynamiques et les méthodes géométriques. On présente ici quelques unes des méthodes.

Méthodes géométriques

Les méthodes géométriques utilisent des fonctions géométriques plutôt que des lois de contact pour générer les assemblages d'éléments. Les formes des échantillons peuvent être plus complexes. Le principal avantage de ces méthodes est leur rapidité mais la densité obtenue est souvent plus faible qu'avec les méthodes dynamiques.

- Méthode géométrique de Jodrey-Tory

Cette méthode [38] repose sur l'utilisation d'un réseau cubique à faces centrées dans lequel les sphères de diamètre identique sont générées afin d'obtenir une compacité théorique maximale. Pour un un assemblage dense avec un nombre d'éléments N élevé, cette valeur tend vers 0.64 [75]. Un facteur de réduction est ensuite appliqué aux sphères, et un processus itératif de grossissement et de remplacement des sphères est répété jusqu'à atteinte de la compacité souhaitée de l'assemblage.

Cette méthode a l'avantage d'être rapide à mettre en œuvre pour des échantillons simples par rapport à des méthodes dynamiques, mais elle conduit à des échantillons assez lâches.

- Méthode géométrique de Jerier

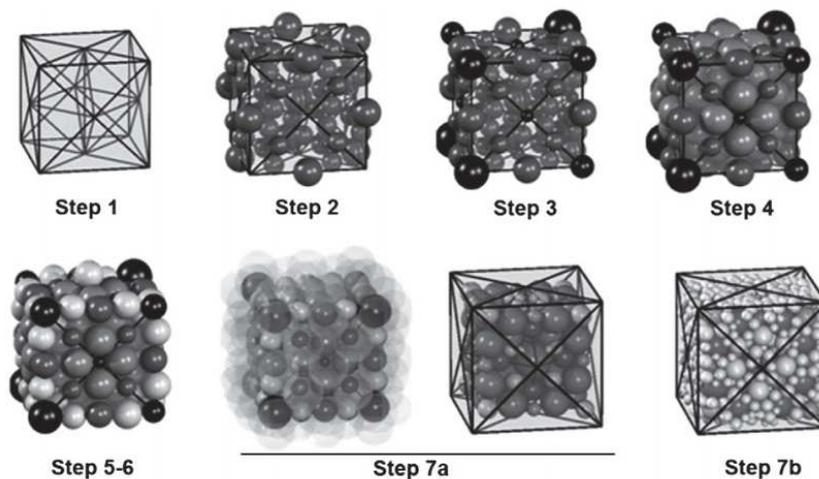


FIGURE 2.1 – Méthode géométrique de Jerier pour la génération d'échantillons denses [37]

La méthode de génération de Jerier [36] permet de remplir un volume quelconque par des sphères en s'appuyant sur un maillage non régulier tétraédrique (obtenu avec un maillage éléments finis). Les mailles sont ensuite remplies avec les sphères en les plaçant d'abord sur les arêtes des tétraèdres, puis sur les sommets, ensuite sur les faces triangulaires et enfin dans le vide proche des sommets. Si la compacité de l'échantillon obtenu n'est pas suffisante, un second maillage est construit à partir des centres des sphères et les vides remplis à nouveau (Figure 2.1).

Cette méthode se distingue par sa rapidité à générer des échantillons isotropes. De plus, il est possible d'obtenir des échantillons de formes quelconques. Malheureusement, à ce jour, cette méthode n'a pas été implémentée dans YADE.

Méthodes dynamiques

Les méthodes dynamiques utilisent les équations de la dynamique par l'intermédiaire de lois de contacts entre les éléments pour générer un échantillon. Elles permettent d'obtenir des échantillons avec une orientation des contacts isotrope et des densités élevées. Cependant le coût de calcul pour un échantillon devient prohibitif dès que l'on augmente le nombre d'éléments. De plus, elles sont difficiles à mettre en œuvre dès que l'échantillon voulu n'est pas prismatique. Enfin, il peut exister de petites interpénétrations entre les éléments selon les lois de contact utilisées.

- *Dépôt gravitationnel*

Comme son nom l'indique, la méthode de dépôt gravitationnel [69] consiste à générer les échantillons en déposant les sphères l'une après l'autre en utilisant la gravité. Les sphères déposées perdent une partie de leur énergie par frottement à chaque collision avec les autres sphères et avec les murs qui définissent l'échantillon. Cette méthode permet d'atteindre une compacité élevée si le coefficient de frottement (sphère-sphère, sphère-mur) est nul, néanmoins elle peut être coûteuse en temps de calcul. (Figure 2.2)

- *Grossissement dynamique*

Tout comme la méthode de Jodrey-Torry, en partant d'un assemblage régulier cubique à faces centrées, la méthode de grossissement dynamique [57], [58] utilise le cycle de calcul dynamique pour calculer les positions fi-

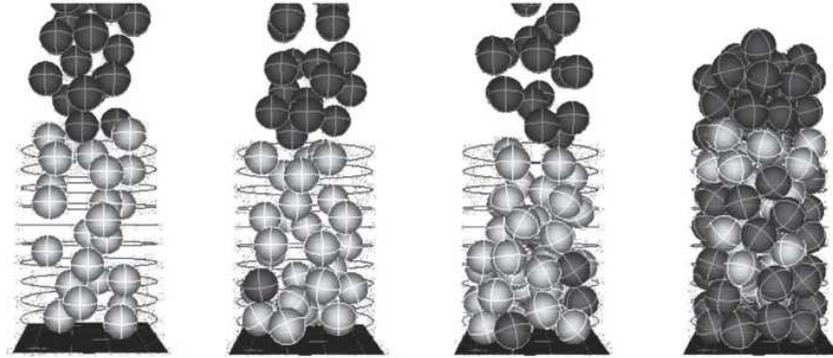


FIGURE 2.2 – Méthode géométrique de dépôt gravitationnel pour la génération d'échantillons denses [69]

nales des sphères. Les rayons des sphères constituant l'assemblage initial sont réduits, puis à chaque pas de temps les rayons des sphères grossissent d'un facteur donné jusqu'à atteindre leur diamètre final ou la compacité finale. Une interpénétration entre les sphères est permise pour calculer les forces.

- *Compression isotrope*

Cette méthode s'inscrit dans un registre d'optimisation de la méthode de Jodrey-Torrey qui est une méthode géométrique et de la méthode de grossissement qui est une méthode dynamique [71],[68]. Les sphères sont aléatoirement positionnées dans un volume cubique de façon à ce qu'aucun recouvrement ou intersection n'apparaisse entre elles. Un coefficient de frottement proche de zéro est intégré et les parois sont translatées vers le centre du domaine. Cette procédure permet aux particules de se mouvoir pour que l'empilement tende vers un état dense, elle s'arrête lorsque la fraction volumique et les conditions d'équilibre sont atteintes.

2.3 Formulation de la DEM

2.3.1 Formes des éléments

Les éléments sphériques sont les éléments les plus répandus dans les modélisations par éléments discrets. Ces éléments sont simples à programmer et permettent de limiter les temps de simulation. Ceci est largement dû au fait que les équations de la dynamique sont beaucoup plus simples que pour des éléments non sphériques (ellipse, polyèdres), et que la recherche de contacts est simplifiée.

Dans YADE, en plus des éléments discrets sphériques, des surfaces triangulaires peuvent être utilisées. Ces surfaces appelées *Facettes* sont des objets géométriques qui peuvent être utilisés dans les simulations pour modéliser les surfaces complexes ou bien pour importer des objets de formes complexes et les convertir en un ensemble de facettes. Toutefois, une facette ne peut pas être utilisée en tant qu'objet à part entière et les interactions entre facettes ne sont pas prises en charge. Elles ont une masse nulle, ce qui implique qu'elles doivent être utilisées avec un ensemble de sphères appelé *Clump* et qu'une masse soit affectée à ce groupe. Il est aussi possible de leur prescrire un mouvement (translation ou rotation).

2.3.2 Cohésion et isotropie

Malgré le caractère discontinu, les modèles discrets sont souvent appliqués pour étudier le comportement mécanique de milieux continus en suppo-

sant que le matériau peut être approché en tant qu'un ensemble d'éléments discrets liés par des forces cohésives [19].

A l'échelle macroscopique, le béton est considéré isotrope et homogène. Les modèles doivent être capables de représenter les comportements observés dans l'expérimentation, de ce fait la répartition et la taille des éléments discrets constituant les échantillons sont choisies de manière aléatoire afin d'éviter de leur donner un caractère anisotrope. Il est montré qu'un assemblage désordonné d'éléments de même taille a tendance à se réorganiser en réseaux ordonnés [18]. La densité finale de l'échantillon est à prendre en compte aussi, cependant, on remarque qu'elle affecte peu le modèle cohésif. Il est aussi possible de pallier aux problèmes de densité grâce à l'introduction d'un coefficient fictif adimensionnel appelé *rayon d'interaction*. Ce dernier permet la création à distance des interactions et ainsi l'augmentation du nombre moyen d'interactions par sphère, ce qui a comme conséquence de limiter la fragilité du comportement et d'assurer une meilleure isotropie.

2.3.3 Détection des collisions

La détection de la configuration exacte des éléments en collision peut s'avérer coûteuse, particulièrement dans le cas où la forme des éléments n'est pas sphérique. Dans un cas générale, prenons deux éléments i et j et leurs prédicats P_i et P_j (ensembles de points représentant les domaines spatiaux qui leurs sont rattachés). La détection des collisions se fait sur deux passes :

1. Une passe dite de détection rapide (ou approximative), où les prédi-

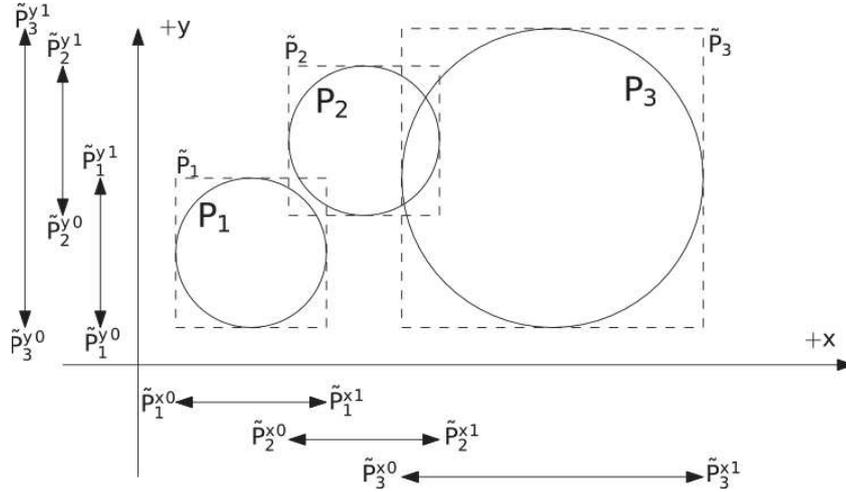


FIGURE 2.3 – Algorithme de détection des contacts par "balayage" implémenté dans YADE (montré ici en 2D)

cats approximatifs \tilde{P}_i et \tilde{P}_j faisant abstraction sur les caractéristiques géométriques précises de P_i et P_j doivent satisfaire les conditions :

$$\forall x \in R^3 : x \in P_i \Rightarrow x \in \tilde{P}_i \quad (2.1)$$

$$\forall x \in R^3 : x \in P_j \Rightarrow x \in \tilde{P}_j \quad (2.2)$$

Il ensuit que $(P_i \cap P_j) \neq \emptyset \Rightarrow (\tilde{P}_i \cap \tilde{P}_j) \neq \emptyset$ et par contraposition, on obtient la règle d'exclusion suivante :

$$(\tilde{P}_i \cap \tilde{P}_j) = \emptyset \Rightarrow (P_i \cap P_j) = \emptyset \quad (2.3)$$

La Figure 2.3 montre l'algorithme de détection rapide implémenté dans YADE (simplifié en 2D), et les prédicats rattachés aux éléments.

2. En filtrant les collisions impossibles, l'algorithme se charge ensuite de déterminer les collisions exactes. Cette étape est plus coûteuse en cal-

cul, et ces algorithmes doivent pouvoir gérer les différents types de formes car ils opèrent sur les prédicats P_i et P_j .

La détection approximative permet de créer les interactions potentielles, qui seront par la suite évaluées par l'algorithme de détection exacte. La détection exacte des collisions dépend de la géométrie exacte des éléments. Elle doit être exécutée à chaque pas de temps étant donné que les positions des éléments est sujette à être mise à jour et par conséquent de nouvelles collisions peuvent se créer.

2.3.4 Création des interactions

Outre la détection des collisions et la connaissance des caractéristiques géométriques, des paramètres non géométriques sont nécessaires à la création de l'interaction et dans la définition de son comportement. Dans YADE, les paramètres de l'interaction sont dérivés des propriétés des matériaux assignés à chaque sphère.

Dans une interaction basique en DEM, deux raideurs doivent être déterminées : la raideur normale K_n liée à un module de Young équivalent fictif E^* (La liaison avec le module de Young réel de l'échantillon est indirecte), et la raideur de cisaillement K_s liée au coefficient de Poisson. K_s est déterminées de telle manière que le rapport $\frac{K_s}{K_n}$ détermine le coefficient de Poisson apparent (macroscopique) ν de l'échantillon numérique.

Considérons deux sphères i et j , dont C_i^0 et C_j^0 sont les positions initiales respectives des centres et r_i et r_j les rayons respectifs (Figure 2.4). La

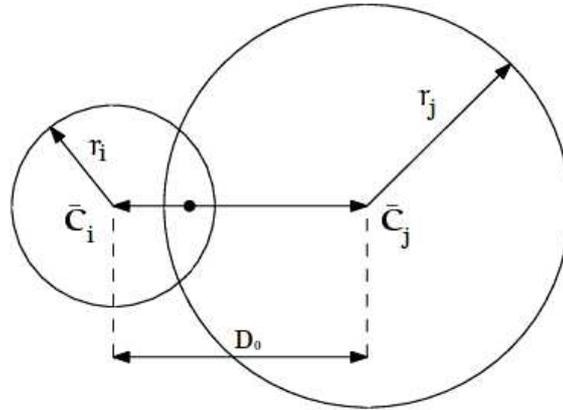


FIGURE 2.4 – Distance initiale d'interaction entre les sphères

distance initiale entre les centres des deux sphères D^0 s'écrit :

$$D^0 = |C_i^0 - C_j^0| \quad (2.4)$$

Cette quantité D^0 est constante pendant toute l'existence de l'interaction. Elle n'est calculée qu'une seule fois, lorsque l'interaction est créée. Cette distance définit aussi la distance dite *d'équilibre*, il n'y a ni forces d'attraction ni répulsion entre les sphères.

Dans YADE le modèle de ressorts en série (Figure 2.5) pour calculer K_n et K_s est le plus communément utilisé. Soient E_i^* et E_j^* les modules de Young équivalents rattachés aux sphères i et j respectivement. On écrit alors :

$$K_n = \frac{E_i^* r_i E_j^* r_j}{E_i^* r_i + E_j^* r_j} \quad (2.5)$$

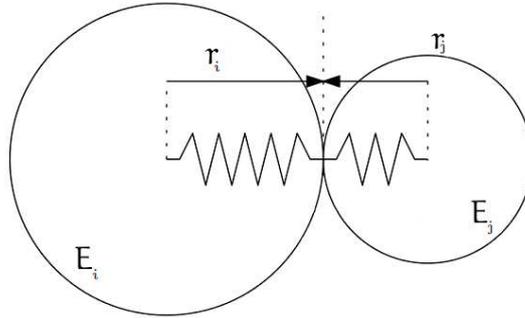


FIGURE 2.5 – Modèle des ressorts en série

Une autre formulation est possible dans YADE en utilisant la section équivalent notée A_{eq} et le module de Young équivalent E^* rattaché à l'interaction entre les deux sphères i et j . Ce module de Young équivalent est le même pour tous les liens lorsque le matériau est homogène.

$$K_n = E^* \frac{A_{eq}}{D^0} \quad (2.6)$$

Avec $A_{eq} = \pi \times \min(r_1^2, r_2^2)$.

Au delà du comportement élastique d'une interaction, des paramètres additionnels tels que l'angle de frottement peuvent être utilisés. On peut trouver des formulations tel que $\varphi = \min(\varphi_1, \varphi_2)$ ou bien $\varphi = \frac{\varphi_1 + \varphi_2}{2}$. La première définition permet de minimiser les frottement entre les sphères par exemple dans le cas où on a une interaction avec un élément sans friction, tandis que la deuxième fait simplement la moyenne entre les deux angles de frottement.

Dans certains cas où le nombre d'interactions entre les sphères doit être augmenté pour améliorer l'isotropie et limiter le comportement fragile, la notion de Rayon d'Interaction R_i peut être utilisée. R_i est un coefficient unidimensionnel, et Pour $R_i = 1$, l'interaction est créée uniquement entre les sphères qui se touchent. La condition d'interaction entre deux sphères est notée :

$$D^0 \leq R_i(r_a + r_b) \quad (2.7)$$

2.3.5 Calcul des déformations et des contraintes

Dans un assemblage d'éléments discrets, on parle généralement de déplacement et de force, et il peut paraître surprenant de parler de déformation et de contrainte. La majorité des lois constitutives développées sont exprimées en s'appuyant sur une approche en force déplacement [11], [19], [30], [67]. La loi constitutive développée dans cette thèse et détaillée dans le **Chapitre 3** s'appuie sur une présentation en contrainte déformation. Nous allons ici expliquer ce que nous appelons contrainte et déformation en définissant ces termes.

Dans une configuration avec deux sphères où chacune a 6 degrés de liberté (DL), l'interaction entre les deux sphères dans l'espace dispose de 6 DL (3 translations et 3 rotations). Ces DL sont montrés dans la figure 2.6. La déformation normale de l'interaction (1 DL) survient suivant la normale \vec{n} au plan de l'interaction. La déformation en cisaillement (2 DL) survient dans

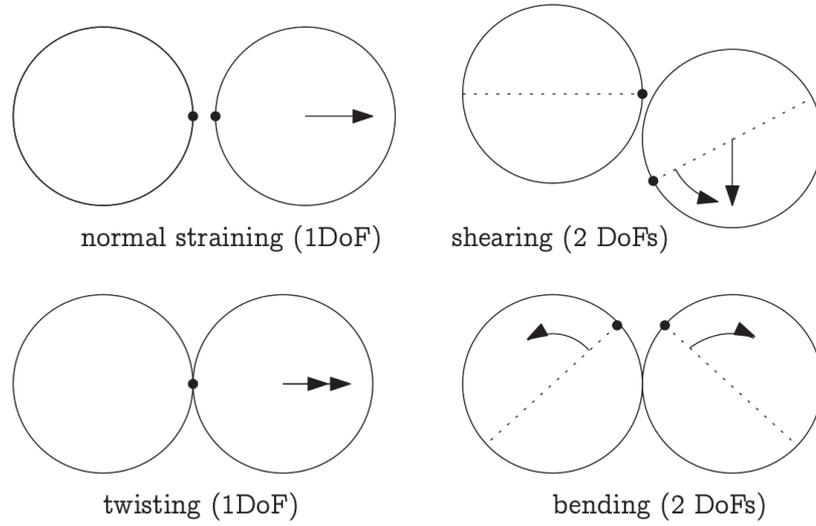


FIGURE 2.6 – Degrés de liberté de l'interaction

la plan d'interaction perpendiculaire à \vec{n} . Les 3 DL restants correspondent à la torsion (1 DL) et à la flexion (2 DL) et seront abordés en détail dans le **Chapitre 3**.

Le déplacement normal U_n est défini par :

$$U_n = (|C_i - C_j| - D^0) \quad (2.8)$$

Ainsi, la déformation normale de l'interaction peut être exprimée par :

$$\varepsilon_n = \frac{U_n}{D^0} = \left(\frac{|C_i - C_j|}{D^0} - 1 \right) \quad (2.9)$$

Dans le cas d'une loi élastique, on exprime la force normale F_n :

$$F_n = -K_n U_n \quad (2.10)$$

A partir de l'équation 2.6 et 2.10, on peut écrire :

$$\sigma_n = E^* \varepsilon_n \quad (2.11)$$

Avec σ_n la contrainte normale au niveau de l'interaction.

Étant donné que l'interaction est orientée uniquement par les centres des sphères entre lesquelles elle est définie, seuls le plan d'interaction et la normale \vec{n} sont définies (pas de coordonnées locales) (Figure 2.7). Ceci implique que la déformation en cisaillement doit être définie dans les coordonnées globales en satisfaisant la condition $U_s \perp n$ à tout moment. Un algorithme incrémental est largement utilisé dans ce cas [45].

La déformation en cisaillement est exprimée par :

$$\varepsilon_s = \frac{\Delta U_s}{D^0} \quad (2.12)$$

La force de cisaillement F_s est exprimée :

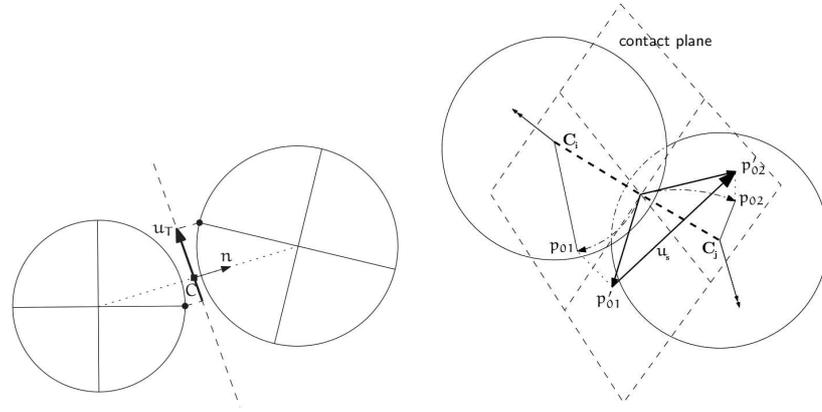


FIGURE 2.7 – Orientation des déplacements normal et tangentiel

$$F_s = K_s \Delta U_s \quad (2.13)$$

Sachant que $\frac{K_s}{K_n} = \nu$, on peut écrire à partir de l'équation 2.13 que :

$$\sigma_s = G^* \varepsilon_s \quad (2.14)$$

Avec G^* le module de cisaillement fictif $G^* = \nu E^*$ et σ_s la contrainte de cisaillement au niveau de l'interaction. D'autres définitions peuvent être utilisées pour G^* . Le modèle proposé dans le **Chapitre 3** utilise la définition suivante :

$$G^* = \frac{E^*}{2(1 + \nu)} \quad (2.15)$$

2.3.6 Intégration temporelle

Le schéma d'intégration temporelle consiste à calculer à chaque pas de temps les nouvelles positions U^\oplus à partir des positions actuelles U^\ominus des éléments constitutants l'échantillon numérique.

A partir des interactions déterminées dans l'étape de détections des collisions, la force résultante sur chaque sphère est calculée puis est utilisée dans le schéma d'intégration pour calculer l'accélération \ddot{U}^\ominus . L'accélération est simplement calculée à partir de la résultante F et de la masse m de la sphère :

$$\ddot{U}^\ominus = \frac{F}{m} \quad (2.16)$$

Une approximation en différences finies d'ordre 2 sur un pas de temps Δt donne :

$$\ddot{U}^\ominus \approx \frac{U^\ominus - 2U^\ominus + U^\oplus}{\Delta t^2} \quad (2.17)$$

L'intégration par un schéma explicite différences centrées donne :

$$\left\{ \begin{array}{l} \dot{U}^\oplus = \dot{U}^\ominus + \frac{\Delta t}{2}(\ddot{U}^\ominus + \ddot{U}^\oplus) \\ U^\oplus = U^\ominus + \Delta t(\dot{U}^\ominus + \frac{\Delta t}{2}\ddot{U}^\ominus) \end{array} \right. \quad (2.18)$$

2.3.7 Pas de temps critique

Afin d'assurer la stabilité du schéma explicite et éviter que le pas de temps choisi soit trop important, une limite est imposée au pas de temps Δt .

Les équations à résoudre pour un système composé d'éléments discrets sont similaires à celles obtenues pour un assemblage de systèmes masse-ressort (masse m et raideur k) à un degré de liberté. Pour un système masse-ressort unique, la fréquence propre du système est :

$$\omega_{max} = \sqrt{\frac{K}{m}} \quad (2.19)$$

Et le temps critique est :

$$\Delta t_{critique} = \frac{2}{\omega_{max}} \quad (2.20)$$

Il est essentiel de noter que ω_{max} doit être strictement positive. Car même si physiquement la fréquence peut être nulle, ceci implique que numériquement le pas de temps tende vers l'infini.

Dans un cas général où on a un assemblage de sphères, et où chaque sphère est impliquée dans plusieurs interactions, une raideur équivalente K_{iw} peut être calculée par sphère :

$$K_{iw} = \sum_j (K_{nj} - K_{sj}) |\vec{n}_j|^2 + K_{sj} \quad (2.21)$$

Avec $w \in \{x, y, z\}$ et j indice de l'interaction. Le pas de temps critique est ensuite déterminé selon l'équation 2.20.

Cette approche est simplifiée, car elle ne prend en considération que les mouvements en translation. Une approche à 6 DL similaire à l'approche PFC3D [56] est donc utilisée. Enfin, un coefficient de sécurité est prise en compte, et le pas de temps critique est :

$$\Delta t_{critique} = \min(p \sqrt{\frac{m}{K_{iw}}}) \quad (2.22)$$

Où p est un paramètre de pondération $0 < p < 1$.

Saturation ratio influence on
cementitious materials under
high stress levels. A discrete
element constitutive behavior
applied on concrete

Chapitre 3

Saturation ratio influence on
cementitious materials under high
stress levels. A discrete element
constitutive behavior applied on
concrete

The content of this chapter will be submitted to *Mechanics of Materials Journal*

H. Benniou, Y. Malecot, M. Briffaut, L. Daudeville

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

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

3.1 abstract

The proposed new Discrete Element Model (DEM) in this paper addresses the macroscopic behavior 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 behavior of concrete. In this new constitutive model, cracking and compaction are modelled at the interaction level between DEs, free water effects are taken into account by introducing a dependency between the water saturation ratio and the inelastic deformation due to the pore closure.

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 such as an impact. The macroscopic behavior of concrete can be reproduced thanks to this discrete element model. Tests performed at laboratoire 3SR under triaxial and oedometric stress paths on ordinary concrete samples were simulated with the proposed model. Comparisons of experimental and simulation results of tests performed on specimens at different saturation ratios show good concordance

3.2 Introduction

When a concrete structure is subjected to an impact, the material in the vicinity of the impact zone undergoes high levels of stress leading to irreversible compaction, whereas farther from this location, the material experiences compression with a moderate triaxial stress level [7].

Under high mean stress, the saturation ratio of concrete plays major role on its behavior [79]. The hydrostatic behavior of very wet or saturated concrete clearly becomes stiffer than that of dried concrete. The shear strength of very wet or saturated concrete seems limited to a maximum value independent of confining pressure, while the shear strength of dried concrete increases almost linearly with confining pressure. The limit shear strength value is directly correlated with the concrete saturation ratio [79].

Several DEM models were developed and extensive research work has been carried out to reproduce the behavior of granular and cohesive materials [19], [30], [67], [77], [41], [11], [84], but none of them attempt to reproduce the effects of saturation ratio through a DE interaction law [76].

The PRM coupled model [55], is a finite element model developed by Pontiroli, Rouquand and Mazars. It uses the effective stress concept developed by Mariotti [61]. Thus, the response takes into account the saturation ratio, but finite element models are not well adapted for large discontinuity and perforation simulations.

The YADE code in which is implanted the proposed model is an open

source code [41]. With the aim of modeling concrete structures subjected to impacts, DEM has several advantages. It can easily represent discontinuities caused by cracking or fragmentation and reproduce the macroscopic behavior of concrete [54, 17].

This paper describes a new local constitutive behavior for DEM that attempts to take into account the saturation ratio of concrete. The model is validated using results from several laboratory tests performed with a high capacity triaxial device (GIGA Press), performed on ordinary concrete samples. The considered test results include Uniaxial, Oeodometric and triaxial stress paths and different saturation ratios.

3.3 Discrete element background

The DEs are rigid spheres of different radii. In the elastic domain, a classical force-displacement constitutive relation (3.1a) is used. Newton's second law of motion describes the motion (3.1b),(3.1c) of each element. The dynamic behavior of the system is solved numerically by a time algorithm in which the velocities and the accelerations are constant at each time step. The system evolves and an explicit finite difference algorithm is used to reproduce this evolution.

F_i is the resulting force associated to the i^{th} element. K_i the contact stiffness, it can be decomposed in K_n and K_s , the stiffnesses in the normal and tangent direction respectively. U_i is the total displacement, m is the mass, \ddot{U}_i and $\dot{\omega}_i$ are translational and rotational accelerations respectively.

g_i is the gravitational acceleration. M_i is the torque acting on the i^{th} element and I is the moment of inertia.

The equations of motion are defined by :

$$F_i = K_i U_i \quad (3.1a)$$

$$F_i = m(\ddot{U}_i - g_i) \quad (3.1b)$$

$$M_i = I\dot{\omega}_i \quad (3.1c)$$

During the calculation cycle, at each step, normal, shear forces and torques are computed. Resulting force F_i is then applied at the contact point to both elements in contact. Each particle accumulates generalized forces (forces and torques) from the interactions in which it participates. These generalized forces are then used to integrate motion equations for each particle separately. Integrating motion consists in using current acceleration \ddot{U}_i on a particle to update its position from the current value U_i^0 to its value at the next timestep U_i^+ . Acceleration is computed, knowing current forces F_i acting on the particle in question and its mass m .

3.3.1 Numerical damping

Since the constitutive law in this model does not include velocity based damping, kinetic energy of DEs is dissipated in quasi-static simulations using numerical damping.

The formulation used in YADE is a slightly adapted version of the for-

mulation used in PFC3D [34]. The forces applied on each DE are decreased by $(\Delta F)_d$

$$\frac{(\Delta F)_{dw}}{F_w} = -\lambda_d \operatorname{sgn} F_w \left(\dot{u}_w^\ominus + \frac{\ddot{u}_w^\ominus \Delta t}{2} \right) \quad (3.2)$$

Where λ_d is the damping coefficient. This formulation acts on forces which means that uniform motion is not constrained. In addition, all DEs are damped equally and only the dimensionless coefficient λ_d is needed.

3.4 Constitutive model description

At macroscopic scale, the concrete can be considered as a homogeneous isotropic material. Gabet [27] studied the triaxial behavior of concrete under a confinement up to 650 MPa. Under increasing mean stress levels, concrete first follows a linear behavior, then its stiffness decreases due to the damage of cement matrix, which leads to porosity closure. As the porosity is closing, the stiffness of the consolidated material increases again and tends to the elastic stiffness of the fully consolidated material.

This behavior at the macroscopic scale can be reproduced through simple interaction laws between the discrete elements. Shiu [66] developed an interaction law featuring an elastic quasi-brittle behavior in tension, and three linear behavior in compression, but this model does not take into account the effect of saturation ratio of the concrete.

In this new model, the effect of free water is taken into account by introducing a dependency between water saturation ratio and inelastic deformations due to pore closure. Initial porosity is defined as a local variable at the interaction using the initial distance between DEs. A new maximum shear stress criterion is also introduced to take into account the correlation between limit shear strength and saturation ratio.

3.4.1 Interaction law

In this model, we allow interactions between distant neighbours by introducing an interaction radius coefficient R_i . Thus we define two types of interactions : initial Link and residual Contact. (Figure 3.1)

The value of R_i influences directly the number of interactions per sphere. Rousseau [63] showed that in order to achieve a realistic post-pic behavior of concrete, this number should be around 12 interactions. The interaction radius coefficient R_i will be adjusted accordingly.

As calculation is proceeded during the calculation cycle, due to external loading, changes in DEs arrangement occur and new interactions could be created.

Cohesive interactions

Link interactions are created between DEs within the same range at the beginning of the simulation. For instance, a link is created between elements

a , and b of radius R_a and R_b respectively if :

$$R_i(R^a + R^b) \geq D^0 \quad (3.3)$$

Where D^0 is the initial distance between the centroids of elements a and b . D^0 is also the reference distance used later to convert displacement to dimensionless strain. If C_a^0 and C_b^0 are initial position centroids of elements a and b respectively, then :

$$D^0 = |C_a^0 - C_b^0| \quad (3.4)$$

Tensile stress appears when distance $D^{a,b} = |C_a - C_b|$ between elements a and b is greater than D^0 because the interaction is cohesive.

Contact interaction

Contact interactions are created either between DEs after the beginning of the simulation, or when a cohesive *Link* interaction is broken. Contact is created when two DEs are in contact.

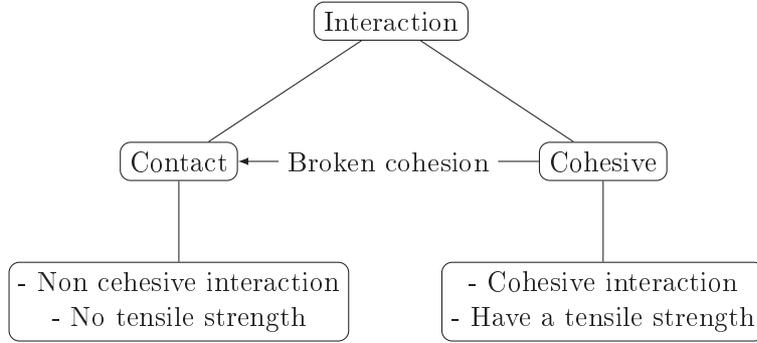


FIGURE 3.1 – Interaction types

3.4.2 Elastic interaction law

Resulting force F_i can be decomposed in a normal force F_n and shear force F_s :

$$F_n = K_n U_n \quad (3.5a)$$

$$F_s = K_s U_s \quad (3.5b)$$

U_n and U_s are respectively normal and shear displacement (See Chapter 2). K_n and K_s are respectively normal and shear stiffnesses, both expressed using E^* an equivalent Young modulus and G^* an equivalent shear modulus for the link :

$$K_n = \frac{E^* A_{eq}}{D^0} \quad (3.6a)$$

$$K_s = \frac{G^* A_{eq}}{D^0} \quad (3.6b)$$

A_{eq} is the interaction cross-section, and is defined as follows :

$$A_{eq} = \pi \times \min(R_a, R_b)^2 \quad (3.6c)$$

Thus, the forces are written as follows :

$$F_n = \sigma_n A_{eq} \quad (3.7a)$$

$$F_s = \sigma_s A_{eq} \quad (3.7b)$$

With :

$$\sigma_n = E^* \varepsilon_n \quad (3.7c)$$

$$\sigma_s = G^* \varepsilon_s \quad (3.7d)$$

Where ε_n and ε_s are the normal and shear strain respectively

$$\varepsilon = \begin{bmatrix} \varepsilon_n \\ \varepsilon_s \end{bmatrix} \quad (3.7e)$$

C^0 is the interaction center point and \vec{n} is the contact normal to the contact plane that passes through C^0 (always perpendicular to the contact plane). U_n is aligned with n . The shear displacement U_s must be expressed in the global coordinates while satisfying the condition $U_s \perp n$. This is due to the lack of an interaction-local coordinate system. Each contact defines only the contact normal and the contact plane (Figure 3.2).

As large strains are expected, logarithmic normal strain (equ. (3.8)) is

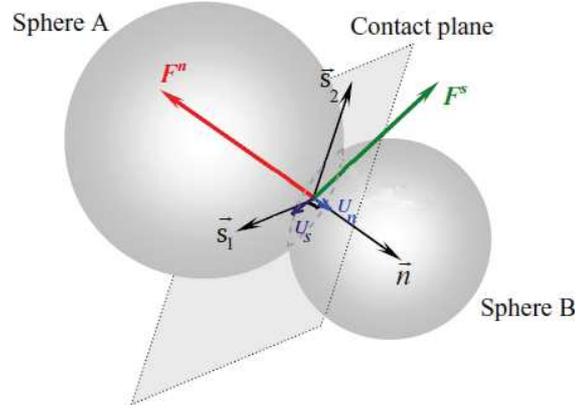


FIGURE 3.2 – Interaction between two elements. Force and displacement components

used. This allows the strain to tend to $-\infty$ instead of -1 as centers of spheres approach, otherwise spheres could penetrate through each other [84].

$$\varepsilon = \begin{bmatrix} \varepsilon_n \\ \varepsilon_s \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \log\left(\frac{U_n}{D^0}\right) \\ \sum \frac{\delta U_s}{D^0} \end{bmatrix} \quad (3.8)$$

For torque computation :

$$M_b = \sum \delta\theta_b K_b \quad (3.9a)$$

$$M_t = \sum \delta\theta_t K_t \quad (3.9b)$$

With θ_b and θ_t are bending and twisting rotation angle respectively, K_b and K_t bending and twisting stiffnesses. α_b and α_t are two dimensionless parameters used to limit the torque. α_b, α_t two non-dimensional parameters $\in [0, 1]$.

3.4.3 Non linear interaction behavior

As shown in equations (3.7c) and (3.7d), σ_n and σ_s are functions of ε_n and ε_s respectively. They describe the interaction behavior in both tension and compression.

Tension

Beyond the elastic limit ε_0 , a damage behavior is described in tension. Normal stress σ_n is formulated as follows :

$$\sigma_n = [1 - \omega(k)H(\varepsilon_0)]E^*\varepsilon_n \quad (3.10)$$

$\omega(k)$ is the damage evolution function, and $H(\varepsilon_0)$ is a Heaviside function of ε_n that deactivates damage effect if $\varepsilon_n < \varepsilon_0$.

Damage evolution function ω is described as follows :

$$\omega(k) = \frac{1 - \frac{\varepsilon_0}{\kappa}}{1 - \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_f}} \quad \text{if } \varepsilon_0 \leq \kappa \leq \varepsilon_f \quad (3.11)$$

κ allows saving maximum damage :

$$\kappa = \max(\varepsilon_n) \quad (3.12)$$

ε_f is maximum deformation corresponding to maximum damage ($\omega = 1$ when $\varepsilon_n = \varepsilon_f$). At this point, the link between the spheres is deleted and a contact interaction is created only if these two spheres touch again.

Figure 3.3 shows the evolution of tensile stress in the normal direction and the evolution of damage.

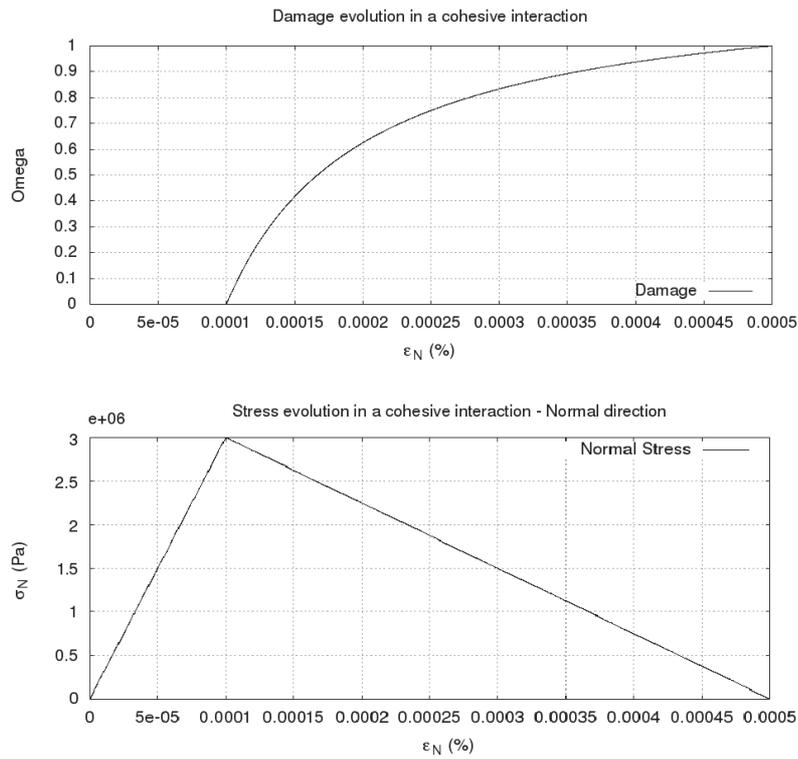


FIGURE 3.3 – Top : Damage evolution in a cohesive interaction - Bottom : Tensile stress in a cohesive interaction

Compression

Since the objective is to simulate high stress levels, compressive stress is formulated in a way that allows the simulation of porosity closure. Thus, as shown in Figure 3.4 we define three linear phases in compression :

Phase [A B] : first linear phase that reproduces the elastic behavior. With ε_{el} the limit elastic strain in compression.

$$\sigma_n = E^* \varepsilon_n \quad \text{for } \varepsilon_n < \varepsilon_{el} \quad (3.13)$$

Phase [B C] : second linear phase, with a lower stiffness, describing porosity closure. Let us note at this point that porosity is defined inherently, with ε_{pl} the maximum deformation corresponding to a complete porosity closure. Plastic relative modulus k_p , is also introduced.

$$\sigma_n = \frac{E^*}{k_p} (\varepsilon_n - \varepsilon_{el}) + \sigma_{el_{max}} \quad \text{for } \varepsilon_{el} < \varepsilon_n < \varepsilon_{pl} \quad (3.14)$$

Phase [C D] : third linear phase. k_h a consolidated relative modulus is introduced. At this point the material is compacted and the response is described by :

$$\sigma_n = E^* k_h (\varepsilon_n - \varepsilon_{pl}) + \sigma_{pl_{max}} \quad \text{for } \varepsilon_{pl} < \varepsilon_n \quad (3.15)$$

Figure 3.4 shows a cyclic loading on the normal direction applied to two DEs (interaction level).

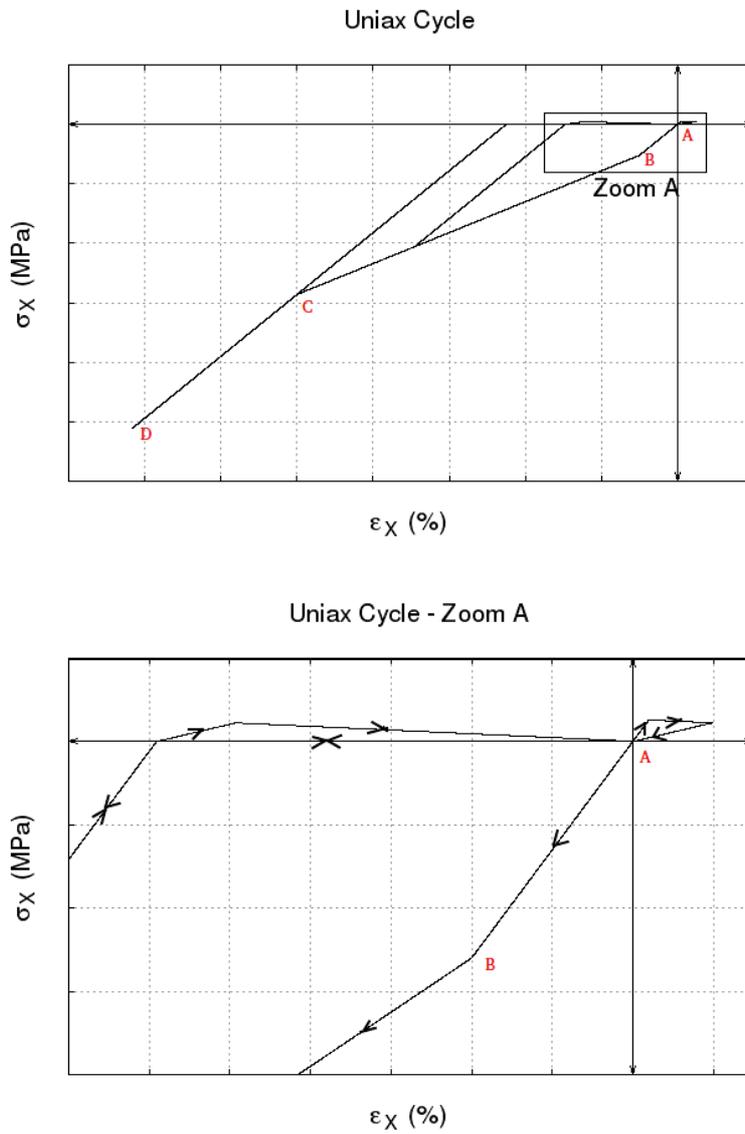


FIGURE 3.4 – Top : Cyclic loading in the normal direction. Showing features of the model - Bottom : Zoom A

Shear

Elastic shear stress is defined as follows :

$$\sigma_s = G^* \varepsilon_s \quad (3.16)$$

The shear response is limited by the maximum shear stress surface (Figure 3.5). The shear stress criterion $\sigma_{s_{max}}$ characterized by the initial cohesion of the link C_0 , friction angle Φ , and a maximum shear stress $\lambda.C_0$ allowing sliding (plastic slip) between spheres.

Where $\sigma_{s_{max}}$ is defined by the following equation :

$$\sigma_{s_{max}} = (1 - \omega)C_0 + \frac{\lambda C_0 \sigma_n \tan(\Phi)}{\sigma_n \tan(\Phi) + (\lambda + 1 - \omega)F_t} \quad (3.17)$$

Where ω is the damage function, F_t the tensile stress and λ a dimensionless parameter that allows controlling the maximum shear stress.

3.4.4 Effect of saturation ratio on the compressive behavior

Saturation ratio is introduced as a local variable at the interaction level between spheres and is linked to the porosity closure during the compaction phase (equ. (3.14)). Initial homogeneous saturation ratio distribution is assumed in the sample, however a structural heterogeneity could easily be

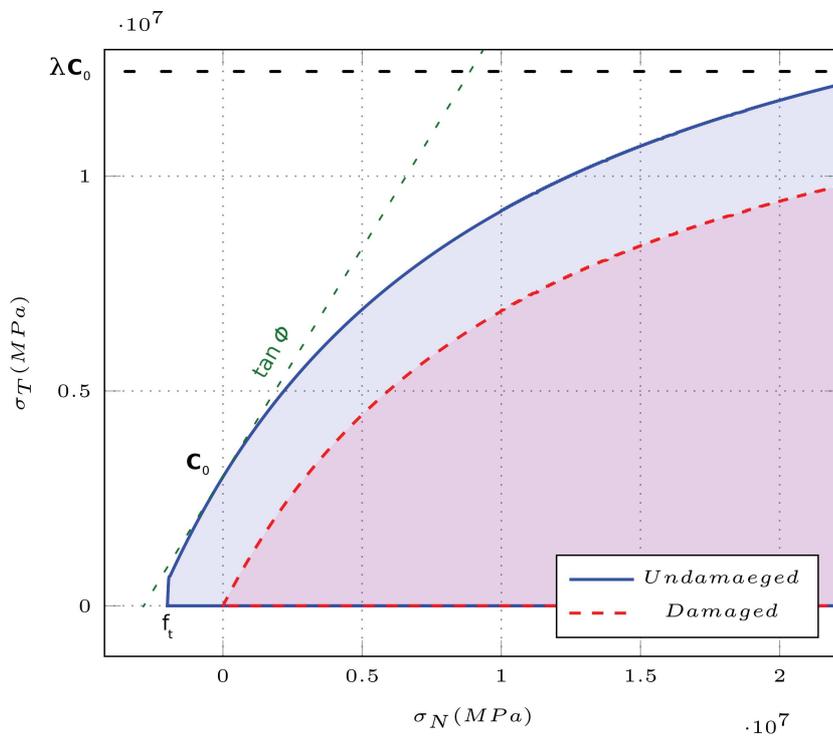


FIGURE 3.5 – Maximum shear stress surface

taken into account. The effect of saturation ratio is taken into account in the compressive stress only.

The Consolidation point is defined according to normal strain, and it corresponds, in a dry link ($S_r = 0\%$), to a complete porosity closure ($\varepsilon_n = \varepsilon_{pl}$). In this model, saturation S_r is introduced as a local variable, and it is assumed that the higher the saturation ratio is, the earlier the consolidation point is reached. In fact, a smaller deformation is needed to close a partially saturated porosity as a fraction of it is already occupied by water.

Thus, the new consolidation point $\varepsilon_{n,plC}$ is defined as follows :

$$\varepsilon_{n,plC} = \varepsilon_{el} + (\varepsilon_{pl} - \varepsilon_{el})(1 - S_r) \quad (3.18)$$

Where S_r is the saturation of the link.

From equation 3.18, it is clear that if the link is dry ($S_r = 0$), $\varepsilon_{n,plC}$ is then equal to ε_{pl} . On the other hand, if the link is completely saturated ($S_r = 1$), then $\varepsilon_{n,plC}$ is equal to ε_{el} .

Effective stress is introduced to take into account the water contribution in the total stress. It is defined according to ε_v is , which is approximated from the normal strain as the link is unidimensional ($\varepsilon_v \approx 3\varepsilon_n$). φ_i is the initial porosity of the sample. Thus we write :

$$\sigma_{n_{total}} = \sigma_n + 3\varphi_i(\varepsilon_n - \varepsilon_{n,plC})\sigma_{n_{water}} \quad (3.19)$$

φ_i being the initial porosity of the sample, it is clear that the higher the initial porosity, the more important is the water contribution, as more porosity is filled with water.

A Mie-Gruneisen like equation of state is used to compute the water contribution in the total stress [15].

$$\sigma_{water} = \frac{\rho_0 C_{w0}^2 (\varepsilon_v - \varepsilon_{v,ps})}{(1 - s(\varepsilon_v - \varepsilon_{v,ps}))^2} \left[1 - \frac{\Gamma_0 (\varepsilon_v - \varepsilon_{v,ps})}{2} \right] + \Gamma_0 \rho_0 E_m \quad (3.20)$$

Where C_{w0} is soundwave velocity, ρ_0 is volumic mass, s and Γ_0 are two Mie-Gruneisen coefficients, and E_m is the internal energy per mass unit (negligible)

Figure 3.6 shows the normal compressive behavior of a dry link and of a wet link and the corresponding water pressure contribution. It is shown that the consolidation point is reached earlier in the wet link. Once the consolidation point is reached the water contribution is added. In the dry link, reaching the consolidation point does not add any water contribution since there is no water in the sample.

3.4.5 Effect of saturation ration on the maximum shear stress

In order to control the plastic sliding threshold of interactions, a coefficient λ was introduced in equation (3.17). This coefficient is intended to

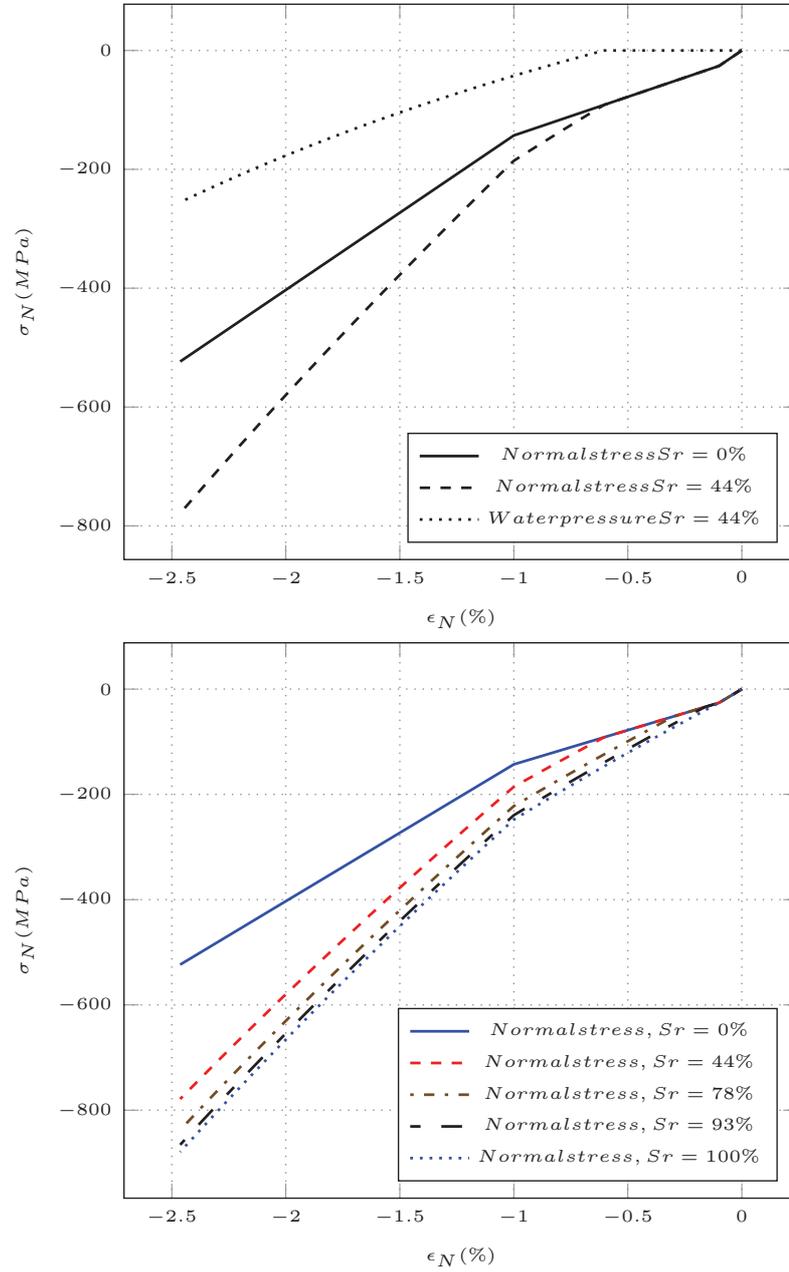


FIGURE 3.6 – Top : Water contribution in the normal compressive strength and the definition of consolidation point depending on the saturation ratio - Bottom : Resulting normal compressive stress for different saturation ratios

control the maximal limit shear strength of a link (λC_0) once the material is fully consolidated. Two parameters, λ_0 which is calibrated for a dry link, and λ_{100} which is calibrated for a saturated link, are introduced to express λ as a function of the saturation ratio.

$$\lambda = (\lambda_0 - \lambda_{100})(1 - S_r) + \lambda_{100} \quad (3.21)$$

Thus, when $\lambda = \lambda_0$ then $\varepsilon_{plC} = \varepsilon_{pl}$ and when $\lambda = \lambda_{100}$ then $\varepsilon_{plC} = \varepsilon_{el}$. Figure 3.7 shows the dependency of the new criterion on the saturation ratio. It is shown that the higher the saturation ratio, the lower is the shear stress limit, which means that sliding between DEs is activated earlier.

3.5 Model validation

Calibration is done by running simulations on sufficiently large specimen to give continuum-like behavior. simulations were run using a sample of multiple spheres. The sample used for simulations has to be isotropic [63], this ensures a homogeneous contact distribution in the sample and prevents the forces from being directed in privileged directions.

The sample shown in Figure 3.8 on the right, is the experimental sample. It is cylindrical shaped $70mm$ in diameter and $140mm$ in height. The numerical sample used is a $70mm \times 70mm \times 140mm$ cuboid-shaped packing of approximately 4000 spheres (The size of the experimental sample used in GIGA press). A dynamic method (isotropic compression) is used to generate

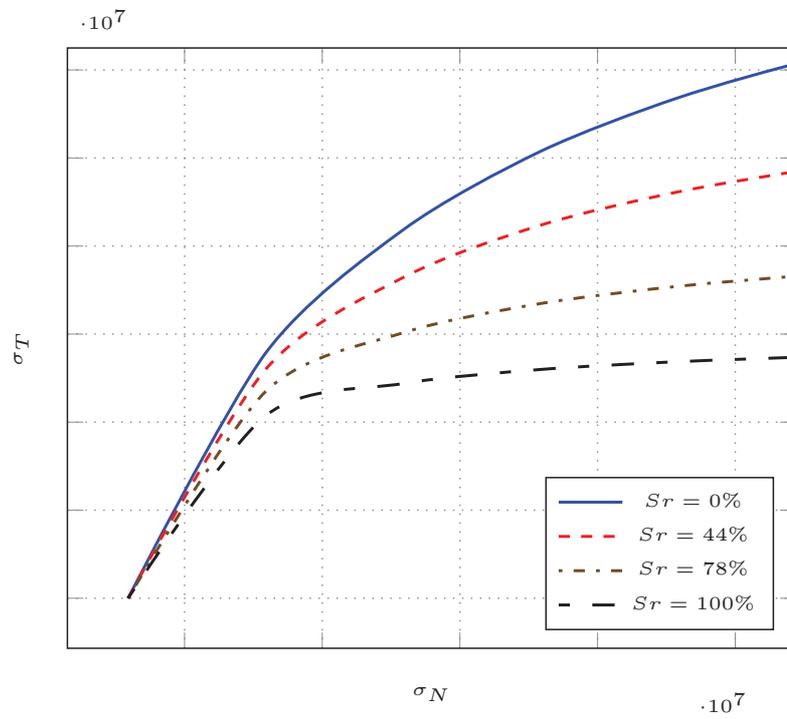


FIGURE 3.7 – Maximum shear stress surface for different saturation ratios

the numerical sample, this method is described in Chapter 2

Figure 3.8 on the left, shows the numerical sample. The shape of the numerical specimen does not affect the results as the stress state is homogeneous across the specimen. Figure 3.9 (Top) shows the Interactions histogram, an average of 11.55 interactions per sphere is obtained, and Figure 3.9 (Bottom) shows the contacts distribution in the XY, YZ, and XZ planes. We clearly see that there is no privileged direction ensuring the isotropy of the sample.

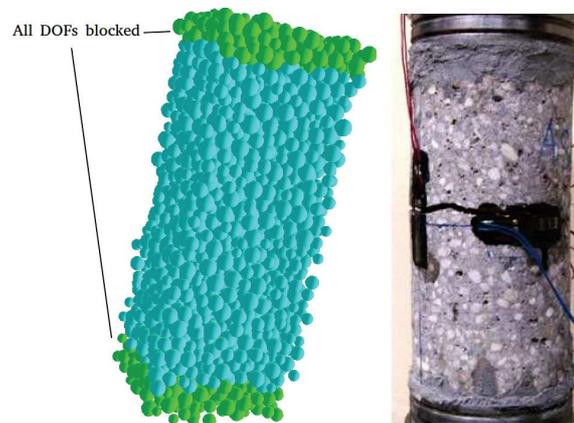


FIGURE 3.8 – Left : The used sample - Right : Experimental sample after tension test

Uniaxial and Triaxial tests are simulated in order to calibrate the model parameters. The calibration process aims to identify the model parameters (Table 3.5) values that allow reproducing the macroscopic behavior obtained experimentally.

Geometry parameters	
R	mean sphere radius

R_i	interaction radius (calibrated to have an average of 12 interactions per element)
Elastic and material parameters	
E^*	Equivalent Young modulus calibrated from material properties
G^*	Equivalent Shear modulus calibrated from material properties
φ_i	initial porosity of the sample
ρ	Density of the concrete
Damage and compaction parameters	
ε_0	limit elastic strain in tension
ε_f	limit damage strain (corresponding to maximum damage)
ε_{el}	limit elastic strain in compression
ε_{pl}	maximum compaction strain
k_p	Relative plastic modulus for slope control in compaction phase
k_h	Relative hardening modulus for slope control in consolidated material phase
C_0	shear cohesion
Φ_i	initial friction angle
Φ_c	contact friction angle (same as Φ_i)
λ_{100}	saturated link sliding threshold coefficient
λ_0	dry link sliding threshold coefficient

TABLE 3.1: Summary of the model parameters

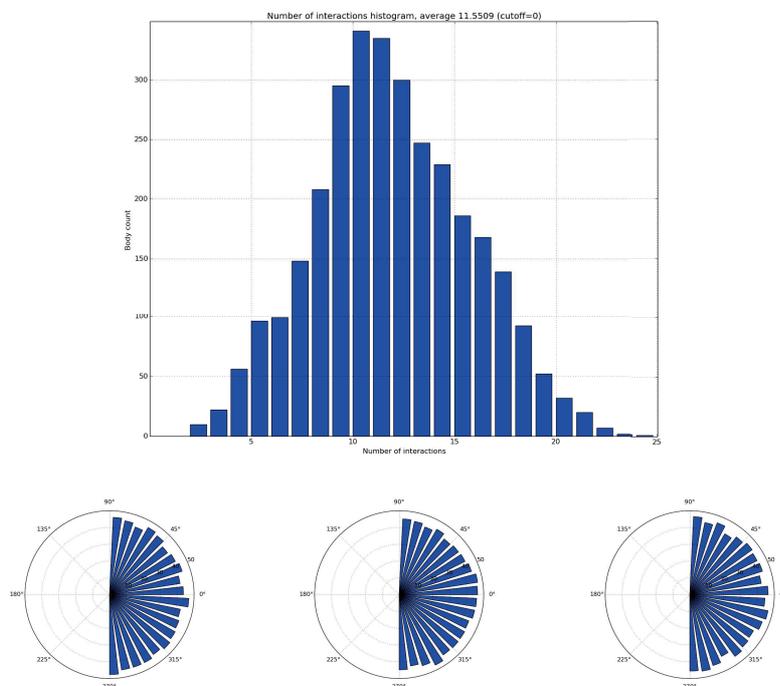


FIGURE 3.9 – Top : Interactions histogram - Bottom : Contacts distribution

3.5.1 Uniaxial tests

Uniaxial strain controlled tension-compression tests allow determining E^* , ν , friction angle Φ_c , initial cohesion C_0 , limit elastic strain in tension ε_0 , limit damage strain ε_f . The straining is applied on boundary particles symmetrically on both ends of the specimen while restraining their other degrees of freedom. Average axial stress is obtained by averaging forces on both boundary particles divided by the specimen cross-section (assumed constant during the test).

Figure 3.10 show damage (Failure mode) in the sample for a uniaxial

Parameters	Values
E^* (GPa)	30
ν	0.16
ε_0	$1e^{-4}$
ε_f	$20\varepsilon_0$
Φ_c (radians)	0.52
C_0 (MPa)	4

TABLE 3.2 – Model parameters calibration from uniaxial test

compression test and a uniaxial tension test respectively. Obtained failure in compression is a cone failure type, which is a typical concrete failure mode observed in compressed specimens. While in tension a band of damage is observed at the midplane. Tests on both wet and saturated samples were carried out. Figures 3.11 and 3.12 show the normal stress-strain relationship for a uniaxial compression test and a uniaxial tension test respectively for the values given in Table 3.2. We clearly observe that there is no effect of saturation ratio on these tests as there is no confinement. The obtained behavior is realistic and $\frac{f_c}{f_t}$ ratio is approximately 9.

3.5.2 Triaxial compression tests

Tests at 600 MPa confinement are used to calibrate k_p , k_h , ε_{cl} and ε_{pl} . The sample is placed between six rigid frictional walls. Triaxial calibration tests are run on dry ($Sr = 0\%$) and completely saturated ($Sr = 100\%$) numerical sample. The tests are conducted in two steps :

- a) **Hydrostatic compression** step, where all the walls strain rate is controlled until the target confinement is reached $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = \sigma_{iso}$. This

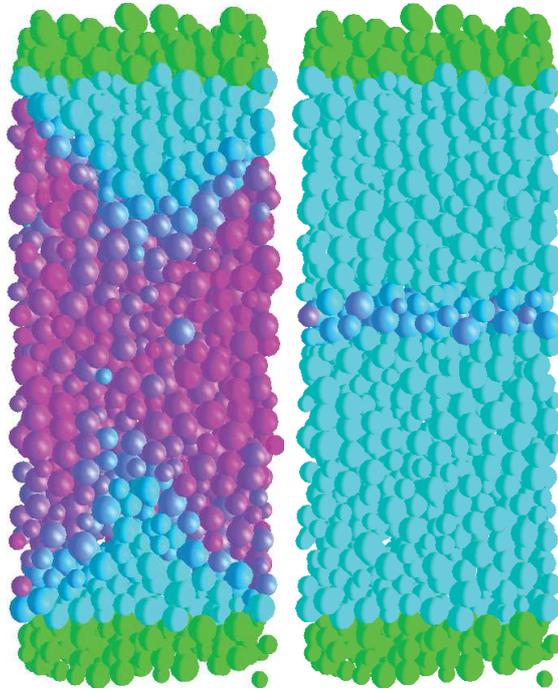


FIGURE 3.10 – Damage visualization for uniaxial test. Damage is showed by color, blue elements links are undamaged, red elements links are completely damaged - Left : Compression - Right : Tension

step allows calibration of non-linear parameters k_p , k_h , ε_{el} and ε_{pl} .

- b) **Deviatoric compression** step, where strain is applied on the longest dimension (top and bottom walls). All four other walls are monitored by their stress so it stays constant $\sigma_y = \sigma_z = \sigma_{iso}$. This step allows us to calibrate the two last parameters

λ_{100} and λ_0 .

Results are shown in tables 3.3 and 3.4

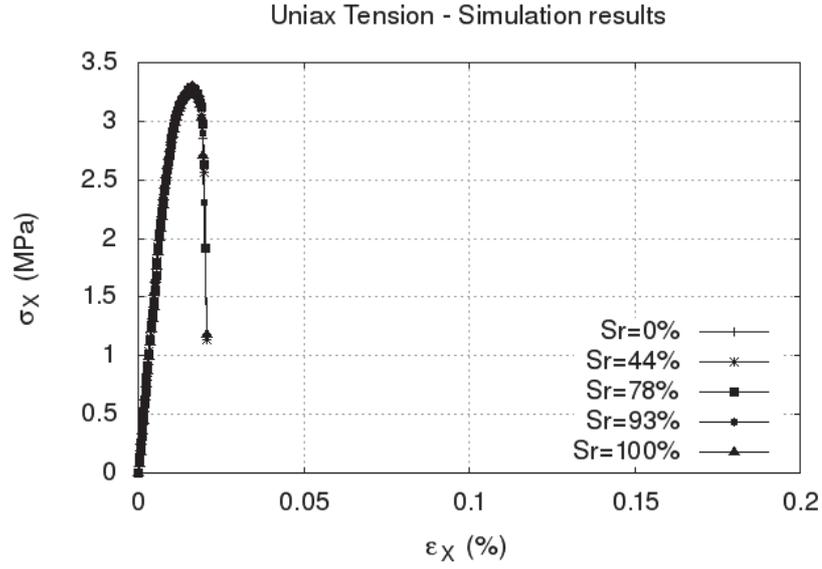


FIGURE 3.11 – Stress vs. strain for a uniaxial tension test

Parameters	Values
k_p	2
k_h	1
ε_{el}	$20\varepsilon_0$
ε_{pl}	$200\varepsilon_0$

TABLE 3.3 – Model parameters calibration from Hydrostatic compression test

Parameters	Values
λ_{100}	1
λ_0	5

TABLE 3.4 – Model parameters calibration from Deviatoric compression test

Figure 3.13 shows the results obtained for an Hydrostatic compression for $S_r = 0\%$ and $S_r = 100\%$. Figure 3.14 on the other hand shows the results obtained for an Hydrostatic compression for different saturation ratios.

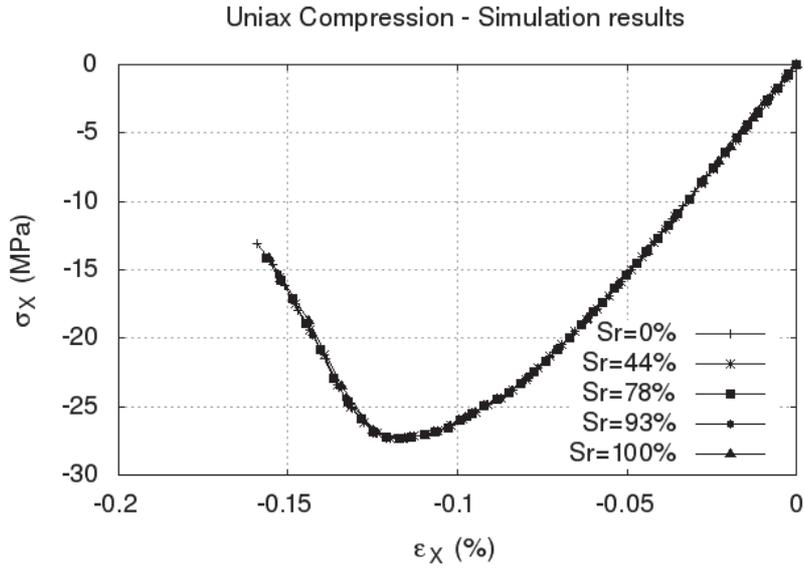


FIGURE 3.12 – Stress vs. strain for a uniaxial compression test

Saturation ratio effect is clearly shown in these figures as the higher the saturation ratio is, the higher the average stress becomes.

Figure 3.15 shows the results for the Deviatoric compression phase of the test. Further tests were run on samples under lower confinements (100 MPa and 200 MPa). Figure 3.16 show simulation results for the Deviatoric stress at 100 MPa and 200 MPa compared to experimental results obtained by Zingg [81]. The simulation results are in good agreement with the experimental results. From these figures, it is shown that the influence of saturation ratio and confinement on the limit stress is well reproduced, as the limit stress is decreasing when the confinement is decreasing. The limit stress also decreases when the saturation ratio increases at a fixed confinement.

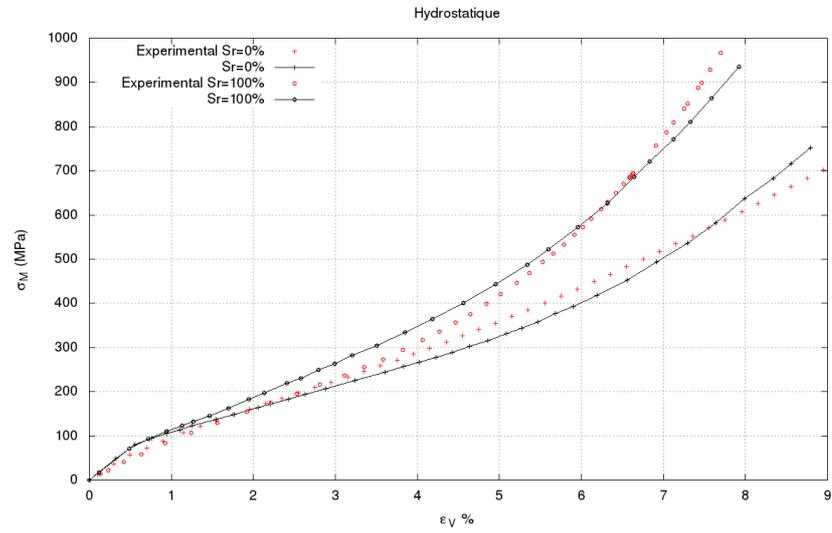


FIGURE 3.13 – Hydrostatic mean stress versus volumetric strain

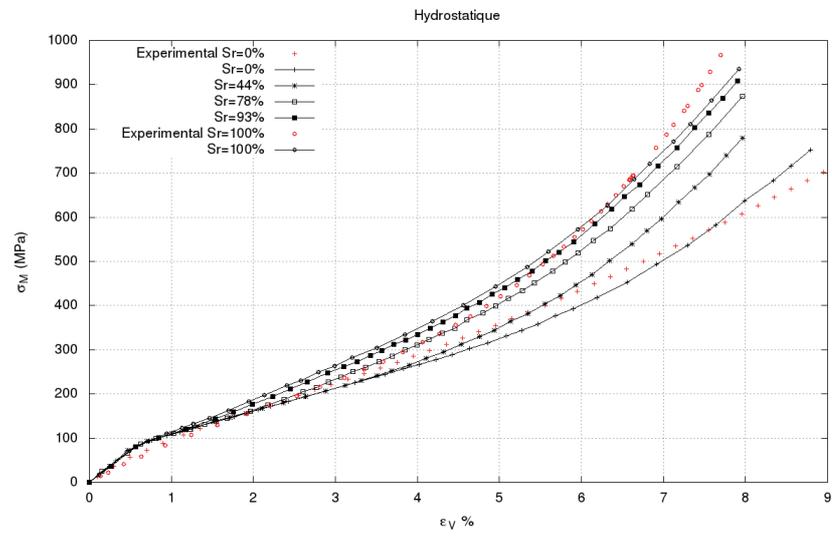


FIGURE 3.14 – Hydrostatic mean stress versus volumetric strain for different saturation ratios

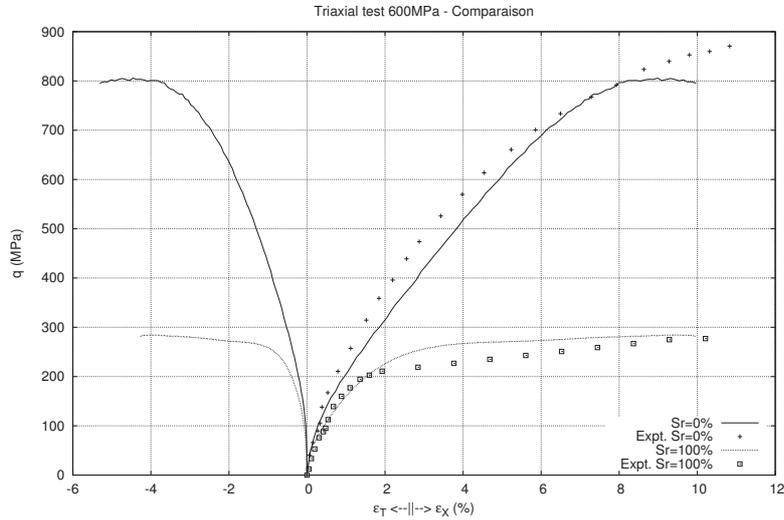


FIGURE 3.15 – Deviatoric stress versus axial and radial strain under 600MPa confinement. Calibration tests (Dry and Saturated samples)

3.5.3 Oedometric tests

Oedometric tests are run for further validation. Strain controlled tests is conducted using the previously identified parameters. The sample was placed between six rigid frictional walls. The straining was applied on the longest dimension (top and bottom walls) while blocking all four other walls to simulate an uniaxial confined compressive test.

Figure 3.17 shows predictive average stress evolution obtained for different saturation ratios. An experimental result obtained on a dry sample is also shown. The behavior of the numerical sample for $S_r = 0\%$ is very close to the experimental behavior. The effect of free water is also clearly shown as the sample becomes stiffer the more saturated it is.

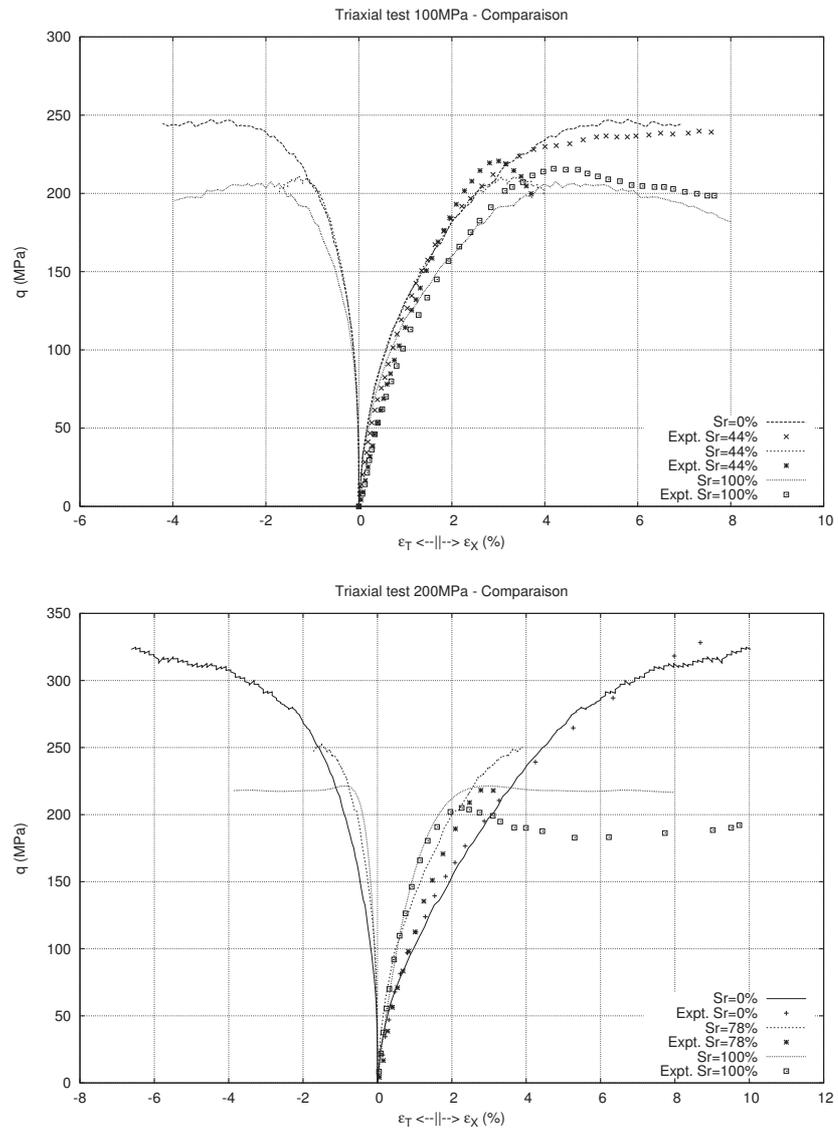


FIGURE 3.16 – Deviatoric stress versus axial and radial strain for different saturation ratios. - Top : 100MPa confinement - Bottom : 200MPa confinement

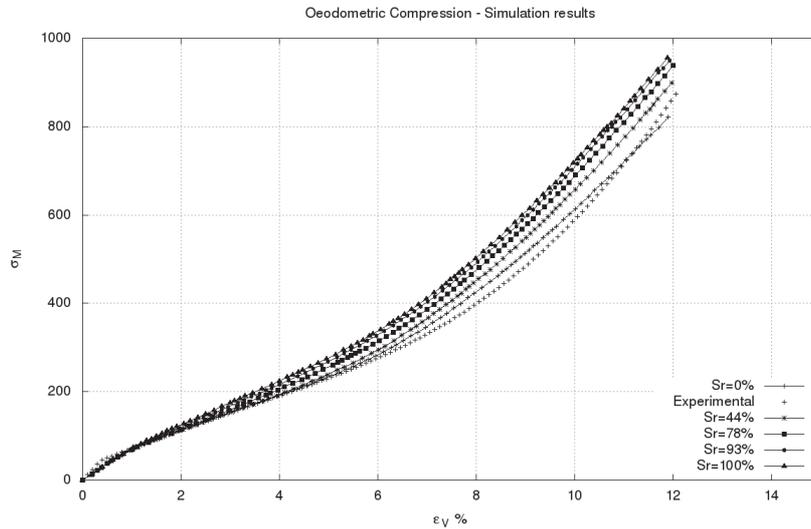


FIGURE 3.17 – Average stress versus volumetric strain obtained for different saturation ratios for oedometric compression test

3.6 Conclusion

The model proposed in this work takes into account the influence of free water during porosity closure. This was achieved by introducing a dependency between both water saturation ratio and inelastic deformations of concrete and a new maximum shear stress criterion to reproduce the dependency observed experimentally between limit shear strain and saturation ratio.

The results show that the model is able to reproduce the behavior of realistic concrete samples of the size of the real experimental samples. This was achieved by introducing a new interaction law between the DEs. The parameter identification procedure has been given and it is clearly shown

that this model can predict the behavior of concrete for different saturation ratios.

The simulation results obtained demonstrate the efficiency of the approach to take into account the influence of free water ratio. As a perspective, simulations at a larger scale on a true concrete structure is possible, this will allow the evaluation of saturation ratio effects at the structural scale. Also, the introduction of strain rate effects will allow us to study the effects of saturation ratio during impact on concrete structures.

Simulation of impact tests on
small concrete structures

Chapitre **4**

Simulation of impact tests on small concrete structures

The content of this chapter will be submitted to the International Journal of Impact Engineering

H. Benniou, Y. Malecot, M. Briffaut, L. Daudeville

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

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

4.1 Introduction

This chapter aims to further study the predictive capacity of the new proposed model at the scale of the structure concerning penetration and perforation tests, and to further study numerically the saturation ratio effects on concrete in such tests. This is achieved by simulating impact tests on unreinforced concrete slabs done by CEA Gramat. The experimental setup will be described and the numerical results obtained using the proposed

model compared to the experimental results.

In 2004, 3SR laboratory and CEA Gramat launched a research program on the penetrability of concrete infrastructures. In the early stages of this program, Gabet [27] studied the influence of loading path on concrete behavior using the same baseline material (R30A7). Vu [79] studied the influence of saturation ratio. The impact tests presented in this chapter were also part of this program. Consequently, the targets in the experiments were cast using the same R30A7 mixture, this allows to use the same parameters identified previously.

4.2 Experimental setup description

A campaign of experimental tests was conducted by CEA-Gramat in 2009, where a 2.4kg, 52mm in diameter and 300mm in length ogive-nosed steel penetrator was launched in cylindrical concrete targets. This projectile was launched using a gas launcher (Figure 4.1 on the Right). An accelerometer was embedded within the projectile to measure the axial deceleration in addition to high speed video cameras to observe the interaction between the projectile and the target. Figure 4.1 (Left) shows the projectile and the embedded instrumentation. Figure 4.2 shows successive phases during a perforation test on a 300mm bloc of concrete, one can observe both spalling and scabbing.

The cylindrical concrete slabs of 300mm and 800mm in thickness and 800mm in diameter, confined with 15mm steel sleeves were used. Figure 4.3

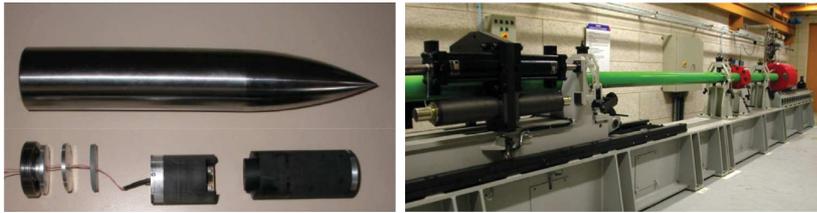


FIGURE 4.1 – Left : Projectile with its embedded instrumentation - Right : Gas launcher

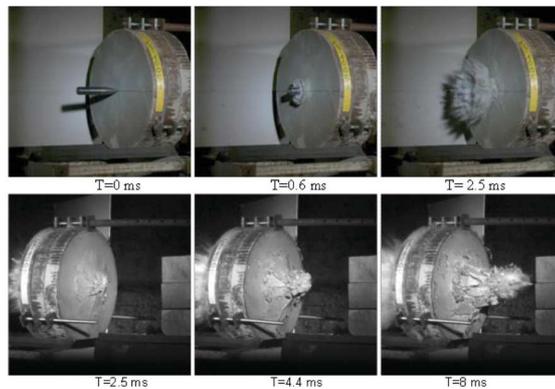


FIGURE 4.2 – Successive phases during perforation test on a 300mm bloc of concrete



FIGURE 4.3 – Concrete blocks - Left : 300mm thickness - Right : 800mm thickness

shows slabs of 300mm and 800mm after impact. Since the time needed to dry such concrete blocks at their center may exceed several years, the tests were conducted on water-saturated concrete targets and the blocks were held in water until tests. Note that in all three tests, velocity and penetration depth were obtained by integrating the projectile's deceleration once and twice respectively. The tests used in our study are :

Test 1 : 300mm thickness, 333m/s initial velocity In this test, a hole was also drilled along the axis of the concrete slab (Diameter = 12mm). Figure 4.4 illustrate the projectile deceleration, velocity evolution profiles and the penetration depth. Figure 4.7 shows the topographic analysis after impact.

Test 2 : 800mm thickness, 347m/s initial velocity Figure 4.5 illustrate the projectile deceleration, velocity evolution profiles and the penetration depth. Figure 4.8 shows the topographic analysis after impact.

Test 3 : 800mm thickness, 227m/s initial velocity In this test, a hole was drilled along the axis of the concrete slab. This hole (Diameter = 20mm) was used for velocity measurement. Figure 4.6 illustrate the projectile decelera-

Parameters	Test 1	Test 2	Test 3
Thickness (mm)	300	800	800
Initial velocity (m/s)	333	347	227
Residual velocity (m/s)	71	0	0
Penetration depth (mm)	(perforated)	269	193
Front face crater diameter (mm)	400	700	400
Back face crater diameter (mm)	600	/	/

TABLE 4.1 – Tests parameters : experimental data

tion, velocity evolution profiles and the penetration depth. Figure 4.9 shows the topographic analysis after impact.

In Test 1, the projectile strikes the 300mm thick concrete block at 333 m/s. An increase in deceleration during the first 300 μs , corresponding to the nose penetration phase, can be observed. A short plateau is then observed ($300 \mu s < T < 500 \mu s$), followed by a decrease in deceleration until perforation ($T = 2000 \mu s$)

In Test 2, the projectile strikes the 800mm thick concrete target at 347 m/s. A similar behavior to Test 1 during the 300 μs is observed, prior to a longer tunneling phase ($300 \mu s < T < 1350 \mu s$), where the deceleration is about 30000g.

In Test 3, the projectile strikes the 800mm thick concrete target at 227 m/s. The observations are similar to Test 2, although the deceleration plateau sits lower at $\approx 20000g$

The main parameters of each impact test are gathered in Table 4.1

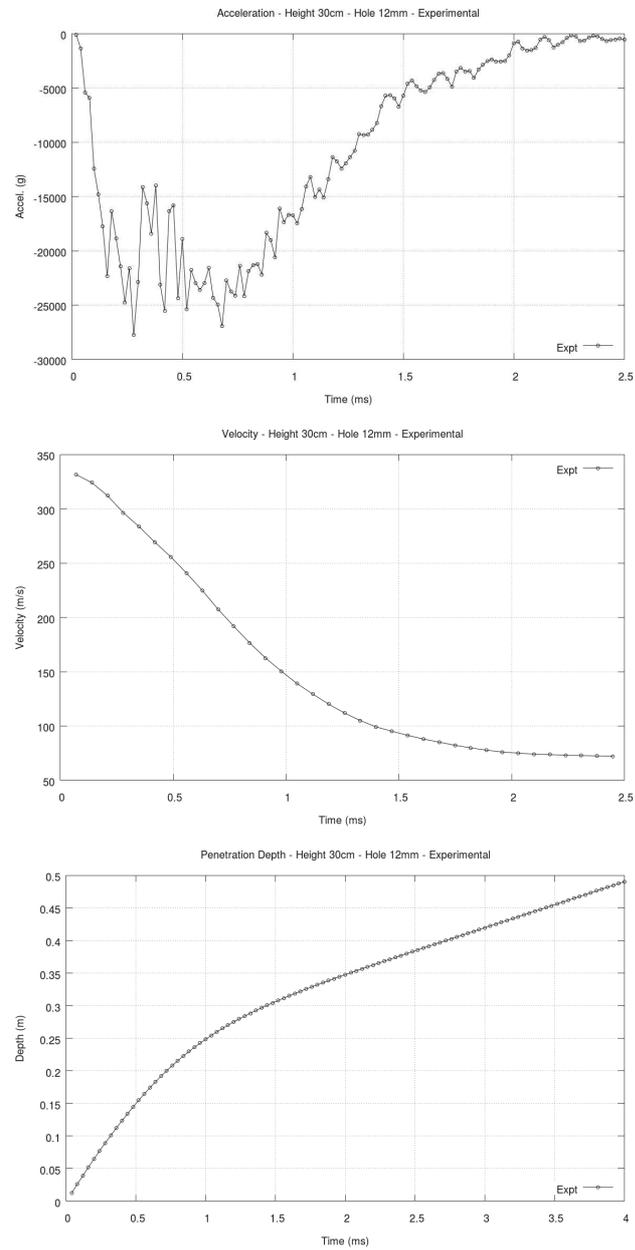


FIGURE 4.4 – Test 1 : Experimental results - Top : Acceleration of the projectile - Middle : Integrated velocity of the projectile - Bottom : Integrated Penetration depth of the projectile

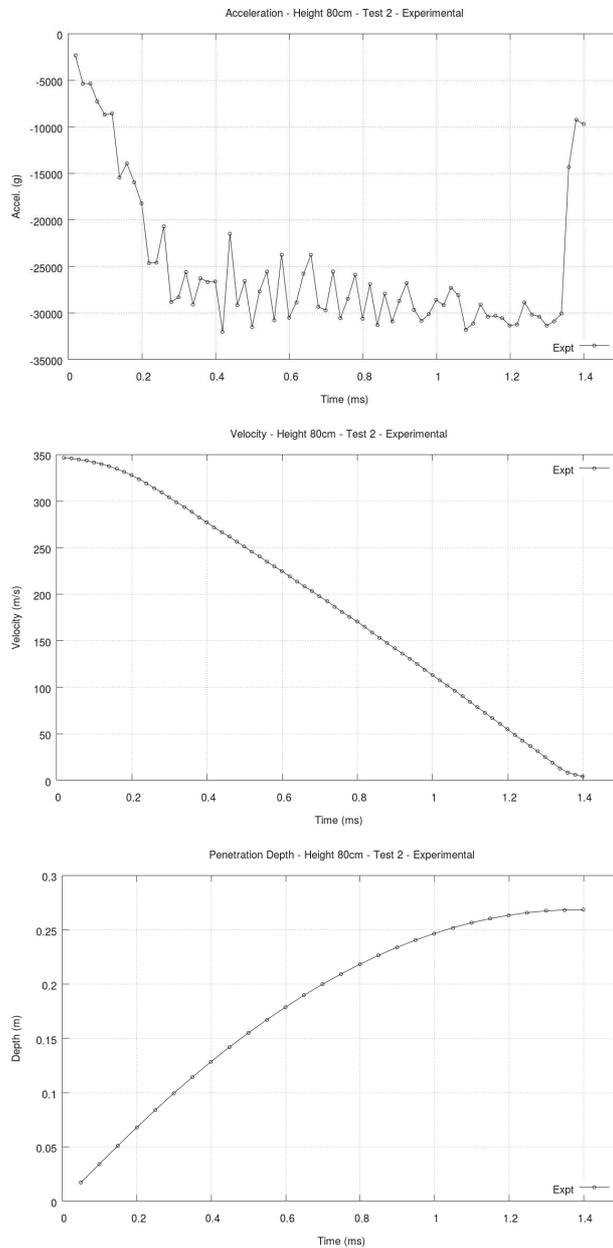


FIGURE 4.5 – Test 2 : Experimental results - Top : Acceleration of the projectile - Middle : Integrated velocity of the projectile - Bottom : Integrated Penetration depth of the projectile

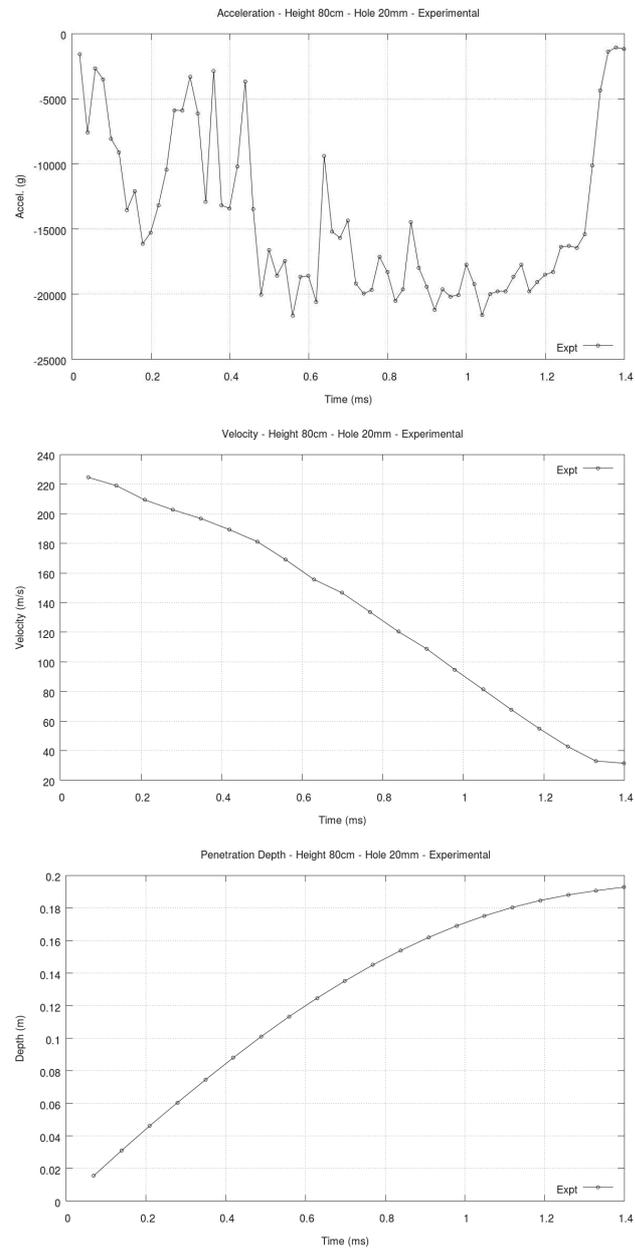


FIGURE 4.6 – Test 3 : Experimental results - Top : Acceleration of the projectile - Middle : Integrated velocity of the projectile - Bottom : Integrated Penetration depth of the projectile

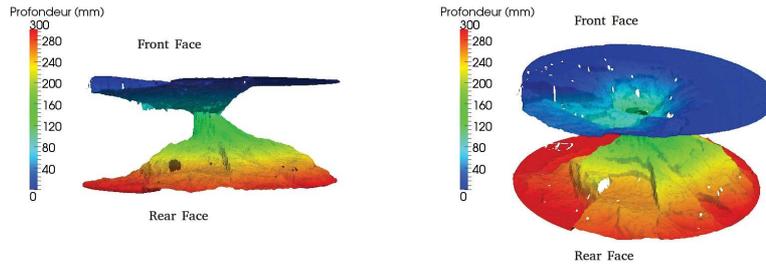


FIGURE 4.7 – Test 1 : Topographic analysis after impact

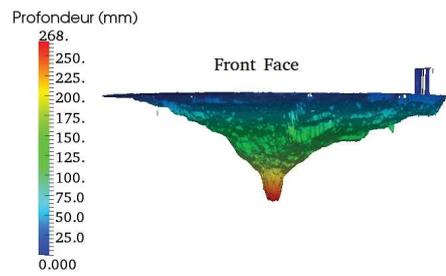


FIGURE 4.8 – Test 2 : Topographic analysis after impact

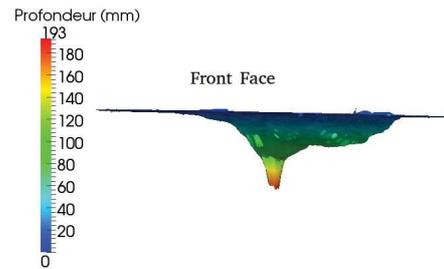


FIGURE 4.9 – Test 3 : Topographic analysis after impact

4.3 Simulation setup

4.3.1 Discretization

Projectile

The hard projectile used for the tests is very little deformed after impact. The projectile is considered rigid and a frictional interaction law is used to model its interaction with the concrete slab [64]. Calculation showed that the friction angle has a major influence on the projectile behavior. However, as the real friction angle between the projectile and the concrete target cannot be determined, it was determined that a zero friction angle provided the best results.

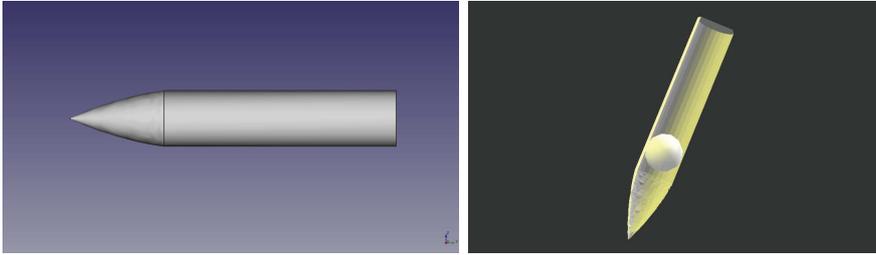


FIGURE 4.10 – Left : 3D modeled penetrator - Right : Sectional view of the penetrator in YADE

Parameters	Title	Values	Units
E	Young Modulus	$2.10e^{11}$	Pa
ν	Poisson ratio	0.3	
φ	Friction angle	0	

TABLE 4.2 – Projectile parameters

The projectile is represented by a single DE that is clumped inside a non-deformable shell of facets representing its silhouette. The density of this single DE is calculated to be representative of the actual mass of the projectile. This hypothesis allows reducing the number of DEs in the simulation and thus reducing the calculation time. Figure 4.10 shows the generated projectile.

Table 4.2 shows the parameters used for the projectile

Concrete slabs

Three different specimens of the same 800mm diameter and different heights were generated :

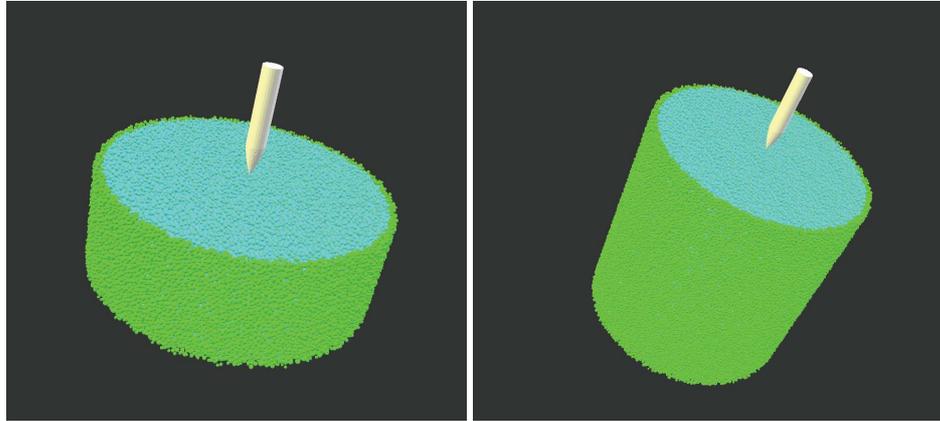


FIGURE 4.11 – Left : 300mm thickness concrete slab in Yade - Right : 800mm thickness concrete slab in Yade

- A 300mm height specimen with an axial hole of 12mm in diameter made of approximately 140000 spheres for Test 1
- A plain 800mm height specimen made of approximately 385000 spheres for Test 2
- A 800mm height specimen with an axial hole of 20mm in diameter made of approximately 382000 spheres for Test 3

A layer of DEs was added on the lateral face of each specimen to represent the confinement steel sleeve. The DEs in this layer were blocked in translation and rotation (non-deformable). Figure 4.11 shows the 300mm and 800mm specimens generated for Tests 1 and Test 2.

The material parameters used in the following simulations are the identified parameters from calibration at material scale in **chapter 3**. Table 4.3 summarize these parameters.

Parameters	Values	Units
E	30	GPa
ν	0.16	
ε_0	$1e^{-4}$	
ε_f	$20\varepsilon_0$	
Φ_c	0.52	radians
C_0	4	MPa
k_p	2	
k_h	1.5	
ε_{el}	$20\varepsilon_0$	
ε_{pl}	$200\varepsilon_0$	
λ_{100}	1	
λ_0	5	

TABLE 4.3 – Model parameters for concrete slabs

4.3.2 Strain rate effects

In the previous chapter, the proposed model was validated on quasi-static tests. However, our work aims at reproducing the dynamic behavior of concrete structures under impact. Hence, this model needs to take into account the strain rate effects in the concrete behavior (see chapter 1).

As shown in chapter 1, the apparent tensile and compression stress increase depends on the strain rate. In the case of compression, Hentz [29] showed the ability of DEM to reproduce the increase of the dynamic resistance with increasing deformation rate and without resorting to the use of any viscosity or characteristic time. In other words, he showed numerically that the increase in resistance in dynamic compression results from a structural effect. Thus, we introduce a strain rate effect in tension only. This is achieved by modifying the tensile resistance between DEs using Omar's [51] modified CEB formulation. Since the identification done by Omar is based

on experimental results on wet R30A7, the parameters need to be calibrated in our case for saturated concrete [21].

$$DIF = \frac{f_t}{f_{t \text{ static}}} \begin{cases} 1 & \text{if } \dot{\epsilon} \leq \dot{\epsilon}_{\text{static}} \\ \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_{\text{static}}}\right)^{\alpha\delta_1} & \text{if } \dot{\epsilon}_{\text{static}} \leq \dot{\epsilon} \leq 1 \\ e^{(6\delta_1-2)}\left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_{\text{static}}}\right)^{\delta_2} & \text{if } 1 \leq \dot{\epsilon} \end{cases} \quad (4.1)$$

Where :

- f_t = Dynamic tensile strength
- $f_{t \text{ static}}$ = Static tensile strength
- $\dot{\epsilon}_{\text{static}}$ = Reference strain rate corresponding to a quasi-static loading (10^{-6} s^{-1})
- $\alpha = 1.5$
- $\delta_1 = \frac{1}{30}$
- $\delta_2 = \frac{1}{3}$

In the case of dry concrete, and as shown in chapter 1, the increase in tensile resistance is less important. These parameters need to be calibrated again. A study is done later in section 4.5 to investigate the saturation ratio effect at structural scale.

4.3.3 Interaction definition between the projectile and the concrete slab

In chapter 3 two types of interactions are defined. In the impact simulations, the interactions between the projectile and the DEs of the concrete slab are created as "Contacts".

These interactions need E^* and G^* to be defined when created, and as the DEs of the projectile and the slab are from different materials, a new definition of E^* and G^* is needed. Thus, for a and b two DEs respectively defined as steel and concrete, we write :

$$E^* = \frac{2 E_a E_b}{E_a + E_b} \quad (4.2)$$

$$G^* = \frac{E_a E_b}{E_a(1 + \nu_b) + E_b(1 + \nu_a)} \quad (4.3)$$

With ν_a and ν_b Poisson's ratio for material a and b respectively.

This definition is used for other Contact interactions also, as equations 4.2 and 4.3 can be, if materials a and b are the same, simply written :

$$E^* = E_a \quad (4.4)$$

$$G^* = \frac{E_a}{2E_a(1 + \nu_a)} \quad (4.5)$$

4.4 Simulation results

The three tests described in section 4.2 were simulated. The numerical samples used are described in section 4.3.1. The deceleration of the projectile, its velocity and the penetration depth in each simulation were computed and compared to the experimental data (Comparison Table 4.4).

For Test 1, the projectile is launched at a velocity of 333 m/s. A good correspondence can be observed between simulation and experimental results (Figure 4.12). We observe the same increase in deceleration observed experimentally during the first 300 μs corresponding to the nose penetration phase, followed by a plateau 300 $\mu s < T < 1350 \mu s$. Then we observe a decrease in deceleration. Post processing (Figure 4.15) shows that during the first 300 μs corresponding to the penetration phase, damage develops in vicinity of the projectile nose and only on the front face of the concrete block. Starting from 500 μs conical fracturing appears on the front face near the projectile and damage appears on the back face of the block. Figure 4.16 and 4.17 show the topology of the numerical sample after perforation, the blue area indicate that the links between DEs in this part of the specimen are damaged either completely or partially, forming small chunks that are detached from the slab. Figure 4.18 shows the velocity of the DEs during perforation. We can clearly see from this figure where spalling and scabbing phenomena happen as the DEs from the proximal face are ejected backward

and the DEs from the distal face are ejected forward. Figure 4.19 shows clearly that compressive stress is concentrated in vicinity and at the nose of the projectile, while shear stress is predominant.

For Test 2, the projectile is launched at a velocity of 347 m/s, and similarly to Test 1, deceleration of the projectile, its velocity and the penetration depth are shown in Figure 4.13. In this test, the first 300 μs correspond to the experimental test. However, the plateau observed experimentally ($300 \mu s < T < 1350 \mu s$) is not obtained in the simulation. Instead, the deceleration is decreasing until the projectile stops completely. As a result, the projectile arrive at a full stop 1100 μs later than in the experimental test. The final penetration depth is very close to the penetration depth reached experimentally but is obtained 1100 μs later. Figure 4.20 show the topology of the numerical sample after perforation, the blue area indicate that the links between DEs are damaged.

For the last test (Test 3), a strong difference is noted. The deceleration profile is lower than the experimental results and does not correspond to the expected results. As a consequence, the velocity profile and the final penetration depth are higher and the simulation was ended before the projectile arrived to a full stop (Figure 4.14). Possible explanations could be :

- Friction angle is set to zero
- The presence of a 20mm in diameter hole in the axial direction of the slab. While there is no hole in Test 2 and it is only of 12mm in diameter in the Test 1, the presence of this hole in Test 3 could affect the deceleration of the projectile, since there is no friction and the only forces decelerating the projectile result from link breakage.

Figure 4.21 shows results obtained with different hole diameters. It is clearly shown that numerical results obtained for a plain slab (No hole) are closer to the experimental results. Therefore, the results taken into account don't feature a hole in the numerical sample.

The results obtained are summarized and compared to the experimental results in Table 4.4.

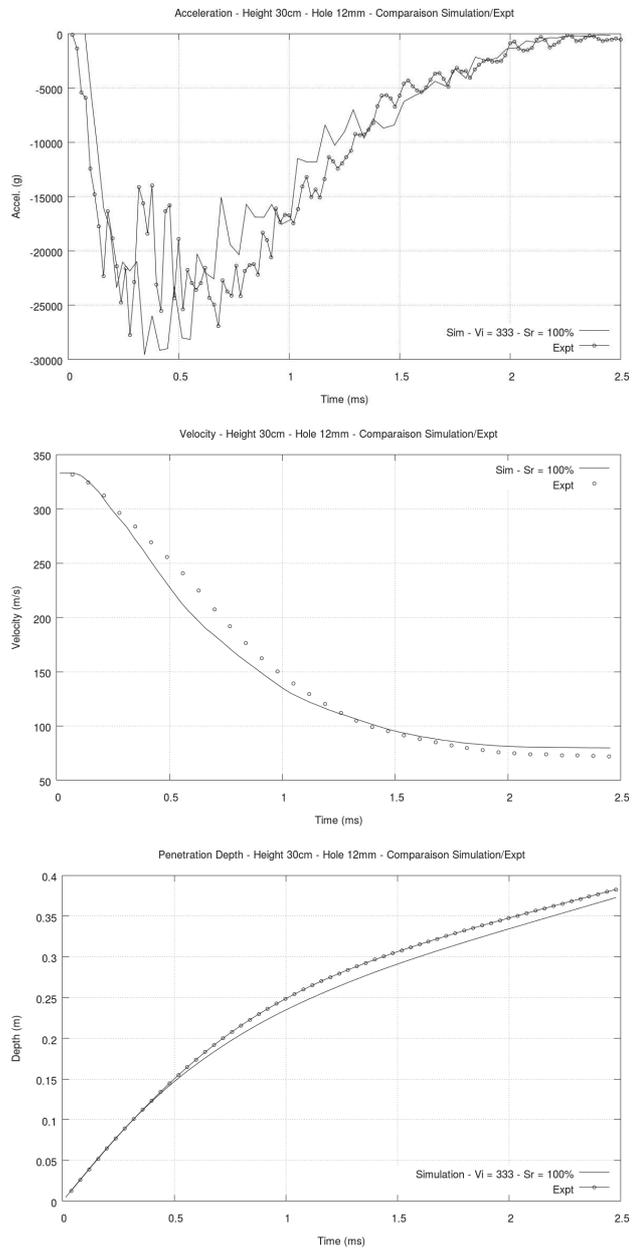


FIGURE 4.12 – Test 1 : comparison between experimental and simulation results - Top : Acceleration - Middle : Velocity - Bottom : Penetration Depth

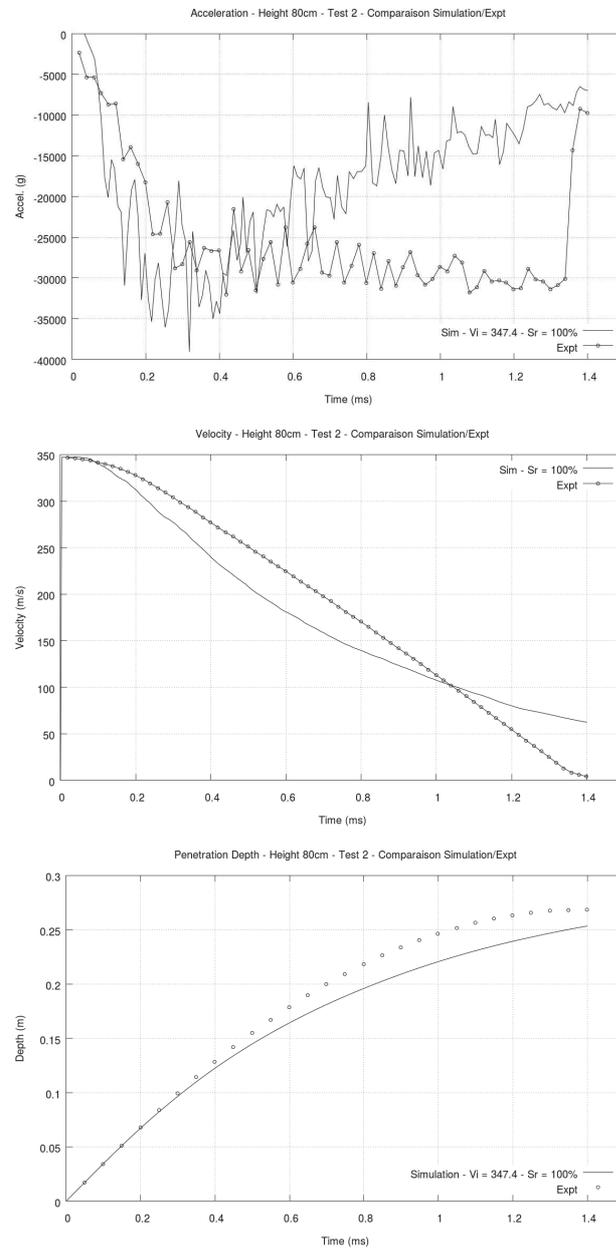


FIGURE 4.13 – Test 2 : comparison between experimental and simulation results - Top : Acceleration - Middle : Velocity - Bottom : Penetration Depth

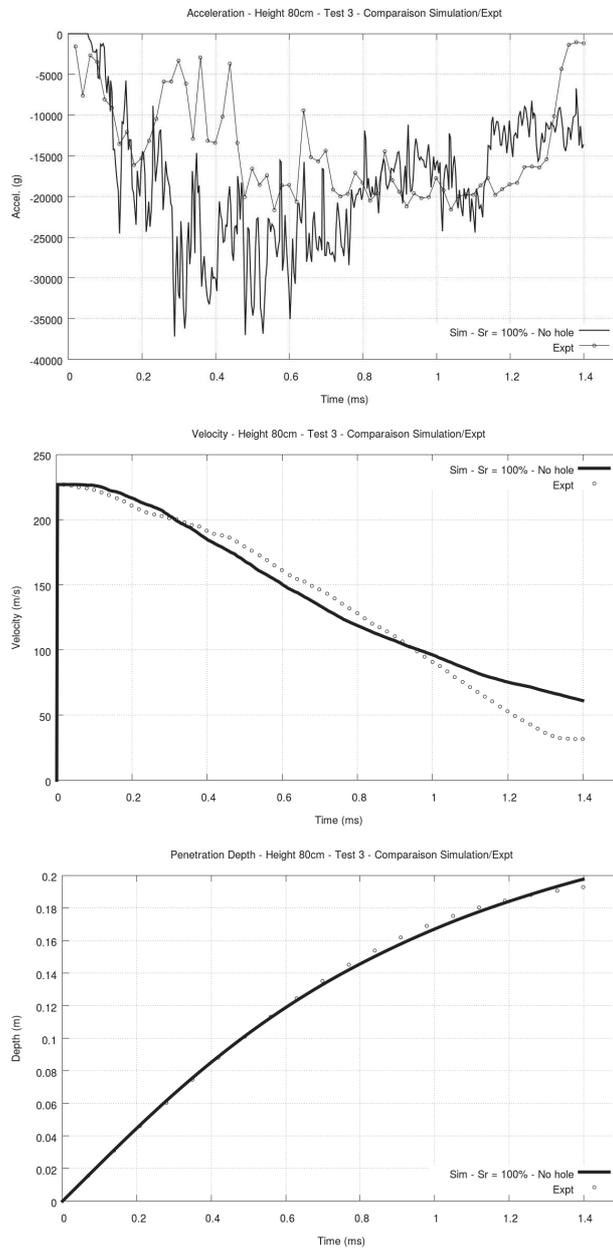


FIGURE 4.14 – Test 3 : comparison between experimental and simulation results - Top : Acceleration - Middle : Velocity - Bottom : Penetration Depth

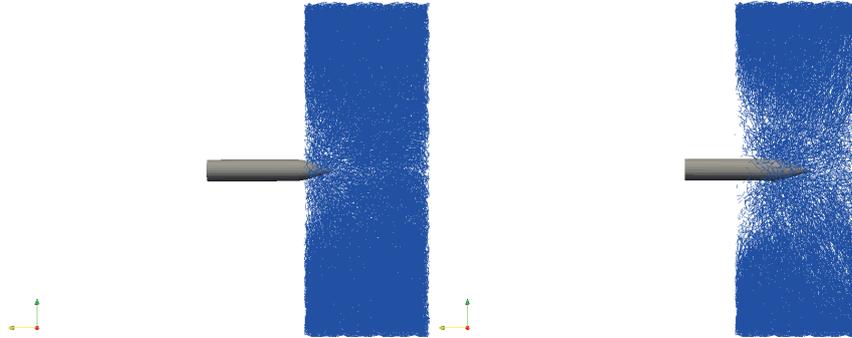


FIGURE 4.15 – Test 1 : Damage in the 300mm slab - Left : at 300 μs - Right : at 500 μs

4.5 Saturation ratio effect

In this section, we try to use the model to evaluate the effect of saturation ratio of concrete on impact tests. Impact tests on dry slabs were simulated to predict the acceleration, velocity and penetration depth of the penetrator. To further show the effects of saturation ratio and strain rate, Test 1 and Test 2 simulations described earlier are reproduced on both dry and saturated R30A7 concrete and with projectiles launched at different velocities.

As stated in section 4.3.2, the parameters of the DIF formulation used need to be calibrated to suit a dry concrete dynamic behavior. The used parameters are :

- $\dot{\epsilon}_{static} = 10^{-6} s^{-1}$
- $\alpha = 0.75$
- $\delta_1 = \frac{1}{30}$
- $\delta_2 = 0.3$

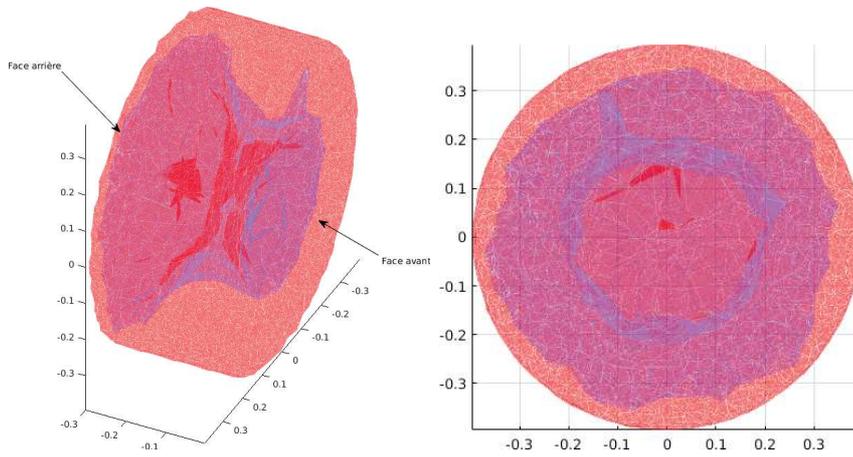


FIGURE 4.16 – Test 1 : Topology of the specimen after impact - Front face and back face

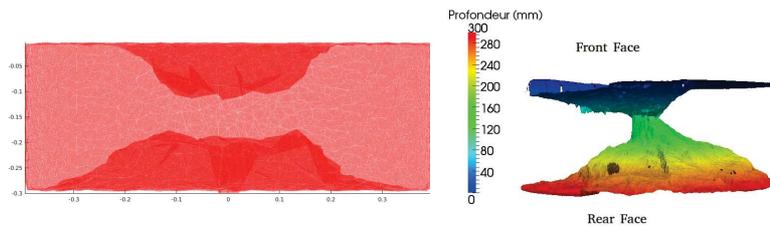


FIGURE 4.17 – Test 1 : Geometry of the specimen after impact - Cratering and spalling - Side view comparison between numerical (left) and experimental (right)

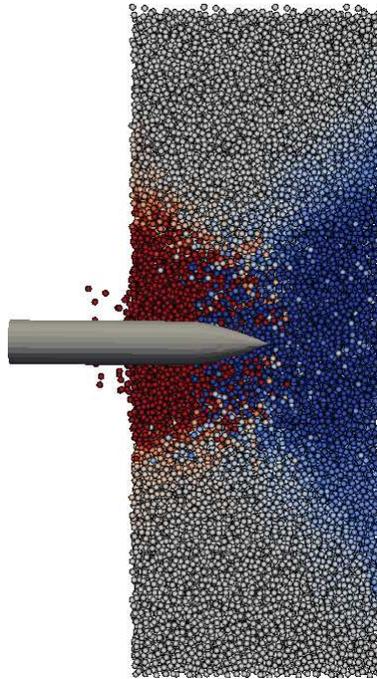


FIGURE 4.18 – Test 1 : Velocity direction of DEs during perforation ($500 \mu s$)
(Red : spalling - Blue : scabbing)

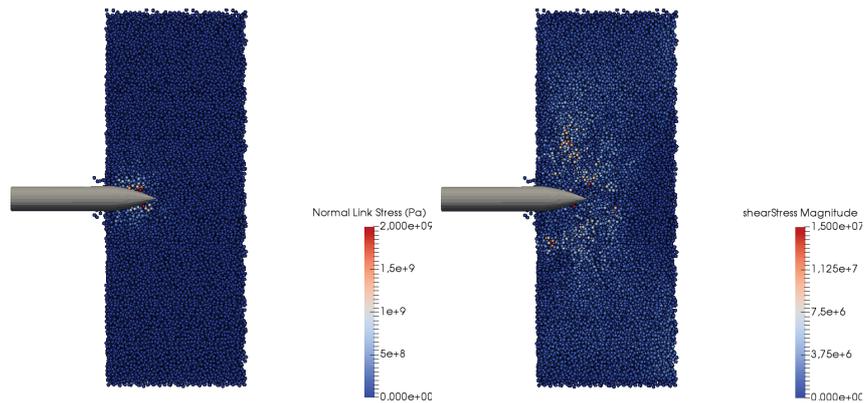


FIGURE 4.19 – Test 1 : Local (Link level) stress state distribution in the sample at $300 \mu s$ - Left : Compressive stress - Right : Shear stress

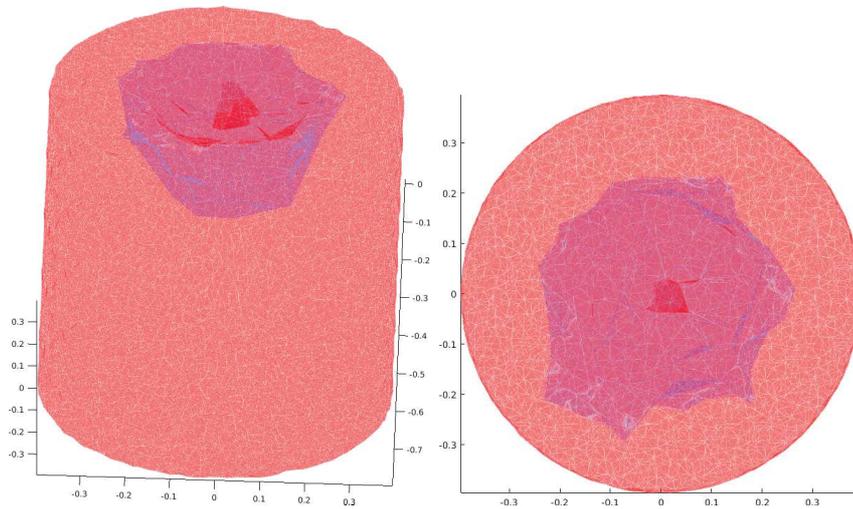


FIGURE 4.20 – Test 2 : Topology of the specimen after impact - Front face (Left) and perspective (Right)

Parameters	Test 1 Sim./Expt.	Test 2 Sim./Expt.	Test 3 Sim./Expt.
Thickness (mm)	300	800	800
Initial velocity (m/s)	333	347	227
Residual velocity (m/s)	74/71	0/0	NA/0
Penetration depth (mm)	(perforated) / (perforated)	275/269	200/193
Front face crater diameter (mm)	approx. 400 / approx. 400	approx. 700 / approx. 700	400/400
Back face crater diameter (mm)	approx. 700 / approx. 600	/	/

TABLE 4.4 – Summary of the simulation results. Selected parameters from experimental results for comparison

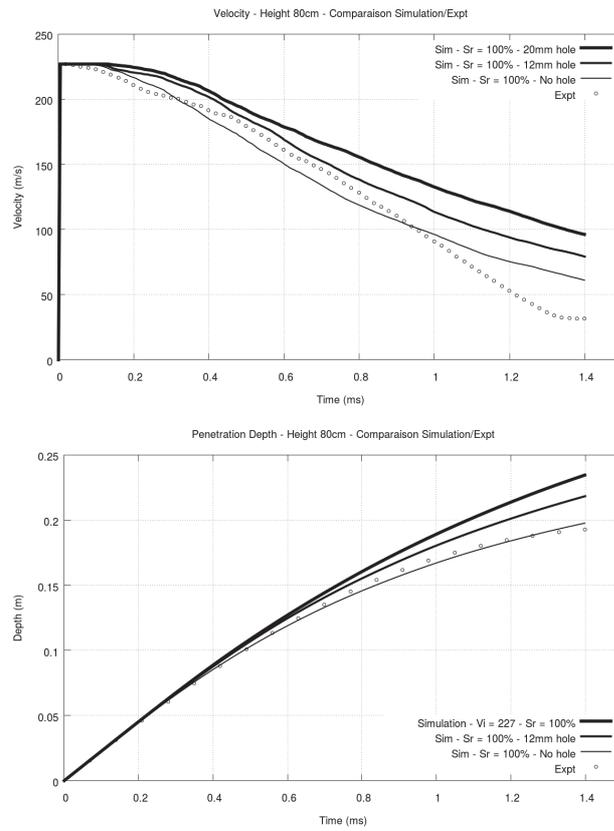


FIGURE 4.21 – Test 3 : Effect of the hole diameter on the projectile behavior
- Top : Velocity of the projectile - Bottom : Penetration Depth

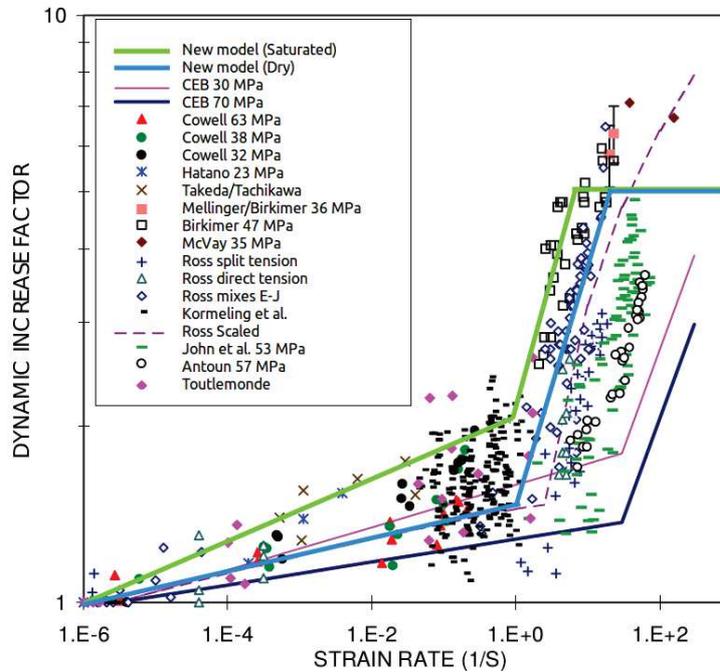


FIGURE 4.22 – New model’s DIF values as a function of strain rate for dry and saturated concrete R30A7 compared to experimental results and other models

Figure 4.22 shows the identified and experimental DIF values as a function of the strain rate. Both dry and saturated concrete maximum value is 5 (see Chapter 1).

Figure 4.23 shows velocity and penetration depth comparison for dry and saturated concrete simulations on the 300mm target. Even though the sample is completely perforated, this figure gives us an indication of the projectile position at a given time. Figure 4.24 on the other hand, shows velocity and penetration depth comparison for dry and saturated concrete and for different initial velocities of the projectile.

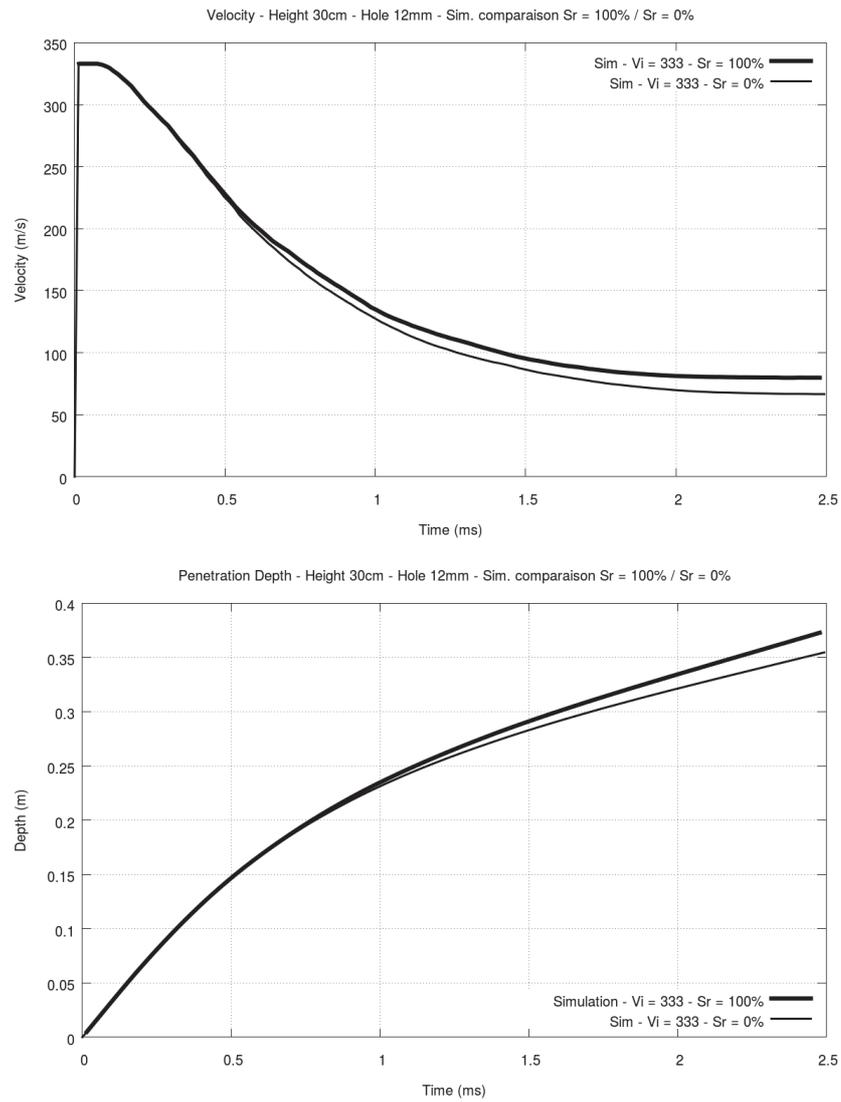


FIGURE 4.23 – Test 1 : Simulation results for saturated and dry concrete -
Top : Velocity - Bottom : Penetration Depth

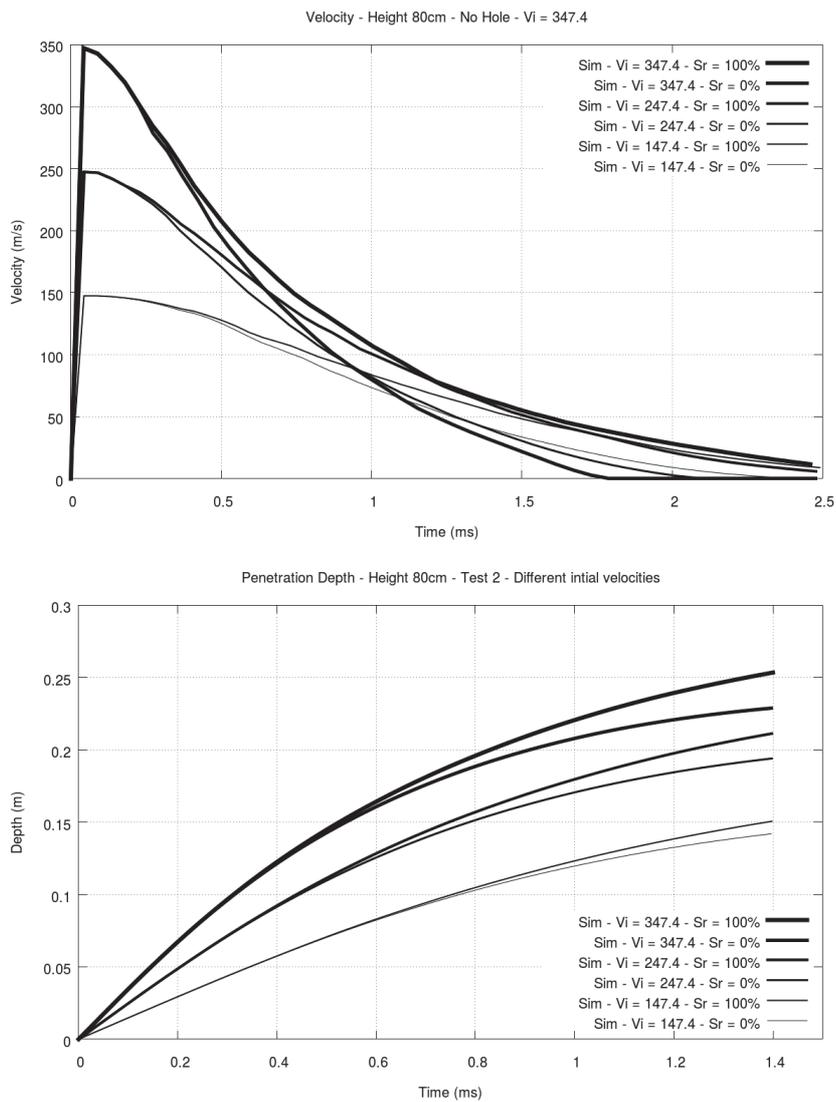


FIGURE 4.24 – Test 2 : Simulation results for saturated and dry concrete and for different initial velocities - Top : Velocity - Bottom : Penetration Depth

For Test 1, we can observe from the velocity figures that during the first phase ($T < 400 \mu s$), unlike the KST-DFH model, both saturated and dry concrete behave similarly. This phase is followed by a slightly greater deceleration in dry concrete, leading to a lower residual velocity of the projectile. This also can be observed from the penetration depth figures, as the projectile in the saturated sample goes deeper than the projectile in the dry sample at a given time. These observations are valid and more pronounced on Test 2. In fact, a greater difference between velocities and penetration depths in dry and saturated concrete can be observed. The confined behavior of the model can be a possible explanation, as shear stress is predominant, and the tensile damage occurring during the second phase at the rear face of the slab appears to be insufficient to decrease the deceleration in dry concrete.

Test 2 was simulated with different initial velocities. We can see from Figure 4.24 (bottom) that the difference between the projectile velocities and penetration depths in saturated and dry concrete slabs is correlated to the initial velocity of the projectile. The higher the initial velocity, the greater is the difference.

Figure 4.25 shows the post processing results of the dry and saturated 300mm slab at $500 \mu s$. We clearly observe that shear stress levels are higher in the dry sample. However, the dry sample is more damaged due to a lower tensile strength. In conclusion, this model predicts that during an impact on a confined slab, dry concrete appears to be slightly more resistant.

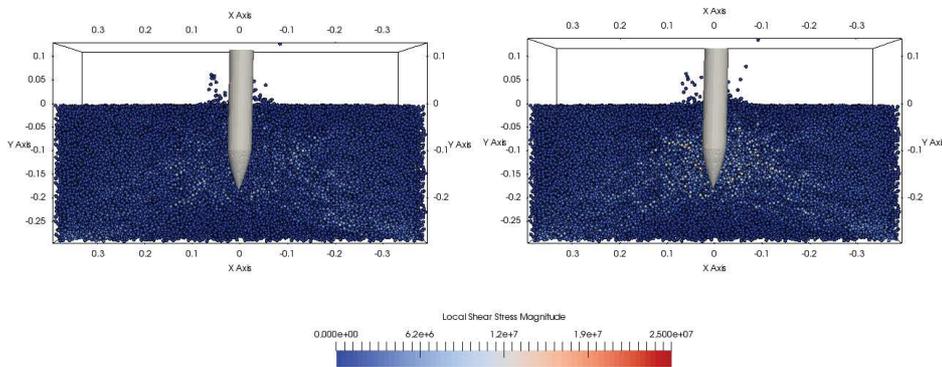


FIGURE 4.25 – Shear stress comparison between saturated (left) and dry (right) concrete - 300mm slab

4.6 Conclusion

In this chapter, we have shown that the model is able to reproduce the dynamic behavior at the structure scale. The local interaction law proposed in chapter 3 was modified in order to introduce strain rate effect in tension, which is purely a material effect. The increase of the tensile strength as a function of strain rate at the links level is achieved thanks to the introduction of the DIF. The introduction of the strain rate effects in compression is not necessary since the structural inertia reproduces the effects at macroscopic scale [29].

Three different simulation tests were performed and the numerical results were compared to the experimental results. The model is able to correctly predict the deceleration, velocity and penetration depth of the projectile in the 300mm slab. However, the results obtained using the 800mm slabs are

less accurate. A possible explanation could be related to a low shear limit. A more detailed parametric study should be conducted to fine tune the model in this regard.

In a purely predictive attempt, the effect of saturation ratio on the behavior of structures subjected to impact was studied. The model, as proposed in chapter 3, takes into account the effect of saturation ratio but does not define a relationship between this ratio and strain rate effects. A DIF parameter calibration for dry concrete was therefore necessary. The obtained results suggest that dry concrete has a higher penetration resistance than saturated concrete. Shear stresses are dominant compared to the stresses in compression and tension. These results need to be confirmed experimentally.

Conclusion et perspectives

Conclusion et perspectives

L'objectif de ce travail de thèse était de fournir un nouveau modèle de comportement du béton capable de prendre en compte l'effet du taux de saturation pour mieux reproduire le comportement de structures en béton soumises à des sollicitations dynamiques extrêmes du type impact.

Dans un premier temps l'étude bibliographique nous a permis de constater l'effet du taux de saturation sur le comportement triaxial du béton. Cet effet apparait lorsque le béton est fortement confiné. Cette étude nous a également permis de constater les différents phénomènes mis en jeu lors d'un impact et de nous intéresser au comportement dynamique du béton. Notre choix de modélisation s'est porté sur les Éléments Discrets. Cette méthode a fait ses preuves dans les problématiques dynamiques. Par leur nature discontinue, les Éléments Discrets permettent de prendre en compte les discontinuités et sont capables de reproduire des comportement complexes à partir d'un nombre réduit de paramètres. Les paramètres du modèle développé ont été par la suite calibrés en simulant des essais à l'échelle macroscopique en quasi-statique.

La majorité des lois constitutives développées sont exprimés en s'appuyant sur une approche en force déplacement [11], [19], [30], [67]. Les re-

lations "micro-macro" liant les raideurs des interactions entre les ED et les paramètres macroscopiques proviennent de modèles d'homogénéisation basés sur l'hypothèse de Voigt avec quelques modifications afin de les adapter à un assemblage désordonné avec des éléments de tailles différentes. Ces relations nécessitent un nombre important de paramètres à calibrer. La loi constitutive proposée dans cette thèse et présentée en détail dans le **Chapitre 3** s'appuie sur une approche contrainte déformation qui permet une analogie plus simple entre les paramètres "locaux" et les paramètres macroscopiques. De plus, cette loi nécessite un nombre réduit de paramètres pour reproduire le comportement macroscopique.

Les paramètres locaux du modèle ont été calibrés en reproduisant des essais de compression et traction uniaxiale et des essais triaxiaux. Le modèle a montré son aptitude à reproduire l'effet du taux de saturation dans des essais triaxiaux pour des confinements allant de 100MPa à 600MPa, ainsi que des essais de œdométrie et des essais hydrostatiques.

Des essais d'impact sur des dalles de béton ont été ensuite simulés. Ces essais consistent à propulser un projectile de 300mm de longueur et 52mm de diamètre à différentes vitesses sur des dalles de béton non renforcé, saturé, de 300mm ou 800mm d'épaisseur, et d'un rayon de 800mm. Les résultats obtenus sur la dalle de 300mm sont en concordance avec les résultats expérimentaux, mais le modèle a montré quelques limitations sur les dalles de 800mm. L'effet du taux de saturation a été évalué à l'échelle structurelle en simulant des essais d'impact sur des dalles en béton sec. Les résultats obtenus suggèrent que le béton sec est plus résistant que le béton saturé lorsqu'il est soumis à un impact. Ceci est expliqué par le fait que les contraintes

en cisaillement sont prédominantes comparées aux contraintes de traction dynamique.

Étant donné que le temps nécessaire pour sécher des dalles de béton à cœur peut atteindre plusieurs années, voire dizaines d'années selon l'épaisseur et la porosité du béton, les essais d'impact sur les dalles en béton sec n'ont pas été réalisés expérimentalement. Les essais expérimentaux ont été effectués sur des cibles saturées en eau. Il serait intéressant de réaliser de tels essais afin de pouvoir conclure sur l'effet du taux de saturation et sur la validité des prédictions de ce modèle.

Les effets de vitesse ne sont pris en compte qu'en traction à travers le DIF dans ce travail. Des travaux sont en cours au laboratoire 3SR pour effectuer des essais de cisaillement dynamique confiné. Les résultats obtenus pourraient être utiles pour valider ou améliorer le modèle proposé.

Les phénomènes pris en compte dans ce modèle sont limités par l'échelle choisie. En effet, notre étude est effectuée à l'échelle macroscopique, de ce fait on considère que le milieu est homogène et que la porosité ainsi que le taux de saturation ne sont que des variables internes. Le taux de saturation est considéré le même dans l'intégralité de l'échantillon généré. Une approche à l'échelle mésoscopique permettra la prise en compte des hétérogénéités (granulats de différentes tailles, porosité, gradient de taux de saturation, etc.). Il est également possible à cette échelle que l'eau soit prise en compte grâce à un couplage entre notre modèle et un modèle volume fini. Catalano [9] a déjà utilisé une approche similaire dans le développement d'un modèle hydrodynamique couplé pour les milieux granulaires saturés. Le modèle associe

la méthode des Éléments Discrets pour la modélisation de la phase solide, avec une formulation en volumes finis à l'échelle des pores (Pore-scale Finite Volume) du problème de l'écoulement. Une telle approche appliquée à un milieu cohésif tel que le béton permettrait de simuler les essais de mesure de la pression interstitielle au cours de chargements triaxiaux.

Bibliographie

- [1] H. Adeli and A.M. Amin. Local effects of impactors on concrete structures. *Nuclear Engineering and Design*, 88(3) :301–317, 1985.
- [2] A.M Ahmad-Zaidi, I. Latif, I. Abdul-Rahman, and M.Y Ismail. Development of empirical prediction formula for penetration of ogive nose hard missile into concrete targets. *American Journal of Applied Sciences*, 7(5) :711–716, 2010.
- [3] E. Azéma. *Étude numérique des matériaux granulaires à grains polyédriques : rhéologie quasi-statique, dynamique vibratoire, application au procédé de bourrage du ballast*. PhD thesis, Université Montpellier II - Sciences et Techniques du Languedoc, 2007.
- [4] J. Baroth, L. Daudeville, and Y. Malecot. About empirical models predicting the missile perforation of concrete barriers. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 16(9) :1074–1089, 2012.
- [5] H. Bian, Y. Jia, J. Shao, and C. Pontiroli. Numerical study of a concrete target under the penetration of rigid projectile using an elastoplastic damage model. *Engineering Structures*, 111 :525–537, 2016.
- [6] P. H. Bischoff and S. H. Perry. Compressive behaviour of concrete at high strain rates. *Materials and Structures*, 24(6) :425–450, 1991.
- [7] N. Burlion, F. Gatuingt, G. Pijaudier-Cabot, and L. Daudeville. Compaction and tensile damage in concrete : constitutive modelling and application to dynamics. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 183 :291–308, 2000.
- [8] E. Cadoni, K. Labibes, C. Albertini, M. Berra, and M. Giangrasso. Strain-rate effect on the tensile behaviour of concrete at different relative humidity levels. *Materials and Structures*, 34 :21–26, 2001.
- [9] E. Catalano. *A pore-scale coupled hydromechanical model for biphasic granular media : Application to granular sediment hydrodynamics*. PhD thesis, Université De Grenoble, 2012.
- [10] J.S. Chen, S.W. Chi, C.H. Lee, S.P. Lin, and C. Marodon. A multiscale meshfree approach for modeling fragment penetration into ultra high-

- strength concrete. Technical report, U.S. Army Engineer Research and Development Center, 2011.
- [11] P-A. Cundall and O-D-L. Strack. A discrete numerical model for granular assemblies. *Geotechnique*, 29 :47–65, 1979.
- [12] G. Cusatis, D. Pelessone, and A. Mencarelli. Lattice discrete particle model (ldpm) for failure behavior of concrete. *Cement and Concrete Composites*, 33(9) :881–905, 2011.
- [13] G. A. D’Addetta, F. Kun, E. Ramm, and H. J. Herrmann. *Continuous and Discontinuous Modelling of Cohesive-Frictional Materials*, chapter From solids to granulates - Discrete element simulations of fracture and fragmentation processes in geomaterials, pages 231–258. Springer Berlin Heidelberg, 2001.
- [14] L. Daudeville and Y. Malecot. Concrete structures under impact. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 15(sup1) :101–140, 2011.
- [15] R-O. Davis. Thermodynamic response of mie-grüneisen materials at high pressures. *Physik der kondensierten Materie*, 15(3) :230–236, 1972.
- [16] P. Diehl, F. Franzelin, D Pflüger, and G.C. Ganzenmüller. Bond-based peridynamics : a quantitative study of mode i crack opening. *International Journal of Fracture*, pages 1–14, 2016.
- [17] F-V. Donzé, S.A. Magnier, L. Daudeville, and C. Mariotti. Numerical study of compressive behavior of concrete at high strain rates. *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, 125(10) :1154–1163, 1999.
- [18] F-V. Donzé, P. Mora, and S.A Magnier. Numerical simulation of faults and shear zones. *International Journal of Geophysics*, 116 :46–52, 1994.
- [19] F-V. Donzé, V. Richefeu, and S.A. Magnier. Advances in discrete element method applied to soil, rock and concrete mechanics. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 8 :44, 2009.
- [20] B. Erzar. *Ecaillage, cratérisation et comportement en traction dynamique de bétons sous impact : approches expérimentales et modélisation*. PhD thesis, Université de Metz, 2010.
- [21] B. Erzar and P. Forquin. Analysis and modelling of the cohesion strength of concrete at high strain-rates. *International Journal of Solids and Structures*, 51(14) :2559—2574, 2014.
- [22] M.J Forrester, B.S Altman, J.D Cargile, and S.J Hanchak. An empirical equation for penetration depth of ogive-nose projectiles into concrete targets. *International Journal of Impact Engineering*, 15(4) :395–405, 1993.

- [23] E. Frangin. *Adaptation de la méthode des éléments discrets à l'échelle de l'ouvrage en béton armé : une approche couplée éléments discrets/éléments finis*. PhD thesis, Université Joseph Fourier, Grenoble, 2008.
- [24] X. Frank and J-Y. Delenne. Simulation numérique de la fissuration d'un matériau granulaire cimenté par une approche peridynamique. In *21e Congrès Français de Mécanique*, 2013.
- [25] T-P. Fries and H-G. Matthies. Classification and overview of meshfree methods. Technical report, Institute of Scientific Computing, Technical University Braunschweig, 2004.
- [26] T. Gabet. *Comportement triaxial du béton sous fortes contraintes : Influence du trajet de chargement*. PhD thesis, Université Joseph Fourier, 2006.
- [27] T. Gabet, Y. Malecot, and L. Daudeville. Triaxial behaviour of concrete under high stresses : Influence of the loading path on compaction and limit states. *Cement and Concrete Research*, 38(3) :403–412, 2008.
- [28] W.H. Gerstle, N. Sau, and S. Silling. Peridynamic modeling of concrete structures. *Nuclear Engineering and Design*, 237 :1250–1258, 2006.
- [29] S. Hentz. *Modélisation d'une Structure en Béton Armé Soumise à un Choc par la méthode des Éléments Discrets*. PhD thesis, Université Joseph Fourier, 2003.
- [30] S. Hentz, F-V. Donzé, and L. Daudeville. Identification and validation of a discrete element model for concrete. *Journal of Engineering Mechanics*, 130(6) :709–719, 2004.
- [31] S. Hentz, F-V. Donzé, and L. Daudeville. Discrete elements modeling of a reinforced concrete structure submitted to a rock impact. *Italian Geotechnical Journal*, 39(4) :83–94, 2005.
- [32] F Huang, H. Wu, Q. Jin, and Q. Zhang. A numerical simulation on the perforation of reinforced concrete targets. *International Journal of Impact Engineering*, 32(1-4) :173–187, 2005.
- [33] G. Hughes. Hard missile impact on reinforced concrete. *Nuclear Engineering and Design*, 77(1) :23–35, 1984.
- [34] ICG. *Pfc3d (particle flow code in 3d) theory and background manual, version 3.0*. Itasca Consulting Group, 2003.
- [35] P. Jamet, A. Millard, and G Nahas. Triaxial behaviour of a micro-concrete complete stress-strain curves for confining pressures ranging from 0 to 100 mpa. In *Presses de l'Université Paul Sabatier (International Conference on Concrete under Multiaxial conditions)*, 1984.

- [36] J-F. Jerier, D. Imbault, V-F. Donzé, and P. Doremus. A geometric algorithm based on tetrahedral meshes to generate a dense polydisperse sphere packing. *Granular Matter*, 11(1) :43–52, 2009.
- [37] J-F. Jerier, V. Richefeu, D. Imbault, and F-V. Donzé. Packing spherical discrete elements for large scale simulations. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 199(25-28) :1668–1676, 2010.
- [38] W.S. Jodrey and E.M. Tory. Computer simulation of isotropic, homogeneous, dense random packing of equal spheres. *Powder Technology*, 30(2) :111–118, 1981.
- [39] R.P. Kennedy. A review of procedures for the analysis and design of concrete structures to resist missile impact effects. *Nuclear Engineering and Design*, 37(2) :183–203, 1976.
- [40] A.R. Khoogar, M.A. Mohades, and K. Vahedi. A novel study of penetration into concrete targets by ogive nose projectiles. *International Journal Of Advanced Design And Manufacturing Technology*, 6(3) :1–7, 2013.
- [41] J. Kozicki. Yade open dem : an open source software using a discrete element method to simulate granular material. *Engineering Computations*, 26 :786–805, 2009.
- [42] J. W. Landon and H. Quinney. Experiments with the hopkinson pressure bar. *The Royal Society*, 103(723) :622–643, 1923.
- [43] Q.M. Li, S.R. Reid, H.M. Wen, and A.R. Telfordc. Local impact effects of hard missiles on concrete targets. *International Journal of Impact Engineering*, 32(1-4) :224–284, 2005.
- [44] R. Lipton. Cohesive dynamics and brittle fracture. *Journal of Elasticity*, 124(2) :143–191, 2015.
- [45] S. Luding. Introduction to discrete element methods. *Discrete modelling of geomaterials*, 12(7) :785–826, 2008.
- [46] L. Malvar and J.E. Crawford. Dynamic increase factors for concrete. In *Proceedings of the Twenty-Eighth DoD Explosives Safety Seminar, Orlando*, 1998.
- [47] L.J. Malvar and C.A Ross. Review of strain rate effects for concrete in tension. *Materials Journal*, 95(6) :735–739, 1998.
- [48] J. Mazars. *Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure*. PhD thesis, Université de Paris VI, 1984.

- [49] F.M. Mellinger and D.L. Birkimer. Measurements of stress and strain on cylindrical test specimens of rock and concrete under impact loading. Technical report, DEPARTMENT OF THE ARMY, Ohio River Division Laboratories, Corps of Engineers, 1966.
- [50] G. Mollon and J. Zhao. 3d generation of realistic granular samples based on random fields theory and fourier shape descriptors. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 279 :46–65, 2014.
- [51] A. Omar. *Développement et validation d'un modèle aux éléments discrets de comportement du béton sous chargement dynamique*. PhD thesis, Université de Grenoble, 2015.
- [52] M. Ortiz and A. Pandolfi. Finite-deformation irreversible cohesive elements for three-dimensional crack-propagation analysis. *International Journal For Numerical Methods In Engineering*, 44 :1267–1282, 1999.
- [53] A.A. Pena, Olarte. *Influence of Particle Shape on the Global Mechanical Response of Granular Packings : Micromechanical Investigation of the Critical State in Soil Mechanics*. PhD thesis, Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart, 2008.
- [54] C. Poinard, E. Piotrowska, Y. Malecot, L. Daudeville, and E. Landis. Compression triaxial behavior of concrete : the role of the mesostructure by analysis of x-ray tomographic images. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 16 (supp. 1) :115–136, 2012.
- [55] C. Pontiroli, A. Rouquand, and J. Mazars. Predicting concrete behaviour from quasi-static loading to hypervelocity impact. an overview of the prm model. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 14(6-7) :703–727, 2004.
- [56] D. Potyondy. Stiffness matrix at a contact between two clumps. Technical report, Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, MN, 2009.
- [57] D.O. Potyondy and P.A. Cundall. Modelling rock using bonded assemblies of circular particles. In *Rock Mechanics Tools and Techniques (Proceedings of the Second North American Rock Mechanics Symposium, Montréal)*, pages 1937–1944, 1996.
- [58] D.O. Potyondy, P.A. Cundall, and C.A. Lee. A bonded-particle model for rock. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 41 :1329–1364, 2004.
- [59] H. W. Reinhardt. Strain rate effects on the tensile strength of concrete as predicted by thermodynamics and fracture mechanics models. In *Symposium S – Cement-Based Composites : Strain Rate Effects on Fracture*, volume 64 of *MRS Proceedings*, pages 1–13, 1985.

- [60] P. Rossi, J. Van-Mier, F. Toutlemonde, F. Le-Maou, and C Boulay. Effect of loading rate on the strength of concrete subjected to uniaxial tension. *Materials and Structures*, 27(5) :260–264, 1994.
- [61] A. Rouquand. Présentation d’un modèle du comportement du béton et des géomatériaux, application au calcul de structures et aux effets des armes conventionnelles. Technical report, Délégation Générale pour l’Armement, Centre d’études de Gramat, 2002.
- [62] J. Rousseau. *Modélisation numérique du comportement dynamique de structures sous impact sévère avec un couplage éléments discrets / éléments finis*. PhD thesis, Université Joseph Fourier, Grenoble, 2009.
- [63] J. Rousseau and E. Frangin. Damage prediction in the vicinity of an impact on a concrete structure : a combined fem/dem approach. *Computers and Concrete*, 5(4) :343–358, 2008.
- [64] L. Scholtès, B. Chareyre, B. Nicot, and F. Darve. Thermodynamic response of mie-grüneisen materials at high pressures. *International Journal of Engineering Science*, 47(1) :64–75, 2009.
- [65] H. Schuler, C. Mayrhofer, and K. Thoma. Spall experiments for the measurement of the tensile strength and fracture energy of concrete at high strain rates. *International Journal of Impact Engineering*, 32(10) :1635–1650, 2006.
- [66] W-J. Shiu. *Impact de missiles rigides sur structures en béton armé : analyse par la méthode des éléments discrets*. PhD thesis, Université Joseph Fourier - Grenoble 1, 2008.
- [67] W-J. Shiu, F-V. Donzè, and L. Daudeville. Discrete element modelling of missile impacts on a reinforced concrete target. *International Journal of Computer Applications Inn Technology*, 34 :33–41, 2009.
- [68] L. Sibille. *Modélisation discrètes de la rupture dans les milieux granulaires*. PhD thesis, Institut National Polytechnique Grenoble, 2006.
- [69] S. Siiriä and J. Yliruusi. Particle packing simulations based on newtonian mechanics. *Powder Technology*, 174 :82–92, 2007.
- [70] S.A. Silling. Reformulation of elasticity theory for discontinuities and long-range forces, sand98-2176. Technical report, Sandia National Laboratories, Albuquerque, NM. 87185 and Livermore, California 94550, 1998.
- [71] P. Stroeven and M. Stroeven. Assessment of packing characteristics by computer simulation. *Cement and Concrete Research*, 29(8) :1201–1206, 1999.

- [72] T-L. Teng, Y-A. Chu, F-A. Chang, Shen B-C., and D-S. Cheng. Development and validation of numerical model of steel fiber reinforced concrete for high-velocity impact. *Computational Materials Science*, 42(1) :90–99, 2008.
- [73] M. Terrien. Emission acoustique et comportement mécanique post-critique d'un béton sollicité en traction. *Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées*, 105 :65–72, 1980.
- [74] V. Topin, J-Y. Delenne, and F Radjai. Lattice element method. 2013.
- [75] S. Torquato, T. M. Truskett, and P. G. Debenedetti. Is random close packing of spheres well defined? *Physical Review Letters*, 80(10) :2064–2067, 2000.
- [76] V-T. Tran, F-V. Donzé, and B. Chareyre. Numerical simulation of saturated and non-saturated concretes under high confining pressure using coupled fluid flow–discrete element model, university of technical education ho chi minh city. In *The 2012 International Conference on Green Technology and Sustainable Development (GTSD2012)*, 2012.
- [77] V-T. Tran, F-V. Donzé, and P. Marin. A discrete element model of concrete under high triaxial loading. *Cement and Concrete Composites*, 33(9) :936–948, 2011.
- [78] X-H. Vu. *Caractérisation expérimentale du béton sous fort confinement : influences du degré de saturation et du rapport eau/ciment*. PhD thesis, Université Joseph Fourier, 2007.
- [79] X-H. Vu, Y. Malecot, L. Daudeville, and E. Buzaud. Experimental analysis of concrete behavior under high confinement :effect of the saturation ratio. *International Journal of Solids and Structures*, 46 :1105–1120, 2009.
- [80] T.L. Warren and P. Forquin. Penetration of common ordinary strength water saturated concrete targets by rigid ogive-nosed steel projectiles. *International Journal of Impact Engineering*, 90 :37–45, 2015.
- [81] L. Zingg. *Influence de la porosité et du degré d'humidité interne sur le comportement triaxial du béton*. PhD thesis, Université de Grenoble, 2013.
- [82] L. M. Zingg, L. and Zingg, J. Baroth, and Y. Malecot. Influence of cement matrix porosity on the triaxial behaviour of concrete. *Cement and Concrete Research*, 80 :52–59, 2016.
- [83] L. Ågårdh and L. Laine. 3d fe-simulation of high-velocity fragment perforation of reinforced concrete slabs. *International Journal of Impact Engineering*, 22(9-10) :911–922, 1999.

- [84] V. Šmilauer. *Cohesive Particle Model using the Discrete Element Method on the Yade Platform*. PhD thesis, České Vysoké Učení Technické v Praze & Université de Grenoble I, 2010.

Table des figures

1.1	Essai de compression uniaxiale [78]	10
1.2	Essai cyclique de compression uniaxiale [48]	11
1.3	Gauche : Évolution de la contrainte axiale en fonction de la déformation axiale lors d'un essai de traction directe [73] - Droite : Évolution de la contrainte axiale en fonction de la déformation axiale et radiale sur un béton ordinaire R30A7 [26]	11
1.4	Faciès de rupture lors d'un essai de traction directe sur un échantillon de béton R30A7 [26]	12
1.5	Principe de l'essai brésilien [29]	13
1.6	Principe de l'essai flexion trois points (à gauche) et de l'essai flexion 4 points (à droite)	13
1.7	Trajets de chargements [26]	14
1.8	Résultats obtenus pour des essais triaxiaux avec des pressions de confinement allant de 0 à 650MPa [26]	15
1.9	Faciès de rupture. Essai triaxial à un confinement de 650MPa (à gauche) et 200MPa (à droite) [26]	15
1.10	Comportement volumique lors d'essai œdométrique et hydrostatique [7]	16

1.11	Évolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale pour les essais triaxiaux à des confinements de 100MPa et 200MPa (respectivement de haut en bas) sur les béton R30A7 sec, saturé, et humide. [81]	18
1.12	Évolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale pour les essais triaxiaux à des confinements de 400MPa et 600MPa (respectivement de haut en bas) sur les béton R30A7 sec, saturé, et humide. [81]	19
1.13	Évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique pour les essais triaxiaux à des confinements de 100MPa et 200MPa (respectivement de haut en bas) sur les béton R30A7 sec, saturé, et humide. [81]	20
1.14	Évolution de la contrainte moyenne en fonction de la déformation volumique pour les essais triaxiaux à des confinements de 400MPa et 600MPa (respectivement de haut en bas) sur les béton R30A7 sec, saturé, et humide. [81]	21
1.15	Gammes de taux de déformation pour différents types de sollicitation d'après [51]	22
1.16	Principe de l'essai aux barres d'Hopkinson [29]	23
1.17	Essai de traction dynamique avec charge explosive [42]	24
1.18	Essai aux barres d'Hopkinson en traction (dimensions en mm) [65]	24
1.19	Évolution du facteur dynamique (DIF) en fonction du logarithme de la vitesse de déformation [46]	26
1.20	Augmentation de la résistance en compression en fonction de la vitesse de déformation [6]	27

1.21	Résultats expérimentaux pour différents taux de saturation - Évolution de la contrainte dans le temps - Haut : Chargement quasi statique $\dot{\epsilon} \approx 1 \text{ s}^{-1}$ - Bas : Choc dur $\dot{\epsilon} \approx 10 \text{ s}^{-1}$ [8]	28
1.22	Résultats expérimentaux sur béton R30A7 et MB50 (a) Résistance Dynamique à la traction béton sec et saturé (b) profil de vitesse de la face libre béton sec et saturé [21]	29
1.23	Effet d'impact de missile sur dalle en béton [43]	31
1.24	Gauche : Simulation d'un impact de balle avec érosion [83] - Droite : Simulation de perforation de dalles de béton renforcées avec érosion [32]	34
1.25	Simulation d'un essai Bérsilien avec la méthode XFEM - Gauche : Contraintes au début de l'essai - Droite : Contraintes à la fin de l'essai (Fissure au milieu de l'image)	35
1.26	Simulation multi-échelles d'un essai de pénétration d'une dalle de béton haute résistance - Méthode sans maillage [10]	35
1.27	Méthode de génération d'éléments discrets de forme réaliste proposée par Mollon et Zhao [50]	39
1.28	Discrétisation LEM, maillage régulier (à gauche) et irrégulier (à droite)	40
1.29	Maillage LEM et fissuration dans un maillage hétérogène (a) régulier, (b) irrégulier [74]	40
1.30	Cellules LDPM pour deux granulats adjacents [12]	41
2.1	Méthode géométrique de Jerier pour la génération d'échantillons denses [37]	50
2.2	Méthode géométrique de dépôt gravitationnel pour la génération d'échantillons denses [69]	52

2.3	Algorithme de détection des contacts par "balayage" implémenté dans YADE (montré ici en 2D)	55
2.4	Distance initiale d'interaction entre les sphères	57
2.5	Modèle des ressorts en série	58
2.6	Degrés de liberté de l'interaction	60
2.7	Orientation des déplacements normal et tangentiel	62
3.1	Interaction types	77
3.2	Interaction between two elements. Force and displacement components	79
3.3	Top : Damage evolution in a cohesive interaction - Bottom : Tensile stress in a cohesive interaction	81
3.4	Top : Cyclic loading in the normal direction. Showing features of the model - Bottom : Zoom A	83
3.5	Maximum shear stress surface	85
3.6	Top : Water contribution in the normal compressive strength and the definition of consolidation point depending on the saturation ratio - Bottom : Resulting normal compressive stress for different saturation ratios	88
3.7	Maximum shear stress surface for different saturation ratios	90
3.8	Left : The used sample - Right : Experimental sample after tension test	91
3.9	Top : Interactions histogram - Bottom : Contacts distribution	93

<i>Table des figures</i>	155
3.10 Damage visualization for uniaxial test. Damage is showed by color, blue elements links are undamaged, red elements links are completely damaged - Left : Compression - Right : Tension	95
3.11 Stress vs. strain for a uniaxial tension test	96
3.12 Stress vs. strain for a uniaxial compression test	97
3.13 Hydrostatic mean stress versus volumetric strain	98
3.14 Hydrostatic mean stress versus volumetric strain for different saturation ratios	98
3.15 Deviatoric stress versus axial and radial strain under 600MPa confinement. Calibration tests (Dry and Saturated samples) .	99
3.16 Deviatoric stress versus axial and radial strain for different saturation ratios. - Top : 100MPa confinement - Bottom : 200MPa confinement	100
3.17 Average stress versus volumetric strain obtained for different saturation ratios for oedometric compression test	101
4.1 Left : Projectile with its embedded instrumentation - Right : Gas launcher	107
4.2 Successive phases during perforation test on a 300mm bloc of concrete	107
4.3 Concrete blocks - Left : 300mm thickness - Right : 800mm thickness	108
4.4 Test 1 : Experimental results - Top : Acceleration of the projectile - Middle : Integrated velocity of the projectile - Bottom : Integrated Penetration depth of the projectile	110

4.5	Test 2 : Experimental results - Top : Acceleration of the projectile - Middle : Integrated velocity of the projectile - Bottom : Integrated Penetration depth of the projectile	111
4.6	Test 3 : Experimental results - Top : Acceleration of the projectile - Middle : Integrated velocity of the projectile - Bottom : Integrated Penetration depth of the projectile	112
4.7	Test 1 : Topographic analysis after impact	113
4.8	Test 2 : Topographic analysis after impact	113
4.9	Test 3 : Topographic analysis after impact	114
4.10	Left : 3D modeled penetrator - Right : Sectional view of the penetrator in YADE	115
4.11	Left : 300mm thickness concrete slab in Yade - Right : 800mm thickness concrete slab in Yade	116
4.12	Test 1 : comparison between experimental and simulation results - Top : Acceleration - Middle : Velocity - Bottom : Penetration Depth	123
4.13	Test 2 : comparison between experimental and simulation results - Top : Acceleration - Middle : Velocity - Bottom : Penetration Depth	124
4.14	Test 3 : comparison between experimental and simulation results - Top : Acceleration - Middle : Velocity - Bottom : Penetration Depth	125
4.15	Test 1 : Damage in the 300mm slab - Left : at 300 μs - Right : at 500 μs	126
4.16	Test 1 : Topology of the specimen after impact - Front face and back face	127

4.17	Test 1 : Geometry of the specimen after impact - Cratering and spalling - Side view comparison between numerical (left) and experimental (right)	127
4.18	Test 1 : Velocity direction of DEs during perforation (500 μs) (Red : spalling - Blue : scabbing)	128
4.19	Test 1 : Local (Link level) stress state distribution in the sample at 300 μs - Left : Compressive stress - Right : Shear stress	128
4.20	Test 2 : Topology of the specimen after impact - Front face (Left) and perspective (Right)	129
4.21	Test 3 : Effect of the hole diameter on the projectile behavior - Top : Velocity of the projectile - Bottom : Penetration Depth	130
4.22	New model's DIF values as a function of strain rate for dry and saturated concrete R30A7 compared to experimental results and other models	131
4.23	Test 1 : Simulation results for saturated and dry concrete - Top : Velocity - Bottom : Penetration Depth	132
4.24	Test 2 : Simulation results for saturated and dry concrete and for different initial velocities - Top : Velocity - Bottom : Penetration Depth	133
4.25	Shear stress comparison between saturated (left) and dry (right) concrete - 300mm slab	135

Liste des tableaux

3.1	Summary of the model parameters	92
3.2	Model parameters calibration from uniaxial test	94
3.3	Model parameters calibration from Hydrostatic compression test	96
3.4	Model parameters calibration from Deviatoric compression test	96
4.1	Tests parameters : experimental data	109
4.2	Projectile parameters	115
4.3	Model parameters for concrete slabs	117
4.4	Summary of the simulation results. Selected parameters from experimental results for comparison	129