



HAL
open science

Approche numérique couplée discret-continu appliquée aux ouvrages cellulaires impactés

Antonin Breugnot

► **To cite this version:**

Antonin Breugnot. Approche numérique couplée discret-continu appliquée aux ouvrages cellulaires impactés. Autre. Université de Grenoble, 2011. Français. NNT : 2011GRENI034 . tel-00634430

HAL Id: tel-00634430

<https://theses.hal.science/tel-00634430>

Submitted on 21 Oct 2011

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 L'UNIVERSITÉ DE GRENOBLE

Spécialité : **Matériaux, Mécanique, Génie civil, Electrochimie**

Arrêté ministériel : 7 août 2006

Présentée par

Antonin BREUGNOT

Thèse dirigée par **Pascal VILLARD** et
codirigée par **Philippe GOTTELAND**

préparée au sein du **Laboratoire 3SR**
et de la société **EGIS Géotechnique**
dans l'**École Doctorale IMEP2**

Approche numérique couplée discret-continu appliquée aux ouvrages cellulaires impactés

Thèse soutenue publiquement le **10 juin 2011**,
devant le jury composé de :

M. Dominique ALLAGNAT

Directeur adjoint, EGIS Géotechnique, Invité

M. Daniel BILLAUX

Président, ITASCA Consultants SAS, Examineur

M. Denys BREYSSE

Professeur, Université Bordeaux 1, Rapporteur

M. Claudio DI PRISCO

Professeur, Politecnico di Milano, Rapporteur

M. Philippe GOTTELAND

Maître de conférences, Université Joseph Fourier, Directeur de thèse

M. François NICOT

Directeur de recherche, CEMAGREF, Président

M. Pascal VILLARD

Professeur, Université Joseph Fourier, Directeur de thèse



Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier l'ensemble des membres du jury de s'être intéressés à mon sujet de recherche et en particulier à Denys Bresse et Claudio Di Prisco qui ont accepté la tâche chronophage de rapporter mon travail. Je remercie également Daniel Billaux d'avoir participé au jury et François Nicot de m'avoir fait l'honneur de le présider.

Ce travail de doctorat est le fruit d'une collaboration entre la société Egis Géotechnique et le laboratoire 3S-R. J'adresse de sincères remerciements à Yves GUERPILLON et Bruno MAZARÉ de m'avoir fait confiance pour ce projet de recherche et de m'avoir permis de travailler dans des conditions optimales. Aussi, je suis reconnaissant pour le travail de suivi et d'encadrement assuré par Dominique ALLAGNAT et Patrick Garcin lors de ces trois années de thèse.

Je tiens également à exprimer ma gratitude à Philippe Gotteland et Pascal Villard, directeurs de thèse, pour leur encadrement et leur soutien tout au long de ce travail. Ils ont formé un duo particulièrement complémentaire pour assurer le lien entre l'entreprise, le programme de recherche REMPARE et mon travail de recherche académique. Ils m'ont également beaucoup apporté lors de la rédaction et de la finalisation de ce mémoire.

Enfin, j'exprime ici mes remerciements à l'ensemble des membres du projet REMPARE qui ont apporté leur pierre au projet ambitieux de développer des solutions nouvelles pour la protection contre les chutes de blocs et qui m'ont permis de faire murir ma réflexion sur le sujet. Je pense particulièrement à Adeline, Stéphane et Marielle qui ont accepté de partager un peu de leurs connaissances sur les approches expérimentales.

The last but not the least, un dernier merci pour mes amis, ma sœur et mes parents qui sont venus me soutenir et, pour ces derniers, sponsors fidèles, d'avoir joué les correcteurs d'orthographe lors de la finalisation de mon manuscrit.

Résumé

Le cadre général de ce travail concerne la modélisation du comportement mécanique sous impact de merlons de protection contre les chutes de blocs rocheux. Les ouvrages ciblés sont à technologie cellulaire, et sont composés de gabions à enveloppe grillagée remplis de matériaux granulaires (pierres concassées ou mélange de sable et de déchetas de pneus). L'absence de recommandations relatives au dimensionnement de ce type de structure de protection a conduit à la mise en place du projet ANR REMPARE couplant expérimentations in situ et modélisations numériques.

Dans le cadre de ce projet, une méthode numérique innovante couplant les approches discrète et continue a été développée. Localement, la méthode des éléments discrets est employée pour conserver la précision de modélisation dans les zones fortement sollicitées proches de l'impact. Le remblai technique aval, peu sollicité, a été discrétisé par une méthode continue aux différences finies.

La jonction entre ces deux zones fait l'objet d'un couplage basé sur des critères de conservation d'énergie et de condition cinématique en déplacement. Un modèle de comportement pour les gabions a été proposé et calibré à partir d'essais expérimentaux réalisés à l'échelle de la cellule.

Des simulations d'impacts sur un merlon de protection prototype ont été menées puis validées par comparaison avec les mesures issues des expérimentations en vraie grandeur. Afin d'améliorer la compréhension des mécanismes engendrés, l'étude paramétrique portant sur les propriétés des matériaux et les caractéristiques d'impact a permis d'évaluer leur influence sur le mécanisme d'impact.

Mots clefs : modélisation numérique, couplage discret-continu, merlon de protection pare-blocs, impact, ouvrage cellulaire, expérimentation vraie grandeur.

Abstract

This study focuses on numerical modelling of the mechanical behaviour of rockfall protection structure submitted to impact. The concerned structures are constituted by cell assembly composed by wire mesh cages filled with granular material (crushed stone, mixture of sand and shredded tires).

The lack of design norms led to the set up of the ANR REMPARE project which is based on real scale experiment and numerical modelling.

In this project, an innovative numerical method, combining continuous and discrete approaches, has been developed. Locally, the discrete element method is used to maintain the accuracy of modelling in the highly stressed areas near the impacted zone. Downstream, the embankment, lowly stressed, is simulated by a finite difference method. The link between the two domains is ensured by a combined method which is based on energy conservation and respect of border kinematic conditions.

A model for the geocells is proposed and calibrated from experimental tests carried out at the cell scale.

Impacts on rockfall protection prototype are simulated and validated by comparison with measurements obtained on real scale experiments. Parametric studies on material's properties and characteristics of impact are carried out to evaluate their influence on the impact mechanisms.

Key words: numerical modelling, coupled continuous-discrete element method, rockfall protection structure, impact, cellular structure, real scale experiment.

Table des matières

Résumé	iii
Abstract.....	iv
Table des matières.....	v
Introduction générale	1
Chapitre 1 : Etat de l’art : impact sur géomatériaux. Cas des ouvrages de protection	7
I. Introduction	8
II. Impact sur merlons de protection pare-blocs	8
II.1. Les premières approches analytiques	8
II.2. Volet expérimental	11
II.3. Modèles numériques	18
III. Impact sur géomatériaux.....	26
III.1. Expressions empiriques ou analytiques de la force d’impact et de la pénétration.....	26
III.2. Essais d’impact sur géomatériaux.....	29
III.3. Essais d’impact sur composants cellulaires	35
IV. Synthèse et conclusions	38
Chapitre 2 : Modélisation numérique des matériaux granulaires	43
I. Introduction	44
II. Modélisation numérique discrète	45
II.1. Présentation et description	45
II.2. Génération et caractérisation d’un échantillon discret	59
II.4. Synthèse et procédure de calibration.....	89
III. Modélisation continue.....	91
III.1. Principe de calcul.....	91
III.2. Lois de comportement.....	92
Chapitre 3 : Couplage Discret – Continu	93
I. Introduction	94
II. Méthodes de couplages existantes.....	94
II.1. Généralités.....	94
II.2. Couplage sans recouvrement.....	95
II.3. Couplage avec recouvrement	98
II.4. Conclusion.....	100
III. Définition des couplages mis en place.....	100
III.1. Problème couplé.....	100
III.2. Définition d’un Hamiltonien global.....	101

Table des matières

III.3. Continuité matérielle.....	102
III.4. Résolution du problème couplé	107
III.5. Mise en place de l'approche couplée	112
IV. Tests de validation	114
IV.1. Essai de compression triaxial sur des matériaux élastiques.....	114
IV.2. Essai de compression dynamique : propagation d'ondes	118
IV.3. Simulation d'impact.....	126
V. Bilan et conclusions	129
Chapitre 4 : Simulation d'impacts sur un merlon de protection pare-blocs.....	131
I. Introduction	132
II. Une démarche expérimentale multi-échelles	133
II.1. Présentation de l'ouvrage prototype REMPARE	133
II.2. Description et essais de caractérisation des matériaux de l'ouvrage	140
III. Calibration du modèle numérique à l'échelle du matériau	152
III.1. Comportement mécanique des cellules de gabion « pierre ».....	152
III.2. Comportement mécanique des mélanges de sable et de déchiquetas de pneus	165
III.3. Comportement mécanique du remblai technique	168
IV. Simulations d'impact sur structure de protection	169
IV.1. Mise en place du modèle	169
IV.2. Modélisations des essais REMPARE.....	175
IV.3. Modélisations complémentaires	193
V. Bilans et conclusions.....	200
Conclusion générale	203
Références bibliographiques	207
Annexes	217
Liste des principaux symboles	239

Introduction générale

Contexte

Le développement démographique et économique des zones de montagnes pose la question de la protection des infrastructures (routes, voies ferrées, zones industrielles...) et des populations contre les risques naturels de type gravitaire (glissements de terrains, avalanches, laves torrentielles et chutes de blocs).

Parmi ces phénomènes identifiés, les chutes de pierres (volumes inférieurs au dm^3) et de blocs isolés (volumes compris entre 1 dm^3 et quelques m^3) se définissent par des mouvements rapides résultant de l'action de la pesanteur et provenant de l'évolution mécanique de falaises ou d'escarpements rocheux fracturés. Le volume total éboulé reste inférieur à la centaine de m^3 (Norme NF P95-307 [AFNOR 1996]).

Une fois le phénomène initié, les blocs peuvent chuter puis rouler et rebondir le long des versants pour enfin se stabiliser dans une zone dite d'épandage. Les distances parcourues sont fonction de la taille, de la forme et du volume des blocs éboulés, de la pente du versant, de la nature du sol et de la densité de la végétation.

Lorsque l'aléa chute de blocs menace les populations ou des enjeux économiques (notion de vulnérabilité structurelle et humaine), un risque est identifié. Lorsque le risque est avéré, différentes stratégies peuvent être adoptées pour protéger les secteurs urbanisés ou les infrastructures routières. Le choix de la solution technique retenue est principalement fonction de la caractérisation de l'aléa (volumes rocheux instables et probabilité de rupture), des contraintes topographiques ou encore de la trajectographie et de l'énergie probables des blocs.

Pour assurer la fonction de lutte contre le risque de chute de blocs on distingue les parades actives et passives.

Les parades actives visent à la stabilisation des blocs ou à la suppression des causes des chutes, elles agissent sur la zone d'origine des éboulements : clouage, béton projeté, grillage plaqué contre le rocher,...

Les parades passives, sont destinées à arrêter ou dévier la propagation des blocs rocheux par la construction de structures de génie civil (écran, galerie de protection, filet pare-blocs, merlon,...) en amont des zones à protéger.

Parmi les différentes structures de protection passives présentées par Descœudres [Descœudres 1997], les ouvrages de type merlon sont les seuls capables de contenir les blocs pour les plus hautes énergies cinétiques dépassant largement 5000 kJ [Figure 0-1]. En réalité, la protection peut aussi être assurée par des filets de protection pour des énergies supérieures à 5000 kJ .

Les merlons (ou digues) sont des ouvrages massifs et sont classiquement formés de remblai et, le plus souvent renforcés par l'ajout de nappes de géotextile ou de pneumatiques par exemple. Pour assurer la fonction de protection, les merlons doivent être suffisamment massifs pour résister aux impacts. Le parement amont doit également présenter une forte pente pour limiter les risques de franchissement des blocs par roulement ou par rebond.

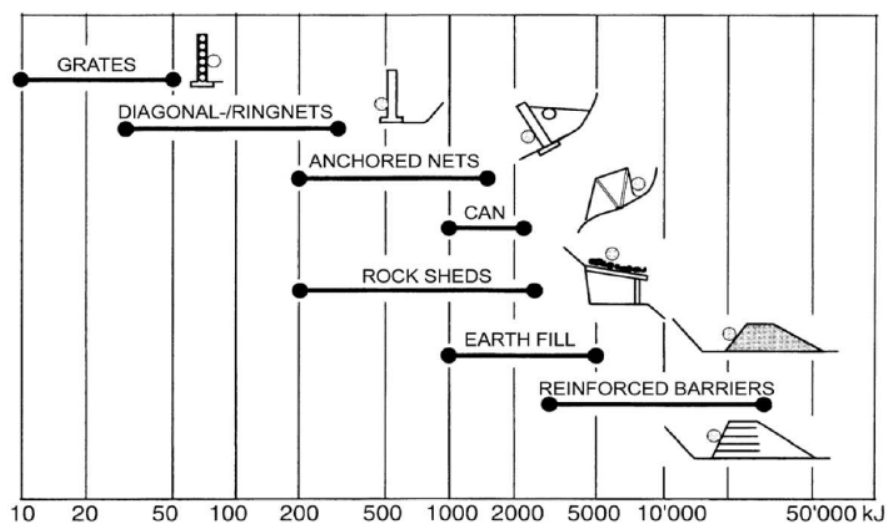


Figure 0-1 : Classification des parades de protection passives en fonction de l'énergie cinétique des blocs rocheux [Descœudres 1997].

Le dimensionnement de ce type d'ouvrages nécessite la prise en compte des phénomènes mis en jeu lors d'un impact et se révèle très complexe. En effet, malgré les évolutions technologiques passées et récentes, de nombreuses incertitudes subsistent dans la connaissance des phénomènes dynamiques, en particulier la réponse des matériaux constitutifs sous impact. A ce jour, la conception relève de connaissances empiriques. Les méthodes de dimensionnement sont rares et ne considèrent que rarement le caractère dynamique de la sollicitation. Plusieurs méthodes analytiques ont été élaborées mais restent relativement approximatives.

Un besoin a alors été identifié et un effort de recherche reste nécessaire pour répondre aux besoins opérationnels des aménageurs. Dans ce cadre, les campagnes d'expérimentations en vraie grandeur permettent de tester divers matériaux constitutifs, différentes configurations d'ouvrages et conditions d'impact. Elles apportent des réponses qualitatives et quantitatives, et aident à la compréhension du comportement de ce type de structure impactée.

En complément d'une campagne d'expérimentations, l'approche numérique permet de décrire qualitativement ou quantitativement la réponse d'un ouvrage en ayant accès à un nombre important de grandeurs physiques qu'il serait difficile de déterminer expérimentalement. A partir d'une modélisation numérique validée sur une expérience de référence, il est envisageable d'extrapoler les résultats à d'autres configurations, cette démarche pouvant alors représenter une aide précieuse, à moindre coût, quant au choix technologique et au dimensionnement des ouvrages.

Projet REMPARE

Le travail effectué dans le cadre de cette thèse s'insère dans le projet de recherche ANR REMPARE (RE-ingénierie des Merlons de protection Pare-blocs par composants

Introduction générale

Anthropiques Recyclés) qui a pour objectif d'apporter des réponses opérationnelles pour la conception de merlons de protection contre les chutes de blocs rocheux. Les ouvrages ciblés dans ce projet, sont des structures de protection passive constituées par l'association de composants cellulaires, en intégrant la valorisation de résidus anthropiques recyclés tels que les pneumatiques ou le ballast usagé dans un concept innovant dissipatif d'énergie. Les structures « sandwich » proposées s'avèrent pertinentes pour la construction de merlon pare-blocs dans le sens où les matériaux mis en place peuvent être adaptés pour conférer aux composants cellulaires des propriétés mécaniques ciblées. Le caractère cellulaire des ouvrages favorise également une emprise réduite au sol, des parements raidis, ainsi que la réparabilité des tronçons d'ouvrages endommagés après impacts.

Les objectifs visés par le projet REMPARE devaient permettre de :

- développer des modèles numériques évolués de merlons cellulaires sous impacts,
- optimiser la conception, le dimensionnement, l'emprise au sol et la réparabilité des merlons,
- démontrer la possibilité, l'intérêt technique et économique de la valorisation de matériau recyclé,
- améliorer les méthodes d'ingénierie de dimensionnement des merlons.

Les moyens mis en œuvre pour parvenir à ces objectifs, reposent sur le développement complémentaire de modélisations numériques de pointe et la mise en place de dispositifs expérimentaux multi-échelles. L'objectif des modélisations numériques est de pouvoir représenter le comportement des matériaux sous impact à l'échelle locale en rendant compte de la réponse mécanique à l'échelle de l'ouvrage. Les outils numériques développés sont confrontés à des modèles physiques instrumentés pour être calibrés et/ou validés. Dans un second temps, ils peuvent être employés pour le dimensionnement ou pour l'investigation prévisionnelle du comportement.

Dans ce but, un nombre important d'expérimentations instrumentées a été mis en place dans le cadre du projet REMPARE, de l'échelle des matériaux et des composants cellulaires, jusqu'à l'échelle de l'ouvrage.

Un des enjeux majeurs du projet a été de mettre en œuvre un dispositif expérimental pour la réalisation d'essais d'impact sur des ouvrages instrumentés en vraie grandeur. Trois ouvrages prototypes ont été testés : une structure cellulaire en appui contre un remblai technique aval [Figure 0-2 a], et deux structures « sandwich » constituées uniquement de composants cellulaires [Figure 0-2 b]. Les ouvrages ont été impactés à des énergies allant jusqu'à plus de 2000 kJ. L'instrumentation innovante mise en place à la fois à l'intérieur et l'extérieur des ouvrages a permis de quantifier la réponse des structures, tout d'abord pour de faibles énergies puis pour de plus hautes énergies d'impact (supérieures à 2000 kJ).

Les mesures effectuées représentent une base de données importante pour la confrontation des approches numériques et expérimentales.



(a)



(b)

Figure 0-2 : Différents types de structures, en vraie grandeur, testés dans le cadre du projet REMPARE : structure cellulaire en appui sur un remblai technique (a), et structure « sandwich » à parement aval vertical (b).

Démarche et objectifs

Ce travail s'inscrit dans la tâche de modélisation numérique. Il a pour objectif le développement d'un outil capable de représenter de manière suffisamment précise la réponse mécanique d'un ouvrage à technologie cellulaire sous impact. Nous nous sommes concentrés sur les ouvrages de protection capables de contenir les plus hauts niveaux d'énergie de par l'implication d'un volume de sol important lors de l'impact, à l'image de la structure cellulaire en appui sur un remblai technique présentée Figure 0-2 a. De par leur taille, ces ouvrages nécessitent un effort d'optimisation pour être modélisés dans leur ensemble. Ainsi l'élaboration de l'outil proposé repose sur un compromis entre le raffinement de l'approche et les temps de modélisation et de calcul qui en découlent.

Les principaux objectifs de modélisation identifiés ont été de :

- représenter le choc entre les blocs et l'ouvrage de manière dynamique,
- conserver le caractère tridimensionnel de la géométrie de l'ouvrage et du chargement,
- rendre compte finement du comportement et des phénomènes locaux dans la zone d'impact,
- représenter la réponse de l'ensemble de la structure,
- reproduire la nature cellulaire des ouvrages d'étude.

Dans ce but, une approche de calcul innovante est élaborée en associant les méthodes numériques discrète et continue dans un même modèle couplé.

Introduction générale

La méthode aux éléments discrets est alors introduite pour modéliser la zone d'impact où se concentrent les phénomènes locaux ainsi qu'une grande partie des déformations. Un travail important a été consacré à la modélisation mécanique des éléments cellulaires, constitutifs de l'ouvrage d'étude.

Dans le remblai technique aval, les discontinuités sont moins importantes et les sollicitations réduites. Pour cette partie de l'ouvrage, un modèle continu a été mis en place dans le but de limiter l'utilisation d'une approche discrète à la zone d'intérêt.

Dans l'ensemble de notre étude, des codes de calcul commerciaux ont été utilisés dans le but de faciliter le transfert des outils développés vers l'ingénierie opérationnelle.

L'objectif final de ce travail est de proposer une modélisation couplée discret-continu de l'ouvrage expérimental REMPARE comprenant un remblai technique placé en aval.

La calibration des modèles de matériaux s'appuie sur des expérimentations et des modélisations numériques incluses ou réalisées au départ du projet REMPARE.

La confrontation des résultats numériques aux mesures expérimentales a pour but d'apporter des éléments de validation à l'outil développé. Un tel résultat permettrait alors d'étendre son utilisation à d'autres cas d'impact sur structures de protection.

L'ensemble du travail portant sur la partie expérimentale à l'échelle de l'ouvrage (instrumentation, réalisation, exploitation des mesures,...) fait l'objet de la thèse d'Adeline Heymann « Approche expérimentale du comportement mécanique des géo-ouvrages à technologie cellulaire. Application aux ouvrages pare-blocs » [Heymann 2011] qui sera soutenue prochainement.

Parallèlement à ce travail de développement numérique, j'ai pu participer à la conception et au suivi de l'instrumentation, à la réalisation des essais REMPARE mais aussi à des tâches plus transversales comme le choix des types d'ouvrages étudiés ou à des réunions de projet.

Présentation du mémoire

La structure du mémoire conserve l'esprit de la démarche adoptée dans ce travail de thèse et se décompose en quatre parties avec, en particulier, un état de l'art des ouvrages de protection impactés, le développement d'outils numériques pour la modélisation de matériaux granulaires, le développement d'une méthode couplée, et la modélisation numérique d'un merlon de protection expérimental instrumenté.

Le premier chapitre est donc consacré à l'étude bibliographique des ouvrages de protection impactés. Elle s'appuie sur les méthodes analytiques, les essais expérimentaux et les modélisations numériques menés à différentes échelles et référencés dans la littérature.

En complément, les travaux relatifs aux géomatériaux impactés les plus significatifs sont recensés dans le but d'apporter des éléments concernant l'analyse des mécanismes physiques engendrés par l'impact d'un milieu granulaire. L'analyse des différents résultats présentés permet alors d'orienter le choix des outils de modélisation mais aussi des grandeurs physiques à étudier particulièrement pour une bonne représentation du phénomène d'impact sur une structure de protection pare-blocs.

Introduction générale

Le deuxième chapitre détaille la méthode aux éléments discrets, retenue pour une description fine du comportement des géomatériaux composites impactés. Cette approche basée sur une hypothèse discontinue des matériaux, dont le comportement est dicté par des lois d'interaction particulière, est particulièrement bien adaptée à la modélisation des milieux granulaires. La construction d'un modèle discret, et la procédure de calibration des paramètres sont décrites dans le cadre de l'étude du comportement mécanique d'un matériau granulaire pulvérulent.

En fin de chapitre, le modèle continu aux différences finies a été succinctement abordé.

Le troisième chapitre aborde la notion de couplage entre les approches continue et discrète permettant de bénéficier des avantages des deux méthodes dans un même modèle. Dans un premier temps, un bref état de l'art des méthodes de couplages utilisées dans le domaine du génie civil est dressé. Ensuite, la résolution du problème couplé retenu est présentée plus en détails avant de valider l'implémentation de ces approches pour des cas tests dans des conditions quasi-statiques et dynamiques.

Le quatrième et dernier chapitre présente la modélisation numérique de la structure prototype instrumentée du projet REMPARE, composée d'un parement et d'un noyau à technologie cellulaire, en appui sur un remblai technique aval, à l'aide des outils numériques développés.

Ce chapitre comprend trois parties distinctes. La première partie consiste en la description générale de la procédure expérimentale : constitution de l'ouvrage, essais de caractérisation des matériaux, dispositif d'impact, instrumentation et mesures associées. La seconde partie détaille le modèle d'ouvrage ainsi que la procédure de calibration de l'ensemble des paramètres des différents matériaux représentés. Un effort important est consacré à la modélisation des cellules constitutives de l'ouvrage et de l'effet d'enveloppe apporté par la cage grillagée. Le modèle proposé est alors calibré et confronté à des essais expérimentaux quasi-statiques et sous impact à l'échelle de la cellule.

La troisième partie concerne les modélisations d'impact à l'échelle de l'ouvrage. Les premières simulations sont menées dans le but de rester fidèle aux conditions d'expérimentation pour faciliter la comparaison entre les réponses numériques et les mesures expérimentales. La confrontation doit permettre de valider la démarche de modélisation entreprise et d'identifier les limites du modèle proposé.

Par la suite, l'influence des principaux paramètres mécaniques du modèle est évaluée par le biais d'études paramétriques. Enfin, différentes configurations d'impact, représentatives de la variabilité des conditions d'impact réelles, sont testées pour permettre de dégager des tendances quant à la réponse d'un merlon de protection soumis à l'impact de blocs rocheux.

Le mémoire se termine par quelques mots de conclusion et par les perspectives à ce travail.

Chapitre 1 : Etat de l'art : impact sur géomatériaux. Cas des ouvrages de protection

Sommaire :

Chapitre 1 : Etat de l'art : impact sur géomatériaux. Cas des ouvrages de protection.....	7
I. Introduction	8
II. Impact sur merlons de protection pare-blocs	8
II.1. Les premières approches analytiques	8
II.2. Volet expérimental	11
II.3. Modèles numériques	18
III. Impact sur géomatériaux.....	26
III.1. Expressions empiriques ou analytiques de la force d'impact et de la pénétration.....	26
III.2. Essais d'impact sur géomatériaux.....	29
III.3. Essais d'impact sur composants cellulaires	35
IV. Synthèse et conclusions	38

I. Introduction

Avec la construction des ouvrages de protection contre les chutes de blocs rocheux, se pose le problème de leur dimensionnement sous impact. Pour les plus hautes énergies, les grandes déformations engendrées par l'impact peuvent induire des zones de plastification dans l'ouvrage qui restent difficiles à quantifier. Dans une démarche d'ingénierie, le dimensionnement des structures de protection de type merlon se limite souvent à une vérification statique de l'ouvrage.

Dans ce chapitre, un bilan des travaux relatifs aux merlons de protection pare-blocs est dressé dans le but d'identifier les mécanismes physiques engendrés par l'impact, ainsi que les méthodes existantes permettant l'analyse de ces phénomènes.

L'étude des structures enterrées, des galeries de protection pare-blocs ou bien encore du compactage dynamique des sols fournit des informations intéressantes concernant l'impact de géomatériaux. Les principaux résultats qui en découlent sont potentiellement transposables à la problématique des merlons de protection pare-blocs et seront présentés dans un second temps.

Cet état de l'art s'appuie sur la présentation d'essais expérimentaux, réalisés à différentes échelles, qui permettent d'identifier les principaux mécanismes et d'estimer quelques ordres de grandeurs concernant la réponse des ouvrages sous impact. Les résultats d'expérimentations ont mené la communauté scientifique à proposer des méthodes analytiques simples ou des modèles numériques plus évolués pour la représentation du comportement des structures ou des géomatériaux impactés.

II. Impact sur merlons de protection pare-blocs

II.1. Les premières approches analytiques

Les approches proposant de traiter le comportement d'un ouvrage de type merlon de protection sous impact sont en nombre limité dans la littérature. Elles reposent bien souvent sur des hypothèses fortes concernant le mode de dissipation d'énergie, et se limitent aux géométries et constitutions des structures les plus simples.

II.1.1. Modèle de Tissières

Le modèle de Tissières [Tissières 1999] est conçu initialement pour les remblais en terre non renforcés. La méthode de dimensionnement proposée permet de vérifier si les efforts engendrés par l'arrêt de l'impactant ne mettent pas en péril l'intégrité de l'ensemble de la structure.

L'estimation de la pénétration du bloc pendant l'impact repose sur l'hypothèse, issue des essais présentés dans [Montani 1998], d'une décroissance quadratique de la vitesse de l'impactant V_I , en fonction de son enfoncement e_I , dans l'ouvrage jusqu'à son point d'arrêt [éq. (1-1)].

$$V_I(t) = V_I(t=0) - \theta \cdot e_I(t)^2 \quad (1-1)$$

Chapitre 1 : Etat de l'art : impact sur géomatériaux. Cas des ouvrages de protection

Où θ est un coefficient expérimental [Montani et al. 1997] compris entre 1 et 2.
La force d'impact F_I , supposée constante jusqu'à l'arrêt du bloc, est calculée de telle sorte que la totalité de l'énergie cinétique horizontale initiale $E_{h,I}$ soit dissipée pendant la pénétration de l'impactant e_I [éq. (1-2)]

$$F_I = \frac{E_{h,I}}{e_I} \quad (1-2)$$

Il convient alors de vérifier que l'énergie incidente peut être dissipée par le cisaillement du sol, suite au déplacement en corps rigide de la partie de l'ouvrage directement impactée, suivant des plans de glissement définis arbitrairement [Figure 1-1].

Les forces de résistance, calculées à partir de l'application du critère de Mohr-Coulomb sur ces surfaces, permettent de calculer l'effort maximal de cisaillement acceptable par la structure en faisant l'hypothèse que l'ouvrage peut supporter une pénétration maximale du bloc de l'ordre de la largeur de l'ouvrage.

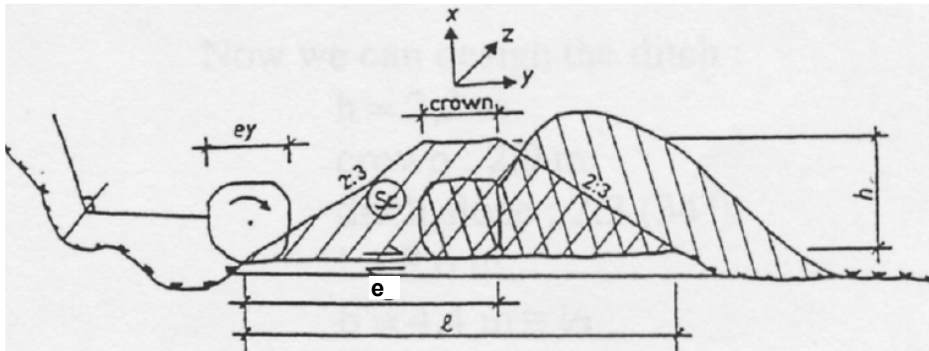


Figure 1-1 : Représentation schématique du modèle de déformation lors de l'impact, proposé par Tissières [Tissières 1999] pour un ouvrage en terre non renforcé.

Pour de hauts niveaux d'énergie d'impact, l'auteur propose également de considérer la résistance additionnelle en cisaillement apportée par des caissons en bois liés par des armatures en acier par exemple.

Cette approche analytique reste simple et ne semble pas caractériser fidèlement les phénomènes d'absorption de l'énergie d'impact par l'ouvrage. En effet seule l'énergie dissipée par frottement suivant une surface de rupture simpliste est considérée au détriment de l'énergie consommée par compaction des matériaux dans la zone d'impact.

II.1.2. Modèle analytique à trois modes de dissipation d'énergie

Le travail de Jarrin [Jarrin 2001] apporte une avancée dans l'analyse des phénomènes mécaniques engendrés lors de l'impact d'un merlon de type digue en terre, en prenant en compte trois modes de dissipation d'énergie :

- le rayonnement d'ondes élastiques se propageant dans le corps de la digue,
- la compaction du remblai derrière l'impactant,
- le cisaillement d'ensemble du remblai.

Chapitre 1 : Etat de l'art : impact sur géomatériaux. Cas des ouvrages de protection

L'hypothèse de rayonnement d'ondes élastiques est issue des travaux de Lepert et Corté [Lepert et Corté 1988] qui ont mis en évidence qu'une part importante de l'énergie cinétique pouvait être rayonnée à travers l'ouvrage et le substratum sans que, pour autant, ses capacités d'absorption et sa stabilité ne soient altérées. La quantité d'énergie absorbée est variable en fonction de la vitesse de sollicitation du merlon et peut atteindre 30 % de l'énergie totale pour des vitesses d'impact de l'ordre de $V_I = 30$ m/s. La résistance au cisaillement de l'ouvrage est estimée par application du critère de Mohr-Coulomb sur des profils obliques suivant une cinématique de glissement conforme au mode de rupture observé dans un remblai impacté [Figure 1-2].

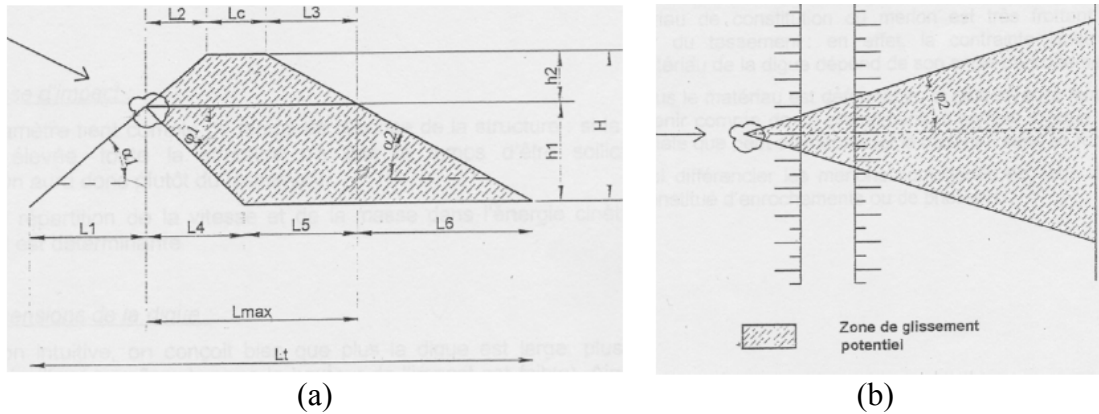


Figure 1-2 : Surfaces de rupture en cisaillement de l'ouvrage considérées par Jarrin [Jarrin 2001] lors de l'impact d'un merlon non renforcé. (a) coupe transversale (b) coupe en plan.

Le calcul de l'énergie consommée par compactation est original, dans le sens où les caractéristiques mécaniques du sol (module) et la longueur d'influence du compactage dans l'ouvrage font intervenir des considérations dynamiques issues du domaine du compactage dynamique des sols.

L'énergie d'impact est finalement reprise conjointement par la compactation des matériaux et le glissement d'ensemble du merlon. La répartition entre ces deux modes de répartition est fonction des modules statique et dynamique, des caractéristiques de cisaillement, et de l'état compacté ou non du sol [Plassiard 2007].

L'élaboration de cette méthode est fondée sur l'analyse qualitative des différents modes de dissipation identifiés expérimentalement, et permet de prendre en compte certains aspects dynamiques de l'impact (propagation d'ondes, modules dynamiques ...).

Le modèle étant plus complet, un bon nombre de paramètres est basé sur des valeurs arbitraires données en recommandation, à l'image de la quantité d'énergie propagée ou du rapport retenu pour les modules statique et dynamique du sol.

II.1.3. Modèle cinématique

Dans le but d'évaluer les capacités d'arrêt d'un merlon de protection soumis à un impact sur le parement amont, Subrin [Subrin 2006] met en œuvre une approche cinématique en calcul à la rupture en considérant une géométrie d'ouvrage et un

Chapitre 1 : Etat de l'art : impact sur géomatériaux. Cas des ouvrages de protection

mécanisme de rupture bidimensionnelle. Le matériau constitutif du merlon est supposé homogène de poids volumique γ , cohérent-frottant obéissant au critère de Mohr-Coulomb (c, ϕ). La géométrie de l'ouvrage est caractérisée par sa hauteur, une épaisseur en crête T , des parements amont et aval inclinés respectivement suivant les angles α et β . Le bloc rocheux de dimension caractéristique d_I , impacte le parement amont du merlon à une distance S de la crête. L'impact du bloc rocheux est alors simulé par une force linéique statique équivalente F , inclinée d'un angle η par rapport à l'horizontale. Le mécanisme de rupture supposé de l'ouvrage est défini par un glissement plan orienté par l'angle ξ , les deux « blocs » ainsi créés étant considérés rigides [Figure 1-3]. Cette approche permet d'estimer l'effort critique d'impact ainsi que l'orientation de la surface de rupture en fonction de l'ensemble des paramètres géométriques donnés, et permet ainsi d'identifier les cas les plus défavorables pour la stabilité de l'ouvrage, et ainsi d'optimiser son dimensionnement. L'auteur met en évidence notamment l'importance de l'angle d'incidence du bloc rocheux sur la géométrie de rupture. Cependant en négligeant l'énergie dissipée par déformation au niveau de l'impact et par propagation des ondes élastiques, le modèle analytique proposé est trop réducteur pour représenter fidèlement les comportements engendrés lors d'un impact dynamique.

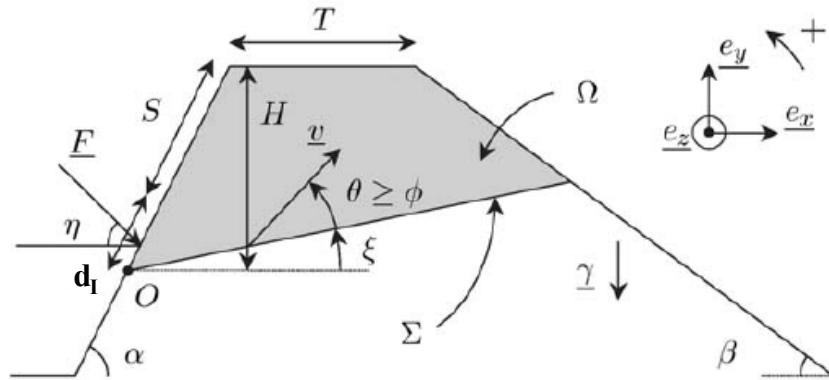


Figure 1-3 : Modèle géométrique et surface de rupture supposés par Subrin [Subrin 2006].

II.2. Volet expérimental

Les campagnes expérimentales menées sur les merlons de protection pare-blocs ou plus généralement mettant en œuvre le phénomène d'impact sur géomatériaux, sont très disparates. Elles impliquent des tailles et constitutions d'ouvrages, des énergies et des dispositifs d'impacts très variés.

Les essais réalisés sur des ouvrages en vraie grandeur permettent d'obtenir des ordres de grandeurs sur la résistance d'ouvrages « types » en s'affranchissant du facteur d'échelle. Les expérimentations à échelle réduite et/ou sur des matériaux granulaires sont présentées par la suite dans le but de dégager certaines tendances et d'identifier certaines caractéristiques du phénomène d'impact.

II.2.1. Expérimentations à l'échelle de l'ouvrage

Merlon en terre renforcé par géosynthétiques et coffrage en bois

Les premières expérimentations grandeur nature ont été menées successivement par Burroughs et Hearn [Burroughs et al. 1993] [Hearn et al. 1996] sur des ouvrages constitués par un remblai renforcé par des géosynthétiques et confiné par des parements verticaux en bois [Figure 1-4]. Deux profils différents d'ouvrage ont été construits (hauteur $H = 3,1$ m, épaisseur $T = 1,8$ m; et $H = 3,7$ m, $T = 2,4$ m) puis impactés par des blocs rocheux de différentes tailles lâchés librement sur un talus.

Les vitesses d'impact sont estimées à partir du traitement vidéo. Les principales grandeurs analysées concernent les déformations pendant et après impact des parements amont et aval des structures.

A énergie d'impact maximale ($E_I = 1400$ kJ) le parement aval de l'ouvrage d'épaisseur 1,8 m s'est déformé de 0,75 m contre seulement 0,35 m pour l'ouvrage d'épaisseur 2,4 m. A noter que la ruine totale de l'ouvrage n'a jamais été atteinte dans aucune des deux configurations.

Pour caractériser la réponse des structures, les auteurs relient (relations non linéaires) les déformations résiduelles sur le parement aval, à l'énergie cinétique d'impact. L'analyse qui en est faite est complexe en raison de l'importante dispersion des résultats.

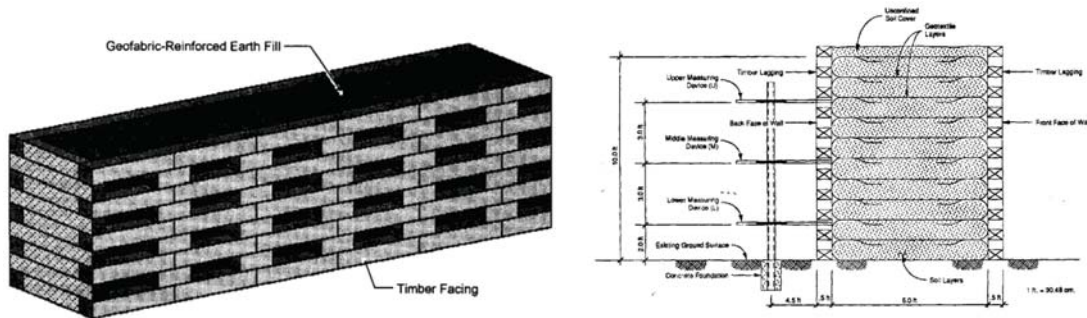


Figure 1-4 : Schéma de l'ouvrage en terre renforcé et de son dispositif expérimental de mesure, d'après [Burroughs et al. 1993].

Merlon composite : « Geo-Rock Wall »

Yoshida [Yoshida 1999] est le premier auteur à concevoir un merlon composite, pas uniquement dans le but de raidir les parements mais aussi pour favoriser la dissipation d'énergie au parement et ainsi préserver le remblai aval. Pour cela, l'ouvrage de protection est décomposé en trois « sous-structures » : le parement constitué de sacs de géotextile cylindriques remplis de grave concassée, la couche de transition faite de cylindres horizontaux en géotextile remplis cette fois par du sable, et le remblai technique renforcé par des bandes géotextiles [Figure 1-5].

Des blocs rocheux de 1000 à 17000 kg sont lâchés depuis une hauteur de 40 m suivant la pente d'un talus raide. La vitesse est estimée via l'enregistrement, par camera rapide, de la trajectoire des blocs. Les déformées des deux parements de l'ouvrage sont relevées avant et après impact.

Chapitre 1 : Etat de l'art : impact sur géomatériaux. Cas des ouvrages de protection

Les résultats des tests ont montré que les déformées aval de la structure étaient négligeables jusqu'à des niveaux d'énergie de l'ordre de 2000 kJ, le parement remplissant alors parfaitement son rôle de dissipateur et/ou de diffuseur de l'énergie d'impact. Pour de plus hautes énergies d'impact ($E_I = 2700$ kJ) les blocs sont toujours interceptés, toutefois le remblai technique est sollicité et se déforme davantage (0,5 m) mais reste stable mécaniquement.

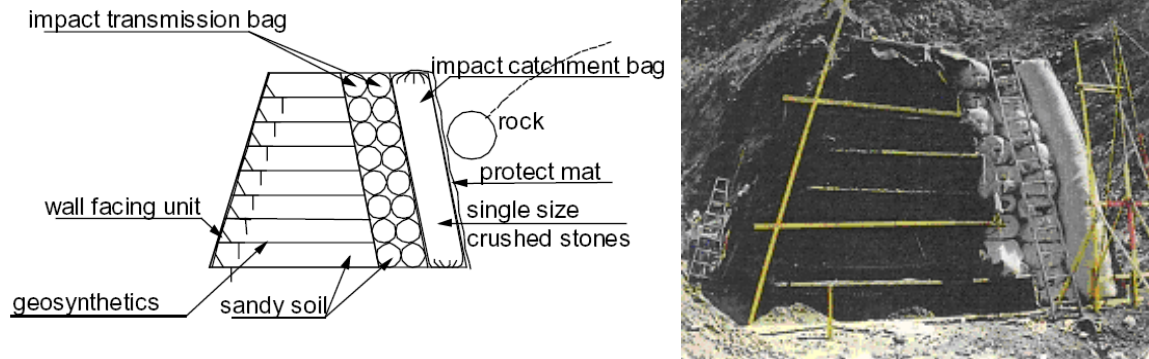


Figure 1-5 : Merlon de protection composite à haute capacité d'absorption énergétique au parement, d'après [Yoshida 1999].

Merlon avec remblai renforcé par géotextiles

Une campagne d'expérimentation importante, entreprise conjointement par l'université Politecnico di Torino et l'industriel Tenax Geosynthetics a permis d'étudier le comportement de remblais en terre renforcés ou non, soumis à des impacts à haut niveau d'énergie [Peila et al. 2000] [Peila et al. 2002].

La majeure partie des merlons prototypes testés sont formés de remblai constitué par du sable graveleux ($\varphi = 34^\circ$; $c = 9$ kPa) présent sur le site, compacté par couches de 30 cm, et renforcé par des nappes de géogrilles en polymère qui englobent les faces amont et aval de l'ouvrage pour assurer un raidissement des parements. La présence de treillis métalliques additionnels aux parements participe aussi à l'inclinaison élevée des parements [Figure 1-6 b].

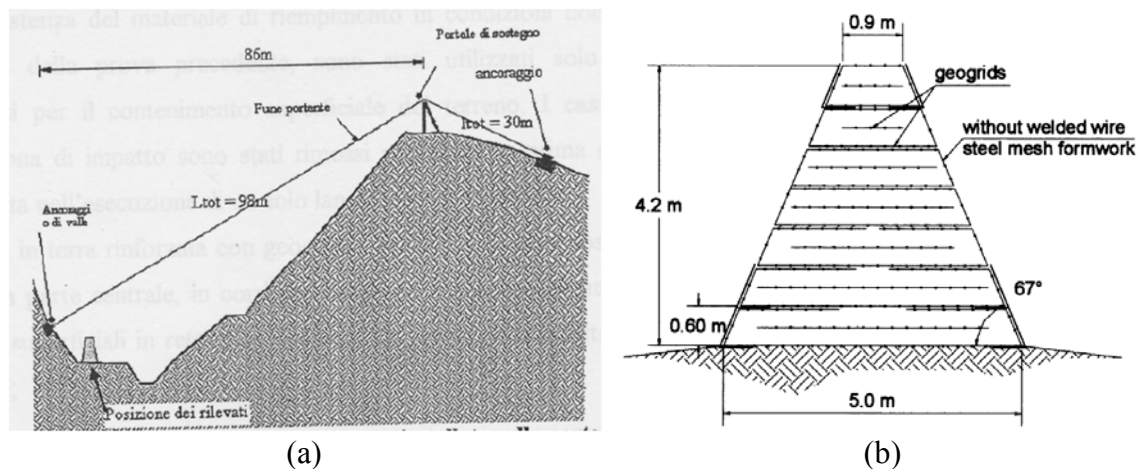


Figure 1-6 : Dispositif d'essai sur le site de Meano [Castiglia et al. 2002] (a). Coupe d'un ouvrage d'étude [Peila et al. 2007] (b).

Chapitre 1 : Etat de l'art : impact sur géomatériaux. Cas des ouvrages de protection

Les impactants ont été lâchés depuis une hauteur de 45 m par rapport à l'ouvrage. Ils sont guidés suivant un câble incliné et enfin libérés peu avant l'impact pour percuter le merlon à mi hauteur avec une inclinaison de 45° [Figure 1-6 a].

La vitesse d'impact essentiellement fonction de la hauteur du lâcher est inchangée selon les essais ($V_I \approx 30\text{m/s}$). Pour tester différents niveaux d'énergie, deux impactants en béton de forme cubique et de masses 5000 à 9000 kg ont été utilisés. Les cinématiques de l'impactant et de l'ouvrage sont enregistrées au cours de l'impact grâce à un système composé d'un ensemble de cibles et de caméras rapides.

Les différentes configurations testées ont permis d'étudier l'influence de la présence des nappes de géogrilles, des caractéristiques mécaniques des sols mis en place et de la présence de treillis métalliques au parement.

La structure sans aucun renforcement, impactée à une énergie de 4200 kJ, a été complètement déstructurée dès le premier impact, le bloc ayant toutefois été arrêté après s'être enfoncé de 1,5 m dans l'ouvrage [Figure 1-7 a].



Figure 1-7 : Etat du remblai après impact. Ouvrage non renforcé (a) et ouvrage renforcé par nappes de géogrilles (b) [Peila et al. 2007].

L'ouvrage renforcé par géogrilles TT045 (caractérisées par une résistance à la traction de 45 kN/m) et soumis à un impact de même énergie, a vu sa résistance augmenter considérablement. Après le premier impact, le parement amont s'est déplacé de près de 1,5 m avec une pénétration du bloc de 0,95 m, contre un déplacement sur le parement aval de 0,8 m. Sans aucune réparation, cet ouvrage a ensuite été impacté encore deux fois avant d'atteindre sa destruction totale.

Il est important de noter que la constitution par couches de sol enveloppées par des géogrilles, influe beaucoup sur la réponse globale de la structure : les déplacements différentiels à différentes hauteurs mettent en évidence le glissement possible des couches les unes par rapport aux autres suivant les plans définis par les nappes de géogrilles [Figure 1-7 b].

La configuration mettant en œuvre un matériau de remplissage de type silt argileux comportant une portion de fines plus importante ($\varphi = 30^\circ$; $c = 50\text{ kPa}$) a abouti à des résultats proches de ceux obtenus avec le matériau « sable graveleux ». Le matériau, jugé de moins bonne qualité pour ce type de construction, peut donc être utilisé dans le cadre des merlons renforcés pare-blocs.

II.2.2. Modèles réduits

Merlons composés de gabions (échelle 1/2)

Aminata [Aminata et al. 2008] propose d'étudier une structure composée de gabions en fer forgé, remplis de blocs de roche, qui offre une grande capacité d'absorption pour des faibles coûts de construction. Le merlon de taille réduite (hauteur de $H = 2$ m et épaisseur en tête de $T = 1,5$ m) [Figure 1-8 b] est comparé à deux autres configurations d'ouvrage : la première est un remblai renforcé constitué de sacs de géotextile remplis de blocs rocheux concassés [Figure 1-8 a], et la seconde, est également une structure composée de gabions en fer forgé dont le parement est remplacé par des gabions en treillis électrosoudés [Figure 1-8 c].

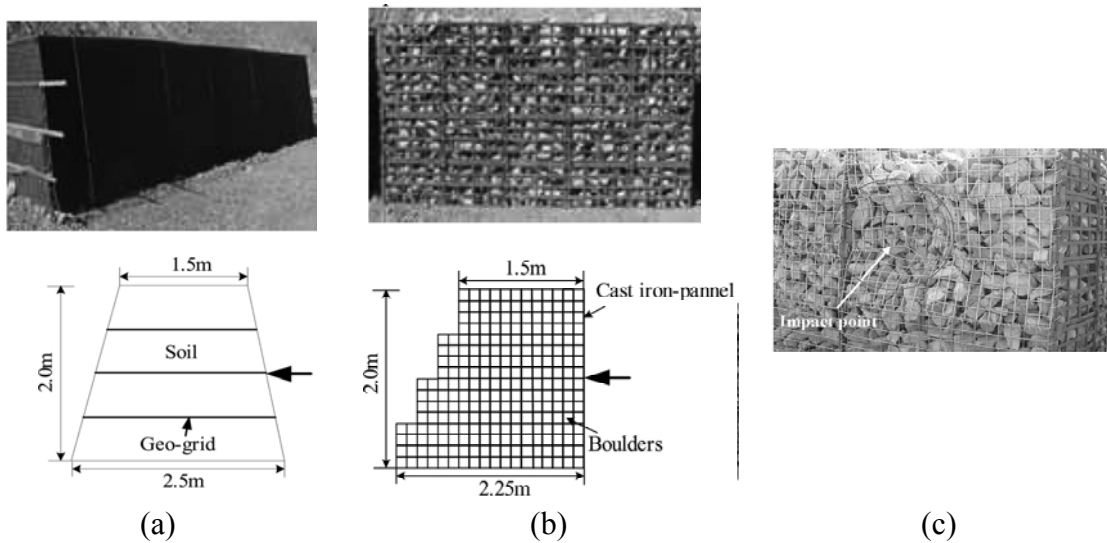


Figure 1-8 : Ouvrages renforcés étudiés [Aminata et al. 2008] : Mur avec sol renforcé par géotextile (a), mur de gabions en « fer forgé » remplis par des blocs rocheux (b), et version du mur de gabions avec parement en treillis soudés.

Le dispositif expérimental met en œuvre des blocs sphériques de 500 ou 1000 kg, lâchés de façon pendulaire depuis une hauteur de 10 m, soit des énergies allant de 50 à 100 kJ. La mesure accélérométrique au sein de l'impactant a permis d'accéder à l'accélération (ou force d'impact), la vitesse et le déplacement du bloc incident.

Le merlon modèle, constitué par un remblai renforcé, apparaît comme la structure la plus rigide engendrant un enfoncement réduit de moitié [Figure 1-9 b], et une force d'impact augmentée de 50 % [Figure 1-9 a] par rapport à la structure en gabions en fer forgé.

Plus étonnant, la mise en place de treillis soudés au parement, réduit l'enfoncement de l'impactant de moitié par rapport à la configuration « gabion en fer forgé » alors que les treillis semblent être a priori plus souples.

On constate aussi que pour une même énergie d'impact, le parement en treillis soudés se déforme sans se rompre tandis que la rupture des cadres en fer forgé, provoquant le déversement du matériau de remplissage, montre la fragilité au choc de ce type de structure.

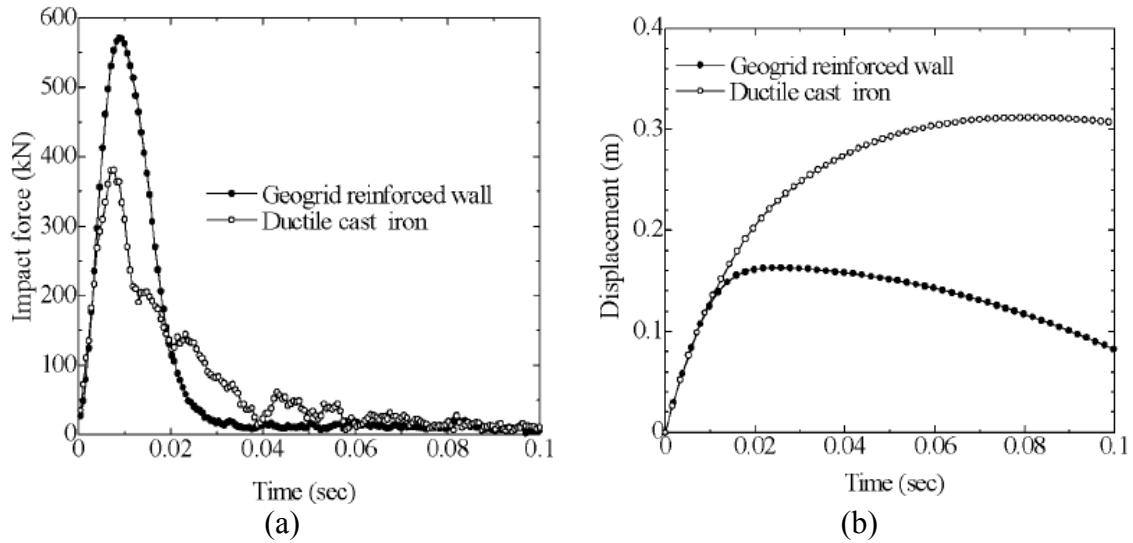


Figure 1-9 : Forces d'impact (a) et enfoncements (b) mesurés expérimentalement pour les merlons constitués d'un remblai renforcé (*Geogrid reinforced wall*) ou de gabions en fer forgé (*Ductile cast iron*) [Aminata et al. 2008].

Merlons à échelle réduite renforcés (1/50^{ème})

Le comportement sous impact du merlon d'Eiblschofen (Autriche) a été étudié par Blovsky [Blovsky 2002] via la réalisation d'essais d'impact sur 20 modèles réduits au 1/50^{ème}. Le choc dynamique est assuré par un pendule rigide qui vient impacter horizontalement l'ouvrage à mi-hauteur [Figure 1-10 a]. Les lâchers sont répétés jusqu'à atteindre la rupture de l'ouvrage.

La cinématique ainsi que la force exercée sur l'impactant au cours du choc sont mesurées avec un accéléromètre placé au centre du percuteur au profil hémisphérique.

Pour caractériser la résistance des différents ouvrages, l'auteur utilise la notion d'impulsion I qui s'exprime en fonction de la force sur l'impactant F_I et de la dimension temporelle t (le temps d'intégration pouvant correspondre à un ou plusieurs impacts successifs) [éq. (1-3)]:

$$I = \int F_I(t).dt \quad (1-3)$$

Les différentes configurations d'ouvrage testées ont permis d'évaluer les influences : de la géométrie des ouvrages (pente du parement amont), de la compaction des matériaux et des renforcements sur le comportement des modèles. En admettant que la description de l'impact par l'impulsion caractérise correctement la résistance des différents modèles, les principales conclusions issues de la campagne d'expérimentation peuvent être récapitulées ainsi :

- La présence des renforcements rend l'ouvrage plus raide, l'impact est alors de plus courte durée et les pics d'efforts sont plus élevés. La résistance (l'impulsion) en est par ailleurs améliorée.
- Le compactage des matériaux et les renforcements géosynthétiques, permettent de raidir les parements de l'ouvrage et améliorent sa résistance aux impacts successifs.

Chapitre 1 : Etat de l'art : impact sur géomatériaux. Cas des ouvrages de protection

- Le raidissement du parement amont entraîne une augmentation du pic d'effort de réaction et une diminution de la durée d'impact, mais mène à une dégradation de la résistance de l'ouvrage. Cette dégradation peut cependant être attribuée en partie à la diminution de masse de l'ouvrage engendrée par l'augmentation de la pente du parement.

De manière générale, les renforcements apportent une résistance supplémentaire aux merlons bien plus importante que celles engendrées par la compaction des matériaux ou l'adoucissement des pentes. Les différentes configurations de renforcement testées ont permis de montrer qu'il n'était pas nécessaire de disposer les géotextiles sur toute la largeur de l'ouvrage, en effet le modèle composé de nappes liées deux à deux et concentrées au parement s'est révélé être le plus résistant [Figure 1-10 b].

Les tendances dégagées ne peuvent être que qualitatives étant donné les effets d'échelle (non pris en compte) engendrés par le passage au modèle réduit, et ne doivent pas être directement transposées à des ouvrages réels sans précaution supplémentaire.

Dans cette étude figure également une analyse du coût de construction pour chacune des modalités présentées, offrant une aide au choix d'un point de vue technico-économique d'un merlon de protection.

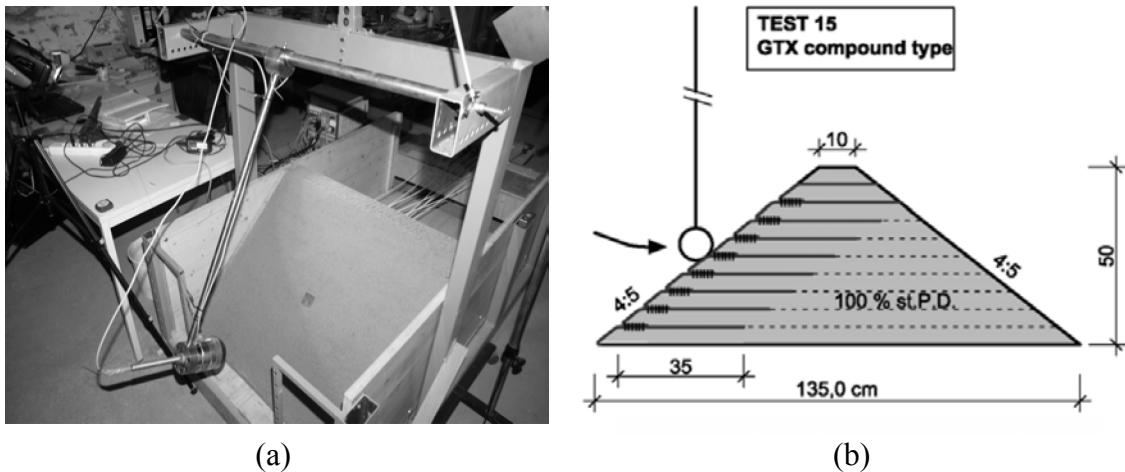


Figure 1-10 : Dispositif expérimental du modèle réduit (a), et schéma d'un profil renforcé avec géosynthétiques au parement [Blovsky 2002].

Merlon réduit en centrifugeuse (1/100^{ème})

Pour vérifier l'efficacité d'un merlon de protection en l'absence de méthode de calcul fiable, Lepert et Corté [Lepert et Corté 1988] ont eu recours à l'expérimentation sur modèles réduits au 1/100^{ème}. Pour s'affranchir des problèmes posés par l'extrapolation des résultats obtenus à partir d'une maquette, le merlon réduit a été expérimenté sous une gravité artificielle de 100 g (obtenue en centrifugeuse) permettant ainsi de respecter les conditions de similitude.

En se situant dans le référentiel « ouvrage vraie grandeur », les énergies mises en œuvre dans les modèles expérimentaux sont considérables. En effet l'ouvrage modélisé, d'une hauteur de $H = 6,50$ m, d'épaisseur en crête $T = 2$ m, avec une inclinaison des parements de l'ordre de 30° , est soumis à l'impact d'un bloc de masse 580 000 kg et de vitesse 26 m/s, soit une énergie incidente de l'ordre de 200 000 kJ.

Chapitre 1 : Etat de l'art : impact sur géomatériaux. Cas des ouvrages de protection

Les zones de grandes déformations plastiques observées, s'étendent sur une profondeur au moins égale au diamètre du projectile dans l'axe de l'impact, et au quart du diamètre latéralement.

Théoriquement ces résultats peuvent être directement transposés au merlon réel, cependant aucune confrontation avec l'ouvrage vraie grandeur n'est venue confirmer la validité de cette approche.

Dans un deuxième temps, les mesures accélérométriques effectuées dans le sol ont permis de quantifier la part d'énergie transmise au sol sous forme d'ondes élastiques. Les mesures montrent alors qu'à 25 m du point d'impact 30 % de l'énergie d'impact est diffusée sous forme d'énergie rayonnée, alors que l'amortissement du sol en avait consommé déjà une partie.

Cette dernière remarque abonde alors dans le sens de l'intérêt de calculs dynamiques pour modéliser fidèlement les transferts d'énergie mis en jeu lors d'un impact.

II.3. Modèles numériques

Parallèlement aux différentes campagnes d'expérimentation effectuées sur des merlons de protection en vraie grandeur ou sur des modèles physiques à échelle réduite, des modélisations numériques ont été entreprises dans le but d'une part de valider l'approche de calcul proposée, puis d'étendre les résultats à d'autres configurations d'ouvrage.

Au cours des années, les approches mettant en œuvre des lois de comportement simples et traitant la sollicitation d'impact de manière pseudo-statique, se sont progressivement raffinées pour laisser place à des modèles capables de représenter plus fidèlement la dynamique de l'impact. Des lois de comportement plus évoluées ont été proposées pour caractériser le comportement d'ouvrages renforcés.

II.3.1. Les approches continues

II.3.1.a. Modèles pseudo-statiques

A notre connaissance le premier modèle numérique de merlon de protection a été proposé par Burroughs [Burroughs et al. 1993].

Les résultats expérimentaux réalisés sur des remblais renforcés par des géosynthétiques et confinés par des parements verticaux en bois, présentés précédemment, sont utilisés par l'auteur pour calibrer les paramètres des matériaux d'un modèle numérique sommaire.

Le comportement mécanique de la structure est caractérisé par des lois élastiques linéaires isotropes et le chargement est appliqué de manière quasi-statique sous forme de forces ponctuelles au niveau de l'impact [Figure 1-11].

Le modèle calibré a été utilisé pour étudier la réponse d'ouvrages de différentes tailles.

Chapitre 1 : Etat de l'art : impact sur géomatériaux. Cas des ouvrages de protection

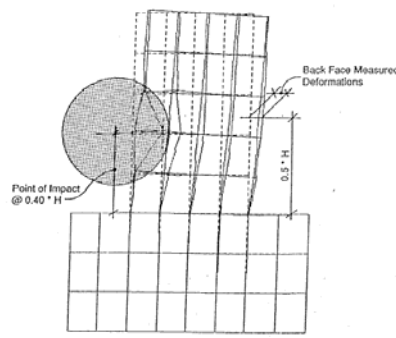


Figure 1-11 : Déformée du modèle éléments finis lors de l'impact [Burroughs et al. 1993].

Dans ses travaux, Subrin [Subrin 2006] s'intéresse au comportement mécanique d'un merlon sous impact, pour évaluer les efforts transmissibles à la voûte d'un tunnel, positionné à l'aval de la structure.

Les simulations numériques sont réalisées en 2D puis 3D avec le code de calcul aux éléments finis CESAR-LCPC, en considérant un chargement d'impact pseudo-statique. Le tunnel et le substratum sont caractérisés par des modèles élastiques et les matériaux granulaires par des modèles élasto-plastiques avec des critères de rupture de type Mohr-Coulomb, et prenant en compte un angle de dilatance (règle d'écoulement associée). L'effort statique équivalent de l'impact F_I , appliqué au niveau du parement amont du merlon, est déterminé par la formule issue des essais expérimentaux de Montani [Montani1998] :

$$F_I = 2,8 c_m^{-0,5} R_I^{0,7} M_E^{0,4} \tan(\varphi) E_I^{0,6} \quad (1-4)$$

Avec c_m , φ et M_E respectivement l'épaisseur, l'angle de frottement et le module de compressibilité du matériau amortissant, R_I le rayon de l'impactant et E_I l'énergie du bloc avant impact.

Les simulations réalisées [Figure 1-12] ont permis de tester différentes configurations géométriques d'ouvrage et leur influence sur les efforts repris dans la voûte du tunnel. La limitation de la transmission des efforts dans le tunnel par rupture en cisaillement des matériaux granulaires a ainsi été mise en évidence.

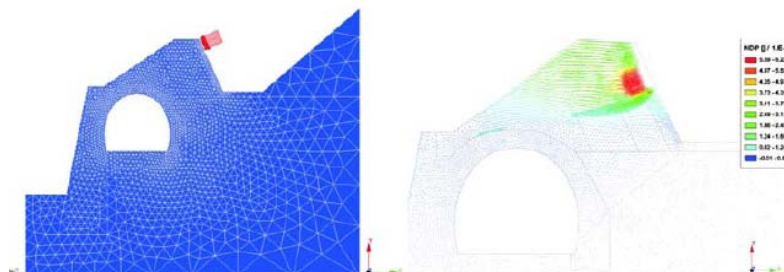


Figure 1-12 : Modélisation du merlon de protection et du tunnel par une approche continue aux éléments finis [Subrin 2006].

II.3.1.b. Modèles dynamiques d'impact

Modélisations continues de merlons réduits : 3 modèles de comportement

Les modèles réduits testés expérimentalement par Aminata [Aminata et al.2008] ont été modélisés par une approche dynamique avec le code de calcul LS-DYNA [Sung et al. 2008].

Les modèles sont constitués d'un matériau homogène équivalent à l'ensemble composé par les renforcements et les géomatériaux. Trois approches continues, se différenciant par le modèle de comportement retenu : une loi élastique, une loi visco-élastique (dégradation du module élastique avec le temps) et une loi élasto-plastique avec un critère de rupture de type Drucker-Prager sont étudiées parallèlement.

Le module d'Young (et son évolution au cours du temps pour l'approche visco-élastique) et les paramètres de plasticité sont calibrés directement à partir des forces d'impact mesurées expérimentalement.

La force d'impact expérimentale a pu être correctement approchée par les modèles visco-élastique et élastoplastique, du point de vue de la durée d'impact et de la valeur maximale de l'effort [Figure 1-13 a]. Les déplacements calculés ont permis d'estimer assez fidèlement l'enfoncement maximal de l'impactant. Le rebond en fin d'impact, quasi-inexistant expérimentalement, est plus ou moins marqué en fonction de la loi de comportement retenue [Figure 1-13 b]. Ce dernier résultat montre l'importance de la dissipation d'énergie par rupture du sol en cisaillement lors de l'impact dynamique d'un ouvrage de protection de type merlon.

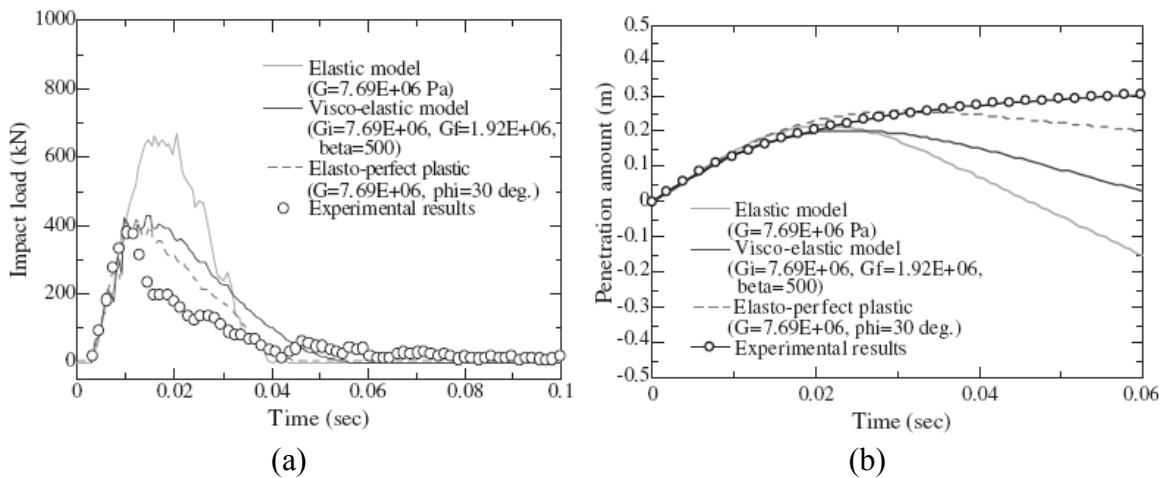


Figure 1-13 : Forces d'impact (a) et enfoncements (b) calculés pour les trois modèles de comportement, pour un impact d'énergie $E_I = 55$ kJ réalisé sur le merlon composé de gabions en fer forgé [Sung et al. 2008].

Approches continue et analytique d'un remblai renforcé par géotextile

Pour aider à la compréhension du comportement mécanique des ouvrages sous impact, l'analyse des expérimentations menées sur des structures en remblais renforcés [Peila et al. 2000] [Peila et al. 2002], est réalisée à l'aide de modèles numériques continus en 3D [Peila et al. 2007] [Ronco et al. 2009].

Chapitre 1 : Etat de l'art : impact sur géomatériaux. Cas des ouvrages de protection

Le code de calcul utilisé : ABAQUS/explicit, est un code éléments finis qui utilise un schéma d'intégration explicite pour résoudre des problèmes dynamiques non-linéaires. Le comportement du sol de remblai a été défini par une loi élasto-plastique avec un critère de rupture de type Drucker-Prager. Les nappes de géogrilles ont été modélisées par des éléments structuraux de type coque au comportement élastique, et en interaction avec le sol par des interfaces frottantes pour rendre compte du glissement, observé expérimentalement, des couches de sol les unes par rapport aux autres.

Les résultats de simulation [Figure 1-14] sont en adéquation avec la pénétration de l'impactant et le déplacement du parement aval de l'ouvrage mesurés expérimentalement. La validation de l'approche numérique élaborée a permis de tester, à moindre coût, le comportement des ouvrages pour des niveaux d'énergie, des masses et des vitesses d'impactants différents.

Les calculs ont confirmé le comportement par couches de l'ouvrage et ont permis de quantifier la répartition entre l'énergie dissipée par compaction et par plastification au niveau de l'impact (80 à 85 % de l'énergie totale), et l'énergie dissipée par frottement (15 à 20 % de l'énergie totale) au niveau des zones de glissement localisées principalement au niveau des interfaces entre les différentes couches de sol.

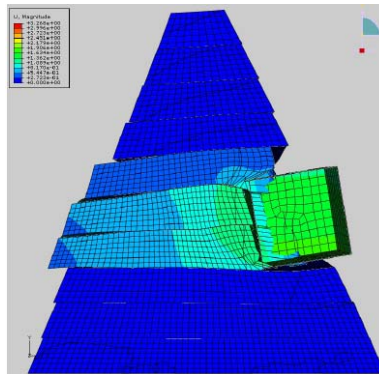


Figure 1-14 : Visualisation des déplacements dans le remblai pour un impact de 6000 kJ. Mise en évidence du glissement des couches les unes par rapport aux autres [Ronco et al. 2009].

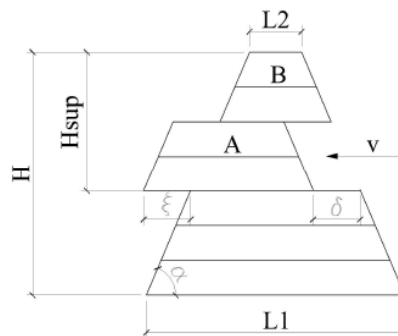


Figure 1-15 : Hypothèse de la déformée du remblai après impact dans la méthode analytique proposée par [Ronco et al. 2009]

Chapitre 1 : Etat de l'art : impact sur géomatériaux. Cas des ouvrages de protection

Fort de la confrontation des résultats expérimentaux et numériques concernant l'impact de remblais renforcés par des nappes de géogrilles, Ronco [Ronco et al. 2009] propose une méthode de dimensionnement basée sur une dissipation de l'énergie d'impact à la fois par plastification du sol dans la zone d'impact, et par glissement plan des couches de sol au niveau des géogrilles.

Le déplacement δ_p des couches de sol impactées [Figure 1-15], associé à la plastification des matériaux, peut être vu et calculé comme le déplacement engendré par la force agissant pendant l'impact pour équilibrer les 80 à 85 % de l'énergie totale, affectés à ce mode de dissipation. En faisant l'hypothèse d'une répartition triangulaire des forces au cours de l'impact, la pénétration δ_p due à la plastification est alors exprimée par [éq. (1-5)]:

$$\delta_p = \frac{(0,80 \text{ à } 0,85) m_I V_I^2}{F_I} \quad (1-5)$$

Où m_I est la masse de l'impactant, V_I sa vitesse, et F_I la force maximale lors de l'impact.

Pour estimer la force maximale d'impact F_I , il est possible de recourir aux formules proposées par Montani et Labiouse [Montani 1998] [Labiouse et al. 1996], issues d'essais d'impact sur matériaux granulaires reposant sur une structure rigide.

$$F_I = 1,765 M_E^{2/5} R_I^{1/5} ((0,80 \text{ à } 0,85) E_I)^{3/5} \quad (1-6)$$

Où M_E est le module de compressibilité du matériau, R_I le rayon de l'impactant, et E_I son énergie cinétique initiale.

Le déplacement ζ associé au glissement des cellules [Figure 1-15], est alors estimé en équilibrant 15 à 20 % de l'énergie totale par le travail absorbé par frottement lors du glissement des couches de sol impactées (supposées rigides) sur les couches environnantes.

Les deux déplacements δ_p et ζ connus, la stabilité du remblai doit être assurée en tenant compte de sa nouvelle déformée pour que son dimensionnement soit validé.

Cette approche analytique de dimensionnement a été confrontée aux résultats de simulations numériques. La bonne concordance des résultats entre ces deux approches montre l'intérêt d'un tel guide pour l'ingénierie.

II.3.2. Les approches discrètes

Hearn [Hearn et al. 1996] est le premier auteur à utiliser une approche discrète pour l'étude des merlons de protection. Le modèle est constitué d'un ensemble de blocs parallélépipédiques dont le comportement est linéaire élastique [Figure 1-16]. Les interactions entre chaque élément sont régies par une loi de frottement de type Coulomb. L'impact de la sphère est simulé dynamiquement.

Le modèle numérique a d'abord été calibré à partir d'une configuration d'essai, puis testé pour un ouvrage de taille différente. Les déformations calculées du parement aval en fonction de l'énergie d'impact sont en adéquation avec les ordres de grandeur des résultats expérimentaux, malgré la simplicité de l'approche proposée.

Chapitre 1 : Etat de l'art : impact sur géomatériaux. Cas des ouvrages de protection

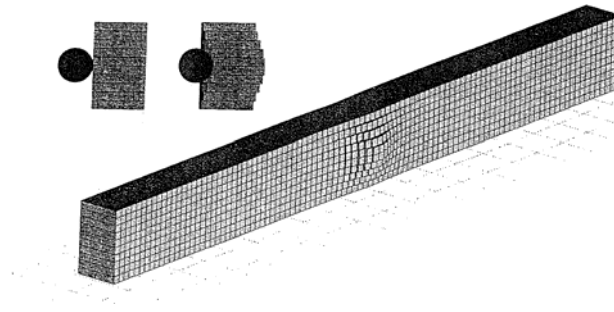


Figure 1-16 : Déformée du modèle discret avant et après impact [Hearn et al. 1995].

Modèle discret appliqué à des ouvrages de type merlons [Plassiard 2007]

La modélisation par éléments discrets peut s'avérer être un outil efficace pour traiter les grandes déformations dans un géomatériau sous impact. Dans une première étude, Plassiard [Plassiard et al. 2004] propose un modèle de merlon de protection, constitué par un massif en terre renforcé par nappes de géotextile et géogrilles [Peila et al. 2000]. Le code de calcul (SDEC) [Donzé et Magnier 1997] est basé sur une méthode aux éléments discrets utilisant des éléments sphériques. Le matériau de remplissage ainsi que les éléments de renforcement ont été décrits par des lois de comportement de type élasto-plastique. Chaque nappe de géotextile est modélisée par une rangée d'éléments pour permettre le glissement plan, constaté expérimentalement, entre les différentes couches de sol [Figure 1-17]. Les différentes simulations ont par ailleurs montré l'apport des renforcements dans la diffusion des déplacements dans l'ensemble de l'ouvrage impacté.

Avec ce modèle, le comportement général de la structure semble avoir été correctement approché mais montre la difficulté de modéliser simplement le comportement des renforcements et de leurs interactions entre eux ou avec le sol environnant. Pour modéliser correctement le comportement d'une nappe de géotextile, d'autres développements sont nécessaires, en utilisant par exemple des éléments plaques de type éléments finis [Le Hello 2007].

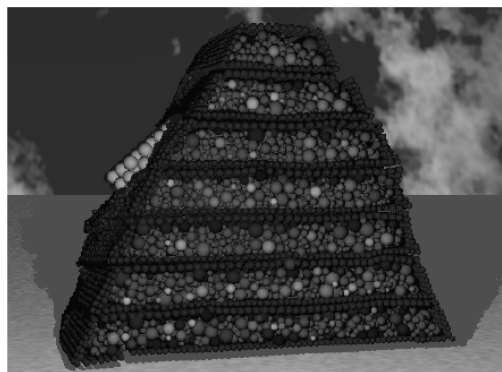


Figure 1-17 : Cinématique de déformation du modèle avec double nappes de géotextile [Plassiard et al. 2004]

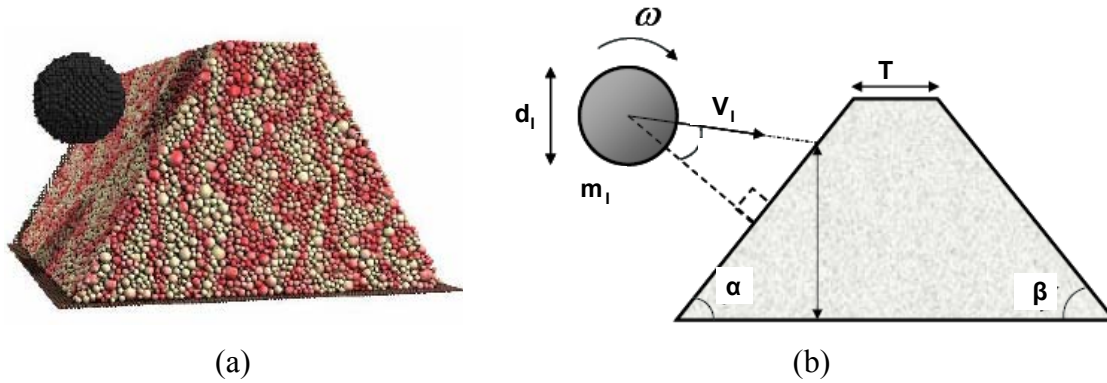


Figure 1-18 : Modèle numérique discret d'un merlon homogène (a). Schéma récapitulatif des grandeurs géométriques et des conditions d'impact testées (b) [Plassiard 2007].

Lors de son travail de doctorat, Plassiard [Plassiard 2007] met en place un modèle discret de merlon homogène [Figure 1-18 a], d'une hauteur maximale de $H = 5$ m, d'une largeur en crête de $T = 2$ m et soumis à des impacts atteignant une énergie de 10000 kJ.

Une Loi de Transfert du Moment [Plassiard et al. 2009] est introduite pour conférer une résistance importante au cisaillement du modèle constitué d'éléments sphériques. Pour favoriser la dissipation d'énergie du modèle lors de l'impact, trois lois de comportement additionnelles ont été étudiées successivement : une loi élasto-plastique en compression, une loi avec endommagement en décharge et une loi visqueuse non linéaire [Plassiard et Donzé 2010], calibrées à partir d'essais expérimentaux en dynamique [Montani 1998] [Pichler et al. 2005].

Dans une étude paramétrique, les caractéristiques liées à l'impactant, à l'énergie, à l'impact, à la géométrie de l'ouvrage et à son comportement mécanique, ont été étudiées pour permettre d'identifier les paramètres les plus influents sur le comportement sous impact [Figure 1-18 b].

Les grandeurs analysées par Plassiard sont la trajectoire du bloc rocheux, les forces d'impact ainsi que son énergie cinétique au cours du temps. De manière générale, l'auteur s'intéresse plus à la capacité du merlon à arrêter la course de l'impactant qu'aux dommages engendrés dans la structure.

Les principales conclusions de cette analyse numérique peuvent être résumées ainsi :

- Les risques de franchissement et de déstructuration de l'ouvrage augmentent avec la hauteur d'impact. Pour un impact, situé au dessus des 3/4 de la hauteur du modèle, la fonction de protection n'a pu être assurée.
- La taille de l'impactant est un paramètre à part entière du problème d'impact, pas seulement l'énergie.
- Une forte inclinaison du parement amont limite le risque de franchissement mais augmente les efforts horizontaux transmis à l'ouvrage.
- Pour une trajectoire ascendante de l'impactant, les déplacements sont concentrés dans la partie supérieure de l'ouvrage (confirmé par [Subrin 2006]) ce qui est dommageable pour la stabilité. Le risque de franchissement en est également augmenté.
- La rotation de l'impactant favorise le risque de franchissement par roulement comme évoqué par Jarrin [Jarrin 2001].

Chapitre 1 : Etat de l'art : impact sur géomatériaux. Cas des ouvrages de protection

L'auteur insiste sur le fait que des paramètres comme la rotation et l'angle d'incidence du bloc ne sont que très rarement pris en compte dans les guides de dimensionnement [Ronco et al. 2009] [Tissières 1999] alors que leur influence, sur la capacité de l'ouvrage à assurer sa fonction de protection, s'avère primordiale.

Modèle discret d'un parement en gabion [Bertrand 2006]

Lors de la phase initiale du projet de recherche REMPARE, Bertrand [Bertrand 2006] [Bertrand et al. 2007] propose d'étudier le comportement sous impact d'un ouvrage théorique à technologie cellulaire, composé par l'assemblage de cellules de gabions remplis de pierres, et s'appuyant sur une structure rigide à l'aval. Pour cette zone, le comportement de chaque cellule est obtenu par des lois d'interaction définies entre l'élément discret individuel placé en son centre et ceux correspondant aux cellules contiguës [Figure 1-19].

Les interactions entre les éléments discrets caractérisent à la fois le comportement de l'élément « cellule de gabion » et les interfaces entre cellules. Dans la direction normale au contact entre cellules, une loi élastique parfaitement plastique est proposée rendant compte du comportement d'une cellule de gabion en compression. Les paramètres de la loi ont été calibrés à partir d'essais de compression simple [Bertrand et al. 2005]. Dans la direction tangentielle, l'interaction entre deux cellules est gérée par un modèle de frottement de type Coulomb. Au niveau du parement impacté, une couche d'éléments discrets est introduite pour assurer le transfert de l'énergie de l'impactant vers le corps de l'ouvrage.

Une étude paramétrique a permis d'évaluer l'influence des paramètres d'interaction entre cellules, mais aussi d'explorer des conditions d'impact variées. Par exemple, pour une même énergie d'impact mais pour des diamètres d'impactant variables, l'effort d'impact calculé varie de manière importante (la durée d'impact augmente considérablement avec la taille du bloc) [Figure 1-20]. Il en ressort que la seule énergie initiale ne peut suffire pour caractériser l'impact. Il est alors nécessaire, dans une approche de dimensionnement de considérer au moins le couple masse-vitesse du bloc incident.

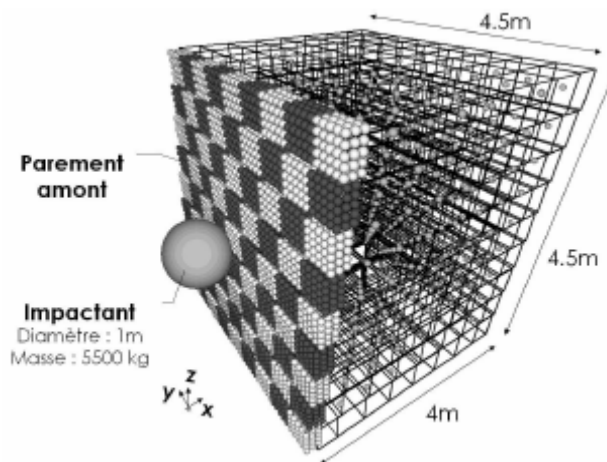


Figure 1-19 : Schéma du modèle de l'ouvrage discrétisé par des lois d'interaction dans la zone amont et par des « clumps » au parement [Bertrand et al. 2007].

Chapitre 1 : Etat de l'art : impact sur géomatériaux. Cas des ouvrages de protection

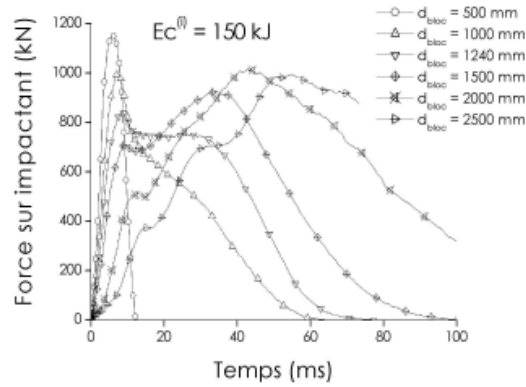


Figure 1-20 : Influence du diamètre du bloc sur la réponse de la structure pour un même niveau d'énergie d'impact [Bertrand 2006].

L'absence d'éléments de comparaison de nature expérimentale ne permet pas de valider le modèle présenté, mais a permis de dégager des tendances générales sur le comportement d'ouvrage sous impact dont le concept est testé dans le projet REMPARE.

III. Impact sur géomatériaux

Les expérimentations d'impacts sur géomatériaux, relèvent de domaines variés : protection d'ouvrages enterrés (application militaire, pipeline,...), amélioration de sol par compaction dynamique, trajectographie de bloc rocheux. Les différents résultats présentés par la suite sont essentiellement issus des études des couches de matériaux amortissants placées au dessus des galeries de protection pare-blocs.

Dans ce cadre, les essais d'impact, plus simples à mettre en œuvre et plus facilement reproductibles, permettent d'identifier certains phénomènes dus à l'impact sur milieux granulaires. Ils représentent également une base de données pour la calibration de modèles numériques par exemple, ou bien encore, peuvent permettre d'estimer des forces d'impact et des pénétrations potentiellement transposables à une configuration d'ouvrage de type merlon de protection.

III.1. Expressions empiriques ou analytiques de la force d'impact et de la pénétration

Chocs élastiques

Les premières approches de dimensionnement des structures, de type galerie de protection recouverte par un remblai granulaire, s'appuyaient sur des descriptions élastiques du choc [Hertz 1881] pour calculer la force d'impact F_I . Goldsmith [Goldsmith 1960] aboutit à une expression de F_I , en considérant une couche de sol semi-infinie :

Chapitre 1 : Etat de l'art : impact sur géomatériaux. Cas des ouvrages de protection

$$F_I = 1,765 M_E^{\frac{2}{5}} R_I^{\frac{1}{5}} E_I^{\frac{3}{5}} \quad \text{avec} \quad M_E = \frac{4 E}{\pi (1 - \nu^2)} \quad (1-7)$$

Où M_E est le module de compressibilité du matériau, E le module d'Young, ν le coefficient de Poisson, R_I le rayon de l'impactant, et E_I son énergie cinétique initiale.

Labiouse [Labiouse et al. 1994] compare les efforts obtenus expérimentalement par le lâcher de bloc sur géomatériaux à ceux calculés par l'équation (1-7) et démontre une bonne corrélation malgré la simplicité de l'approche.

Il est à noter que cette expression, reposant sur l'hypothèse forte du comportement élastique du sol, a été retenue par Ronco [Ronco et al. 2009] pour l'écriture d'un guide de dimensionnement des merlons pare-blocs.

Egalement basé sur la théorie des chocs élastiques, un guide de dimensionnement Japonais [Japan Road Association 2000] propose une autre expression de la force d'impact F_I , fonction de l'épaisseur du matelas granulaire supposé reposer sur une structure rigide [éq. (1-8)].

$$F_I = 2,108 m_I^{\frac{2}{3}} g^{\frac{2}{3}} \lambda^{\frac{2}{5}} H_{ch}^{\frac{3}{5}} \left(\frac{c_m}{2R_I} \right)^{-0,58} \quad (1-8)$$

Où m_I est la masse de l'impactant, g la gravité, H_{ch} la hauteur de chute, c_m l'épaisseur du matelas, et λ le coefficient de Lamé.

Compactage dynamique

Les impacts réalisés lors du compactage dynamique (amélioration de sol) peuvent être assimilés à ceux produits lors de la rencontre d'un bloc rocheux avec un matelas de géomatériaux. Des mesures lors de compactages dynamiques expérimentés ont permis à Mayne et Jones [Mayne et Jones 1983] de donner une expression de la force d'impact F_I :

$$F_I = 2 M_E^{\frac{1}{2}} E_I^{\frac{1}{2}} R_I^{\frac{1}{2}} \quad (1-9)$$

Banc d'essai de l'EPFL

Plus récemment, pour étudier les capacités d'amortissement des matériaux meubles, une étude expérimentale a été menée au Laboratoire de Mécanique des Roches de l'EPFL [Labiouse et al. 1994] : des blocs de 100, 500 et 1000 kg ont été lâchés de diverses hauteurs H_{ch} ($H_{ch} < 10$ m) sur une dalle en béton armé recouverte par un remblai d'épaisseur variable, constitué de trois types de matériaux différents. Les principales grandeurs étudiées concernent : la cinématique de l'impactant, la force d'impact, les efforts transmis à la dalle et à ses appuis ainsi que le déplacement de la dalle, lors de l'impact.

Chapitre 1 : Etat de l'art : impact sur géomatériaux. Cas des ouvrages de protection

Pour la problématique de merlon de protection, les résultats obtenus sont à analyser avec précaution dans le sens où ils sont fonction de la rigidité et de l'endommagement de la dalle support.

Dans la continuité de la campagne d'expérimentation, Montani [Montani 1998] cale une nouvelle expression de la force d'impact F_I , qui se différencie par la prise en compte de l'angle de frottement φ du matériau impacté :

$$F_I = 1,33 \exp\left(\frac{R_I}{1,5 c_m}\right) M^{\frac{1}{3}} (\tan \varphi)^{\frac{1}{5}} E_I^{\frac{2}{3}} \quad \text{avec } c_m \geq 0,5 \text{ m} \quad (1-10)$$

De manière générale, l'énergie cinétique E_I de l'impactant est dissipée par le travail de la force d'impact $F_I(t)$, pendant l'enfoncement $e_I(t)$, jusqu'à l'arrêt du bloc :

$$E_I = \int F_I(t) \partial e_I(t) \quad (1-11)$$

En faisant certaines hypothèses sur l'évolution de la force d'impact et de l'enfoncement lors de l'impact, Montani [Montani 1998] exprime l'enfoncement final e_I en fonction d'un coefficient χ variant de 1,63 à 2,5 :

$$e_I = \chi \frac{E_I}{F_I} \quad (1-12)$$

Pour le dimensionnement des galeries de protection contre les chutes de blocs, la directive suisse [OFROU 2008] propose de retenir $\chi = 2$.

Méthode analytique

Selon Wang et Cavers [Wang et Cavers 2008], une conduite enfouie dans le sol et soumise à l'impact d'un bloc rocheux, peut être endommagée si les déformations ou les contraintes engendrées par l'impact sont trop importantes pour la structure. Pour dimensionner la profondeur d'enfouissement d'une conduite à protéger contre la chute de blocs rocheux, Wang et Cavers [Wang et Cavers 2008] proposent deux approches simplifiées pour évaluer la pénétration d'un bloc rocheux et les contraintes maximales engendrées par une chute de bloc.

En faisant l'hypothèse d'un bloc cubique, deux situations défavorables sont identifiées :

- Si le bloc impacte le sol par un coin, les déformations engendrées seront maximales, le risque de perforation est alors à vérifier.
- Si le bloc impacte le sol par une face, les déformations resteront modérées mais les contraintes engendrées peuvent être importantes et préjudiciables à la conduite.

La détermination de l'enfoncement repose sur l'équilibre de l'énergie du bloc incident avec le travail du sol lors de l'enfoncement de l'impactant. Le travail résistant est alors estimé en intégrant la force de portance du sol sur une pénétration e_I [Figure 1-21].

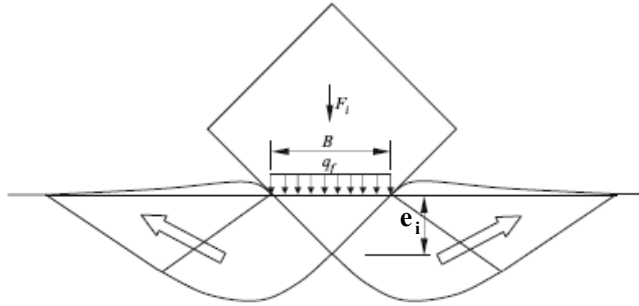


Figure 1-21 : Illustration de la pénétration du bloc et des hypothèses concernant les surfaces de rupture de sol supposées [Wang et Cavers 2008].

Les contraintes maximales engendrées sont déterminées « numériquement » en intégrant, par pas de temps successifs, le principe fondamental de la dynamique :

$$m_I a_I(t) + \eta_{sol} v_I(t) + k_{sol} u_I(t) = 0 \quad (1-13)$$

Où $a_I(t)$, $v_I(t)$, $u_I(t)$ et m_I sont respectivement l'accélération, la vitesse, le déplacement, et la masse du bloc. k_{sol} et η_{sol} étant la raideur et l'amortissement visqueux du sol.

Les méthodes proposées ont pour mérite d'être faciles à mettre en place et applicables à des problèmes d'ingénierie. Cependant, si la contrainte maximale semble pouvoir être estimée avec cette approche, à condition de caractériser correctement la raideur du matériau, le calcul de la pénétration par des considérations statiques semble pouvoir engendrer des écarts importants.

III.2. Essais d'impact sur géomatériaux

III.2.1. Essais en vraie grandeur

Travaux de Pichler et al.

Pichler [Pichler et al. 2005] étudie les dispositifs de protection de conduites par enfouissement dans le sol. La couche de matériau protectrice a pour fonction d'absorber une part de l'énergie et de diffuser les efforts engendrés par l'impact.

Les essais expérimentaux mettent en œuvre des lâchers de blocs rocheux sur un matelas de 2 m d'épaisseur constitué d'un matériau granulaire de type gravier, en l'absence de conduite. Les impactants de 4000 à 18000 kg sont de forme cubique, et impactent le sol après une chute verticale pouvant atteindre 20 m [Figure 1-22].

La pénétration et la force d'impact peuvent être évaluées par la mesure accélérométrique de l'impactant et l'enregistrement vidéo de l'essai.

Chapitre 1 : Etat de l'art : impact sur géomatériaux. Cas des ouvrages de protection



Figure 1-22 : Image du dispositif de lâcher de blocs rocheux en granite depuis une grue.

A partir d'un modèle analytique, reposant sur une analyse adimensionnelle de l'impact d'un projectile conique sur un sol, Pichler [Pichler et al. 2005] exprime la pénétration e_I de l'impactant en fonction de sa masse m_I , sa vitesse V_I , sa forme, sa taille caractéristique d_I ainsi que la résistance à l'indentation R_{sol} du matériau impacté [éq. (1-14)].

$$e_I = \sqrt{\frac{2,263 I^*}{1 + I^*/2,385}} \quad \text{avec} \quad I^* = \frac{m_I V_I^2}{R_{sol} d_I^3} \quad (1-14)$$

Les résultats d'essais ont permis d'estimer, par analyse inverse, la valeur de la résistance à l'indentation R_{sol} de la couche de gravier, difficilement estimable par des essais simples.

A partir des hypothèses fortes sur l'allure de la décélération du bloc (forme de la fonction sinus) lors de la pénétration dans le remblai, la durée d'impact Δt [éq. (1-15)] et la force d'impact maximale F_I [éq. (1-16) et (1-15)] peuvent être estimées facilement.

$$\Delta t = \frac{2e_I}{V_I} \quad (1-15)$$

$$F_I = \frac{2E_I}{e_I} \quad (1-16)$$

L'ensemble des grandeurs d'impact (force, durée et pénétration durant l'impact) a pu alors être exprimé, sous forme d'abaques, en fonction de la résistance à l'indentation R_{sol} , estimée expérimentalement.

Dans un second temps, la présence d'une conduite en acier, placée sous un mètre de matériau granulaire, a été prise en compte [Pichler et al. 2006]. Au cours de l'essai, la déformée de la conduite et les contraintes dans l'acier sont estimées au moyen de jauges de déformations.

Parallèlement, l'effet de l'impact sur le pipeline est évalué via un modèle numérique 3D aux éléments finis mené en quasi statique [Figure 1-23]. L'impact n'est pas directement simulé mais appliqué au modèle sous forme d'efforts calculés par l'approche analytique.

Chapitre 1 : Etat de l'art : impact sur géomatériaux. Cas des ouvrages de protection

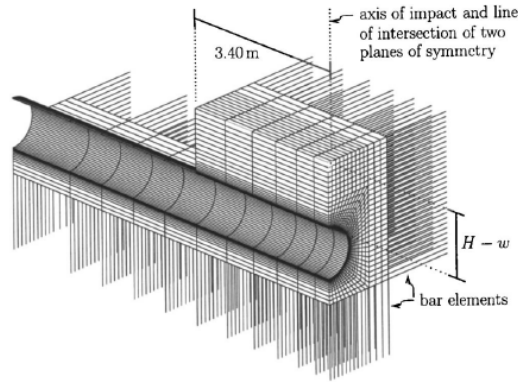


Figure 1-23 : Modèle éléments finis utilisé pour la modélisation de l'expérimentation avec la présence d'une conduite sous le sol impacté [Pichler et al. 2006].

Dans ce modèle, le matériau granulaire est représenté par un modèle élasto-plastique du type Cap-Model, dans lequel la limite d'élasticité du matériau peut être atteinte par rupture en cisaillement et en traction ou par durcissement du matériau en compaction. Le modèle a été validé en comparant les contraintes obtenues numériquement à celles issues des mesures expérimentales, et a permis de prouver l'efficacité de la couche granulaire pour dissiper et diffuser des énergies allant jusqu'à 3500 kJ. Au-delà, un matelas fortement déstructuré par l'impact ne resterait pas suffisamment raide pour permettre de redistribuer la charge.

Travaux de Calvetti et al.

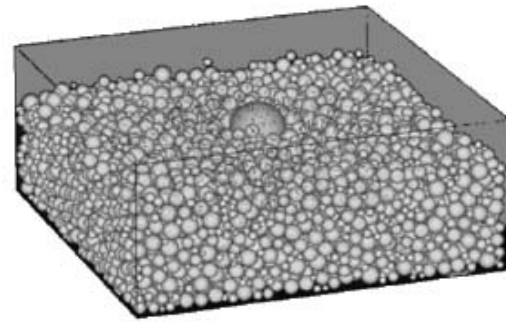
Calvetti [Calvetti et al. 2005] a mis en place un dispositif d'expérimentation permettant de réaliser des lâchers de blocs de 850 kg jusqu'à 20 m de hauteur (soit une énergie maximale de 200 kJ), sur un matelas granulaire de 2 m d'épaisseur, reposant sur une dalle rigide [Figure 1-24 a].

Les essais instrumentés (accéléromètre dans l'impactant, capteurs de force au niveau de la dalle) ont été simulés au moyen d'un code aux éléments discrets en trois dimensions (PFC^{3D}, Itasca) [Figure 1-24 b]. La forme des grains est sphérique, et la loi de contact entre les éléments est donnée par des raideurs élastiques normale et tangentielle et un frottement Coulombien. La rotation des particules est bloquée pour simuler des angles de frottement importants dans le milieu granulaire. L'auteur fournit des éléments pour déterminer les paramètres micro-mécaniques en fonction des caractéristiques macro-mécaniques du sol. Une des particularités du modèle réside en la prise en compte d'un module d'Young évolutif avec la contrainte effective verticale. Le modèle a permis de reproduire, au moins qualitativement, les forces d'impact et les efforts transmis mesurés expérimentalement. Il est regrettable toutefois que les résultats numériques présentés ne traitent que des efforts et non de la pénétration de l'impactant.

Chapitre 1 : Etat de l'art : impact sur géomatériaux. Cas des ouvrages de protection

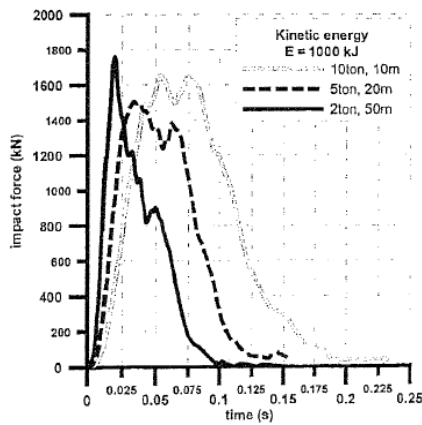


(a)

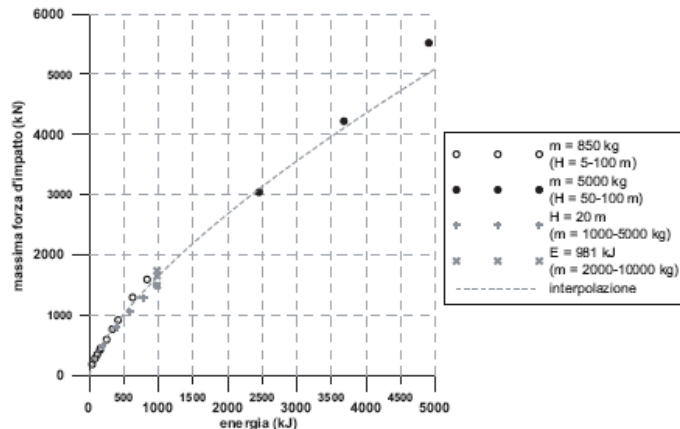


(b)

Figure 1-24 : Modèles (a) physique et (b) numérique de l'impact d'une sphère sur un matériau granulaire, d'après [Calvetti et al. 2005].

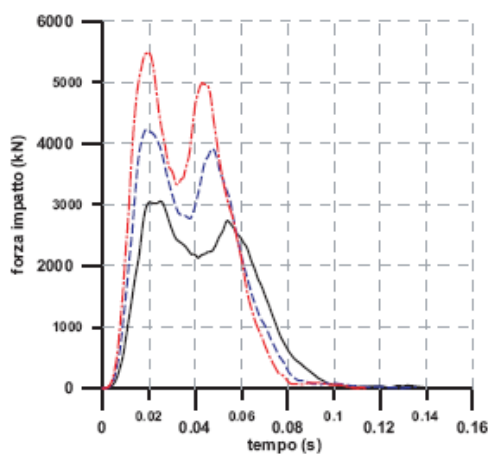


(a)

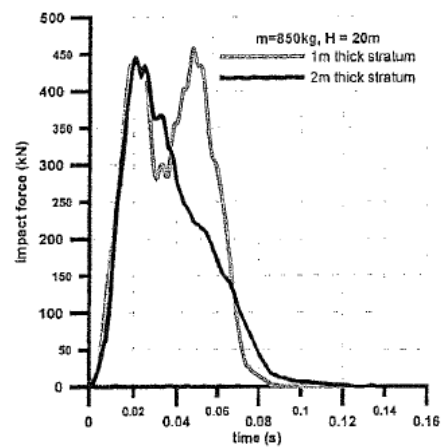


(b)

Figure 1-25 : Influence de l'énergie d'impact sur la force d'impact pour différentes combinaisons de masses et de hauteurs de chute [Calvetti et al. 2005].



(a)



(b)

Figure 1-26 : Forces d'impact pour de grandes vitesses d'impact (a) ou de faibles épaisseurs de remblais (b). Réponses marquant l'apparition de réflexions d'ondes de compression [Calvetti et al. 2005].

Chapitre 1 : Etat de l'art : impact sur géomatériaux. Cas des ouvrages de protection

Une extension des modélisations vers de plus grandes énergies, a permis de dégager des tendances du comportement d'impact sur milieux granulaires reposant sur un support rigide :

- Le pic de la force d'impact peut être directement corrélé à l'énergie d'impact, indépendamment de la vitesse et de la masse de l'impactant [Figure 1-25].
- Mise en évidence du phénomène de réflexion des ondes de compression pour des fortes vitesses, ou faibles épaisseurs de remblais [Figure 1-26].

III.2.2. Essais à l'échelle du laboratoire

Essais d'impact de l'EPFL

Déjà présentés succinctement, les essais d'impact réalisés sur des couches de matériau granulaire reposant sur un support quasi-rigide [Labiouse et al. 1994] [Montani 1998], représentent une base de données intéressante pour le développement et le calage de modèles numériques notamment. Nous présentons ici, les modèles numériques élaborés plus que les résultats de simulation étant donné que les grandeurs mesurées peuvent être fortement influencées par le support rigide pour de faibles épaisseurs de matériau granulaire.

Un des premiers modèles de ce banc d'essais, a été mené par Calvetti [Calvetti 1998], en recourant à une approche discrète en 2D (code UDEC) pour modéliser les grands déplacements et réarrangement granulaire, engendrant de la dissipation d'énergie lors de l'impact. L'utilisation d'un code dynamique discret favorise la simulation du contact entre l'impactant et le géomatériau. La couche de sol est modélisée par des grains polyédriques en interaction les uns avec les autres. La loi de contact est de type linéaire élastique avec frottement Coulombien, et les paramètres micromécaniques sont calés à partir des essais d'impact.

Di Prisco et Vecchiotti [Di Prisco et Vecchiotti 2006] s'intéressent eux, au développement d'une loi de comportement permettant la prise en compte des phénomènes mécaniques complexes lors d'un impact. Le modèle de comportement peut être schématiquement représenté par l'association d'un ressort élastique, d'un amortisseur visqueux, d'un palier de glissement plastique et viscoplastique et d'une masse [Figure 1-27]. Le ressort élastique et l'amortisseur visqueux représentent alors la réponse mécanique de la couche la plus lointaine du matériau granulaire, l'amortisseur permettant de modéliser l'énergie dissipée par radiation des ondes élastiques à travers un espace élastique semi-infini. Le palier de glissement viscoplastique simule la pénétration du bloc par poinçonnement ou par rupture globale tandis que le palier de glissement plastique simule un éventuel glissement superficiel.

La loi de comportement est implémentée dans un code aux différences finies en 2D. La plupart des paramètres sont estimés à partir des données géotechniques des matériaux en place, seul un paramètre est calé à partir d'un essai d'impact. La comparaison des résultats, obtenus par cette approche, avec ceux issus de l'expérimentation [Labiouse et al 1994] semble assez prometteuse.

Chapitre 1 : Etat de l'art : impact sur géomatériaux. Cas des ouvrages de protection

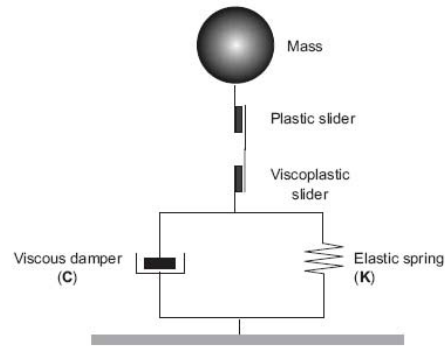


Figure 1-27 : Représentation schématique du modèle élasto-visco-plastique pour l'étude d'impact sur milieux granulaires [Di Prisco et Vecchiotti 2006].

Quelques résultats complémentaires

Les blocs réels impactant une structure de protection peuvent être de forme variée. Pour tester l'influence de cette variable, Degago [Degago et al. 2008] met en place un dispositif permettant d'impacter une couche de sable de 2 m d'épaisseur par deux impactants, l'un hémisphérique, l'autre pyramidal, de même masse (27 kg), lâchés depuis des hauteurs de 2 à 5 m.

Les tests effectués avec des blocs de forme pyramidale, engendrent des efforts plus faibles, d'un ordre 2, et des pénétrations de 50 % supérieures, à ceux induits par la demi-sphère.

Une partie de ces essais a été simulée numériquement par un modèle éléments finis (code Abaqus), avec un schéma de résolution explicite, particulièrement adapté à la résolution de problèmes en dynamique rapide. Le comportement du sol est donné par une loi élasto-plastique caractérisée par un critère de rupture de Drucker-Prager avec durcissement de la cohésion.

L'approche numérique reproduit fidèlement le pic de la force d'impact pour les différents impactants mais sous estime les efforts post pic, ce qui a pour conséquence une surestimation, de l'ordre de 50 %, des pénétrations dans le sable.

De cette étude, il ressort que la forme de l'impactant est un paramètre primordial pour l'analyse de la réponse d'une structure impactée : pour une faible surface d'impact la pénétration est maximale, à l'inverse, ce sont les efforts induits qui prédominent [Wang et Cavers 2008].

Toujours à l'échelle du laboratoire, Kawahara et Muro [Kawahara et Muro 2006] étudient l'influence de la densité et de l'épaisseur d'une couche de matériaux granulaires, sur la pénétration de la masse, la force d'impact, la durée de l'impact et les contraintes transmises à l'arrière de l'échantillon.

Les énergies d'impacts sont très faibles (maximum de 25 J), et ne rendent alors pas compte des énergies auxquelles sont soumises les structures de protection de type merlon. Cependant les principaux résultats sont cités de manière qualitative :

- La pénétration du bloc et la durée d'impact diminuent lorsque la densité du sol augmente, mais sont indépendantes des épaisseurs de sol testées.
- La force d'impact augmente avec la densité du sol et est indépendante des épaisseurs de sol testées.

Chapitre 1 : Etat de l'art : impact sur géomatériaux. Cas des ouvrages de protection

- Les efforts transmis à l'arrière augmentent avec la densité du sol, et décroissent avec l'épaisseur du sol.

Il faut remarquer que la densité du matériau n'est pas indépendante des autres caractéristiques du matériau, ainsi la raideur et la résistance du sol augmentent également avec sa densification.

III.3. Essais d'impact sur composants cellulaires

Essais d'impact sur des éléments cellulaires

Dans le cadre de la caractérisation mécanique des composants mis en œuvre dans les ouvrages prototype du projet REMPARe, Lambert [Lambert 2007] s'est intéressé à l'étude expérimentale du comportement de géo-cellules constitutives de merlons pare-blocs. Les cellules, de type gabion, sont constituées de grillage à maille hexagonale et de géotextile éventuellement, et remplies de matériau granulaire grossier, de sable ou de mélange de sable et de pneus déchiquetés. Des essais d'impact sont réalisés par le lâcher d'une sphère de 250 kg à des hauteurs de chute allant jusqu'à 7,5 m (soit 150 kJ) [Figure 1-28]. Les principales grandeurs étudiées sont la force d'impact, la force transmise au socle et la pénétration du bloc.

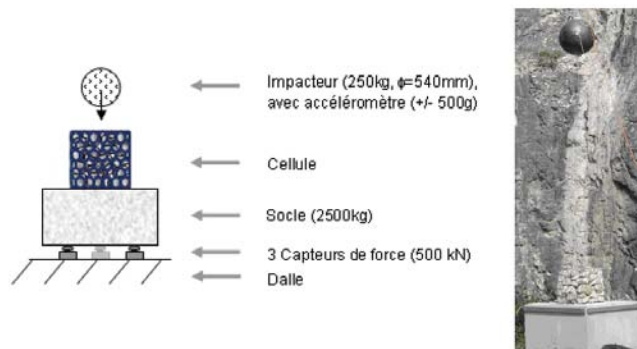


Figure 1-28 : Représentation schématique et photo du dispositif expérimental des lâchers de blocs sur cellules de gabion [Lambert 2007].

L'influence du remplissage des cellules sur leur réponse sous impact est donnée [Figure 1-29]. Pour les cellules remplies de blocs rocheux (série *500_G_NC_5,5*), les fortes variations de forces peuvent être attribuées à la nature du matériau : des chaînes de forces verticales, suivant des colonnes de granulats, se créent et se rompent (par réarrangement ou par rupture de granulats) au cours de l'impact.

En condition non confinée, les cellules remplies de sable maintenu par un géotextile (série *500_S_NC_5,5*), induisent sous impact un second pic de force (à $t = 0,05$ s), qui rend compte, pour une déformation importante, de la mise en traction de l'enveloppe de géotextile engendrant une contrainte de confinement importante du matériau. L'incorporation de déchiquetas de pneu au matériau sable (série *500_M_NC_5,5bis*), s'est finalement révélée avoir une influence modérée sur le comportement de la cellule pour les tests réalisés.

Chapitre 1 : Etat de l'art : impact sur géomatériaux. Cas des ouvrages de protection

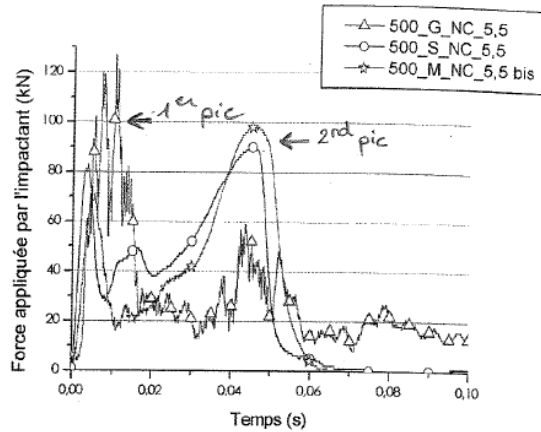


Figure 1-29 : Influence du type de matériau de remplissage (G = granulats ; S = sable ; M = mélange de sable et de déchet de pneus) sur la force d'impact obtenue pour des cellules non confinées, pour une hauteur de chute de 5,5 m, d'après [Lambert et al. 2007].

Lors de l'impact, les faces latérales des cellules sont soit libres de se déformer (FD), soit maintenues fixes par une structure de confinement rigide (RC), soit confinées par un matériau identique à celui utilisé pour le remplissage (MC) [Figure 1-30]. Cette dernière configuration s'apparente au confinement d'une cellule dans un ouvrage réel. L'augmentation du confinement limite le réarrangement granulaire, réduisant ainsi la déformation observée à la seule compression du matériau de remplissage. Les résultats mettent alors en évidence une capacité plus importante des cellules remplies de granulats à atténuer les efforts engendrés par l'impact pour des confinements importants, notamment par fracturation des blocs de calcaire.

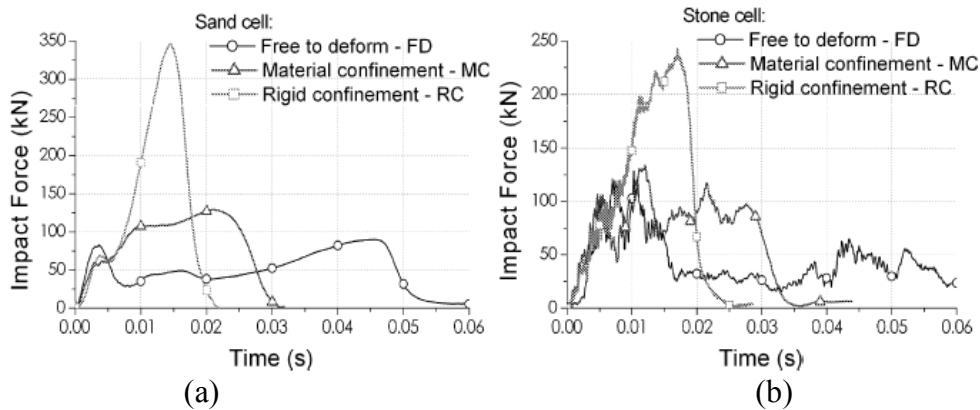


Figure 1-30 : Influence des conditions limites latérales sur la force d'impact pour les cellules remplies de sable (a) ou de granulats (b), d'après [Lambert et al. 2009].

Modèles numériques

Les essais d'impact ou de compression quasi-statique (non présentés), forment là encore une base de données intéressante pour la calibration des paramètres des lois de comportement statiques ou dynamiques utilisées par les modèles numériques discret ou continu.

Chapitre 1 : Etat de l'art : impact sur géomatériaux. Cas des ouvrages de protection

Bertrand [Bertrand 2006] propose d'étudier le comportement statique et dynamique d'une cellule de gabion remplie de pierres avec une grande finesse de discrétisation : chaque maille de grillage métallique et chaque granulat est modélisé [Figure 1-31 a]. Pour reproduire la géométrie des blocs, des amas de particules (« clumps ») sont utilisés en lieu et place de l'élément sphérique de base. La loi de contact implémentée est de type élastique parfaitement plastique pour apporter une dissipation d'énergie supplémentaire en compression. L'auteur parvient à reproduire un certain nombre des phénomènes observés (comme la dépendance à l'agencement granulaire initial), mais met en évidence la difficulté de déterminer les paramètres mécaniques du modèle.

Dans une approche simplifiée, Breugnot [Breugnot 2007] s'appuie sur les essais de compression statique [Lambert 2007] pour caler une loi élasto-plastique avec un critère de rupture de type Mohr-Coulomb, appliquée à un matériau homogène équivalent à l'ensemble formé par la cage métallique et le matériau de remplissage. Par la suite, la bonne corrélation, entre les résultats de simulations d'impacts dynamiques sur les cellules et les résultats expérimentaux, s'est avérée être encourageante [Figure 1-31 b]. Une fois calibré à l'échelle d'une cellule ou d'un groupe de cellules, le modèle a pu être étendu à des ouvrages de protection de type merlon [Bourrier et al. 2009].



Figure 1-31 : Modèles discret [Bertrand 2007] et continu [Breugnot 2007] de l'impact d'une sphère sur une cellule remplie de géomatériaux.

Bourrier [Bourrier et al. 2010] met à profit les essais d'impact afin de déterminer des lois macroscopiques à l'échelle de la cellule pour les différentes conditions de confinement [Figure 1-32 b]. Ces lois simples permettent de modéliser, à moindre coût, l'interaction mécanique entre cellules sous une sollicitation d'impact, dans le but de décrire le comportement d'une structure de protection à technologie cellulaire [Figure 1-32 a].

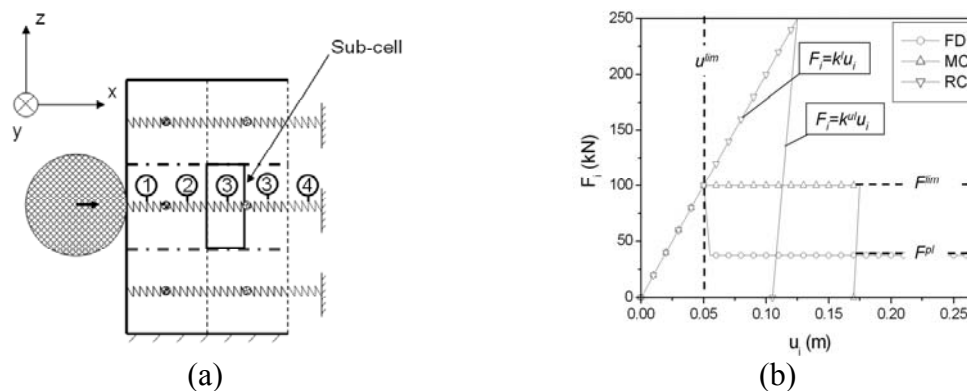


Figure 1-32 : Modèle d'ouvrage impacté composé d'un système de masses + ressorts (a). Lois de comportement macroscopiques d'une cellule non confinée (FD), avec confinement matériau (MC), ou confinée rigidement (RC) (b) [Bourrier et al. 2010].

IV. Synthèse et conclusions

Expérimentations sur merlons prototypes

Dans le but de disposer rapidement de quelques ordres de grandeurs concernant la réponse sous impact des différents ouvrages prototypes présentés précédemment, le tableau [Annexe 1, Tableau A 1] synthétise les principales données caractéristiques des ouvrages impactés, des conditions d'impact et des déformations subies par les ouvrages. Les ordres de grandeurs fournis peuvent représenter une aide précieuse lors d'un pré-dimensionnement par exemple.

Les principaux impacts répertoriés permettent d'identifier, pour chaque structure, les Etats Limites Ultimes (ELU) ou de Service (ELS) qui semblent reposer sur des modes de dissipations différents.

Pour les impacts à énergie modérée, les déplacements mesurés sont beaucoup plus faibles à l'aval qu'au parement (cf. valeurs en *gras*, Annexe 1, Tableau A 1). Pour cette sollicitation les structures conservent leur intégrité, l'énergie est majoritairement dissipée sous forme de tassement. Au contraire pour des énergies plus proches de la rupture, les déformations à l'aval sont semblables à celles au parement (cf. valeurs en *italique*, Annexe 1, Tableau A 1). Le phénomène de tassement n'est plus prépondérant, on assiste alors à une rupture globale de l'ouvrage par glissement, signe caractéristique du début de la ruine de l'ouvrage.

Phénomènes identifiés à l'impact

De manière plus générale les travaux présentés ont révélé les différents modes de dissipation prenant place lors d'un impact sur un ouvrage de protection. Tout d'abord Lepert et Corté [Lepert et Corté 1988] montrent qu'une part non négligeable de l'énergie d'impact est évacuée sous forme d'ondes élastiques (de l'ordre de 20 à 30 %), hypothèse reprise par Jarrin [Jarrin 2001] par la suite. Lors de l'enfoncement d'un bloc dans l'ouvrage, on identifie premièrement une dissipation locale avec la plastification due à la compaction des matériaux directement impactés, puis souvent,

Chapitre 1 : Etat de l'art : impact sur géomatériaux. Cas des ouvrages de protection

pour de plus grandes énergies, des zones de glissement affectant l'ouvrage dans sa totalité.

Les hypothèses de rupture par glissement suivant des plans définis arbitrairement [Tissières 1999] [Jarrin 2001], s'avèrent être simplistes face aux surfaces coniques observées expérimentalement par Blovsky [Blovsky 2002]. D'autant plus que l'orientation de ces surfaces est fonction des caractéristiques géométriques et mécaniques de l'ouvrage ainsi que de la cinématique de l'impact [Subrin 2006].

Ronco [Ronco et al. 2009] évalue, via une approche numérique à 80-85 % l'énergie consommée par déformations plastiques de compaction, les 15 à 20 % restants étant dissipés par frottement au niveau des nappes de géosynthétiques. Lepert et Corté [Lepert et Corté 1988] estiment que les grandes déformations plastiques s'étendent sur une profondeur au moins égale au diamètre du projectile.

Durant les essais, les nombreuses ruptures locales mises en évidence expérimentalement : fracturation de blocs [Lambert 2007], fissuration du sol [Peila et al 2002], rupture de gabions [Aminata et al. 2008], restent difficiles à prendre en compte dans des méthodes de dimensionnement ou dans des modèles numériques.

Impactant et énergie initiale

Par souci de simplification, un grand nombre d'études se limite à modéliser un mouvement de translation de l'impactant, le plus souvent sphérique. Les effets de la forme et de la réelle cinématique de l'impactant sont que rarement pris en compte, quelques tendances ont pu toutefois être identifiées :

- Rotation du bloc : La rotation de l'impactant favorise la stabilité de l'ouvrage [Tissières 1999] mais augmente le risque de franchissement par roulement [Plassiard 2007]. En conséquence Jarrin [Jarrin 2001] préconise la construction d'un parement raidi pour limiter ce risque.
- Hauteur d'impact : un impact proche du sommet engendre des déplacements et un risque de débordement importants [Plassiard 2007] [Sung et al. 2008]. La diminution de la force d'impact peut être associée à une plus faible épaisseur d'ouvrage et donc à une plus faible rigidité en tête qu'en pied d'ouvrage.
- Incidence d'impact : Une trajectoire ascendante du bloc, en sollicitant la partie haute de l'ouvrage (faible section et matériaux peu confinés) est préjudiciable pour l'intégrité de la structure et favorise le risque de débordement [Plassiard 2007] [Subrin 2006].
- Energie d'impact : A énergie constante, la force d'impact maximale est indépendante de la masse et la vitesse du bloc, mais la durée d'impact et la pénétration augmentent avec la masse du bloc [Calveti et al. 2005] [Plassiard 2007] [Bertrand 2006]. Plus généralement l'énergie de rupture diminue lorsque la taille (et donc la masse) de l'impactant augmente [Ronco et al. 2009].
- Forme des blocs : Un bloc rocheux peut être de forme variée, il peut présenter des arêtes marquées [Pichler et al. 2005] mais est souvent représenté par une sphère dans les expérimentations. Cependant, cette hypothèse est non conservatrice : pour une même énergie, un impactant de forme pyramidale engendre des pénétrations 50 % plus importantes que celui de forme hémisphérique [Degado et al.2008]. Les impacts suivant un coin ou une face

Chapitre 1 : Etat de l'art : impact sur géomatériaux. Cas des ouvrages de protection

d'un cube représentent les deux configurations d'impact les plus défavorables à étudier [Wang et Cavers 2008].

Eléments constitutifs

Initialement constitués de levées en terre, les merlons de protection se sont enrichis au fil des décennies de diverses technologies reposant sur des matériaux et/ou des assemblages de sous structures innovants.

Les éléments de renforcement apportés aux merlons peuvent être de nature variée :

- cellules de gabion [Aminata et al. 2008] [Lambert et al. 2009],
- géotextile [Peila et al. 2000] [Blovisky 2002] [Burroughs et al. 1993] [Yoshida et al. 1999] [Aminata et al. 2008],
- bois [Burroughs et al. 1993] [Tissières 1999],
- pneus, ...

Ils permettent non seulement de raidir le parement amont et d'améliorer sa stabilité statique, mais aussi d'apporter une résistance supplémentaire sous impact dynamique. Il est préférable de concentrer les renforcements au niveau du parement impacté [Blovisky 2002].

Outre les matériaux mis en œuvre classiquement dans un remblai, certains auteurs ont cherché à utiliser des matériaux permettant de dissiper un maximum d'énergie lors de l'impact.

Les blocs de calcaire [Lambert et al. 2007], permettent d'obtenir un matériau fusible limitant la transmission d'efforts (même en condition confinée) notamment par réarrangement et fracturation des blocs. Le mélange de sable et de déchetas de pneu, mis à part sa capacité à diminuer la masse volumique d'un ouvrage, n'a pas présenté, selon les tests rencontrés, d'intérêt mécanique particulier par rapport au sable seul.

En plus des matériaux utilisés, la constitution même de l'ouvrage permet d'optimiser la dissipation énergétique, c'est le cas des merlons composites. Le parement constitué de gabions déformables [Lambert et al 2007] [Aminata et al. 2008] [Sung et al. 2008] ou de sacs de géotextile remplis de géomatériaux [Yoshida et al 1999], est censé pouvoir absorber une grande part de l'énergie incidente, et concentrer la plupart des déformations au parement, protégeant ainsi la partie aval de l'ouvrage. L'utilisation d'éléments composites facilite la réalisation de parements raidis pour s'affranchir du risque de franchissement et limite l'emprise de l'ouvrage. En plus d'avoir un intérêt structurel, les composants cellulaires favorisent la réutilisation de matériaux recyclés et leur réparabilité.

Modélisations numériques

La confrontation des caractéristiques d'un impact (efforts, pénétration, ...) estimées par une approche analytique avec celles mesurées expérimentalement, révèle les limites de ce type d'approches simples [Peila et al. 2007]. Un des moyens mis en place par la communauté scientifique, pour mieux appréhender le comportement de ces ouvrages sous impact, est d'accompagner quasi-systématiquement les essais expérimentaux disponibles de modélisations numériques moins coûteuses.

Chapitre 1 : Etat de l'art : impact sur géomatériaux. Cas des ouvrages de protection

Des premiers modèles, comprenant quelques éléments et une loi de comportement simple, jusqu'aux modèles les plus performants, les simulations numériques ne permettent pas de prédire de manière très précise le comportement d'un merlon pare-blocs. Cependant, elles permettent toutefois, à partir d'hypothèses simplificatrices, de dégager certaines tendances principales, à partir d'études paramétriques notamment.

Parmi les outils numériques présents dans la littérature, les approches discrètes semblent mieux adaptées pour caractériser l'ensemble des phénomènes locaux comme les grandes déformations, les ruptures, la fracturation ou le réarrangement granulaire dans les matériaux modélisés [Plassiard 2007] [Calvetti 1998] [Bertrand 2006]. Dans un modèle continu ces phénomènes complexes peuvent néanmoins être pris en compte d'une manière plus globale à travers une loi de comportement adaptée [Pichler et al. 2006].

Dans la plupart des modèles utilisant une description continue, mêmes récents [Subrin 2006] [Pichler et al 2006], l'impact n'a pas réellement été simulé mais appliqué sous forme de forces calculées analytiquement. Cette simplification revient cependant presque à supposer le comportement de la structure avant même d'avoir effectué le calcul. La présence du principe de détection de contact dans l'approche discrète semble représenter un certain atout pour le traitement du contact entre le bloc et la structure, même si certains codes de calculs continus comme ABAQUS [Ronco et al. 2009], FLAC^{3D} [Bourrier et al. 2009], ou LS-Dyna [Sung et al. 2008], sont également capables de gérer cette difficulté.

Aussi, des différentes simulations d'impact en dynamique, il ressort que la résolution du problème, par un schéma d'intégration explicite, semble être particulièrement adaptée pour aborder les phénomènes dynamiques transitoires.

L'impact d'une structure de protection fait intervenir de nombreux phénomènes tridimensionnels comme la propagation d'ondes sphériques ou la rupture suivant une surface conique par exemple. Excepté le cas où les conditions de symétrie permettent d'aborder la problématique avec un modèle 2D [Degago et al. 2008], sans pour autant affecter drastiquement les résultats de simulation, l'approche 3D apparaît évidemment comme plus représentative du réel.

Nous avons vu auparavant que les dissipations d'énergie avaient de nombreuses provenances dans un ouvrage de protection et pouvaient reposer sur des phénomènes complexes. Pour être capable de reproduire le comportement de l'ouvrage sous impact il est alors important de doter notre modèle de lois de comportement rendant compte, de manière globale ou pas, de ces dissipations et comportements mécaniques.

Dans le cadre des modèles continus, les modèles élasto-plastiques avec des critères de rupture de type Mohr-Coulomb [Bourrier et al. 2009] ou Drucker-Prager [Ronco et al. 2009] [Sung et al. 2008] sont les plus couramment utilisés. D'autres modèles plus évolués, prenant en compte l'évolution du matériau avec la compaction [Pichler et al 2006] ou leur caractère visqueux sous impact [Sung et al. 2008] sont également ponctuellement rencontrés.

Pour les approches discrètes, la dissipation d'énergie est essentiellement régie par un frottement coulombien au niveau des contacts. L'élasticité du matériau est restituée par des ressorts normaux et tangentiels, le plus souvent linéaires.

Pour simuler les angles de frottement élevés rencontrés dans les géomatériaux, les auteurs ont recours à différents artifices : limitation de la rotation des particules

Chapitre 1 : Etat de l'art : impact sur géomatériaux. Cas des ouvrages de protection

[Plassiard et al. 2009], leur blocage [Calveti 2005], mise en place de particules polyédriques [Calveti 1998] ou d'amas de particules [Bertrand 2006].

Des lois plus évoluées (loi élasto-plastique en compression, endommagement en décharge, viscosité) peuvent être également ajoutées pour rendre compte de phénomènes physiques (fracturation, ...) ou de dissipations d'énergie complémentaires [Plassiard et Donzé 2010] [Bertrand 2006].

Conclusions

A travers l'étude des différentes références traitant de l'impact de blocs sur des matériaux granulaires, il apparaît que les méthodes simples permettant de calculer les efforts et les déformations dans un ouvrage de protection sont rares et se limitent à des configurations particulières d'impact et d'ouvrage.

Dès lors qu'il s'agit de considérer une énergie d'impact importante, une géométrie définie, et l'action des renforcements et/ou la structure composite de l'ouvrage, les modèles numériques présentent un intérêt tout particulier.

De plus, même si l'étude trajectographique permet d'estimer la taille et la vitesse maximales des blocs rocheux ainsi que leur hauteur maximale d'impact, il est a priori difficile d'estimer par avance quelle configuration d'impact (hauteur d'impact, forme et rotation de l'impactant) sera la plus défavorable du point de vue du risque de franchissement et de l'intégrité de la structure de protection.

La construction d'un modèle numérique adaptée à la problématique d'impact (géométrie 3D, simulation dynamique) offre la possibilité, via la caractérisation des matériaux par des lois de comportement adéquates, de représenter la réponse d'un ouvrage sous impact ainsi que la majorité des phénomènes physiques engendrés, moyennant des efforts de modélisation importants.

Le modèle élaboré, calibré à partir d'une confrontation avec des données expérimentales, permet alors de tester à moindre coût plusieurs configurations d'impacts apportant ainsi une aide au dimensionnement des structures de protection de type merlon.

Les différents travaux portant sur les structures à technologie cellulaire [Bertrand 2006] ou sur les cellules de gabion [Lambert 2007] apportent des données de calibration (essais de compression et d'impact sur cellules de gabion) ou de comparaison (simulations numériques aux échelles de la cellule et d'un ouvrage) pour la modélisation des ouvrages composites cellulaires expérimentés dans le cadre du projet REMPARE.

Chapitre 2 : Modélisation numérique des matériaux granulaires

Sommaire :

Chapitre 2 : Modélisation numérique des matériaux granulaires	43
I. Introduction	44
II. Modélisation numérique discrète	45
II.1. Présentation et description	45
II.1.1. Méthodes existantes	45
II.1.2. Principe de la MED	47
II.1.3. Modèles d'interaction.....	50
II.1.4. Morphologie des éléments et limitation des rotations.....	53
II.1.5. Conditions de convergence	55
II.1.6. Conditions aux limites.....	58
II.2. Génération et caractérisation d'un échantillon discret	59
II.2.1. Procédures de génération	59
II.2.2. Granulométrie.....	61
II.2.3. Caractéristiques des échantillons	63
II.3.1. Essais triaxiaux.....	70
II.3.2. Principe de caractérisation des paramètres.....	72
II.3.3. Influence des paramètres de simulations.....	73
II.3.4. Paramètres des échantillons	78
II.3.5. Influence des paramètres micromécaniques des échantillons	84
II.4. Synthèse et procédure de calibration.....	89
III. Modélisation continue.....	91
III.1. Principe de calcul.....	91
III.2. Lois de comportement.....	92

I. Introduction

Une modélisation numérique peut être réalisée par des approches diverses, et son degré de raffinement doit être adapté au type de chargement et aux phénomènes prépondérants que l'on souhaite représenter. Il faut souligner que dans le cadre d'une problématique complexe, l'obtention de résultats réalistes résulte d'un travail de développement important.

Dans le domaine du génie civil et plus précisément pour la géotechnique, la modélisation continue par Eléments Finis (EF) ou Différences Finies (DF) est aujourd'hui assez largement répandue. Dans cette approche, malgré la nature granulaire des géomatériaux, les sols sont assimilés à un milieu continu en faisant l'hypothèse que l'échelle d'observation est grande devant la taille caractéristique des grains.

Ces méthodes se sont développées avec l'amélioration des essais de caractérisation et permettent l'utilisation de modèles de comportement de plus en plus pointus dont les paramètres associés sont identifiés par des essais expérimentaux. Le travail de nombreux auteurs a permis de démontrer la pertinence de la modélisation de divers géomatériaux par une approche continue et ce, pour des sollicitations allant du chargement statique, à la dynamique transitoire. Néanmoins lors de chargements localisés, les phénomènes de fissuration et/ou fracturation restent difficiles à modéliser par une approche continue. Aussi, les grandes déformations ne peuvent être représentées qu'au prix d'un travail de remaillage qui peut être long et coûteux. Enfin, lorsqu'il s'agit d'étudier le comportement d'éléments granulaires et/ou des discontinuités de l'ordre de la taille d'une maille élémentaire d'un modèle continu, sa validité peut être discutée.

Développées plus récemment, les méthodes discrètes offrent une alternative ambitieuse pour la modélisation des milieux granulaires. Contrairement aux modèles continus classiques, dont les lois de comportement reposent sur des considérations macroscopiques, les approches discrètes se basent sur une description discontinue des matériaux dont le comportement est dicté par des lois d'interaction particulière à l'échelle du grain. Leur principal intérêt est de pouvoir rendre compte de tout ou partie des comportements particuliers (discontinuités, ruptures, réarrangement granulaire,...), associés aux milieux granulaires, à partir d'un nombre limité de paramètres. Compte tenu que la modélisation d'un ouvrage géotechnique ou d'un échantillon de sol nécessite la mise en place d'un grand nombre de particules, les méthodes discrètes n'ont connu un développement important que grâce à l'accroissement de la puissance des machines de calcul.

Dans le cadre de notre travail, la nature cellulaire (présence de discontinuités) des ouvrages d'étude et le caractère discret ou granulaire des matériaux mis en œuvre ont motivé le recours à une méthode discrète. A noter également que, pour ce type de modèle, les applications en dynamique restent également valables et la gestion du contact lors d'un impact est, de part le principe même de cette approche, grandement facilitée.

Nous rappelons ici que la modélisation d'impact de blocs sur une structure de protection sera conduite en associant les approches discrète et continue dans un même modèle couplé. La zone d'impact à géométrie cellulaire, constituée de matériaux

granulaires grossiers, concentre une grande partie des déformations. Le choix du modèle pour cette partie de l'ouvrage s'est alors porté sur un modèle discret.

A contrario, le remblai technique aval présente moins de discontinuités et est soumis à de plus faibles sollicitations ce qui a justifié l'utilisation d'un modèle continu dans le but de limiter la mise en place d'une approche discrète à la zone d'intérêt.

Dans ce chapitre, nous nous attachons à décrire la méthode discrète retenue pour la description fine du comportement des géomatériaux composites impactés. Dans un second temps, la procédure d'élaboration d'échantillons constitués d'un assemblage de particules discrètes a été précisée, avant de s'intéresser à la réalisation d'essais triaxiaux permettant leur caractérisation mécanique dans des conditions quasi-statiques.

Un travail important a également été consacré à l'influence conjuguée des propriétés géométriques de l'assemblage de particules et des lois de contact entre grains sur la réponse du modèle à une sollicitation triaxiale.

Enfin, quelques mots ont été réservés à la description succincte de la méthode continue retenue.

II. Modélisation numérique discrète

II.1. Présentation et description

II.1.1. Méthodes existantes

La description du contact entre deux sphères élastiques par Hertz [Hertz 1881] peut être vue comme un des travaux initiateurs dans le domaine de la mécanique discrète, mais ce n'est que dans la deuxième moitié du siècle dernier que les méthodes numériques discrètes ont pris leur essor avec notamment la croissance des puissances de calcul des ordinateurs.

Le principe de ces approches est de représenter le comportement d'un matériau par un ensemble de particules en interaction. Elles s'avèrent ainsi particulièrement bien adaptées à la modélisation de milieux granulaires et de discontinuités matérielles, et s'appliquent notamment pour des ouvrages présentant des zones de rupture et des déformations importantes.

Dans les domaines du génie civil et de la géotechnique, les méthodes discrètes sont aujourd'hui mises en œuvre pour des applications aussi nombreuses que variées : renforcement de sol par géosynthétiques [Le Hello 2007], impact sur mur en béton armé [Shiu et al. 2008], stabilité de massif rocheux [Duriez 2009],...

Les différentes méthodes existantes diffèrent principalement par le schéma de résolution employée, la forme des éléments et les lois d'interactions entre contact. Parmi cet ensemble de possibilités, deux grandes tendances se dégagent : les approches issues de la dynamique des contacts ou de la dynamique moléculaire, qui se différencient essentiellement par la déformabilité tolérée ou pas des contacts interparticulaires.

II.1.1.a. Dynamique des contacts

Dans l'approche de dynamique des contacts, initiée par Moreau et Jean [Jean et Moreau 1992] [Jean 1999], les particules sont considérées comme des blocs rigides indéformables, même au niveau du contact, si bien qu'elles ne peuvent s'interpénétrer (principe d'unilatéralité géométrique). Les interactions au niveau des contacts sont pilotées par des lois de chocs qui impliquent une discontinuité temporelle des vitesses et des forces [Figure 2-1]. Le système mécanique est alors dit non régulier et nécessite un schéma de résolution implicite. Ce type d'algorithme permet l'utilisation d'assez grand pas de temps mais nécessite un grand nombre d'opérations à chaque pas de calcul. Aussi, cette approche semble peu à même de modéliser le comportement élastique d'un matériau du fait de la condition d'unilatéralité.

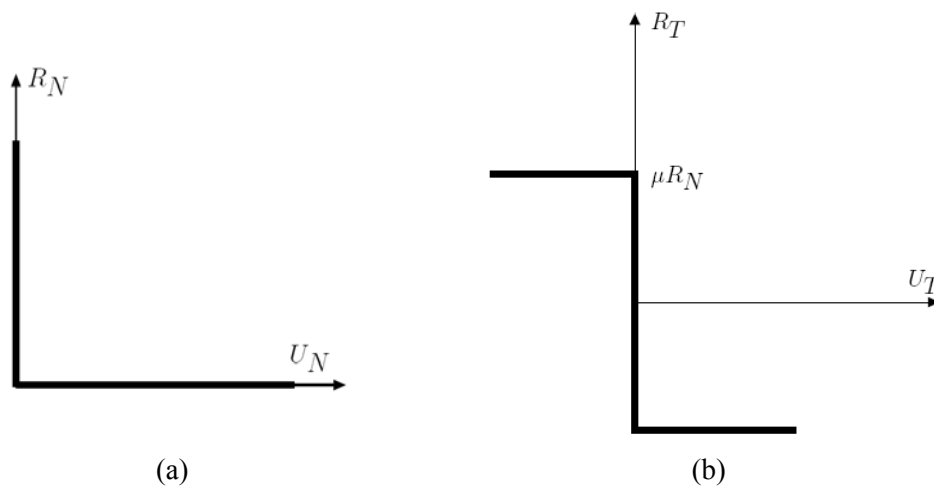


Figure 2-1 : Lois de contact normal (a) et de frottement sec (b) non régulières [Saussine 2004]. Avec R_N et R_T les composantes normale et tangentielle de la réaction, U_N et U_T les composantes normale et tangentielle de la vitesse relative entre particules et μ le coefficient de frottement.

II.1.1.b. Dynamique Moléculaire

La méthode dite « dynamique moléculaire » se base également sur des éléments indéformables mais qui sont susceptibles de s'interpénétrer légèrement au niveau d'un contact. Issue de la dynamique moléculaire, la Méthode des Eléments Discrets (MED) est introduite par Cundall en 1971 [Cundall 1971] pour le traitement de problèmes de mécanique des roches. Développée par la suite [Cundall et Strack 1979], elle est aujourd'hui la plus utilisée dans le domaine du génie civil.

L'interpénétrabilité tolérée entre les grains permet d'établir des lois régulières liant la force de réaction à l'interpénétration au niveau des contacts. De ce fait un algorithme de résolution explicite peut être adopté. Ce schéma, conditionnellement stable, requiert toutefois un pas de temps très petit pour assurer la convergence du calcul.

Initialement réservés au monde de la recherche, les codes de calcul éléments discrets ont fait leur apparition dans le commerce à l'image des logiciels *3DEC* et *PFC^{3D}*, tous deux fournis par l'éditeur *Itasca Consulting Group*. Ils permettent d'aborder un panel

de problématiques discrètes de mécanique des roches et des milieux granulaires par le traitement de l'interaction entre, respectivement, des blocs polyédriques ou des éléments sphériques.

La MED, et plus particulièrement le code de calcul PFC^{3D} (*Particle Flow Code in 3 Dimensions*), a été retenue dans le cadre de notre étude pour deux raisons principales : l'élasticité du matériau peut être facilement reproduite (propagation d'ondes) et la méthode reste applicable aussi bien pour des problèmes quasi-statiques que dynamiques. De plus la géométrie des ouvrages de protection et du chargement d'impact justifie le caractère tridimensionnel de la modélisation entreprise.

II.1.2. Principe de la MED

La MED telle qu'elle est utilisée dans le code PFC^{3D} permet de modéliser le comportement d'un ensemble de particules sphériques rigides qui interagissent entre elles par le biais d'interactions de contact calculées à partir des pénétrations admises entre sphères.

La résolution de ce problème au cours du temps est menée de manière cyclique [Figure 2-2] par la succession des phases suivantes :

- Détection des contacts à partir des positions connues des éléments discrets.
- Calcul des forces d'interaction des particules en contact.
- Calcul des positions et des vitesses des éléments discrets au pas de temps suivant par la double intégration du Principe Fondamental de la Dynamique.

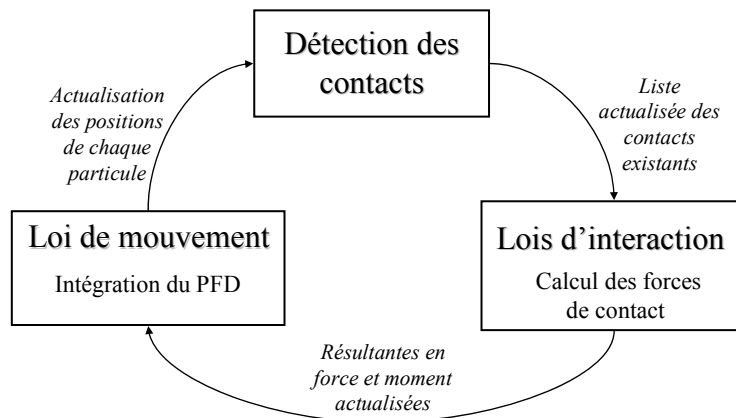


Figure 2-2 : Synthèse du cycle de calcul MED.

Loi de mouvement

La cinématique de chaque particule sphérique i est caractérisée à la fois par un mouvement de translation de son centre de gravité, décrit par sa position \vec{x}_i , sa vitesse

Chapitre 2 : Modélisation numérique des matériaux granulaires

\vec{x}_i et son accélération $\vec{\ddot{x}}_i$, et par un mouvement de rotation, décrit par sa vitesse angulaire $\vec{\omega}_i$ et son accélération angulaire $\vec{\dot{\omega}}_i$.

L'évolution dynamique du mouvement de chaque particule au pas de temps t est calculée en appliquant le Principe Fondamental de la Dynamique à partir des résultantes de force et de moment, comprenant les forces de contact ainsi que l'ensemble des efforts extérieurs.

$$\vec{F}_{\rightarrow i}(t) = m \cdot \vec{\ddot{x}}_i(t) \quad (2-1)$$

$$\vec{M}_{\rightarrow i}(t) = I_G \cdot \vec{\dot{\omega}}_i(t) \quad (2-2)$$

$$\text{Avec } I_G = \frac{2}{5} m R^2 \quad (2-3)$$

Où :

m est la masse de la particule i

I_G est le moment d'inertie passant par G d'un élément sphérique

R est le rayon de la particule i

$\vec{F}_{\rightarrow i}$ est la résultante des forces de contact et des forces extérieures appliquées à la particule i .

$\vec{M}_{\rightarrow i}$ est la résultante des moments, dus aux forces de contact et aux forces extérieures appliquées à la particule i .

Les positions et vitesses actualisées au pas de temps suivant $t+\Delta t$ sont obtenues ensuite par la simple et double intégration des équations [éq. (2-1) et (2-2)]. Cette résolution fait intervenir un algorithme de calcul effectué à chaque intervalle de temps Δt , qui repose sur un schéma explicite aux différences finies centrées d'ordre un.

Les vitesses de translation et de rotation exprimées au demi intervalle $t+\Delta t/2$ s'écrivent alors :

$$\vec{\dot{x}}_i(t + \Delta t/2) = \vec{\dot{x}}_i(t - \Delta t/2) + \vec{\ddot{x}}_i(t) \cdot \Delta t \quad (2-4)$$

$$\vec{\dot{\omega}}_i(t + \Delta t/2) = \vec{\dot{\omega}}_i(t - \Delta t/2) + \vec{\dot{\omega}}_i(t) \cdot \Delta t \quad (2-5)$$

Finalement, les vitesses de translation servent à l'actualisation de la position des particules [éq. (2-6)]. Il s'en suit alors un nouvel état de l'assemblage nécessitant une mise à jour des contacts existants entre grains.

$$\vec{x}_i(t + \Delta t) = \vec{x}_i(t) + \vec{\dot{x}}_i(t + \Delta t/2) \cdot \Delta t \quad (2-6)$$

L'intérêt d'un tel schéma numérique est son efficacité, dans le sens où contrairement à un schéma implicite il ne nécessite pas d'inversions de matrices (coûteuses en nombre d'opérations et en mémoire). Cependant pour s'assurer de la stabilité de cette méthode, il conviendra de vérifier que les conditions de convergence sont respectées.

Détection de contact

Au cours d'une simulation, le déplacement des particules discrètes engendre la création ou la disparition de contacts au sein d'un échantillon. Il convient alors, à partir de la position de l'ensemble des éléments discrets, d'actualiser la liste des contacts à chaque début de cycle. Dans le cas le plus simple, où le modèle est constitué d'éléments sphériques sans considération d'interaction à distance, deux sphères sont en contact si la distance entre leur centre est inférieure à la somme de leur rayon. Pour les formes autres que sphériques la procédure de détection de contact se complique avec l'irrégularité de la géométrie de l'élément. A noter également que pour des surfaces concaves l'unique contact ponctuel sphère-sphère peut laisser place à des contacts multiples, linéiques ou surfaciques.

Dans le cycle de la MED, la détection de contact occupe une part importante du temps de calcul. Ce constat est d'autant plus vrai si l'ensemble des contacts potentiels entre toutes les particules est systématiquement vérifié.

Dans le but de diminuer le temps alloué à la détection de contact, certains auteurs se sont attachés à trouver des voies d'optimisation à cette procédure. Deux méthodes sont couramment mises en place : la première consiste à rechercher les particules en contact avec une particule de référence parmi la liste de ses plus proches voisins (présents dans un rayon d'interaction par exemple).

La seconde approche repose sur la décomposition de l'espace en une grille [Figure 2-3], les contacts associés à une particule sont alors recherchés parmi les particules présentes dans la même maille ou dans une maille voisine.

Dans notre cas, le code *PFC^{3D}* utilise la méthode de subdivision par grille dans sa procédure de détection de contacts.

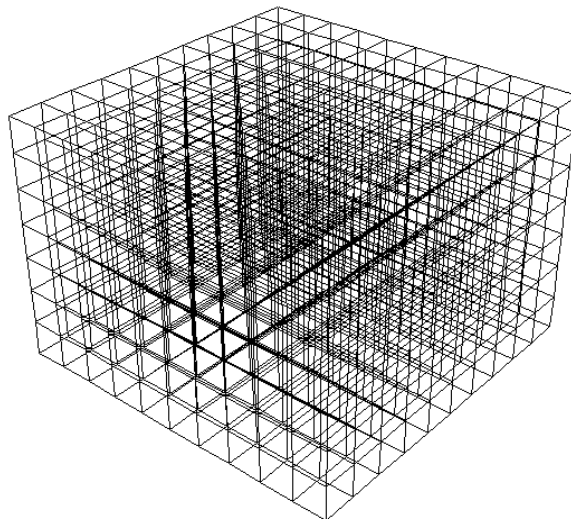


Figure 2-3 : Représentation du partitionnement par grille pour optimiser la procédure de détection de contacts.

II.1.3. Modèles d'interaction

Dans la MED, le comportement macroscopique d'un assemblage de grains est conditionné par les lois d'interaction implémentées à chaque contact et par l'agencement initial des particules. La force de la MED est de permettre de simuler des comportements macroscopiques complexes à partir de modèles de contact très simples. Ces lois s'expriment le plus souvent en fonction de l'interpénétration et du déplacement relatif entre particules et sont définies de manière générale pour les géomatériaux par : un modèle de raideur, un modèle de glissement et éventuellement un modèle de cohésion.

Dans le domaine des éléments discrets de nombreux modèles de contact ont été développés en allant des plus simples, s'appuyant sur des considérations élastiques linéaires, jusqu'aux plus avancés (élasticité non linéaire, elasto-plasticité [Luding 2005], viscosité [Iwashita et Oda 2000],...). De même, certains auteurs ne se limitent pas au traitement de l'interaction entre particules qui se recouvrent localement, mais l'étendent aux éléments non en contact en introduisant la notion de rayon d'interaction.

Dans la suite, la présentation s'est focalisée sur les modèles qui ont été mis en œuvre dans notre travail. En parallèle, quelques remarques ont été apportées sur les autres approches à titre d'information et de comparaison avec les éléments présentés.

II.1.3.a. Raideurs de contact

Contact à raideur constante

Les particules sphériques i et j , sont reliées par des ressorts en parallèle (K_n, K_s) [Figure 2-5], placés respectivement dans les directions normale \vec{n} et tangentielle \vec{t} au contact [Figure 2-4].

La force normale F_n est calculée à partir de l'interpénétration notée U_n :

$$F_n = K_n \cdot U_n \quad (2-7)$$

Tandis que la force tangentielle F_s est calculée à chaque pas de temps de manière incrémentale en fonction de l'incrément de déplacement tangentiel relatif, noté ΔU_s , entre les deux particules :

$$\Delta F_s = K_s \cdot \Delta U_s \quad (2-8)$$

Les raideurs des contacts K_n et K_s sont définies [éq. (2-9) et (2-10)] en fonction des raideurs associées à chaque particule : (k_n^i, k_s^i) pour la particule i , et (k_n^j, k_s^j) pour la particule j .

$$K_n = \frac{k_n^i \cdot k_n^j}{k_n^i + k_n^j} \quad (2-9)$$

$$K_s = \frac{k_s^i \cdot k_s^j}{k_s^i + k_s^j} \quad (2-10)$$

En l'absence de cohésion, les forces de contact normale et tangentielle ne sont définies que lorsque l'interpénétration inter particulaire est effective, c'est à dire lorsque le contact est en compression.

Notations : Lors de la présentation de nos modèles on adoptera parfois comme paramètres, le module de rigidité du contact E_c et le coefficient adimensionnel α pour caractériser les raideurs élastiques.

$$k_n^i = E_c^i \cdot R_i \quad (2-11)$$

$$\alpha_i = \frac{k_s^i}{k_n^i} \quad (2-12)$$

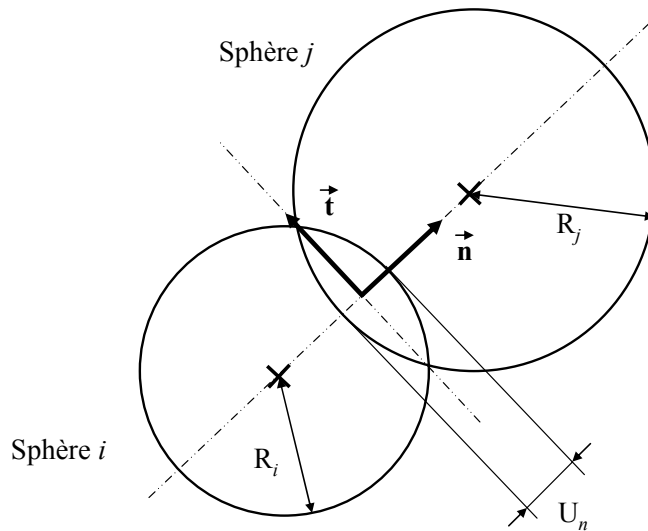


Figure 2-4 : Géométrie du contact présentant une superposition des particules.

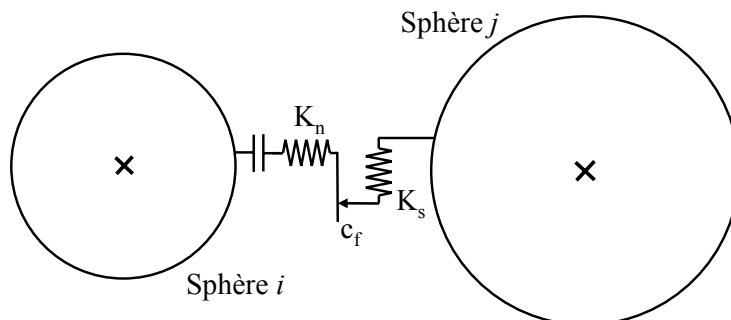


Figure 2-5 : Représentation schématique d'un contact frottant non cohésif.

Contact de Hertz-Mindlin

Alternativement à l'approche avec raideurs constantes, le modèle de Hertz-Mindlin [Mindlin et Deresiewicz 1953] utilise des relations non linéaires qui s'expriment en fonction du module de cisaillement et du coefficient de Poisson des sphères élastiques en contact. Ces relations rendent compte de l'augmentation de la surface de contact avec la force.

Les raideurs, fonction de l'interpénétration, nécessitent d'être actualisées à chaque pas de temps ce qui s'avère être coûteux d'un point de vue calculatoire. Cundall [Cundall 1988] montre que les raideurs constantes, plus simples à mettre en place, permettent d'atteindre des comportements macroscopiques équivalents pour des applications quasi-statiques.

II.1.3.b. Glissement

Dans la direction tangentielle, une loi de frottement de type Coulomb est introduite pour limiter la force tangentielle [Figure 2-5]. Un patin frottant caractérisé par le coefficient de frottement c_f est alors mis en série avec la raideur tangentielle K_s . Il définit ainsi la limite de glissement au niveau du contact, et plus généralement la résistance d'un matériau purement frottant d'un point de vue macroscopique.

La condition de frottement s'écrit en fonction de l'effort normal F_n et du coefficient de frottement c_f , qui est pris égal au minimum des coefficients de frottement des deux éléments en contact.

$$|F_s| \leq c_f \cdot F_n \tag{2-13}$$

Le modèle de comportement adopté pour la modélisation des contacts dans un matériau purement pulvérulent est synthétisé [Figure 2-6].

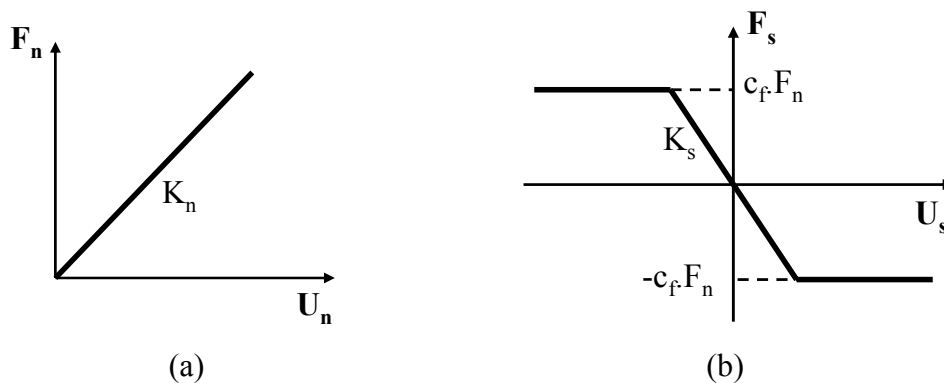


Figure 2-6 : Lois d'interaction : élastique linéaire dans la direction normale (a) et linéaire élastique parfaitement plastique dans la direction tangentielle (b).

II.1.3.c. Cohésion et traction

Pour la modélisation de matériaux cohésifs, il est également possible de représenter le comportement en traction par des liaisons déformables susceptibles de se rompre. Là aussi, il existe dans la littérature un grand nombre de modèles. Le plus simple consiste à considérer une cohésion de contact dans les deux directions du contact sans modification des raideurs associées. Lorsque la force de contact atteint la résistance limite en traction, le contact est perdu : la rupture est dite fragile.

Il est également possible d'introduire une raideur propre au mode de traction K_t , et d'y associer une rupture fragile ou ductile, avec ou sans adoucissement [Itasca 2006 b] [Figure 2-7].

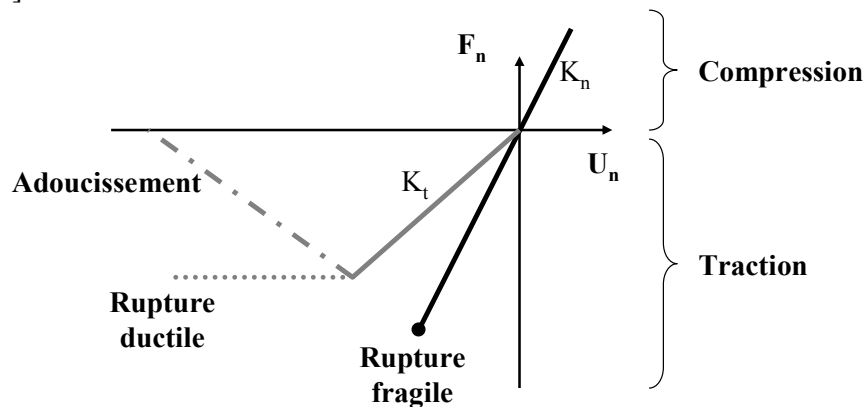


Figure 2-7 : Illustration de lois de traction.

Un autre type de liaison : « *parallel bond* » [Itasca 2006 b] prend en compte une cimentation du contact autorisant ainsi la transmission d'efforts de flexion en plus des efforts de traction et de cisaillement.

Dans la direction tangentielle, un terme faisant intervenir une cohésion peut également être ajouté aux efforts de frottement dans l'expression de la force limite tangentielle [éq. (2-13)].

Nous nous sommes focalisés essentiellement sur le comportement des matériaux pulvérulents, c'est pourquoi ce type d'interaction n'a pas été plus détaillé dans ce chapitre. Le lecteur pourra cependant se reporter, entre autres, aux travaux de Deluzarche [Deluzarche et Cambou 2005] (cohésion entre particules) ou Hentz [Hentz et al. 2004] (comportement du béton) pour illustrer l'emploi de contact cohésif dans un milieu granulaire.

II.1.4. Morphologie des éléments et limitation des rotations

L'élément de base utilisé dans les méthodes discrètes est régulièrement de forme sphérique car elle présente l'avantage de faciliter à la fois la procédure de détection de contact, ainsi que l'écriture du Principe Fondamental de la Dynamique pour chaque élément (pas de moment engendré par une force normale au contact, et moment d'inertie unique pour une sphère). La forme des particules a une conséquence directe

sur le comportement des matériaux modélisés, et s'avère être limitant d'un point de vue de la résistance au cisaillement notamment. Dans un assemblage de sphères, le roulement entre particules est tel qu'il est difficile de simuler un matériau, de type sol graveleux ou sableux par exemple, présentant un angle de frottement macroscopique important [Bardet 1994].

Dans les géomatériaux, les grains ne peuvent vraisemblablement pas rouler les uns sur les autres en raison du caractère rugueux de leur surface. En modélisation, de nombreux développements ont été menés dans le but de limiter les rotations dans un assemblage de grains. Les principales approches reposent sur :

- le blocage des rotations
- l'utilisation de particules élémentaires non sphériques
- l'utilisation de *clumps*
- le contrôle du moment

Blocage des rotations

Une des premières solutions consiste à venir bloquer les rotations des sphères de tout ou partie des éléments discrets afin de limiter ou empêcher le phénomène de roulement grain-grain. Cette technique permet d'augmenter significativement la résistance des échantillons [Calvetti et al. 2003] mais pose le problème de la représentativité physique de cette hypothèse.

Éléments non sphériques

Les éléments de forme ellipsoïdique, polyédrique,... en lieu et place des éléments sphériques permettent d'introduire de l'angularité et/ou des contacts multiples entre éléments. Ces éléments de forme complexe peuvent être générés dans le but de représenter la morphologie réelle d'un grain [Saussine 2004] ou non [Calvetti 1998] [Figure 2-8].

En conséquence, la procédure de contact et le calcul de la résultante des moments sont considérablement alourdis.

Clumps

De manière concurrente, l'utilisation de *clumps* (agglomérats de particules sphériques rigides et non sécables) permet de travailler avec des agrégats de formes complexes en s'affranchissant des problèmes de détection de contact. De manière analogue à l'approche précédente, les *clumps* peuvent s'apparenter à la forme des grains étudiés ou bien être seulement présents dans le modèle pour apporter une angularité géométrique suffisante pour modéliser des angles de frottement importants.

Le code de calcul utilisé *PFC^{3D}*, ne permet pas de traiter des formes de particules élémentaires autres que sphériques mais autorise toutefois l'utilisation de *clumps* composés de sphères.

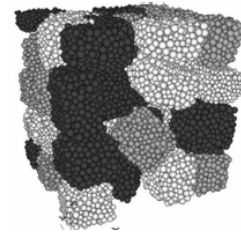
Il est également possible de prendre en compte la rupture dans ces agglomérats pour simuler la fracturation d'un bloc rocheux par exemple [Thornton et Liu 2004] [Deluzarche 2004]. Dans cette configuration le terme de *cluster* est plus couramment usité.

Contrôle du moment

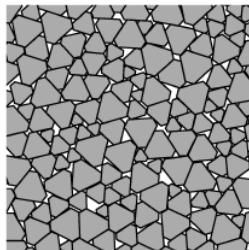
En conservant la géométrie circulaire (2D) des éléments, Iwashita et Oda [Iwashita et Oda 1998] ont initié le travail sur la résistance au roulement pour prendre en compte le caractère surfacique, et non ponctuel, d'un contact grain-grain réel. Cette loi étendue en 3D par Plassiard [Plassiard 2007], gère le transfert de moments (Loi de Transfert du Moment – LTM) entre particules par le biais d'une loi élasto-plastique en rotation. En introduisant deux paramètres additionnels caractérisant la rigidité de rotation et la rotule plastique dans la LTM, Plassiard parvient à reproduire de manière satisfaisante la réponse de géomatériaux sous sollicitation triaxiale quasi-statique.



[Saussine 2004]

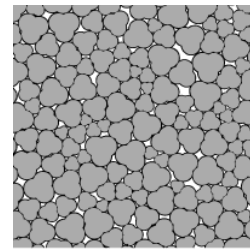


[Bertrand et al. 2005]



[Szarf et al. 2009]

(a)



[Szarf et al. 2009]

(b)

Figure 2-8 : Éléments non sphériques (a) et clumps (b) représentant la morphologie réelle d'un grain ou non.

II.1.5. Conditions de convergence

La stabilité du schéma explicite utilisé pour la discrétisation de l'équation de la dynamique est conditionnée par le respect des conditions de convergence : détermination du pas de temps critique et ajout d'une source de dissipation d'énergie.

II.1.5.a. Pas de temps

Pas de temps critique

L'intégration temporelle des lois de mouvement par un schéma de résolution explicite, conditionne la stabilité de la réponse numérique à l'utilisation d'un pas de temps inférieur au pas de temps critique, qui peut être relié à la plus petite période propre du système mécanique. La détermination de l'ensemble des périodes propres d'un modèle discret n'est pas envisageable. Pour estimer le pas de temps critique, la période propre de chaque particule pour ses différents degrés de liberté est évaluée, en faisant l'hypothèse que ceux-ci sont indépendants. A chaque pas de calcul, les raideurs apparentes en translation k^{trans} et rotation k^{rot} sont estimées pour chaque élément.

La valeur du pas de temps critique $\Delta t_{critique}$ est alors choisie comme étant la fraction ξ du minimum des périodes propres calculées pour tenir compte des incertitudes dues à la méthode. Un coefficient de l'ordre de $\xi = 0,7$ est couramment retenu pour des applications statiques. En dynamique ce coefficient pourra être réduit et de manière générale devra être testé.

$$\Delta t_{critique} = \xi \cdot \min \left(\sqrt{m/k^{trans}} ; \sqrt{I_G/k^{rot}} \right) \quad (2-14)$$

Pour illustrer l'importance du choix du pas de temps, Duriez [Duriez 2009] étudie son influence à partir d'un système composé d'une masse et d'un ressort.

Differential density scaling

Lors des simulations dynamiques, la donnée temporelle utilisée dans la résolution de l'algorithme mis en place à un vrai sens physique. Par contre lorsque qu'il s'agit d'étudier une sollicitation de type quasi-statique, une procédure (*Differential density Scaling* [Itasca 2006 b]) est implémentée dans PFC^{3D} permettant de travailler avec un pas de temps unitaire non physique. Pour cela, les masses inertielles sont modifiées pour l'ensemble des particules du système sans toucher pour autant à la charge gravitationnelle appliquée à chacune d'elles.

II.1.5.b. Amortissement

Dans un matériau granulaire l'énergie engendrée par une sollicitation est dissipée par des phénomènes irréversibles comme le frottement, la plastification ou la fracturation du matériau, l'attrition (abrasion) au niveau des contacts, l'existence de comportements visqueux, ... ou bien encore diffusée par émission d'ondes élastiques.

Dans le modèle de matériau pulvérulent présenté précédent, la seule source de dissipation provient du frottement entre grains, si bien que pour de faibles sollicitations le comportement reste élastique et l'énergie est piégée indéfiniment. L'ajout d'un amortissement numérique (non physique) permet de pallier ce manquement du modèle et d'atteindre un état d'équilibre.

Autre motivation, la méthode numérique employée (MED) reposant sur les équations de la dynamique, l'introduction d'amortissement a pour conséquence de gommer la réponse dynamique transitoire du modèle pour des applications quasi-statiques et permet d'atteindre un équilibre en un nombre limité de cycles de calcul.

Amortissement visqueux

L'amortissement visqueux issu de la théorie de Kelvin-Voigt, peut être introduit localement au niveau de chaque contact en ajoutant des amortisseurs en parallèle aux raideurs normale, tangentielle et même de rotation [Iwashita et Oda 1998] [Figure 2-9].

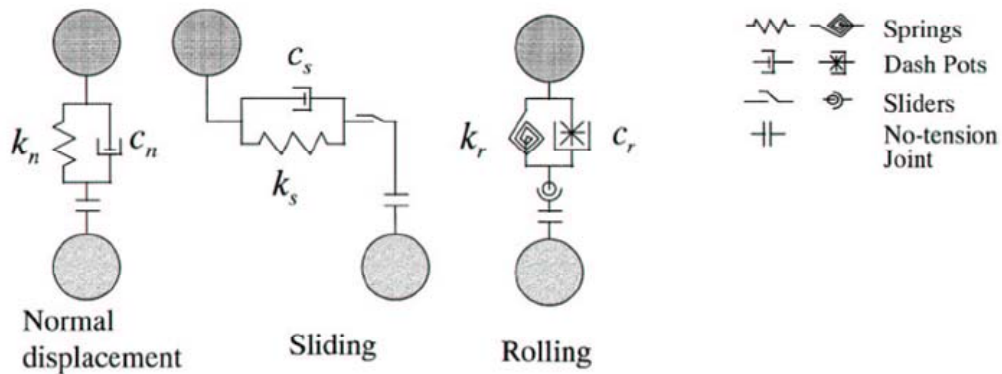


Figure 2-9 : Modèle d'amortissement visqueux appliqué dans la direction normale, dans l'axe de glissement et pour le mode de roulement [Iwashita et Oda 2000].

En agissant directement sur les vitesses relatives entre particules, la mise en place de ce type d'amortissement influe sur la réponse du modèle et nécessite d'être justifiée par la mise en évidence du caractère visqueux du comportement.

Il est à noter également que l'amortissement visqueux en augmentant les raideurs locales apparentes, entraîne une diminution du pas de temps critique [Itasca 2006 b].

Amortissement local (Cundall)

Cundall [Cundall 1987] propose un amortissement non visqueux, nommé amortissement local, qui agit non pas sur les vitesses, mais uniquement sur les phénomènes inertiels. Une force d'amortissement $\overrightarrow{Fa_{\rightarrow i}}$ (respectivement moment d'amortissement $\overrightarrow{Ma_{\rightarrow i}}$), en fonction du signe de la vitesse, s'ajoute à la résultante en force (respectivement résultante en moment) dans les lois de mouvement. Les équations (2-1) et (2-2) s'écrivent alors :

$$\overrightarrow{F_{\rightarrow i}}(t) + \overrightarrow{Fa_{\rightarrow i}}(t) = m \cdot \overrightarrow{\ddot{x}_i}(t) \quad (2-15)$$

$$\overrightarrow{M}_{\rightarrow i}(t) + \overrightarrow{Ma}_{\rightarrow i}(t) = I_G \cdot \overrightarrow{\dot{\omega}}_i(t) \quad (2-16)$$

$$\text{Avec, } \overrightarrow{Fa}_{\rightarrow i}(t) = -\lambda_a \left| \overrightarrow{F}_{\rightarrow i}(t) \right| \frac{\overrightarrow{\dot{x}}_i(t)}{\left| \overrightarrow{\dot{x}}_i(t) \right|} \quad (2-17)$$

$$\text{Et, } \overrightarrow{Ma}_{\rightarrow i}(t) = -\lambda_a \left| \overrightarrow{M}_{\rightarrow i}(t) \right| \frac{\overrightarrow{\omega}_i(t)}{\left| \overrightarrow{\omega}_i(t) \right|} \quad (2-18)$$

λ_a est le coefficient d'amortissement local (adimensionnel) compris entre 0 et 1. Les forces et moments d'amortissement tendent alors à s'opposer au sens du mouvement, et sont nuls en régime permanent même si les vitesses sont non nulles. L'amortissement local peut être vu comme un artifice numérique et ne repose pas sur un phénomène physique avéré. En ce sens, il est nécessaire de veiller à ce qu'il n'affecte pas de manière significative les résultats de simulation. Pour des problématiques quasi-statiques un coefficient de $\lambda_a = 0,7$ est une valeur couramment utilisée. En dynamique, son utilisation est discutable, une très faible valeur de λ_a peut cependant être retenue pour limiter les vibrations.

II.1.6. Conditions aux limites

Dans un modèle numérique les conditions limites et le chargement (mis à part les forces de volumes) sont appliqués aux frontières du modèle, soit par l'intermédiaire de particules discrètes que l'on peut piloter éventuellement en effort ou en déplacement, soit en introduisant des éléments particuliers (membranes, parois) au niveau des frontières.

Comme exemple de chargement, on peut citer la simulation d'impact de bloc sur un échantillon où le chargement est généré par le contact entre particules [Calvetti 1998], ou bien encore, comme conditions aux limites, la construction d'une membrane constituée d'éléments discrets sphériques, enveloppant un échantillon lors d'un essai bi-axial de révolution [Fazekas et al. 2005].

Toujours dans le cadre d'essais bi-axiaux de révolution, les membranes souples (modèle continu aux éléments finis) présentent un intérêt particulier dans la reproduction des conditions expérimentales [Salot 2007].

Un autre type d'élément est plus simplement et plus couramment mis en œuvre pour assurer la gestion des chargements et conditions aux limites. Il s'agit de parois rigides (*wall* dans *PFC^{3D}*), définies par des rigidités normale et tangentielle ainsi qu'un coefficient de frottement. Les parois sont non massives et ne sont pas soumises à l'application du Principe Fondamental de la Dynamique. Elles peuvent être fixées ou bien pilotées en vitesse. Il est également possible de contrôler un état de contraintes en ajustant, par une procédure d'asservissement, la position des parois en fonction de la force mesurée sur chacune d'entre elles.

Les parois rigides présentent l'intérêt de rester simple de programmation et d'utilisation par rapport à d'autres éléments structurels (membrane) et permettent de s'affranchir de la rugosité apportée par une frontière constituée de particules discrètes. Elles seront mises en œuvre dans notre travail, notamment pour la simulation d'essais triaxiaux.

II.2. Génération et caractérisation d'un échantillon discret

Dans une approche continue, le maillage du modèle n'a pas de signification physique, sa discrétisation doit seulement être suffisamment fine pour reproduire les phénomènes ondulatoires souhaités ou atteindre une précision suffisante. Le maillage fixé, la réponse d'un modèle à une sollicitation donnée dépend uniquement de la loi de comportement associée à chacun de ses composants.

Dans un modèle discret, le comportement mécanique d'un échantillon est fonction, bien évidemment, des paramètres micro-mécaniques des particules élémentaires, mais aussi de la structure géométrique même des assemblages de particules. Ces assemblages sont caractérisés par la forme des grains, la granulométrie (distribution des tailles) et la porosité ou l'état de compacité du milieu.

Dans une démarche de modélisation d'ouvrage géotechnique, il n'est pas envisageable de représenter, ni la totalité ni même la forme des grains qui le composent. Ainsi, dans notre approche, la discrétisation spatiale ne consiste pas à associer une particule élémentaire discrète à un grain réel de géomatériau, mais plutôt d'élaborer des échantillons numériques structurellement capables de reproduire le comportement de géomatériaux de type sols, à l'échelle macroscopique, tout en s'appuyant sur un modèle qui conserve la nature granulaire du milieu.

Pour travailler avec un modèle discret applicable d'un point de vue comportemental à l'échelle du matériau et à l'échelle d'un ouvrage, il est nécessaire de disposer d'une procédure de génération d'échantillons qui soit répétable, qui permette de contrôler la porosité de l'assemblage de particules et enfin qui n'induisse ni hétérogénéités ni orientations particulières (anisotropie).

II.2.1. Procédures de génération

II.2.1.a. Méthodes existantes

La première étape d'une modélisation discrète consiste à créer un assemblage de particules discrètes. Différentes techniques coexistent selon les auteurs et peuvent être classées parmi les méthodes reposant sur : des considérations géométriques, le dépôt gravitaire, la compression isotrope ou le grossissement des grains.

Les méthodes géométriques reposent sur la mise en place de particules suivant un maillage défini : maillage Cubique à Face Centrée [Jodrey et Tory 1985], ou maillage tétraédrique [Jerrier et al. 2009] par exemple. Ces procédures présentent l'intérêt d'être extrêmement rapides mais offrent peu de garanties quant au contrôle de la porosité finale. De plus, elles restent plutôt adaptées à l'utilisation de particules sphériques. Il est possible de pallier la génération d'échantillons trop lâches par cette méthode en ajoutant en fin de construction une phase de compression isotrope pour les compacter [Sibille 2006].

Inspirée de la méthode expérimentale de pluviation, ou par le dépôt de strates sédimentaires, la méthode de dépôt par gravité consiste à former un échantillon en laissant chuter les particules sous leur poids propre dans une boîte. Le difficile contrôle de la surface libre peut représenter un inconvénient de cette méthode. La procédure par

dépôt peut engendrer une anisotropie au niveau des contacts [Bourrier 2008] mais correspond à une certaine réalité physique.

Les méthodes de compression isotrope et de grossissement des grains [Potyondi et al. 1996] sont des procédures dites dynamiques car elles mettent à contribution le cycle de calcul des logiciels discrets et sont déjà de véritables simulations.

Dans les deux cas, les particules sont initialement disposées dans une boîte rigide dans un état de compacité très lâche (les particules sont libres). La compaction de l'échantillon a lieu dans la première approche en réalisant une compression isotrope par déplacements des parois de la boîte rigide. Pour la seconde approche, la diminution de la porosité est assurée par une augmentation progressive du rayon des particules.

La méthode par compaction a tendance à davantage densifier les particules présentes à proximité des bords de l'échantillon, notamment en présence d'un coefficient de frottement non nul qui favorise la reprise des contraintes, par des chaînes de force, en périphérie d'échantillon au détriment de son cœur. Autre inconvénient, les dimensions de l'échantillon ne sont pas imposées par le modélisateur mais sont le résultat de la phase de compression.

La méthode de grossissement permet elle d'atteindre, par l'augmentation du rayon de l'ensemble des particules, un état particulièrement homogène et isotrope de l'échantillon.

Il est à noter que l'état de compacité maximale dans ces procédures est obtenu pour un coefficient de frottement nul entre particules. L'introduction d'un frottement non nul permet d'obtenir des états de compacité plus lâches.

II.2.1.b. Méthode de grossissement des particules

Dans le but de pouvoir imposer la forme, tout en contrôlant la porosité et en garantissant une certaine homogénéité et isotropie de l'échantillon généré, nous avons mis en place une méthode de grossissement des particules avec un coefficient de frottement fixé. Ce processus s'inspire des travaux de Potyondi [Potyondi et al. 1996] mais surtout de la méthode d'Expansion de Rayon puis Diminution du Frottement (E.R.D.F.) [Chareyre et Villard 2003].

Ainsi, l'élaboration d'un échantillon discret est menée en abordant les différentes phases suivantes :

- Le volume de l'échantillon est délimité par des éléments murs rigides qui resteront fixés pendant la totalité de la procédure. L'échantillon peut être de forme quelconque même si nous sommes limités à des volumes de forme parallélépipédique.
- L'ensemble des particules du modèle est généré dans l'espace défini par les murs, et est affecté d'un rayon réduit par rapport à la valeur finale attendue de telle sorte qu'il n'y ait pas de contact entre les éléments. La répartition des tailles doit respecter la granulométrie imposée. Les raideurs normale et tangentielle sont choisies, en retenant des valeurs proches de celles utilisées lors de la simulation physique.

Un coefficient de frottement c_f^* est également défini pour l'ensemble des particules. Plus la valeur imposée est faible plus l'échantillon final obtenu sera dans un état de compacité dense.

- La phase suivante consiste à augmenter progressivement le rayon des particules pour densifier l'échantillon, en multipliant à chaque itération les rayons par un coefficient multiplicateur χ_R ($1 < \chi_R \leq 1,0001$) qui tend vers 1 lorsque l'on s'approche du critère d'arrêt. Avec le grossissement de leur rayon, les particules rentrent en contact, engendrant alors une réorganisation de l'échantillon. Le facteur affecté au grossissement des rayons doit rester très petit, et les phases de grossissement doivent être entrecoupées d'étapes de stabilisation pour s'assurer que l'échantillon reste dans un état proche de l'équilibre pendant toute la procédure.
- Critère d'arrêt : la procédure prend fin lorsque la contrainte mesurée sur les parois atteint une valeur limite σ_{lim} définie ($\sigma_{lim} = 1$ kPa par exemple).

La procédure mise en place est applicable aussi bien à des *clumps* qu'à des éléments discrets sphériques.

II.2.2. Granulométrie

Nous rappelons ici que l'utilisation d'une approche discrète de calcul n'implique pas nécessairement de devoir représenter ni la forme réelle, ni le nombre de grains présents dans un géomatériau de type sol. Cette démarche ne serait d'ailleurs pas envisageable d'un point de vue de la puissance des machines de calcul utilisées.

La forme, la distribution et le nombre d'éléments sont alors choisis dans le but de disposer d'un échantillon capable de reproduire le comportement mécanique des matériaux granulaires de type sol.

Pour ce qui est de la forme des particules, nous nous sommes exclusivement intéressés aux particules sphériques (éléments de base dans le logiciel *PFC^{3D}*) mais leur utilisation a été étendue le plus souvent aux agglomérats rigides de type *clumps* dans le but de simuler une angularité plus importante dans notre modèle.

Il existe une infinité de *clumps* possibles qui se différencient par le nombre de particules, leur taille relative, leur agencement et leur espacement [Salot 2007].

Dans cette section nous nous sommes limités à des *clumps* de deux ou quatre éléments dont les particules sont toutes de même dimension et qui ne se superposent ni se disjointent [Figure 2-10].

D'après plusieurs auteurs, un échantillon constitué de sphères, dont la distribution est monodisperse, a tendance à s'organiser selon un réseau cristallin, induisant alors une anisotropie marquée dans son comportement. Pour s'affranchir de ce cas limite, des éléments de tailles différentes sont quasi-systématiquement introduits lorsqu'il s'agit de modéliser des géomatériaux. Dans la littérature, on rencontre des distributions polydisperses [Caudron 2007] ainsi qu'un grand nombre de distributions continues qui reposent sur une répartition équiprobable des particules dans un intervalle

[Duriez 2009], une répartition normale [Bertrand 2006], ou bien encore basée sur une granulométrie réelle [Sibille 2006].

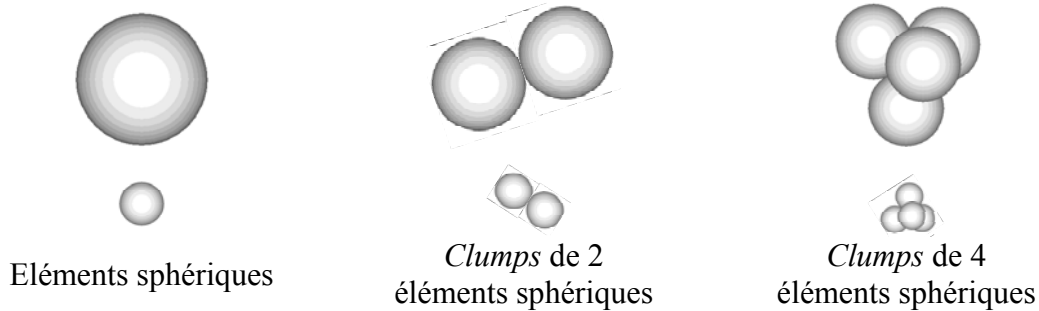


Figure 2-10 : Représentation des différents types d'éléments utilisés. Le facteur d'échelle entre les particules représentées est de l'ordre de 3.

Pour l'ensemble des simulations réalisées dans ce travail, la granulométrie des échantillons générés repose sur une distribution normale (ou gaussienne) des particules, caractérisée par son espérance μ et un écart type σ . La densité de probabilité $p(R)$ de la variable « Rayon R » des particules est donnée par :

$$p(R) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{R-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad (2-19)$$

La valeur de l'écart type rend compte de la plage de valeur que peut prendre le rayon des particules : plus l'écart type est faible et plus la plage des rayons est concentrée autour de la valeur moyenne et vice versa [Figure 2-11].

A partir de la loi normale retenue, on définit les rayons minimum R_{min} et maximum R_{max} tels que plus de 94 % (arbitraire) des particules soient comprises dans l'intervalle $[R_{min}; R_{max}]$. L'intervalle $[R_{min}; R_{max}]$ est alors partitionné en dix pas réguliers, dont la probabilité d'occurrence est définie par la loi normale [Figure 2-12].

La notion de rayon minimum R_{min} est introduite pour éviter de générer dans l'échantillon, des sphères de très petite dimension qui engendrent un pas de temps critique réduit et par conséquent un allongement important des temps de simulation.

L'influence de la granulométrie (discrétisation, forme et distribution) sera évaluée, par la suite, à la fois sur les caractéristiques des échantillons générés et sur leur réponse à une sollicitation mécanique.

Le choix de ce type de distribution est inspiré de la granulométrie réelle donnée pour le matériau de remplissage de gabions et présentée dans les travaux de Lambert et Bertrand [Bertrand 2006].

Par extension, si la distribution normale des particules ne présente pas de contre indication particulière à la représentation du comportement mécanique des géomatériaux, elle pourra également être utilisée pour les autres matériaux mis en œuvre.

II.2.3. Caractéristiques des échantillons

Un échantillon peut finalement être défini par une forme d'élément, une distribution des tailles, sa discrétisation (nombre d'éléments) et sa porosité n . Dans la procédure mise en place, la porosité n'est pas imposée, mais peut être vue comme le résultat de la simulation qui est pilotée par le coefficient de frottement inter particulaire introduit.

En fin de procédure de génération, l'état de l'échantillon peut être évalué en mesurant sa porosité finale, mais aussi en étudiant les contacts générés entre particules (nombre et distribution des contacts).

Cette analyse permettra de s'assurer à minima que la procédure de génération adoptée est reproductible, ne génère pas de direction privilégiée (isotropie) et que la densité de particules et de contacts est homogène dans l'ensemble de l'échantillon.

L'influence du frottement et de la granulométrie sur l'échantillon sera également évaluée.

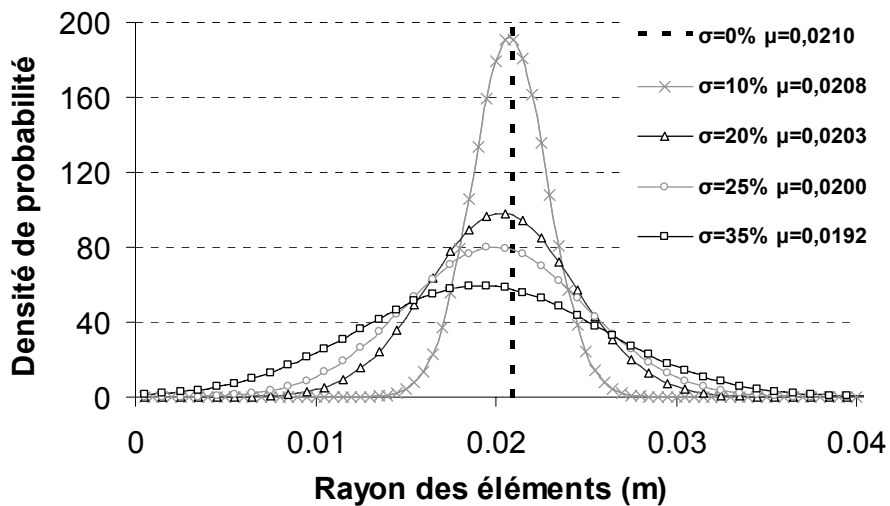


Figure 2-11 : Lois normales dont l'écart type varie de $\sigma = 0 \%$ à 35% pour définir la distribution des rayons d'un échantillon composé de 8000 *clumps* de 2 éléments sphériques.

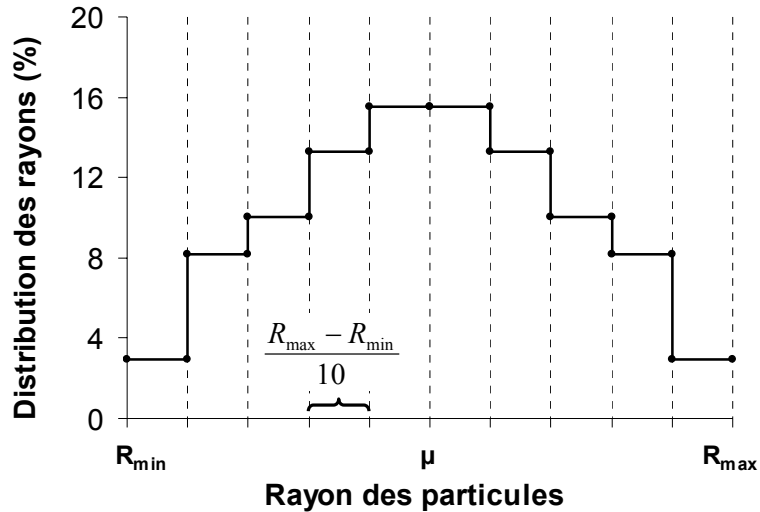


Figure 2-12 : Distribution discrétisée des rayons, bornée à l'intervalle $[R_{min}; R_{max}]$, et basée sur une loi normale.

II.2.3.a. Homogénéité et isotropie

Homogénéité

Pour qualifier l'homogénéité des échantillons générés avec la procédure de grossissement du rayon, les contacts et les chaînes de forces sont représentés pour deux coupes horizontale et verticale [Figure 2-13]. Chaque segment rend compte de la direction et de l'intensité de la force au niveau de chaque contact. L'orientation des contacts ne semble pas suivre une direction privilégiée, et l'intensité des efforts, variable d'une particule à l'autre, ne permet pas de mettre en avant une zone de l'échantillon notablement plus contrainte que les autres.

Pour quantifier le caractère homogène de l'échantillon, la porosité n et le nombre de coordination n_{coord} , qui représente le nombre de contacts moyen pour chaque particule ou *clump* du milieu granulaire, sont mesurés en 6 zones réparties dans l'ensemble de l'échantillon [Tableau 2-1 : Porosité et nombre de coordination initiaux mesurés en différentes zones d'un échantillon composé de 8000 *clumps* dans un état de compacité maximale.]. Nous nous sommes attachés à choisir des volumes relativement éloignés des bords de l'échantillon car la densité de contacts y est moins importante en raison de la présence des parois [Chareyre 2003]. Les faibles écarts entre les mesures confirment de manière chiffrée la bonne homogénéité des contacts entre particules.

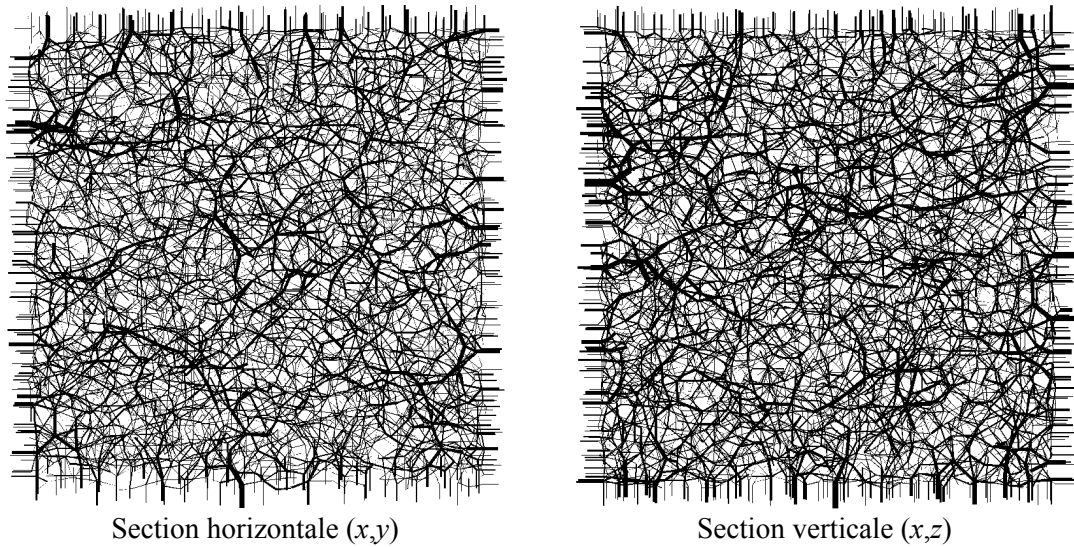


Figure 2-13 : Intensités des chaînes de forces dans un échantillon à compacité maximale (frottement nul, $c_f^* = 0$).

Volume de mesure	n°1	n°2	n°3	n°4	n°5	n°6
Coordination n_{coord} (-)	10,02	9,92	9,95	10,01	10,02	10,04
Porosité n (%)	35,44	35,58	35,90	35,71	36,08	35,75

Tableau 2-1 : Porosité et nombre de coordination initiaux mesurés en différentes zones d'un échantillon composé de 8000 *clumps* 2 dans un état de compacité maximale.

Isotropie

La procédure d'élaboration mettant en œuvre des particules déposées aléatoirement et libres de se mouvoir lors de la compaction par grossissement des particules, doit garantir une certaine isotropie structurelle de l'échantillon. Pour s'en assurer, la distribution angulaire des contacts, projetée dans les plan (x,y) et (x,z) , est présentée dans la Figure 2-14. Même si les contacts avec les parois ne sont pas comptabilisés, une légère prépondérance des directions normales aux parois (0° , 90° , 180° , 270°) est remarquée. En faisant la même analyse statistique sur un volume de particules éloigné des frontières, l'isotropie macroscopique [Shiu 2008] [Chareyre 2003] est d'autant plus remarquable.

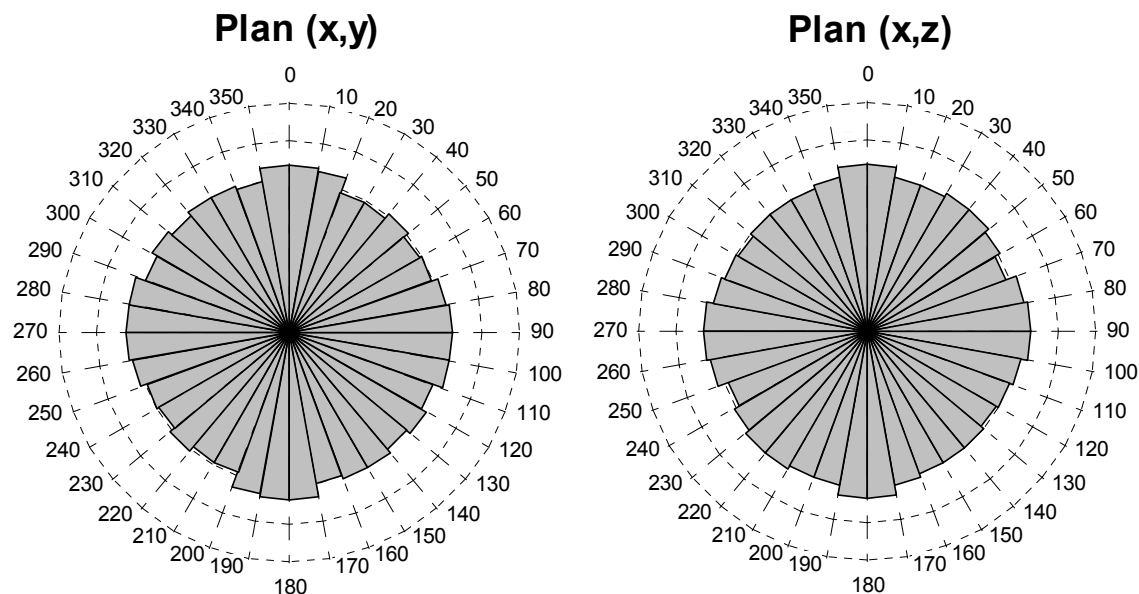


Figure 2-14 : Distribution angulaire des orientations de contact dans les plans (x,y) et (x,z) pour un échantillon composé de 8000 *clumps* 2 dans un état de compacité maximale.

II.2.3.b. Reproductibilité

La procédure de génération d'échantillons, utilisée dans une démarche de calibration, doit pouvoir être répétable pour créer la géométrie d'un ouvrage d'étude par exemple. Pour cela il est nécessaire que les constats effectués pour un échantillon, restent vrais pour un autre échantillon construit à partir d'entrants similaires (forme, taille et distribution des particules, et coefficient de frottement utilisé lors de la procédure).

Le tableau suivant [Tableau 2-2] récapitule les coordinences et porosités moyennes enregistrées pour cinq échantillons réalisés dans des conditions similaires et montrent la faible variation des caractéristiques géométriques des échantillons induite par la méthode.

Echantillons ($c_f^* = 0$)	n°1	n°2	n°3	n°4	n°5
Coordination n_{coord} (-)	10,02	10,04	10,04	10,06	9,94
Porosité n (%)	35,44	35,68	35,34	35,39	35,57

Tableau 2-2 : Porosités et nombres de coordination initiaux mesurés pour 5 échantillons similaires composés de 8000 *clumps* 2 dans un état de compacité maximale.

II.2.3.c. Forme et granulométrie

Le choix de la forme et de la discrétisation des particules discrètes d'un modèle a fait l'objet de nombreuses recherches. On peut s'attendre à une influence importante de ces paramètres sur les caractéristiques géométriques des assemblages de particules.

Le premier constat concerne la discrétisation de l'échantillon : même si les variations de porosités et de coordinations restent faibles pour les configurations testées [Figure 2-15], elles s'accroissent lorsque le nombre d'éléments est faible. Au-delà de 8000 particules, les caractéristiques des échantillons restent quasi-inchangées, ce qui justifie l'emploi de modèles constitués de 8000 particules élémentaires pour la plupart des tests effectués.

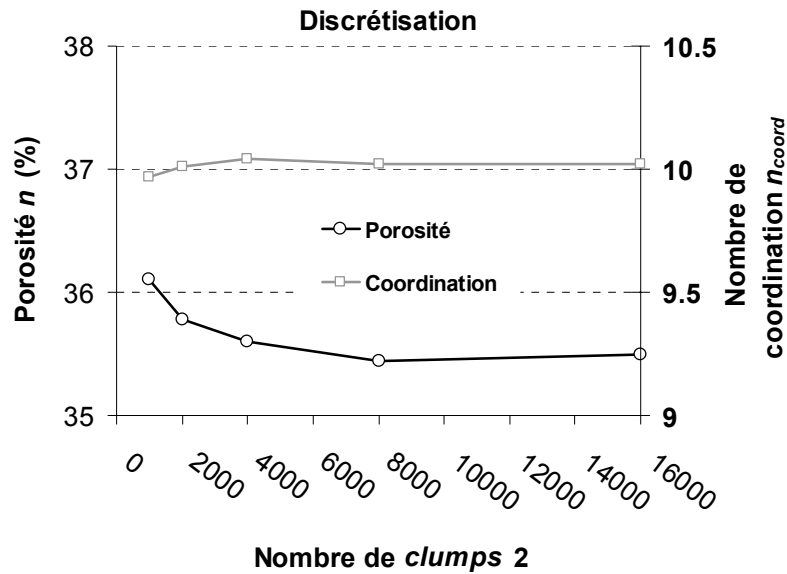


Figure 2-15 : Evolution de la porosité et du nombre de coordination en fonction de la discrétisation d'un échantillon composé de *clumps 2* dans un état de compacité maximale.

Echantillons ($c_f^* = 0,2$)	Eléments sphériques	<i>Clumps 2</i>	<i>Clumps 4</i>
Coordination n_{coord} (-)	5,85	10,02	12,42
Porosité n (%)	34,09	35,44	34,54

Tableau 2-3 : Porosités et nombres de coordination initiaux mesurés pour des échantillons composés de 8000 éléments sphériques, *clumps 2* ou *clumps 4* dans un état de compacité maximale.

La forme des particules influe de manière importante sur le nombre de coordination [Tableau 2-3] : l'introduction de *clumps* fait apparaître des contacts multiples entre éléments (ce qui est impossible avec des éléments discrets sphériques isolés) et augmente de manière significative le nombre de contacts par *clump*. Un nombre de coordination élevé peut présenter un intérêt particulier dans la modélisation d'angularité et d'angle de frottement macroscopique élevés.

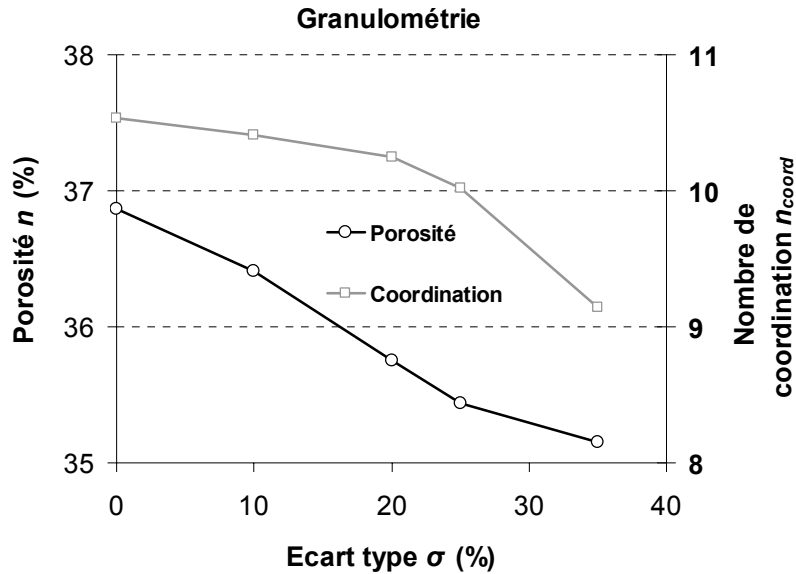


Figure 2-16 : Evolution de la porosité et du nombre de coordination en fonction de l'écart type σ associé à la loi normale définissant la granulométrie d'un échantillon composé de 8000 *clumps 2* dans un état de compacité maximale.

Le dernier point testé concerne la distribution des tailles des éléments [Figure 2-16] : plus la granulométrie est étalée (σ élevé), plus l'état de compacité peut être élevé en raison de l'agencement possible des particules de différentes dimensions, pour venir combler un volume plus important des vides.

II.2.3.d. Coefficient de frottement

Un des points forts de cette procédure, est de générer des échantillons à différentes porosités par l'introduction d'une résistance au cisaillement au niveau des contacts.

L'échantillon sera dit à compacité maximale lorsqu'aucun effort de cisaillement n'est repris entre particules, cet état correspond alors à un nombre de contacts par éléments qui est maximum. Par augmentation du coefficient de frottement, la quantité des vides mesurée en fin de procédure augmente et le nombre de coordination diminue de manière significative [Figure 2-17].

Dans son travail de doctorat, Salot [Salot 2007] recense différents résultats obtenus pour des assemblages de sphères monodisperses. Un assemblage Cubique à Face Centrée engendre une porosité de $n = 26 \%$, et Weitz [Weitz 2004] obtient des porosités de l'ordre de $n = 36 \%$ pour des assemblées non ordonnées. Ces valeurs sont à comparer aux porosités obtenues pour des échantillons constitués de *clumps 2* ($n = 35,4 \%$) et d'éléments sphériques ($n = 34,1 \%$) polydisperses. Aussi, pour Donev [Donev et al. 2004] une assemblée de sphères monodisperses frottantes ne peut être stable que pour un nombre de coordination supérieur à 4. Ce constat est à comparer avec la valeur que semble atteindre l'asymptote à la courbe de la coordiance pour des coefficients de frottement importants.

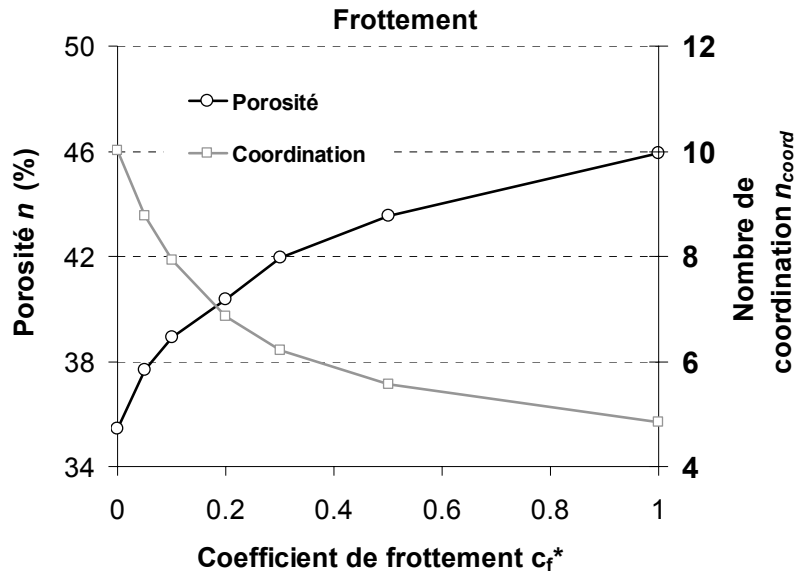


Figure 2-17 : Evolution de la porosité et du nombre de coordination en fonction du coefficient de frottement c_f^* introduit dans la procédure de génération d'échantillons composés de 8000 *clumps* 2.

II.3. Comportement mécanique d'un modèle discret et calibration des paramètres locaux

Dans un modèle discret, la loi de comportement macroscopique du matériau est fonction à la fois de la géométrie de son squelette et des lois mécaniques intégrées au niveau de chaque contact. Les paramètres caractérisant la géométrie, discutés dans la section précédente, sont la taille, le nombre, la forme et la distribution des particules ainsi que l'état de compacité de l'assemblage. Les lois de contacts sont, elles, décrites à partir de micro-paramètres qui rendent compte de l'élasticité et de la plasticité du matériau.

Une des principales difficultés des approches discrètes, est qu'il n'existe pas de relation immédiate entre les paramètres macroscopiques mesurés par des essais en laboratoire ou in situ, et les paramètres microscopiques géométriques et mécaniques d'un modèle discret. Ce constat reste d'autant plus vrai, que les entités discrètes numériques ne représentent pas chaque grain du modèle physique.

Il existe dans la littérature quelques relations d'homogénéisation qui permettent de faire le lien entre paramètres micro et macro. Les résultats donnés le sont souvent pour des configurations géométriques d'échantillon bien particulières et peuvent nécessiter un recalage a posteriori. La démarche la plus couramment utilisée consiste alors à simuler des essais de caractérisation pour calibrer les paramètres micro-mécaniques à partir de résultats physiques macroscopiques attendus.

Dans cette partie sera présentée la mise en place d'un essai de caractérisation couramment utilisé en mécanique des sols : l'essai de compression triaxiale. Les

résultats de simulation nous ont permis par la suite de tester l'influence des paramètres géométriques, micro-mécaniques et ceux propres à la simulation numérique d'un essai triaxial.

II.3.1. Essais triaxiaux

Démarche

L'essai que l'on qualifie couramment d'essai triaxial est en fait, plus justement, un essai bi-axial de révolution mis en œuvre sur des échantillons, de forme cylindrique, enveloppés par une membrane de confinement.

Dans le cadre de notre travail nous nous sommes attachés à la simulation d'un essai triaxial véritable à l'image de la presse TRITRI du laboratoire 3SR. Dans cette configuration, les échantillons de forme cubique sont contraints et confinés par l'intermédiaire de parois planes et rigides. Le choix de l'essai triaxial véritable est motivé par la difficulté de représenter correctement l'effet de la géomembrane entourant l'échantillon [Bardet et Proubet 1989] [Salot 2007], mais pose la question de la représentabilité de l'essai bi-axial de révolution.

En effet, Degny [Degny 1984] a montré que les réponses déviatoires et volumiques des essais triaxial véritable et bi-axial de révolution avec un dispositif antifrettage, réalisés sur des échantillons d'éclatement un, restent relativement proches notamment tant que le pic de contraintes n'est pas atteint (échantillon dense).

D'un autre côté, Colliat-Dangus [Colliat-Dangus et al. 1988] a mis en évidence des différences notables dans la réponse à un essai bi-axial de révolution en fonction de l'éclatement et des conditions de frettage de l'échantillon. Ainsi, l'essai bi-axial classique (éclatement de 2, fretté) semble engendrer un pic de contraintes plus élevé, une phase de contractance limitée, une dilatance plus marquée et un état résiduel plus précoce que l'essai triaxial véritable réalisé sur un échantillon cubique [Salot 2007].

Malgré la difficulté à établir le lien entre les configurations bi-axiale de révolution et triaxiale véritable des essais triaxiaux, nous avons fait le choix ici de mener l'étude de calibration des micro-paramètres des modèles par la simulation d'un essai triaxial véritable réalisé sur des échantillons cubiques.

Modélisation de l'essai triaxial

Les échantillons numériques sont de forme parallélépipédique (cubique le plus souvent) placés dans une boîte composée de six parois rigides. La modélisation de l'essai triaxial est effectuée en deux phases distinctes : le confinement isotrope de l'échantillon tout d'abord, puis la phase de compression à contraintes latérales imposées [Figure 2-18].

Les conditions aux limites sont imposées ou contrôlées par l'intermédiaire des six parois, parallèles deux à deux. L'échantillon conservera, pendant toute la simulation, une forme parallélépipédique. Les forces de contact entre les parois et les particules des échantillons ont lieu uniquement dans la direction normale aux parois, interdisant alors tout effort de cisaillement (condition non frettée).

Chapitre 2 : Modélisation numérique des matériaux granulaires

La première étape de confinement isotrope consiste à disposer d'un échantillon dans un état d'équilibre tel que $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_{iso}$ (où σ_{iso} est la contrainte isotrope imposée). Les murs, parallèles deux à deux, sont pilotés progressivement jusqu'à ce que l'effort résultant mesuré sur chacune des parois corresponde à l'état de contrainte isotrope σ_{iso} souhaitée.

La seconde étape correspond à la phase déviatoire de l'essai triaxial, une vitesse de déformation est appliquée en tête d'échantillon $\dot{\epsilon}_1$ (dans la direction verticale z) par rapprochement des parois haute et basse, tout en maintenant latéralement une contrainte constante $\sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_{iso}$.

Le point clé de la modélisation de l'essai réside dans la procédure implémentée pour contrôler la contrainte latérale pendant la phase d'écrasement. Inspirés de l'asservissement des parois proposé par Itasca [Itasca 2006 c], pendant la simulation, une vitesse de déplacement est calculée à chaque pas de calcul en fonction de l'écart entre la contrainte attendue σ_{iso} et les contraintes qu'elles subissent σ_2 ou σ_3 .

La précision de la condition de confinement latéral constant reste très satisfaisante, aussi bien lors des phases élastique que plastique, tant que la vitesse de sollicitation reste suffisamment lente [Figure 2-19].

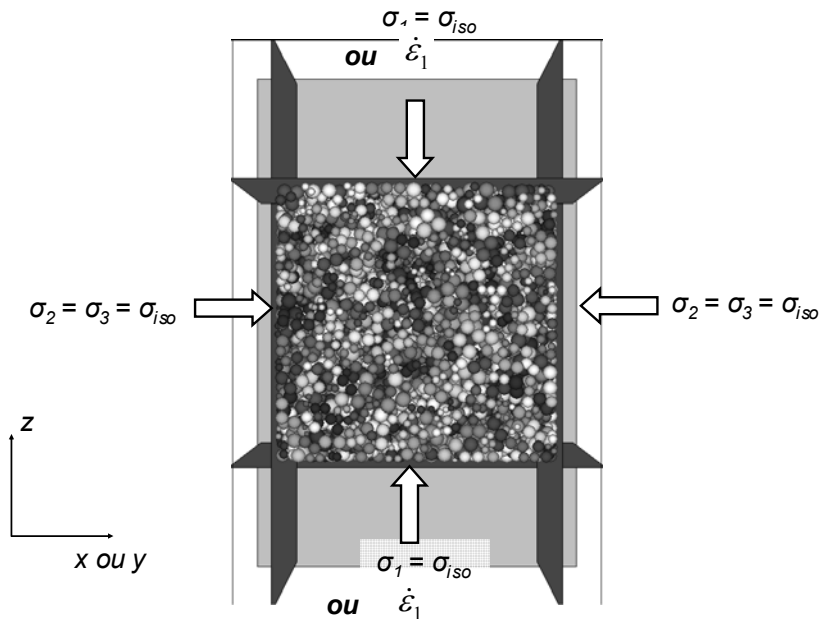


Figure 2-18 : Schéma de principe du confinement isotrope ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_{iso}$) et de la compression verticale à contraintes latérales constantes ($\dot{\epsilon}_1$ et $\sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_{iso}$).

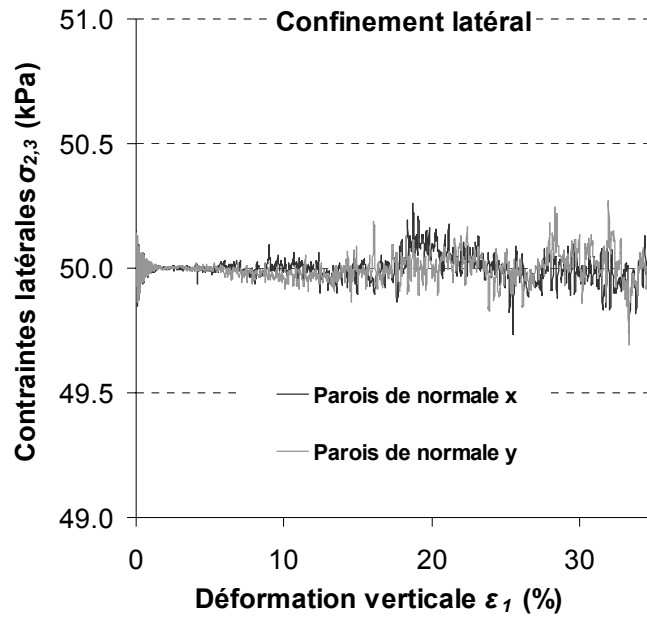


Figure 2-19 : Contraintes de confinement latérales en fonction de la déformation verticale.

II.3.2. Principe de caractérisation des paramètres

La réalisation d'essais triaxiaux menés sous différentes contraintes de confinement permet d'apporter une caractérisation macroscopique du comportement d'un échantillon numérique défini par un ensemble de paramètres géométriques et micro-mécaniques.

Typiquement, les informations relevées au cours des essais concernent l'évolution du déviateur de contrainte q et de la variation de la déformation volumique ϵ_v en fonction de la déformation verticale ϵ_z [Figure 2-20].

Grâce à l'outil numérique discret, des grandeurs internes au matériau sont également accessibles comme la porosité ou le nombre de coordination, ce qui constitue une aide à la compréhension de la réponse macroscopique de l'échantillon.

A partir de ces résultats on peut évaluer un certain nombre de grandeurs caractéristiques du comportement mécanique d'un géomatériau :

- Comportement élastique : module d'Young tangent ou sécant et coefficient de Poisson tangent ou sécant.
- Phase plastique : comportement au cisaillement au pic (ou résiduel) caractérisé par un angle de frottement au pic (ou résiduel), et comportement volumique défini par l'angle de dilatance.

En complément, le chargement triaxial n'est pas nécessairement piloté de manière monotone, mais peut intégrer des cycles de charge-décharge pour apporter des informations complémentaires quant à l'irréversibilité du comportement et l'évolution de la structure de l'échantillon pour différents taux de déformations.

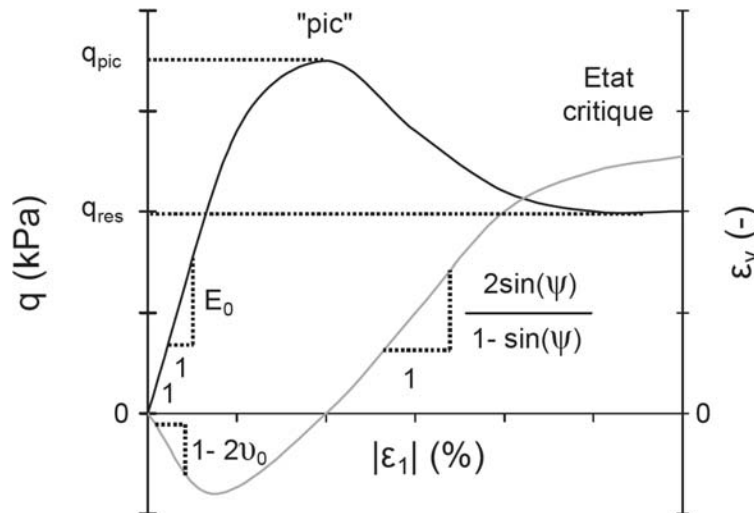


Figure 2-20 : Exemple de réponse d'un matériau soumis à un essai triaxial et représentation des grandeurs macroscopiques E , ν et ψ . Résultats exprimés en déviateur de contrainte q et déformation volumique ϵ_v en fonction de la déformation verticale ϵ_1 , d'après [Salot 2007].

Les résultats de simulations présentés ci-après n'ont pas pour but de représenter la réponse mécanique d'un matériau réel bien défini, mais servent à la validation de la modélisation de l'essai triaxial, et à l'identification de l'influence des paramètres géométriques et micro-mécaniques sur le comportement macroscopique d'un échantillon. Nous nous sommes toutefois attachés à réaliser notre étude autour des paramètres utilisés lors de la modélisation des géomatériaux mis en place dans un ouvrage géotechnique réel.

II.3.3. Influence des paramètres de simulations

Un certain nombre d'éléments dans la simulation de l'essai triaxial peut être dit propre à la modélisation numérique. Ainsi, dans le but de valider l'utilisation de notre modèle pour la caractérisation du comportement mécanique des matériaux, il est nécessaire de vérifier que la vitesse de sollicitation, l'amortissement local introduit ou encore les propriétés des parois, n'influent pas sur les résultats de simulation.

Les résultats qui suivent ont été obtenus, sauf spécification particulière, dans des conditions numériques, géométriques et micro-mécaniques définies ci-après. L'influence de chacun des paramètres est, par la suite, évaluée au travers d'études paramétriques.

Caractéristiques de l'échantillon	
Forme	Cubique
Dimension	Côté $c = 1$ m
Type de particule	<i>Clumps 2</i>
Nombre de particules	8000
Granulométrie	Loi normale $\mu = 0,020$ $\sigma = 25$ %
Porosité	Porosité minimale ($c_f^* = 0$)

Tableau 2-4 : Récapitulatif des caractéristiques géométriques de l'échantillon de référence.

Paramètres numériques	
Vitesse de déformation	$\dot{\epsilon}_1 = 10^{-6} \text{ s}^{-1}$
Amortissement	$\lambda_a = 0,01$
Raideur parois	$K_n = 2,5 \cdot 10^8 \text{ N/m}$
Frottement parois	$c_f(\text{mur}) = 0$
Contrainte de confinement	$\sigma_3 = 50 \text{ kPa}$

Tableau 2-5 : Récapitulatif des paramètres numériques retenus pour la simulation des essais de compression triaxiale.

Paramètres micro-mécaniques	
Raideur particules	$k_n = 48 \cdot 10^6 \cdot R \text{ N/m}$
Ratio raideurs tangentielle et normale	$\alpha = 0,3$
Coefficient de frottement	$c_f = 0,4$

Tableau 2-6 : Récapitulatif des paramètres micro-mécaniques de référence.

II.3.3.a. Vitesse de sollicitation

Expérimentalement, les essais de compression triaxiale sont réalisés sous la condition de quasi-staticité de la sollicitation, c'est-à-dire que les matériaux sont testés dans une gamme de vitesse ou les résultats d'essais sont indépendants de la vitesse de déformation.

De fait, il est également nécessaire que les simulations numériques soient menées dans des conditions semblables, à savoir que les effets inertiels soient suffisamment réduits pour que l'on puisse conserver un régime quasi-statique.

Chapitre 2 : Modélisation numérique des matériaux granulaires

Différents auteurs proposent des critères pour vérifier l'état d'équilibre d'un échantillon sous une sollicitation triaxiale. Tout d'abord, [Roux et Chevoir 2010] définit le taux de déformation réduit I [éq. (2-20)] :

$$I = \dot{\varepsilon}_1 \sqrt{\frac{m}{2R \cdot \sigma_{iso}}} \quad (2-20)$$

Où : m est la masse moyenne d'un élément,
 σ_{iso} la contrainte moyenne dans l'échantillon,
 R rayon d'une particule sphérique,
 $\dot{\varepsilon}_1$ la vitesse de déformation.

La limite de staticité semble se situer autour de $I = 10^{-5}$ à 10^{-4} , Salot [Salot 2007] et Sibille [Sibille 2006] réalisent leurs essais avec comme critère, respectivement, $I = 10^{-4}$, et $I = 7.10^{-4}$.

Une autre approche consiste à suivre le rapport entre la résultante des forces non équilibrées et la résultante des forces normales au niveau des contacts [Shiu 2008] [Itasca 2006 c] [Mahboubi et al. 1996]. Le rapport doit rester inférieur à l'ordre du pourcent pour garantir la condition de quasi-staticité.

Enfin, il est possible de simuler l'essai pour différentes vitesses de sollicitation afin de définir une valeur seuil pour laquelle les écarts mesurés restent négligeables devant la grandeur de la réponse étudiée [Chareyre 2003].

Afin de valider ces différentes approches et pour déterminer une vitesse de sollicitation n'affectant que négligemment la réponse du modèle, le même essai a été entrepris pour cinq vitesses de déformation variant de $\dot{\varepsilon}_1 = 3.10^{-5}$ à 3.10^{-7} s^{-1} [Figure 2-21]. Pour la vitesse de $\dot{\varepsilon}_1 = 3.10^{-5} \text{ s}^{-1}$, les effets oscillatoires dynamiques sont clairement visibles sur la mesure de la contrainte déviatoire, ce qui nous fait penser que le régime de sollicitation n'est pas quasi-statique. Les réponses en contrainte et en déformation volumiques semblent se confondre lorsque la vitesse de sollicitation est inférieure à $\dot{\varepsilon}_1 = 10^{-6} \text{ s}^{-1}$. Chareyre [Chareyre 2003] met en évidence que la contrainte déviatorique maximale est fonction linéaire de la vitesse de chargement, ce constat a été vérifié Figure 2-22. L'écart avec la valeur théorique extrapolée pour une vitesse infiniment lente, reste faible (écart de l'ordre du pourcent) pour une vitesse de déformation de $\dot{\varepsilon}_1 = 10^{-6} \text{ s}^{-1}$, cette valeur sera retenue, par la suite, pour le reste des simulations présentées. A titre de comparaison, cette valeur de vitesse de déformation équivaut à un taux de déformation réduit de l'ordre de $I = 10^{-4}$.

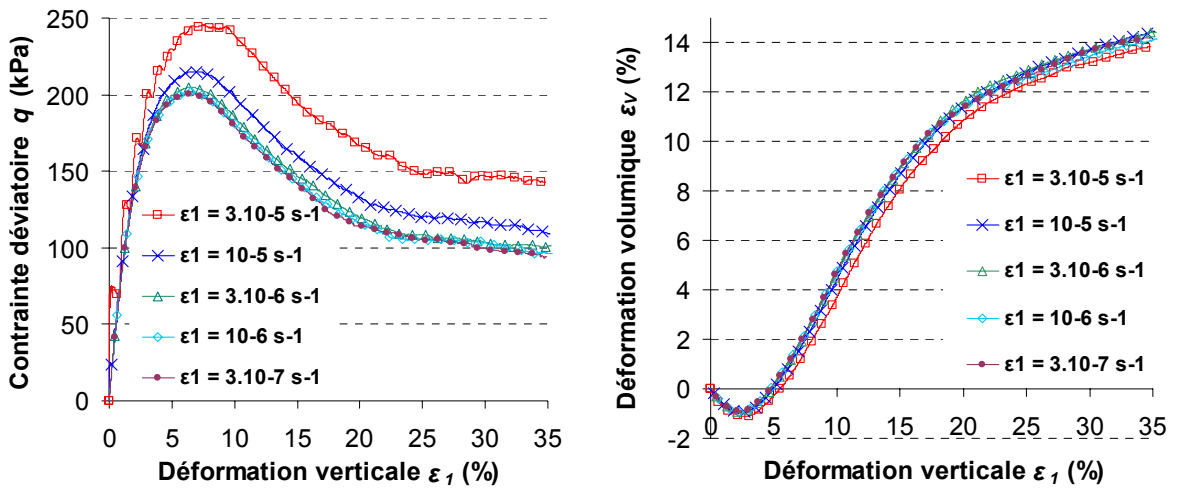


Figure 2-21 : Influence de la vitesse de déformation verticale sur la contrainte déviatoire et la déformation volumique.

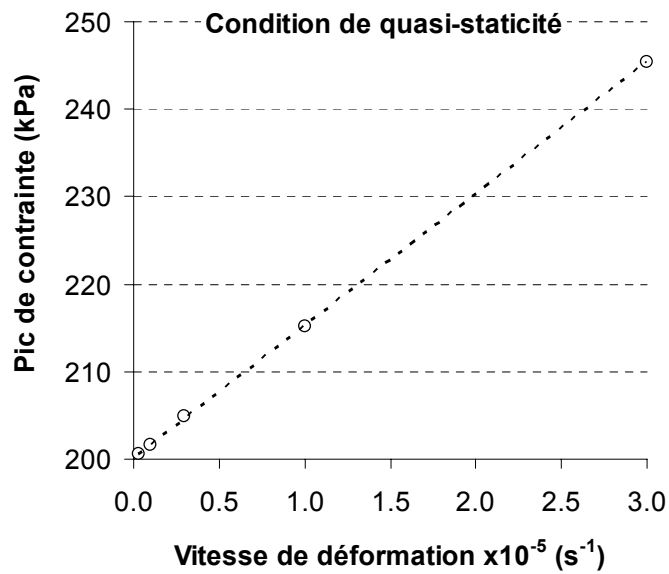


Figure 2-22 : Evolution de la contrainte au pic en fonction de la vitesse de déformation verticale.

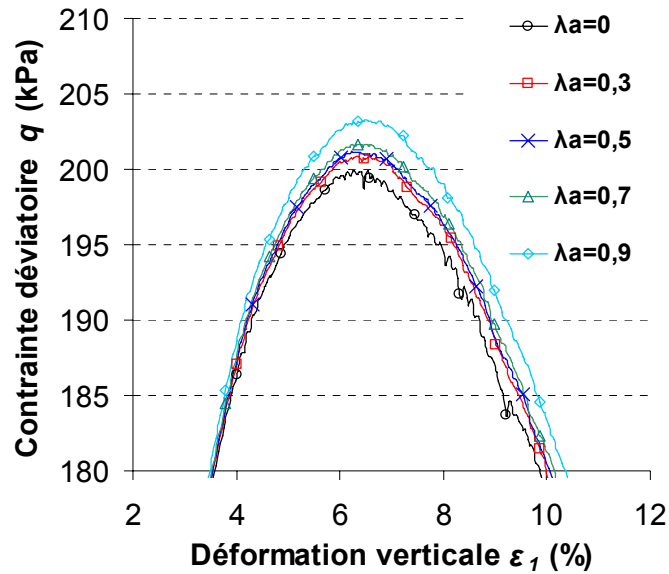


Figure 2-23 : Influence du coefficient d'amortissement numérique λ_a sur le pic de la contrainte déviatoire.

II.3.3.b. Amortissement numérique

L'amortissement numérique de type Cundall utilisé dans les simulations quasi-statiques n'a pas de sens physique avéré. Il est intégré au cycle de calcul pour dissiper une partie de l'énergie cinétique dans le but d'atteindre un état d'équilibre en un nombre raisonnable de pas de calcul.

Différents coefficients d'amortissement ont été testés [Annexe 2, Figure A 1], pour une vitesse de sollicitation donnée, sans que les réponses en contrainte et en déformations volumiques ne soient affectées de manière remarquable. Toutefois dans le voisinage du pic de contrainte, la contrainte déviatorique maximale atteinte est fonction croissante du coefficient d'amortissement. En s'opposant au mouvement, l'amortissement numérique tend à apporter une résistance supplémentaire à l'échantillon. Quantitativement, les écarts identifiés restent limités, au maximum, à l'ordre du pourcent.

Ce constat valide l'utilisation d'un coefficient d'amortissement élevé pour des applications quasi-statiques, on retiendra $\lambda_a = 0,7$ pour la simulation des essais triaxiaux.

II.3.3.c. Comportement des parois

Les six parois délimitant l'échantillon numérique sont supposées être indéformables et non frottantes. La condition rigide est bien respectée, et n'influe pas sur la réponse du modèle, tant que la raideur des murs est au moins égale à la raideur moyenne des contacts entre particules [Annexe 2, Figure A 2].

La condition théorique de non frottement (frottement nul) a pour but d'isoler le comportement propre du matériau testé. Cette hypothèse, qui n'est pas rigoureusement respectée expérimentalement, influe considérablement sur la contrainte déviatoire

mesurée : l'introduction d'un faible frottement entre les parois et éléments discrets engendre une augmentation significative de la résistance de l'assemblage [Annexe 2, Figure A 3].

Pour simuler le comportement de parois rigides ainsi que la condition de non frettage, les caractéristiques mécaniques des parois sont données par une raideur normale $K_n(\text{mur}) = 2,5 \cdot 10^5$ kN/m et un coefficient de frottement nul.

II.3.4. Paramètres des échantillons

La structure géométrique de l'assemblage de particules a déjà été caractérisée en termes de porosité et nombre de contacts par particule notamment. Dans cette section, nous étudions désormais l'influence des caractéristiques du squelette granulaire sur la réponse mécanique à une compression triaxiale.

II.3.4.a. Taille de l'échantillon

Les échantillons modélisés sont des cubes de un mètre de côté. Ces caractéristiques sont assez peu représentatives de la taille des éprouvettes qui peuvent être testées expérimentalement, c'est pourquoi il est important de montrer que les résultats obtenus sont indépendants de la forme et de la taille de l'échantillon [Annexe 3, Figure A 4]. Les trois configurations testées (à nombre de particules égal), font intervenir la hauteur de l'échantillon H et son élancement e (forme parallélépipédique conservée) et vont dans le sens de l'indépendance à la taille et la forme de l'éprouvette numérique.

II.3.4.b. Reproductibilité

Tout d'abord, les cinq échantillons, élaborés dans des conditions identiques [Tableau 2-2] et affectés des mêmes propriétés micro-mécaniques, sont soumis à une sollicitation également identique. Les différences minimales mesurées pour les porosités et le nombre de coordination semblent engendrer une dispersion relativement étroite des réponses en contrainte et en déformation volumique [Annexe 3, Figure A 5]. Cette dernière observation confirme le caractère reproductible de la procédure de mise en place des particules.

II.3.4.c. Granulométrie et forme des particules

Discretisation

Concernant la discrétisation de l'échantillon, les tendances observées à l'échelle du squelette semblent se confirmer sous sollicitation triaxiale. Au-delà de 4000 éléments par échantillon une certaine uniformité des réponses est constatée [Figure 2-24]. A plus faible densité de particules (1000 ou 2000 *clumps*), les contraintes déviatoriques sont plus perturbées mais les écarts restent toutefois modérés (< 3 à 4 %). Pour la modélisation d'un ouvrage, la discrétisation retenue ne sera pas nécessairement identique à celle utilisée pour la calibration du modèle, il est donc très avantageux de

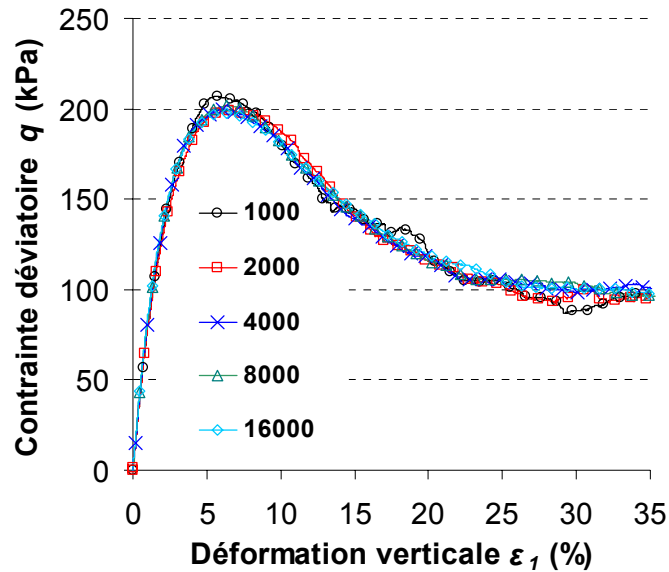


Figure 2-24 : Contraintes déviatoires lors de la compression triaxiale obtenues pour des échantillons composés de 1000 à 16000 *clumps* 2.

disposer d'un modèle dont la réponse est relativement indépendante de la taille moyenne des grains. Les résultats concernant l'évolution de la déformation volumique avec le nombre d'éléments sont donnés [Annexe 3, Figure A 6].

Forme de la granulométrie

Différentes formes de granulométrie, toutes basées sur une distribution normale des particules, ont également été testées. Les résultats obtenus ont montré que la distribution des tailles des éléments semble avoir peu d'influence sur le comportement mécanique [Annexe 3, Figure A 7]. Plassiard [Plassiard 2007] a mis également en évidence une indépendance du comportement à la forme de la granulométrie étudiée.

Par ailleurs, pour Salot [Salot 2007] et, Katzenbach et Schmitt [Katzenbach et Schmitt 2004] les différentes granulométries testées, à porosité constante, engendrent des comportements bien distincts [Figure 2-25].

Bien que très différents, ces résultats ne sont pas forcément contradictoires, les résultats apportés par Salot et Katzenbach et Schmitt sont obtenus pour des échantillons à porosité constante, tandis que notre travail et celui de Plassiard reposent sur des échantillons élaborés dans des conditions similaires (porosité minimale, ou procédure à frottement imposé) si bien que nos assemblages de particules ne sont pas tous à même porosité.

Notre étude réalisée à porosité constante et non à porosité minimale, aurait probablement montré des écarts notables entre échantillons (non testé). Cela nous fait penser que, plus que la porosité en elle-même, c'est la densité relative (notion introduite par Salot qui exprime une porosité en fonction des porosités maximale et minimale d'un échantillon) qui est vraiment représentative de l'état du matériau.

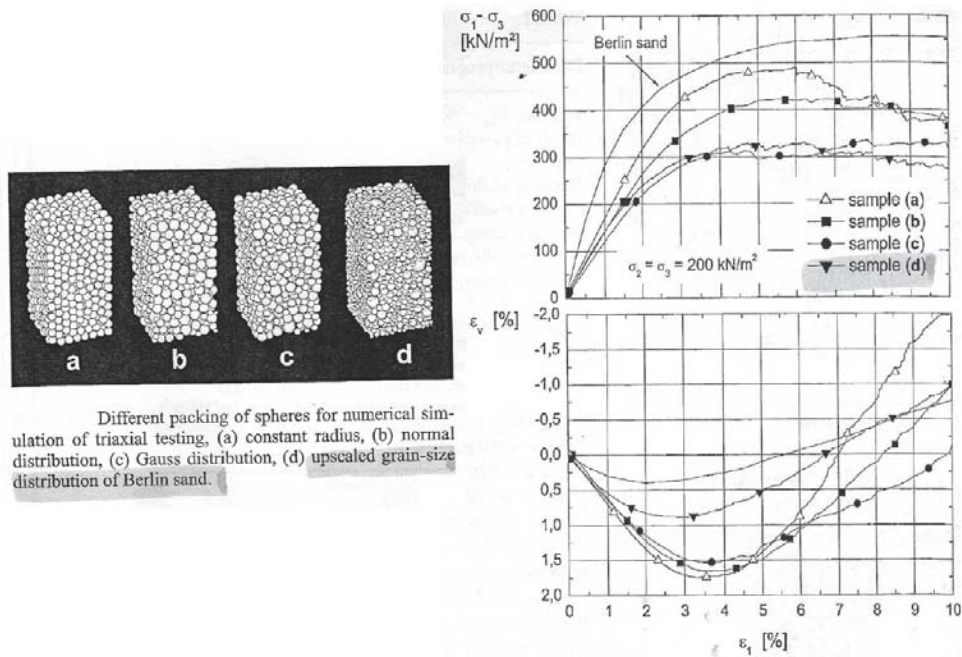


Figure 2-25 : Influence de la distribution des tailles des éléments sphériques sur la réponse à un essai triaxial [Katzenbach et Schmitt 2004] (tiré de Salot [Salot 2007]).

Forme des grains

Les *clumps* ont été introduits pour limiter les phénomènes de roulements entre particules et ainsi augmenter la résistance au cisaillement de ces échantillons. Les différentes formes de grain évaluées sont récapitulées Figure 2-10, il s'agit d'éléments sphériques et de *clumps* de deux ou quatre particules sphériques jointives.

Si le pic de résistance est considérablement augmenté par l'utilisation de *clumps*, on peut ajouter également qu'un modèle constitué d'éléments sphériques a une phase de contractance et une dilatance réduites [Figure 2-26].

L'angle de frottement macroscopique calculé pour différents coefficients de frottement [Figure 2-27] rend compte du gain en résistance apporté par des formes non sphériques de grains. La tendance asymptotique de la courbe du frottement macroscopique obtenue pour des éléments sphériques nous fait penser qu'il sera difficile d'obtenir des caractéristiques de frottement importantes ($\varphi \geq 40^\circ$). Les plus faibles écarts de comportement apportés par les *clumps* 2 et 4, nous ont poussés à choisir comme particules de référence les *clumps* composés de deux éléments sphériques, plus légers à mettre en place que les *clumps* plus complexes, et présentant suffisamment d'angularité pour simuler des angles de frottement importants.

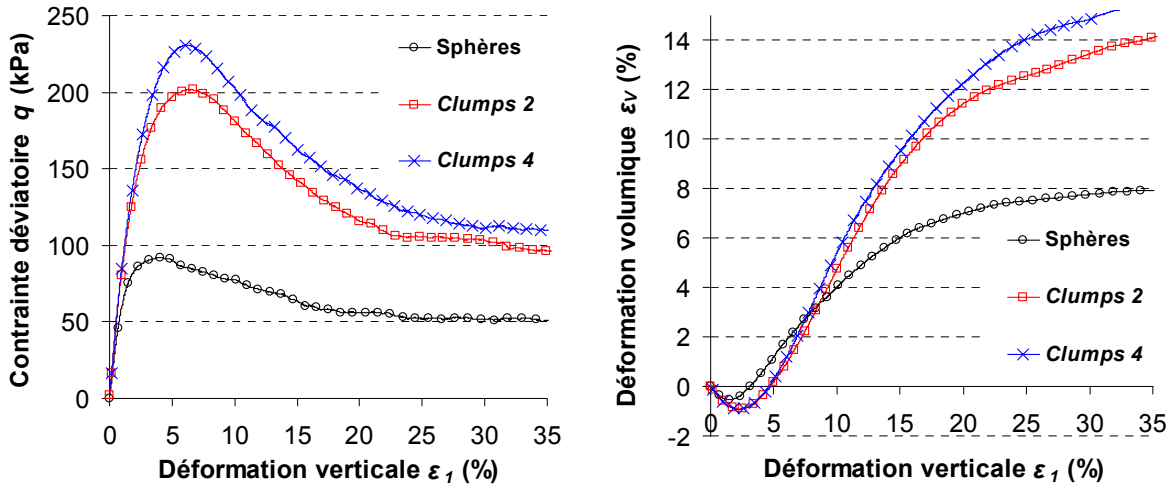


Figure 2-26 : Evolutions de la contrainte déviatoire et de la déformation volumique pour trois types de particules : éléments sphériques, *clumps* 2 et 4.

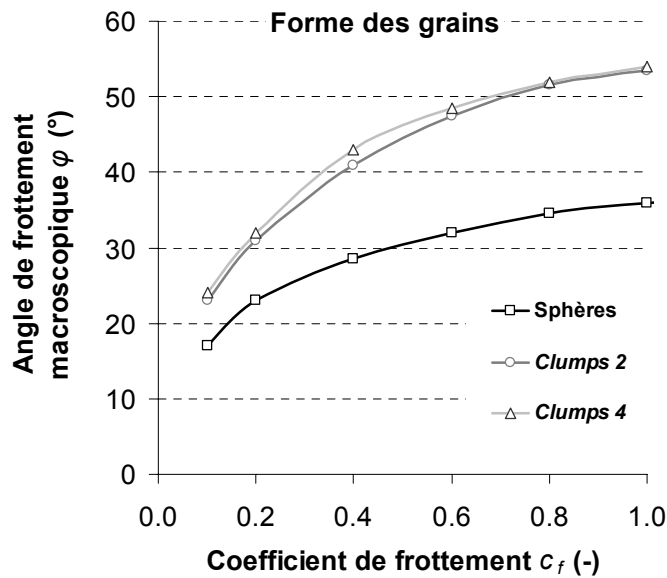


Figure 2-27 : Evolution de l'angle de frottement macroscopique au pic φ en fonction du coefficient de frottement intergranulaire c_f pour trois types de particules : éléments sphériques, *clumps* 2 et 4.

II.3.4.d. Compacité

L'ajout d'un coefficient de frottement non nul lors de la procédure d'élaboration des échantillons entraîne une importante augmentation de la porosité initiale et conjointement, une diminution du nombre de contacts par particule. Le comportement mécanique du modèle en est alors significativement modifié. Du comportement typique d'un matériau granulaire dense, caractérisé par un pic de contraintes marqué et une dilatance importante, on passe progressivement à un comportement de matériau lâche,

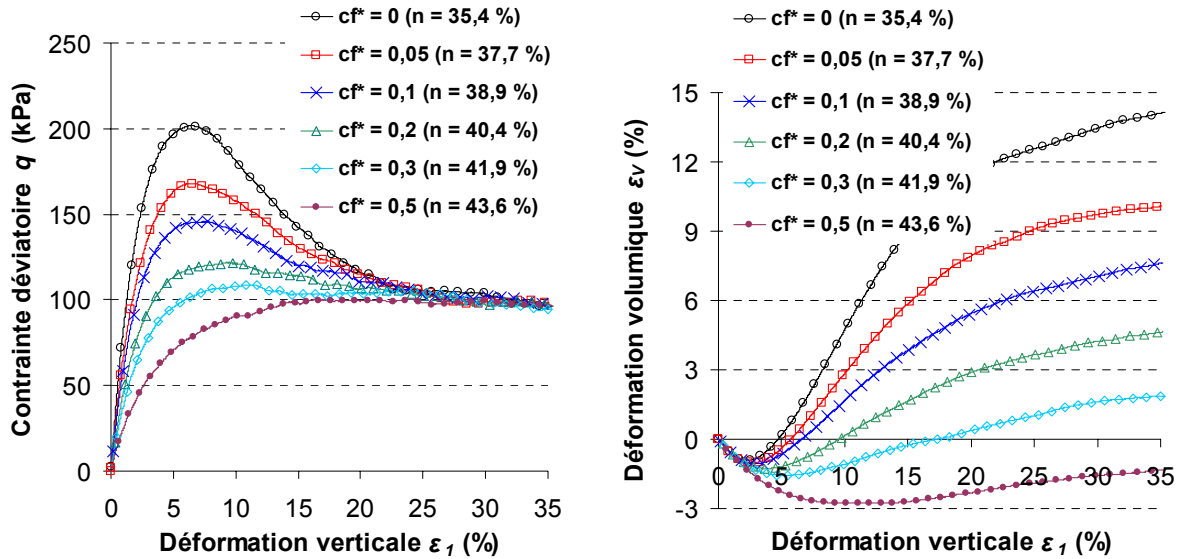


Figure 2-28 : Essais triaxiaux réalisés sur des échantillons à différentes compacités, obtenus avec des coefficients de frottement variant de $c_f^* = 0$ à $c_f^* = 0,5$.

sans pic de contraintes remarquable et présentant une phase de contractance prolongée [Figure 2-28].

Aussi, la résistance résiduelle semble être indépendante de l'état initial de l'assemblage de particules.

En complément, des cycles de charge-décharge ont été réalisés pour trois échantillons à différents niveaux de compacité et ce, pour trois taux de déformation au cours de l'essai triaxial. Les pentes de charge-décharge obtenues nous permettent d'évaluer le comportement du squelette granulaire en fonction du taux de déformation [Figure 2-29]. Pour aider à la compréhension de l'évolution des pentes avec la déformation, ce graphe peut être étudié parallèlement à l'évolution du nombre de coordination dans les différents échantillons [Figure 2-30]. Pour le modèle, placé dans la configuration la plus dense ($c_f^* = 0$), les raideurs apparentes des phases élastiques (pente initiale et pentes des cycles de charge-décharge) ne cessent de s'affaiblir avec la déformation (à partir de $\varepsilon_1 \approx 0,5$ %). Cette diminution s'explique par la diminution du nombre de contacts dans l'échantillon avec la sollicitation triaxiale, qui rend compte d'une certaine dégradation des propriétés mécaniques du matériau dense. A l'inverse, pour un matériau dans un état peu compact ($c_f^* = 0,5$), les pentes apparentes lors de la compression initiale et lors des cycles de charge-décharge, se raidissent conjointement à l'augmentation de la coordinence n_{coord} (jusqu'à $\varepsilon_1 \approx 5$ %, au-delà la coordinence est stable ou diminue légèrement). Cela traduit une forme de compaction du matériau lâche.

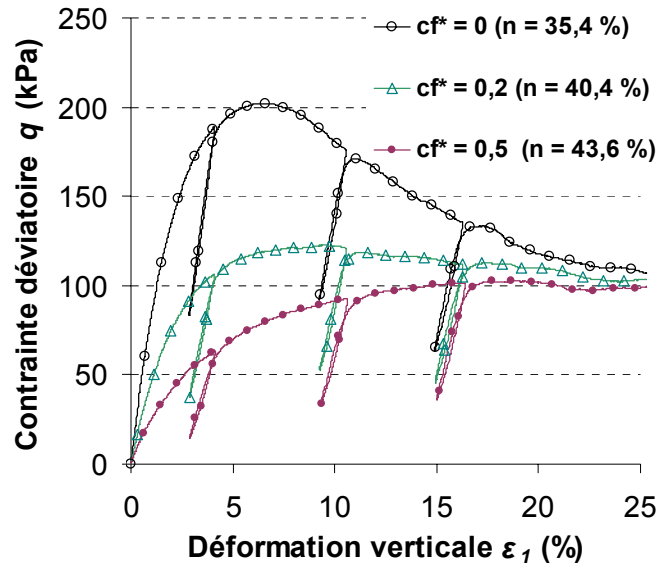


Figure 2-29 : Evolution de la contrainte déviatoire lors de cycles de charge-décharge réalisés pour des échantillons générés avec des coefficients de frottement de $c_f^* = 0$, $c_f^* = 0,2$ et $c_f^* = 0,5$.

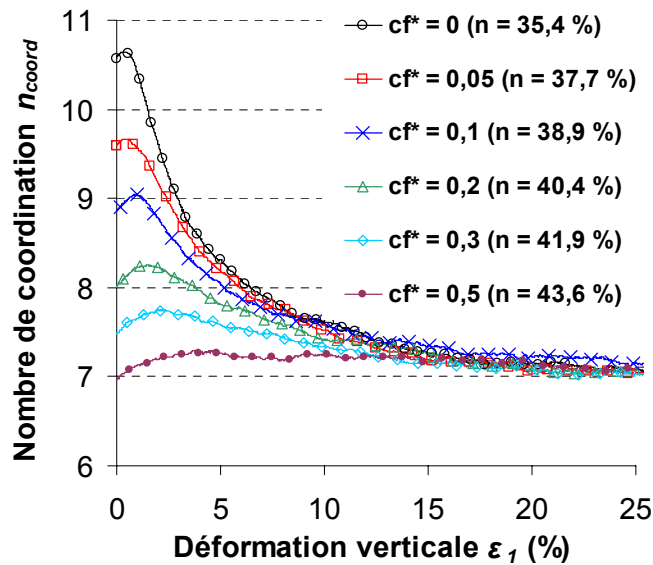


Figure 2-30 : Evolution du nombre de coordination n_{coord} sous sollicitation triaxiale pour des échantillons générés avec des coefficients de frottement variant de $c_f^* = 0$ à $c_f^* = 0,5$.

Enfin, pour terminer avec l'étude de la compacité des échantillons, l'angle de frottement macroscopique φ est évalué pour un matériau placé dans trois états de compacité différents ($c_f^* = 0 - 0,2 - 0,5$) [Figure 2-31]. La faible coordinence d'un échantillon lâche limite la résistance maximale du matériau. Il est ainsi très difficile de simuler de forts angles de frottement macroscopique pour les configurations les plus lâches à moins d'introduire des coefficients de frottement c_f très importants, ce qui ne semble pas représenter la réalité physique.

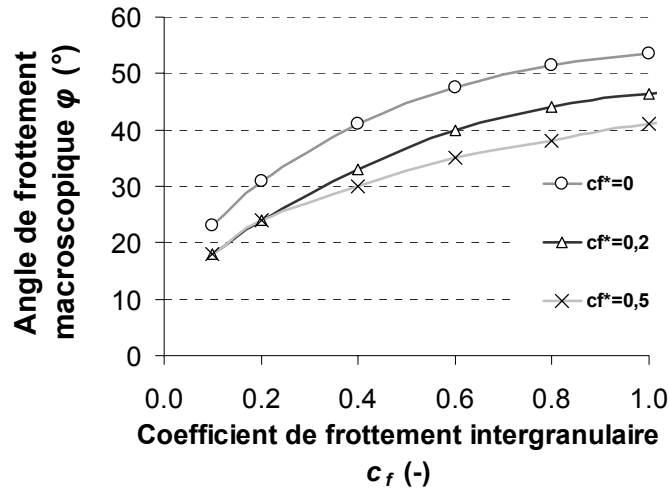


Figure 2-31 : Evolution de l'angle de frottement macroscopique au pic φ en fonction du coefficient de frottement intergranulaire c_f pour des échantillons générés avec des coefficients de frottement de $c_f^* = 0$, $c_f^* = 0,2$ et $c_f^* = 0,5$.

II.3.5. Influence des paramètres micromécaniques des échantillons

Pour un squelette fixé (forme, taille et nombre de particules, et état de compacité), la réponse mécanique d'un échantillon n'est plus fonction que des paramètres micromécaniques définis pour chaque contact intergranulaire. Pour un matériau purement pulvérulent, ces paramètres peuvent se limiter classiquement aux rigidités normale et tangentielle et au coefficient de frottement limitant la résistance au cisaillement.

II.3.5.a. Raideur normale K_n

La rigidité de contact dans la direction de contact est un paramètre primordial de notre modèle dans le sens où sa variation modifie les réponses en contrainte et déformation volumique mesurées lors d'un essai triaxial [Figure 2-32].

En premier lieu, le module d'Young apparent lors de la phase élastique suit une loi quasi-linéaire en fonction de la rigidité normale de contact (exprimée ici en fonction du module de contact E_c) pour les valeurs testées ($E = 2$ à 80 MPa), correspondant aux modules classiquement rencontrés dans les géomatériaux [Figure 2-33].

Par ailleurs, on constate une certaine indépendance du coefficient de Poisson vis-à-vis de la rigidité normale [Annexe 4, Figure A 8].

Au delà des paramètres élastiques, la variation de la raideur normale modifie également la résistance et le caractère dilatant du matériau. La résistance au pic augmente avec l'augmentation de la raideur, sauf pour les valeurs les plus importantes de K_n , pour lesquelles la contrainte déviatorique semble atteindre un seuil.

En effet, pour des valeurs faibles de K_n , le frottement maximal mobilisable n'est pas atteint compte tenu du fait qu'il faille des déplacements relatifs entre particules très importants.

Par contre, la contrainte résiduelle, apparait, elle, quasi-indépendante de cette variation.

Une augmentation de la rigidité normale de contact, favorise également une phase de contractante réduite et une dilatance importante. Phénomène déjà observé dans les comparaisons précédentes, le comportement volumique et la dilatance semblent étroitement liés à la résistance du matériau.

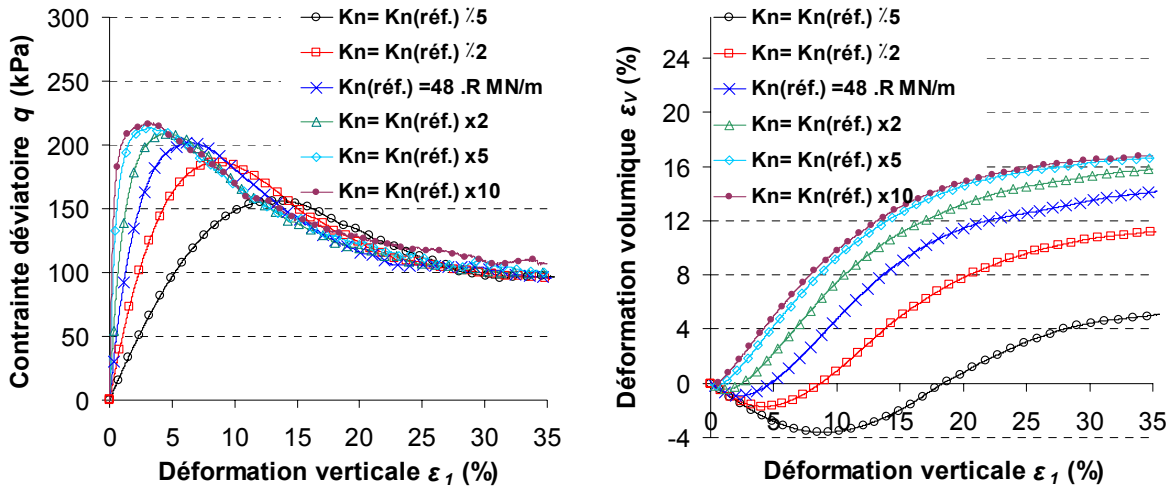


Figure 2-32 : Influence de la rigidité normale de contact K_n sur les réponses en contrainte et déformation volumique.

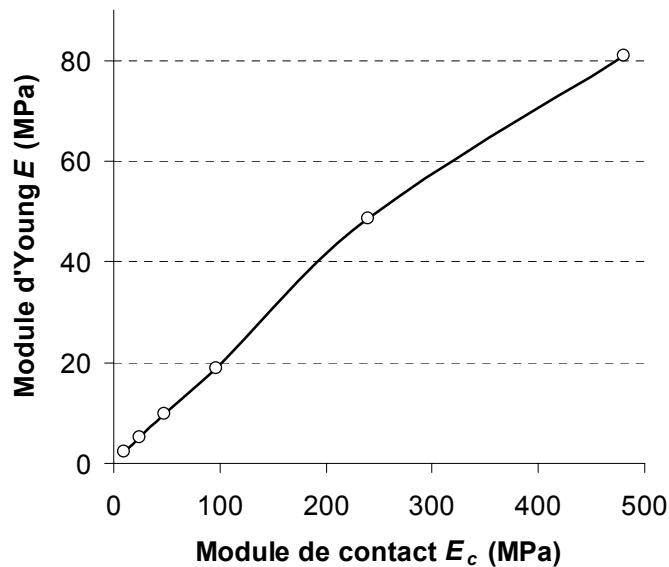


Figure 2-33 : Evolution quasi-linéaire du module d'Young tangent initial en fonction du module de contact E_c .

II.3.5.b. Raideur tangentielle K_s et coefficient α

L'autre micro-paramètre définissant l'élasticité du contact est la raideur dans la direction tangentielle K_s . Classiquement on travaille plutôt à partir du rapport des rigidités α [éq. (2-12)].

L'évolution du déviateur de contrainte et de la variation volumique indique que la réponse à un essai triaxial est relativement indépendante de α tant que $\alpha \geq 0,3$ [Figure 2-34]. Pour des valeurs en deçà, le pic de contraintes et la déformation volumique sont conjointement dégradés.

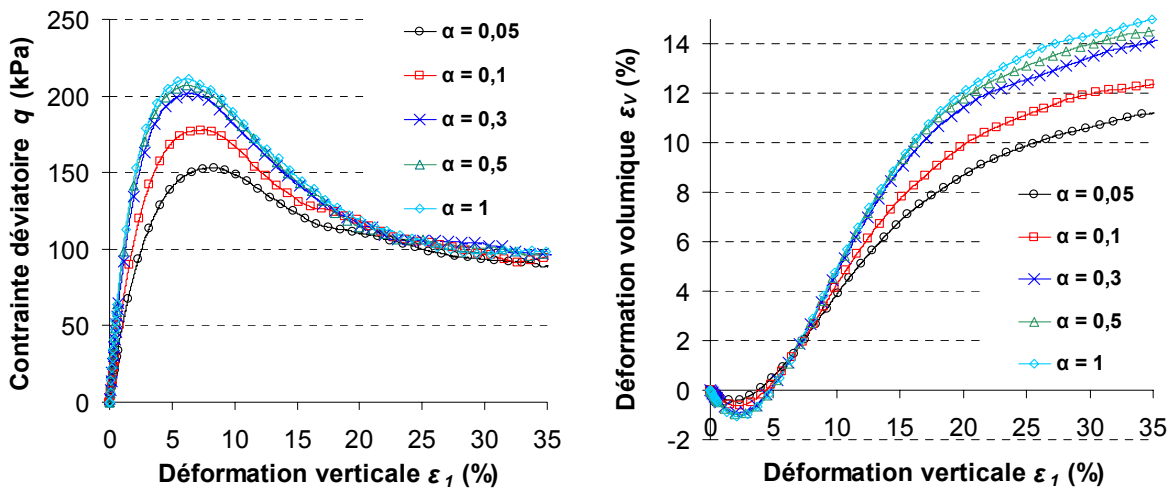


Figure 2-34 : Influence du rapport des rigidités α sur les réponses en contrainte et déformation volumique.

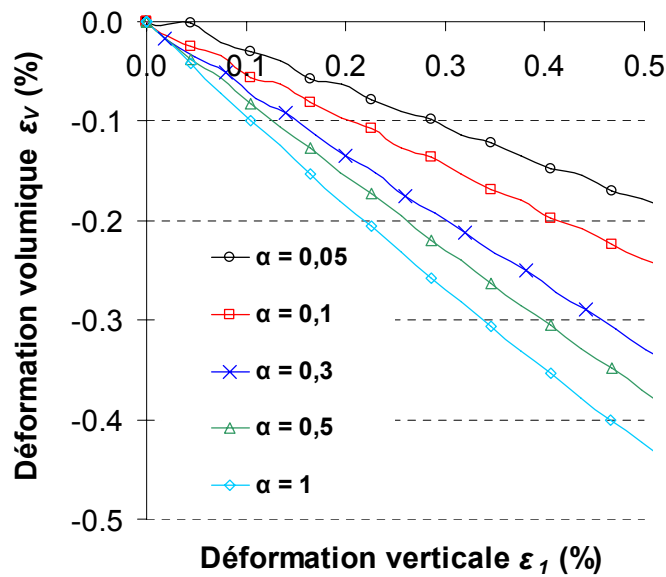


Figure 2-35 : Evolution de la déformation volumique pour différentes valeurs du rapport des rigidités α : zoom sur la phase élastique.

L'analyse de déformation volumique lors de la phase élastique [Figure 2-35] met en évidence le lien entre le rapport des rigidités α et le coefficient de Poisson ν . La corrélation obtenue numériquement est comparée [Figure 2-36] à deux lois d'homogénéisation faisant intervenir les paramètres α et ν pour des configurations particulières des particules (sphères monodisperses ordonnées) [éq. (2-21) et (2-22)].

$$\text{Modèle de Voigt [Cambou et al. 1995]} : \nu = \frac{1 - \alpha}{4 + \alpha} \quad (2-21)$$

$$\text{Modèle « best-fit » [Liao et al. 1997]} : \nu = \frac{1 - \alpha}{2 + 3\alpha} \quad (2-22)$$

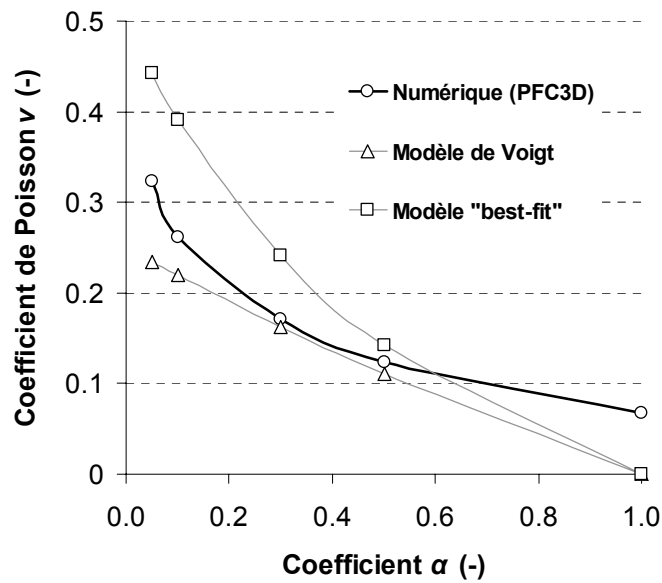


Figure 2-36 : Evolution du coefficient de Poisson en fonction du rapport des rigidités α et comparaison avec deux méthodes d'homogénéisation.

Pour simuler avec notre approche, un coefficient de Poisson de l'ordre de $\nu = 0,3$ (valeur couramment rencontrée dans les géomatériaux), il faudrait retenir une rigidité tangentielle telle que $\alpha \leq 0,1$. Or, dans ce domaine, la résistance au pic est considérablement réduite posant alors le problème de la simulation de matériau très frottant. Lorsqu'il s'agit d'étudier le comportement d'un matériau sous grandes déformations, le choix de ne pas représenter un coefficient de Poisson réaliste peut être fait dans le but de se placer dans le domaine de la quasi-indépendance du comportement plastique au coefficient α , c'est-à-dire pour $\alpha \geq 0,3$.

II.3.5.c. Coefficient de frottement c_f

Le coefficient de frottement c_f définissant la limite de résistance en cisaillement entre grains a déjà été largement étudié, notamment pour démontrer l'influence des particules non sphériques [Figure 2-27] et de la compacité [Figure 2-31] sur l'angle de frottement macroscopique calculé.

Pour compléter ces résultats, des essais triaxiaux ont été menés à partir d'une même configuration en faisant varier cette fois le coefficient de frottement intergranulaire [Figure 2-37]. Concernant la phase élastique, les modules d'Young et coefficients de Poisson [Figure 2-38] apparents semblent être indépendants du coefficient de frottement étant donné que pour les très petites sollicitations le comportement au niveau d'un contact reste élastique.

De manière semblable à ce qui a pu être vu précédemment, l'augmentation de la résistance au pic engendrée par celle du coefficient de frottement s'accompagne d'une forte dilatance.

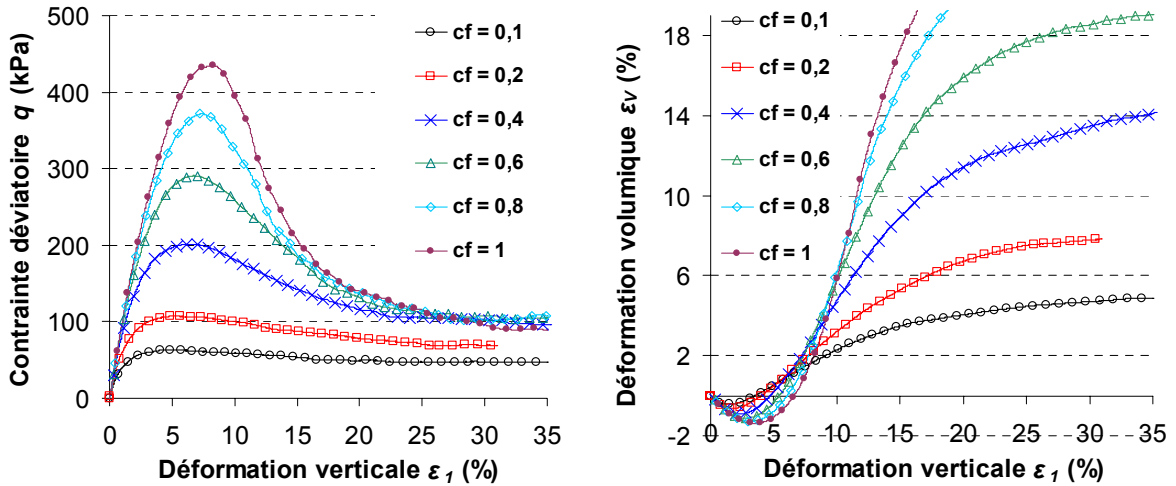


Figure 2-37 : Influence du coefficient de frottement c_f sur les réponses en contrainte et déformation volumique.

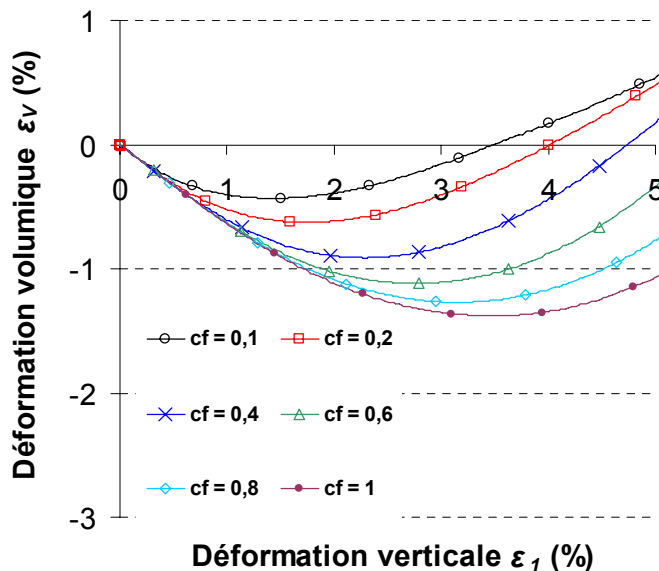


Figure 2-38 : Evolution de la déformation volumique pour différentes valeurs du coefficient de frottement c_f : zoom sur la phase élastique.

II.4. Synthèse et procédure de calibration

Le choix de l'approche discrète s'est avéré être particulièrement efficace pour la modélisation des matériaux granulaires à l'image des géomatériaux. Le modèle basé sur une représentation discrète du matériau modèle permet de simuler des comportements particulièrement réalistes à partir de lois de contacts simples.

La mise en place d'une telle approche peut être résumée en deux étapes principales :

- choix et élaboration du squelette d'un échantillon ou d'un ouvrage.
- choix et/ou calibration des paramètres micro-mécaniques régissant les interactions entre grains.

Définition du squelette

Le choix et la mise en place du squelette d'un modèle représentent une étape cruciale de la modélisation discrète dans le sens où les hypothèses sur lesquelles elle repose influent considérablement sur le comportement qui en découle.

Les principales caractéristiques géométriques d'un échantillon reposent sur la forme, la taille, la distribution des grains qui le composent ainsi que sur l'état de compacité dans lequel il est généré.

L'agglomération de particules pour former des *clumps* a permis d'apporter suffisamment d'angularité pour simuler des matériaux pulvérulents possédant une forte résistance au cisaillement tout en conservant une formulation des lois de contact relativement simple.

La distribution, plus ou moins étalée, des tailles des particules, incontournable dans le cadre d'éléments sphériques pour éviter tout arrangement cristallin, n'a pas montré, dans la limite des configurations testées, une influence notable sur le comportement mécanique des échantillons. Par la suite, les granulométries des différents modèles construits reposeront sur une distribution normale avec un écart type de $\sigma = 25\%$.

En ce qui concerne la taille des grains ou la discrétisation, plus le nombre de particules représentées pour modéliser un volume de sol est important, plus le comportement mécanique obtenu sera indépendant de la discrétisation. En pratique, le nombre ou la taille des grains sont souvent issus d'un compromis avec la taille du modèle et les temps de calculs acceptés.

Enfin, le dernier point, mais non des moindres, s'intéresse à la procédure d'élaboration des assemblages de particules. En plus, de générer des échantillons homogènes et isotropes, la méthode mise en œuvre permet de contrôler la porosité initiale du squelette par l'introduction d'un coefficient de frottement inter particulaire. De cette manière, il est possible de reproduire les comportements de matériaux granulaires lâches ou denses et les phénomènes associés de compaction ou de dégradation de la compacité lors d'une sollicitation. Cette particularité nous est apparue particulièrement intéressante pour représenter l'état des matériaux induit par la mise en place ou l'historique de sollicitation des matériaux étudiés.

Calibration

Une fois la configuration des grains définie, le comportement macroscopique d'un échantillon est le résultat des lois de contact régissant l'interaction mécanique entre

particules. Dans le cadre de la modélisation de matériaux purement pulvérulents, ces lois d'interaction peuvent être relativement simples et se limitent fréquemment en la définition des rigidités normale et tangentielle et celle d'un palier plastique dans la direction tangentielle pour limiter la résistance au cisaillement.

Au-delà des lois d'homogénéisation qui se limitent à des configurations particulières, les paramètres micro-mécaniques d'un modèle sont bien souvent calibrés par un processus de comparaison entre des résultats de simulation d'essais de caractérisation (essai triaxial par exemple) et des résultats expérimentaux.

Les essais triaxiaux simulés dans ce chapitre ont permis d'estimer l'influence des paramètres microscopiques sur la réponse macroscopique.

Pour un rapport des rigidités α fixé, le module d'Young apparent du matériau est une fonction linéaire de la rigidité normale de contact K_n . Une augmentation de K_n a également pour conséquence d'augmenter la résistance de l'échantillon, notamment pour de faibles raideurs.

Plutôt que de traiter directement la rigidité tangentielle K_s , il est de coutume de travailler avec le rapport des rigidités α qui pilote seul la valeur du coefficient de Poisson. Pour $\alpha \geq 0,3$, la résistance au pic est proche de la valeur maximale et n'évolue quasiment plus avec l'augmentation de α . Pour simuler des matériaux, sous des grandes déformations, présentant des résistances importantes il peut être intéressant de retenir un $\alpha \geq 0,3$, même si le coefficient de Poisson associé sera très probablement sous-estimé par rapport à un géomatériau classique. Cependant, à plus petites déformations, lorsque la phase de contractance élastique revêt un intérêt particulier un coefficient α plus faible pourra être retenu.

Pour ce qui est du coefficient de frottement, son choix influe, bien évidemment, directement sur la résistance du matériau, sans apporter une quelconque modification des paramètres (E, ν) de la phase élastique.

Il est à noter que, de manière générale, l'augmentation de la résistance lors d'un essai triaxial, induite par l'augmentation des rigidités normale ou tangentielle ou du coefficient de frottement, s'est accompagnée systématiquement, pour les simulations réalisées, d'une augmentation de la dilatance.

Pour un échantillon donné, la démarche de calibration d'un modèle discret à partir de caractéristiques mécaniques expérimentales reposera successivement sur :

- La définition du rapport des raideurs α : basée soit sur la représentation d'un coefficient de Poisson réaliste ($\alpha \leq 0,1$), soit sur le choix arbitraire d'un $\alpha \geq 0,3$ pour favoriser la résistance au cisaillement.
- Le calage de la rigidité normale K_n à partir du module d'Young E du matériau réel.
- Le calage du coefficient de frottement interne c_f , est alors mené dans le but de représenter une résistance à partir d'un essai ou bien encore un angle de frottement macroscopique.

L'évolution post-pic des réponses en contraintes ou en déformations volumiques, n'est finalement que le résultat des paramètres micro-mécaniques retenus pour un squelette donné. Elle pourra cependant être modifiée en jouant notamment sur les propriétés géométriques de l'échantillon (formes des particules, compacité,...).

III. Modélisation continue

La modélisation continue des matériaux a été intégrée à notre approche dans le but de limiter l'utilisation de l'approche discrète à la représentation du comportement mécanique des matériaux granulaires pour de fortes sollicitations.

Ainsi, dans le cadre d'une modélisation couplée discret-continu, la partie continue de l'ouvrage peut être vue comme une condition aux limites du domaine discret. Dans ce cadre on s'accorde à consentir davantage d'efforts de modélisation dans la partie discrète au détriment de celle du domaine continu.

Pour mener à bien cette démarche, il était nécessaire de disposer d'un code de calcul permettant de traiter des problèmes de mécanique des milieux continus en trois dimensions, pour des applications quasi-statiques et dynamiques. Notre choix s'est porté vers le logiciel FLAC^{3D}, également édité par la société *Itasca Consulting Group*.

III.1. Principe de calcul

Le programme FLAC^{3D} repose sur la méthode des différences finies pour résoudre les systèmes d'équations différentielles en remplaçant chaque dérivée par une expression algébrique écrite en termes de variations intervenant dans le système d'équations en des lieux discrets de l'espace.

Ces équations sont reformulées à chaque pas de calcul, en s'affranchissant ainsi de la génération et le stockage d'une matrice de rigidité totale.

La description du mouvement est gérée de manière Lagrangienne, à savoir que les coordonnées des nœuds peuvent être facilement réactualisées à chaque pas de calcul. Le maillage numérique se déforme alors avec le matériau qu'il représente [Billiaux et Cundall 1993]. Cette méthode permet ainsi de traiter des problèmes en grandes déformations.

La résolution du problème mécanique est menée par le biais d'un schéma explicite temporel. Pour cela, le Principe Fondamental de la Dynamique est inclus dans la formulation, même pour des applications quasi-statiques. Les variables à traiter sont re-calculées tous les pas de temps Δt , et sont supposées rester constantes entre deux pas de calculs (principe même de la résolution explicite). Cette condition reste relativement vérifiée à condition que le pas de temps reste très petit.

De manière identique à la méthode aux éléments discrets, la stabilité du schéma numérique est assurée par l'ajout d'un terme d'amortissement numérique dans les équations du mouvement.

Le cycle de calcul se résume en la succession de la résolution des équations du mouvement et du calcul des forces aux nœuds ou contraintes via la loi de comportement du matériau [Figure 2-39].

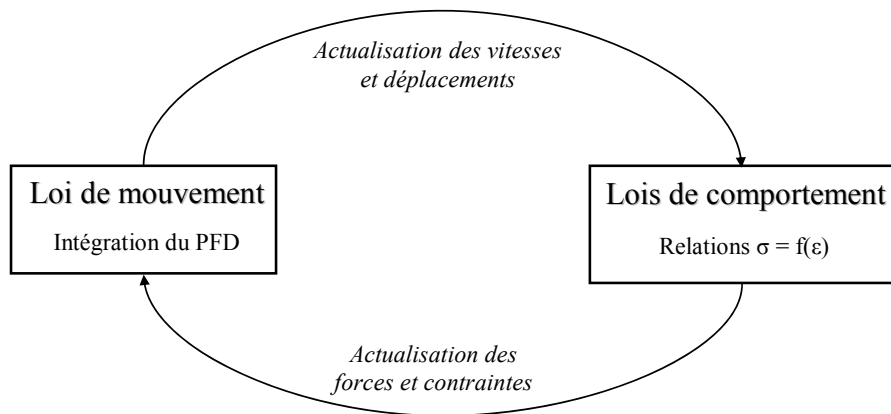


Figure 2-39 : Séquence de calcul générale, d'après [Billiaux et Cundall 1993].

III.2. Lois de comportement

Une loi de comportement est une fonction qui relie l'ensemble de contraintes σ à la déformation ε du milieu continu.

$$\sigma = f(\varepsilon) \quad (2-23)$$

Où, f est la fonction définissant la loi de comportement du matériau.

Alors qu'un grand nombre de modèles de comportement est présent dans la littérature pour décrire la réponse des sols sous des sollicitations statiques ou dynamiques, nous nous sommes limités à l'utilisation d'une loi élastique linéaire isotrope (loi de Hooke) dans la plupart des simulations couplées présentées dans les sections suivantes du manuscrit. Cette loi s'exprime en fonction de deux paramètres : le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν , par exemple.

Ce choix est motivé par le fait que le modèle continu est mis en place dans les zones les moins sollicitées et que de ce fait, les déformations plastiques restent limitées.

En pratique la phase réversible dans les géomatériaux se limite seulement aux très petites déformations. Le choix d'une loi élastique s'avère donc être une hypothèse très forte mais est imposé, comme on le verra par la suite, par la méthode de couplage retenue.

Pour tester l'influence de l'introduction de la plasticité dans notre modèle, de manière anecdotique, une loi élastique parfaitement plastique avec un critère de rupture de Mohr-Coulomb a également été mise en œuvre. Ce modèle se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hooke (E, ν), un critère de rupture en cisaillement défini par une cohésion c et un angle de frottement φ , et une règle d'écoulement orientant les déformations volumiques dans le domaine plastique, défini par l'angle de dilataance ψ .

Chapitre 3 : Couplage Discret – Continu

Sommaire :

Chapitre 3 : Couplage Discret – Continu	93
I. Introduction	94
II. Méthodes de couplages existantes.....	94
II.1. Généralités.....	94
II.2. Couplage sans recouvrement.....	95
II.3. Couplage avec recouvrement	98
II.4. Conclusion.....	100
III. Définition des couplages mis en place.....	100
III.1. Problème couplé.....	100
III.2. Définition d'un Hamiltonien global.....	101
III.3. Continuité matérielle.....	102
III.4. Résolution du problème couplé	107
III.5. Mise en place de l'approche couplée	112
IV. Tests de validation	114
IV.1. Essai de compression triaxial sur des matériaux élastiques.....	114
IV.2. Essai de compression dynamique : propagation d'ondes	118
IV.3. Simulation d'impact.....	126
V. Bilan et conclusions	129

I. Introduction

Précédemment, il a été mis en avant l'intérêt du recours à la méthode des éléments discrets pour analyser le comportement de matériaux granulaires pour des sollicitations quasi-statique ou dynamique. La nature particulière des sols granulaires nécessite cependant une modélisation à petite échelle pour être réaliste et rend par conséquent délicate l'étude d'un ouvrage du fait du grand nombre de particules à mettre en place.

Cette difficulté peut alors être surmontée en couplant l'approche discrète avec une méthode continue, permettant ainsi de bénéficier des avantages des deux approches. En effet, les fortes déformations ou discontinuités restent localisées dans la zone d'intérêt nécessitant alors une description discrète du comportement mécanique, tandis que le reste de l'ouvrage pourra être traité par une approche continue et pourra être vu comme une condition limite à la zone d'intérêt.

Cette stratégie a pour but de limiter l'utilisation du modèle discret et ainsi limiter le nombre de degrés de liberté à manipuler et réduire les coûts de calcul.

Dans ce chapitre, un bref état de l'art des différentes méthodes de couplage utilisées dans les domaines du génie civil et de la géotechnique a tout d'abord été dressé, avant de présenter la résolution du problème couplé ainsi que la mise en place des approches couplées retenues.

Enfin, l'implémentation de ces approches a été validée à partir de l'étude de cas tests dans des conditions quasi-statique et dynamique.

II. Méthodes de couplages existantes

II.1. Généralités

Les premiers développements qui ont permis d'associer simultanément dans un modèle des approches continue et discrète, prennent leur origine dans la fin des années 80 et sont notamment à attribuer au domaine de la physique pour l'étude du comportement thermique ou mécanique à l'échelle atomique [Broughton et al. 1999]. Depuis, les méthodes de couplages associant le plus souvent des approches discrète et continue, se sont multipliées et diversifiées en fonction de l'application qui en est faite.

Certains auteurs travaillent à partir d'une approche continue dont le maillage est capable d'évoluer dynamiquement au cours de la simulation, vers une approche discrète permettant ainsi de simuler de la fracturation locale tout en conservant une approche continue dans les zones épargnées [Munjiza 2004; Onate et al. 2009].

L'association discrète et continue a également été mise en place pour traiter l'interaction d'un solide ou d'un élément structurel avec un milieu granulaire à l'image des travaux de [Onate et al. 2004] modélisant ainsi la découpe d'une roche par un outil métallique ou encore la représentation continue d'une nappe de géotextile dans un milieu granulaire constitué d'éléments discrets [Villard et al. 2009].

Les deux premières approches de combinaison des domaines discret et continu, citées ci-dessus, ne semblent pas les plus adaptées à notre problématique. Pour traiter la zone impactée et en particulier le contact entre l'impactant et l'ouvrage, l'approche discrète

Chapitre 3 : Couplage Discret – Continu

qui, de par sa nature repose sur la gestion du contact, est préférable et plus facilement mise en place que le traitement du contact continu-continu. De plus, il s'agit ici d'étudier le comportement d'un même ouvrage ou d'un même matériau, avec un degré de raffinement de modélisation différent dans la zone d'intérêt et le reste de l'ouvrage, et non de représenter une partie rigide ou un élément de renforcement par une approche continue adéquate.

Dans ce but, on ne s'intéressera dans la suite qu'aux méthodes de couplage mettant en œuvre une partition de l'espace ou les approches discrète et continue sont mises en place de manière prédéfinie en fonction d'une analyse comportementale de l'ouvrage.

Une synthèse assez exhaustive des méthodes pionnières de couplage entre discret et continu, et des développements qui ont suivi, a été établie par [Anciaux 2007] et [Curtin et Miller 2003].

Ils traitent de la décomposition des sous-domaines et de la gestion de la transmission d'informations entre un modèle qui contient l'information la plus précise que l'on souhaite calculer et un modèle macroscopique qui représente une solution plus grossière. Les modèles discutés peuvent être présentés sous deux grandes philosophies : les méthodes de couplage « bord à bord » (ou sans recouvrement) où les sous-domaines sont disjoints, ou bien les méthodes autorisant une superposition des approches dans une zone de recouvrement [Figure 3-1].

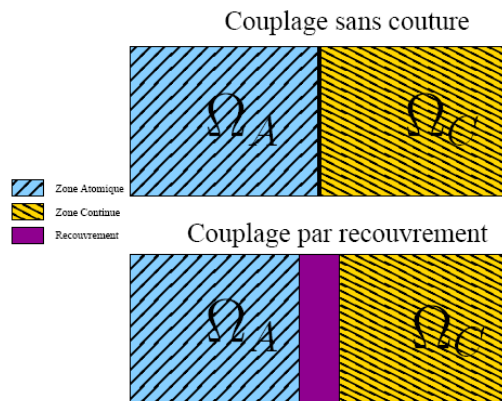


Figure 3-1 : Représentations schématiques des couplages avec ou sans recouvrement [Anciaux 2007].

II.2. Couplage sans recouvrement

II.2.1. Domaines de la physique et mécanique atomistiques

Pour illustrer l'utilisation des méthodes sans recouvrement dans le domaine des solides cristallins, qui ont connu les premiers développements des approches couplées discret-continu, on peut présenter la méthode Quasi Continuum (*QC*) développée par Miller et Tadmor [Miller et Tadmor 2003].

Le couplage est assuré par un échange de conditions limites au niveau de l'interface entre les deux modèles. Particularité des couplages « bord à bord », le maillage continu

est raffiné jusqu'à l'échelle discrète, permettant ainsi d'associer à chacun des nœuds éléments finis, un atome discret. Pour cette approche, la zone d'échange est limitée à l'interface continu-discontinu, et est matérialisée par les atomes (en noir sur la Figure 3-2), coïncidant avec un nœud du modèle continu. Les atomes présents dans la partie continue (en blanc sur la Figure 3-2), sont des atomes fictifs qui ne servent que de conditions limites aux atomes du reste du modèle lorsque les rayons d'interaction sont supérieurs à une distance interatomique.

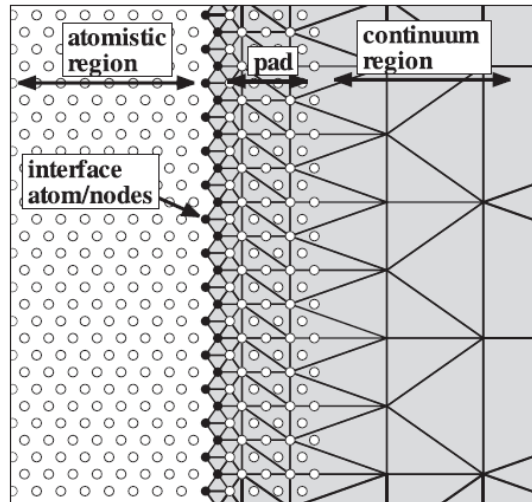


Figure 3-2 : Schéma de principe de la zone de couplage discret – continu pour la méthode QC [Curtin et Miller 2003].

De cette première approche ont suivi de nombreux développements qui ont permis de modifier la sommation partielle de l'énergie des deux sous-domaines au niveau de l'interface, dans le but de limiter les effets indésirables (« forces fantômes », réflexions d'ondes) dus au passage d'une approche à une autre, et enfin d'élargir les domaines d'application à d'autres que la statique.

Même si ces méthodes permettent d'obtenir des schémas de résolution efficaces et des résultats précis dans leur domaine d'application [Curtin et Miller 2003], elles ne semblent pas adaptées à des matériaux de type sol. La discrétisation du maillage continu à l'approche de la zone de couplage, envisageable dans le cas d'une structure cristalline, semble difficile à mettre en place pour un agencement aléatoire d'atomes discrets (structure amorphe).

II.2.2. Domaines du génie civil et de la géotechnique

Plus récemment, la société Itasca a développé une approche couplée tridimensionnelle continue-discontinue : *AC/DC* (Adaptive Continuum / Discontinuum Code) [Cundal et al. 2003] dans le but d'étudier par exemple le développement de fracturations dans un massif rocheux [Dedecker et al. 2007]. Cette méthode repose sur l'assemblage périodique de blocs (« brick »), chacun étant composé par un agencement quelconque d'éléments discrets. Au cours d'une simulation, le code permet de passer, dynamiquement, des « bricks » composées d'éléments discrets, pour modéliser des

comportements non élastiques, à leur version dégradée continue élastique équivalente, dans les zones peu sollicitées du modèle.

À l'image des approches « bord-à-bord » issues du domaine de la physique atomistique, les nœuds du maillage continu, situés au niveau de l'interface, correspondent à la position d'éléments discrets [Figure 3-3]. On peut également noter que le maillage utilisé n'est pas progressif ce qui limite l'utilisation d'éléments continus plus grossiers dans les zones les plus éloignées des fortes contraintes.

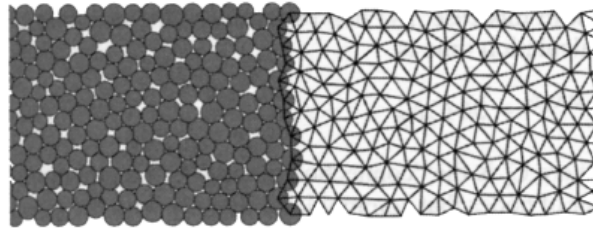


Figure 3-3 : Méthode de couplage AC/DC [Itasca 2006].

Dans un objectif de réduction des temps de modélisation, les auteurs notent aussi que la structure périodique par « brick » du modèle discret permet, à moindre coût de générer des échantillons de taille conséquente.

Une autre approche propose d'analyser la propagation d'ondes acoustiques ou sismiques dans le sous-sol pour évaluer l'endommagement des roches lors de l'excavation d'un tunnel [Cai et al. 2007]. Dans ce cadre, deux codes de calcul, l'un discret (PFC, Itasca), l'autre continu en différences finies (FLAC, Itasca) sont couplés dans une approche reposant sur un échange de forces et déplacements à chaque pas de calcul, au niveau d'une frontière. Ce type de transfert nécessite l'introduction d'éléments d'interface (murs) [Figure 3-4] présentant une raideur permettant le calcul des efforts à transmettre du domaine discret vers la partie continue du modèle. La présence de ces éléments peut cependant influencer sur les performances du couplage notamment pour des applications dynamiques. Par ailleurs, cette approche bénéficie de la capacité des codes Itasca à communiquer entre eux par l'ouverture de connexions réseaux autorisant l'échange rapide de données entre les deux codes de calcul.

D'autres auteurs se sont également attachés à la mise en place de ce type de couplage lors de problèmes essentiellement statiques comme l'étude de l'interaction sol-structure lors de l'occurrence d'un fontis [Caudron et al. 2006] ou du chargement d'une inclusion rigide dans un sol granulaire [Elmekati et El Shamy 2010].

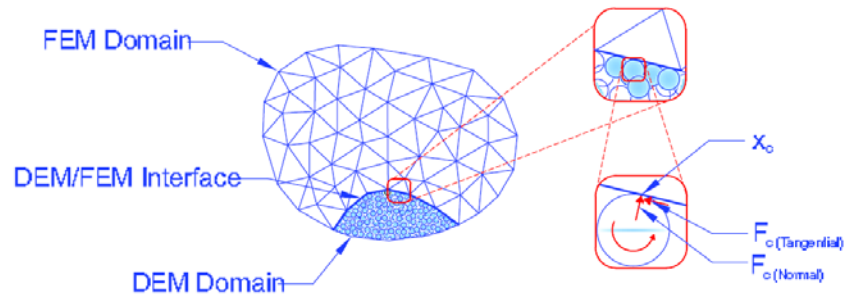


Figure 3-4 : Frontière entre les domaines discret et continu, et calcul des efforts pour les éléments « mur » au niveau de l'interface [Elmekati et El Shamy 2010].

II.3. Couplage avec recouvrement

II.3.1. Domaines de la physique et mécanique atomistiques

La jonction spatiale entre les deux approches couplées peut également se faire avec une zone de recouvrement [Figure 3-5], permettant ainsi, selon le traitement qui en est fait, un transfert du discret vers le continu moins brutal que dans le cas d'un couplage bord-à-bord.

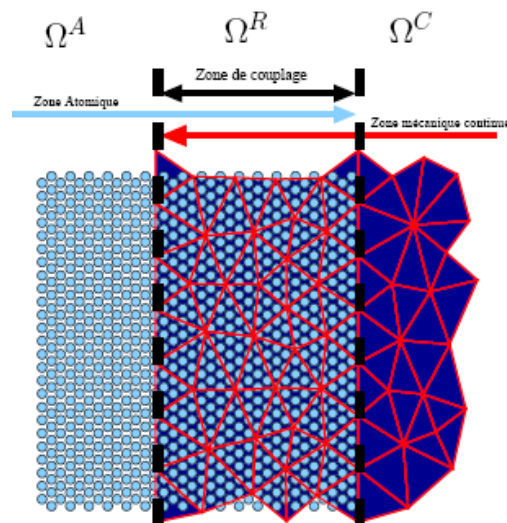


Figure 3-5 : Couplage discret – continu avec une zone de recouvrement [Anciaux 2007].

La méthode Bridging Scales [Liu et al. 2006] permet l'étude du comportement dynamique de réseaux cristallins. Elle s'appuie sur une méthode spectrale (fonctions de Green) pour calculer analytiquement une condition limite en force pour les atomes couplés présents dans le recouvrement. Cette approche permet de ne pas lier de façon rigide les atomes discrets au maillage continu. Les auteurs ont pu montrer que cette approche permettait de diminuer la problématique de réflexions d'ondes.

Xiao et Belytschko [Xiao et Belytschko 2004] propose une approche où les domaines discret et continu se superposent dans une région de l'espace. Dans ce recouvrement, un Hamiltonien global est défini comme la combinaison linéaire des Hamiltoniens des deux sous-domaines, engendrant ainsi une troncature progressive de l'énergie. Le couplage est assuré par des contraintes cinématiques imposées par l'intermédiaire de multiplicateurs de Lagrange pour assurer la continuité matérielle. Selon les auteurs, cette démarche présente l'avantage de réduire considérablement les problèmes de réflexions d'ondes au niveau de l'interface sans nécessiter l'ajout de filtre ou d'amortissement numériques. Cependant, ce constat n'a pas été confirmé par les travaux de Frangin [Frangin et al. 2007].

A noter que la méthode proposée reste également valable pour les domaines discrets à structure amorphe ce qui représente un intérêt certain pour la modélisation de géomatériaux.

En plus du couplage avec recouvrement spatial, une version bord-à-bord [Belytschko et Xiao 2003] a également été testée par Belytschko et Xiao [Figure 3-6]. Leur performance a alors été évaluée et validée pour des applications statiques et dynamiques. Un bémol : le modèle sans recouvrement montre une propension plus importante à réfléchir les ondes hautes fréquences que lors de la mise en place d'une zone de recouvrement.

La non-dépendance de cette dernière méthode à l'agencement particulière du modèle discret a ouvert des perspectives intéressantes en permettant son application à d'autres domaines que la mécanique à l'échelle nanoscopique.

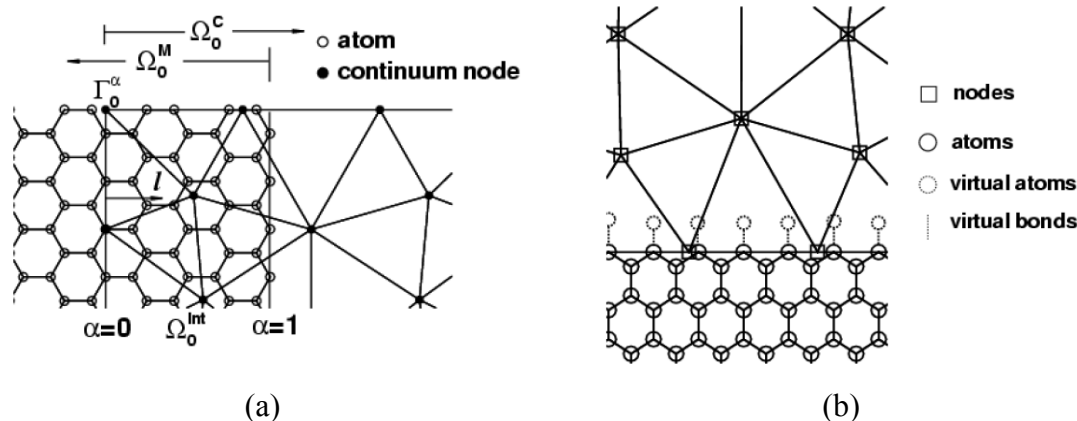


Figure 3-6 : Interaction entre les atomes discrets et les nœuds continus dans des approches couplées avec recouvrement (a) ou bord-à-bord (b) [Belytschko et Xiao 2003].

II.3.2. Domaines du génie civil et de la géotechnique

Dans cette section on ne présentera pas de nouvelle méthode, mais on s'intéressera aux développements et applications de la Bridging Method à des problématiques d'impact ou de mécanique des géomatériaux.

Pour traiter l'impact sur des ouvrages en béton armé, Frangin a mis en place la méthode présentée par Xiao et Belytschko dans sa version avec recouvrement, et l'a étendue en autorisant le couplage des 6 degrés de liberté des éléments discrets contre seulement 3 translations dans l'approche initiale [Frangin et al. 2007]. Il conclut cependant que cette amélioration n'a d'intérêt que lorsque la rotation des éléments discrets est importante.

La réflexion d'ondes à l'interface est aussi largement abordée pour des modélisations en 1D et montre que la seule utilisation d'un recouvrement ne suffit pas à les éliminer. L'ajout d'amortissement numérique ou d'un paramètre de relaxation appliqué aux corrections permet cependant de s'affranchir de la quasi-totalité de ces effets indésirables [Frangin et al. 2007].

Dans la continuité de ces travaux, Rousseau [Rousseau et al. 2010] adapte la méthode pour l'utilisation d'éléments structurels de type coque en lieu et place d'une approche continue maillée pour aller vers une optimisation maximum des temps de calcul.

Dans le but de réduire les temps de calcul pour la simulation de la construction d'un tunnel nécessitant la représentation étendue d'un massif rocheux présentant localement des zones de fracturation, Rojek et Onate [Rojek et Onate 2007] misent également sur la Bridging Method. Les résultats obtenus sont comparables à ceux d'une approche entièrement discrète pour une diminution des temps de calcul d'un facteur 2.

II.4. Conclusion

Les méthodes de couplage issues du domaine de la physique atomistique ne sont pour la plupart pas applicables à notre problématique d'impact sur géomatériaux du fait de la structure cristalline que ces approches nécessitent.

Nous nous sommes donc intéressés au couplage proposé par Xiao et Belytschko, qui reste valide pour des géométries discrètes amorphes, et aussi bien utilisable pour des applications statiques que dynamiques. Ces atouts ont d'ailleurs largement contribué à son utilisation récente aux domaines du génie civil et en particulier pour la modélisation d'impact sur structures.

La réalisation du couplage entre les approches discrète et continue par échanges de données entre différents logiciels nous est apparue intéressante, dans le sens où elle permet de réutiliser les capacités de calcul de codes existants, en s'affranchissant ainsi de l'implémentation (coûteuse) d'une méthode continue dans un code discret par exemple. En ce sens, nous avons choisi d'utiliser les codes de l'éditeur Itasca : PFC^{3D} pour l'approche discrète et FLAC^{3D} méthode continue aux différences finies.

III. Définition des couplages mis en place

III.1. Problème couplé

Nous nous sommes donc appuyés sur les travaux de Xiao et Belytschko pour mettre en place la « Bridging Method » qui repose sur la superposition spatiale des modèles discret et continu. La continuité matérielle entre les domaines discret et continu est assurée en contraignant leurs degrés de liberté via des relations cinématiques.

L'originalité de cette approche repose sur la pondération énergétique des deux sous-domaines, pour garantir l'homogénéité des propriétés matérielles (masses et raideurs) dans l'ensemble du modèle couplé.

Une version du couplage bord-à-bord [Belytschko et Xiao 2003], qui a été adaptée à la particularité d'un modèle discret amorphe, est également présentée.

Les principes de base ainsi que la résolution de ces deux méthodes couplées sont détaillés dans les sections suivantes, en reprenant le formalisme et les notations définis par Frangin [Frangin et al. 2007].

III.2. Définition d'un Hamiltonien global

L'énergie totale H (Hamiltonien) du modèle couplé est définie comme la combinaison de l'Hamiltonien des deux sous-systèmes discret (H_{ED}) et continu (H_{DF}). Des coefficients de pondération α et β sont alors affectés respectivement sur les éléments discrets et les nœuds du maillage continu.

Pour le couplage avec un domaine de recouvrement, ces paramètres, fonction de la position spatiale des nœuds ou des atomes, varient linéairement dans la zone de recouvrement, et restent constants partout ailleurs. Le coefficient α affecté au domaine discret, vaut l'unité dans le domaine discret et est nul dans la partie continue. Inversement, le coefficient affecté à la partie continue du modèle, vaut l'unité dans la partie continue et est nul dans le domaine discret [Figure 3-7]. La variation linéaire de l'énergie des deux sous-domaines a pour objectif d'obtenir une évolution progressive de la prépondérance d'un domaine vers l'autre.

Le couplage bord-à-bord mettant en œuvre des domaines disjoints, les coefficients de pondération α et β sont constants et égaux à l'unité respectivement dans les domaines discret et continu.

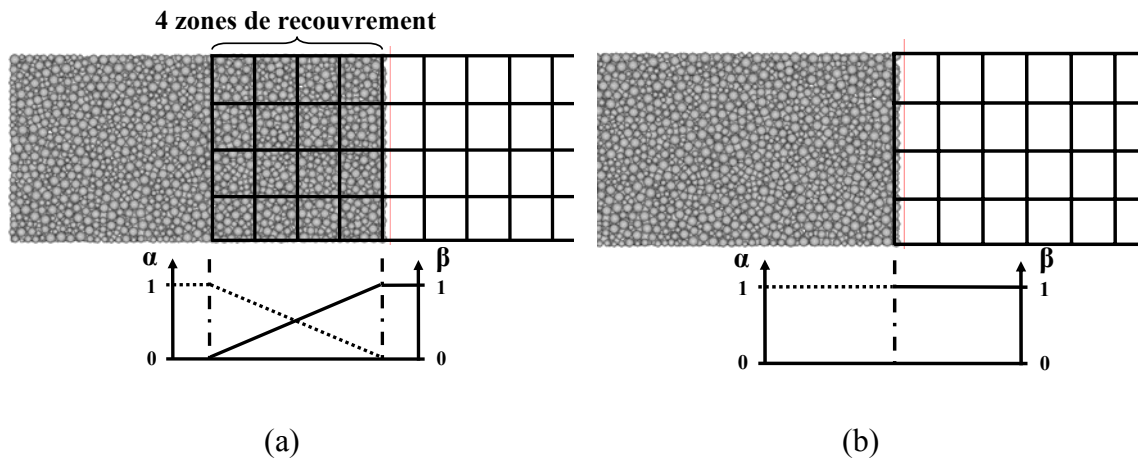


Figure 3-7 : Coefficients de pondération énergétique des milieux discret α et continu β pour les méthodes avec recouvrement (a) ou bord-à-bord (b).

L'Hamiltonien global du système, composé de la somme des énergies potentielles et cinétiques des différents sous-domaines s'écrit alors [éq. (3-1)] :

$$H = \beta H_{ED} + \alpha H_{DF} \quad (3-1)$$

III.3. Continuité matérielle

III.3.1. Liaisons cinématiques

La liaison mécanique entre les milieux discret et continu, est assurée en contraignant les degrés de liberté des deux domaines dans la zone de recouvrement.

Dans la version initiale de la méthode, Xiao et Belytschko [Xiao et Belytschko 2004] ne s'attachent qu'au couplage des translations, laissant alors libres les rotations dans la partie éléments discrets. Il est aussi possible de coupler également les rotations des éléments discrets au déplacement des nœuds continus [Frangin et al. 2007]. Pour alléger le nombre de degrés de liberté à relier et ainsi la procédure de couplage, seuls les degrés de translation des éléments discrets ont été contraints.

Dans la zone de recouvrement, les déplacements des n_{dr} éléments discrets sont alors reliés aux déplacements des n_{cr} nœuds continus par des relations cinématiques [éq. (3-2)] :

$$\vec{D} = \vec{K} \cdot \vec{U} \quad (3-2)$$

Avec

$$\begin{cases} \vec{D} = \text{Vecteur des déplacements du domaine discret} \\ \vec{U} = \text{Vecteur des déplacements du domaine continu} \\ \vec{K} = \text{Matrice des relations cinématiques} \end{cases}$$

Le vecteur des déplacements du domaine discret \vec{D} est composé par l'ensemble des vecteurs déplacements \vec{d}_j de chaque élément discret j du recouvrement, défini par ses composantes suivant x, y ou z .

$\vec{D} = \left\{ \vec{d}_j \right\}_{n_{dr}}$, avec $\vec{d}_j = \begin{pmatrix} d_{jx} \\ d_{jy} \\ d_{jz} \end{pmatrix}$, le vecteur des déplacements des éléments discrets.

Le vecteur des déplacements du domaine continu \vec{U} est composé par l'ensemble des vecteurs déplacements \vec{u}_i de chaque nœud i du recouvrement, défini par ses composantes suivant x, y ou z .

$\vec{U} = \left\{ \vec{u}_i \right\}_{n_{cr}}$ est le vecteur des déplacements des nœuds continus où $\vec{u}_i = \begin{pmatrix} u_{ix} \\ u_{iy} \\ u_{iz} \end{pmatrix}$.

$\overline{\overline{K}} = \begin{bmatrix} \overline{\overline{k}}_{ji} \end{bmatrix}_{n_{dr}, n_{cr}}$ est la matrice des relations cinématiques. Les matrices $\overline{\overline{k}}_{ji}$, de dimension 3×3 , relie les déplacements de l'élément j et du nœud i [Figure 3-8].

Le déplacement \vec{d}_j de chaque élément discret j du recouvrement peut alors s'écrire en fonction des déplacements \vec{u}_i de chaque nœud i du recouvrement, via les matrices « relations cinématiques » $\overline{\overline{k}}_{ji}$ [éq. (3-3)] :

$$\text{Pour } j \leq n_{dr}, \quad \vec{d}_j = \sum_{i=1}^{n_{cr}} \overline{\overline{k}}_{ji} \cdot \vec{u}_i \quad (3-3)$$

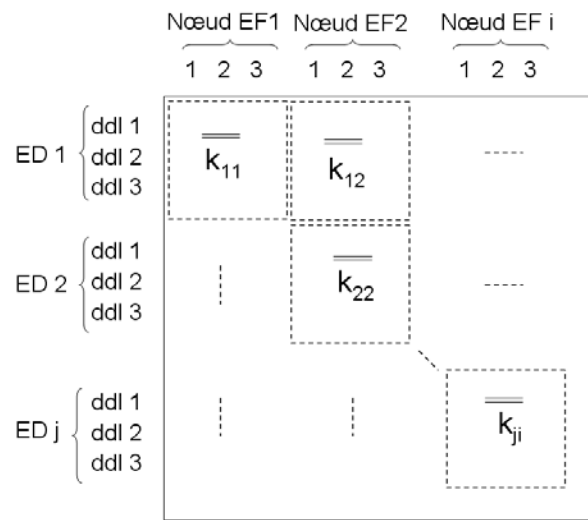


Figure 3-8 : Structure de la matrice $\overline{\overline{K}}$ [Frangin 2008].

III.3.2. Définition des relations cinématiques

III.3.2.a. Méthode avec recouvrement

Pour assurer la liaison entre les domaines discret et continu, les relations cinématiques mises en œuvre peuvent être de complexité variée. La partie continue de notre approche utilise des parallélépipèdes comme éléments de maillage élémentaire, il a été alors choisi de relier les déplacements des éléments discrets uniquement aux huit nœuds qui l'entourent [Figure 3-9].

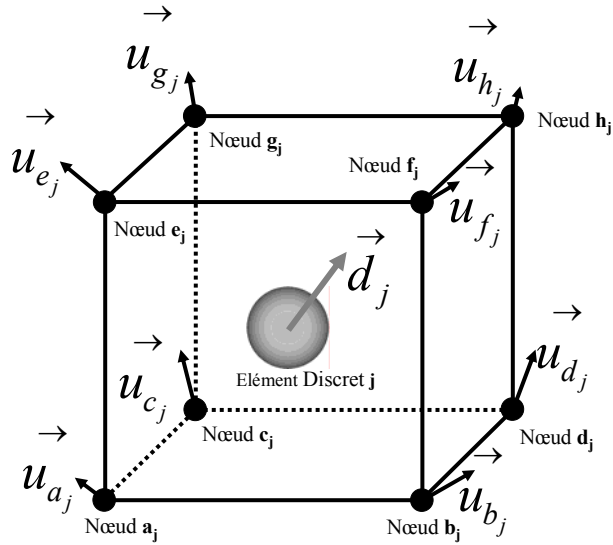


Figure 3-9 : Représentation schématique d'un élément discret contenu dans une maille continue à huit nœuds.

Les fonctions de forme utilisées pour associer les déplacements discrets et continus sont linéaires. Les sous-matrices $\overline{\overline{k_{ji}}}$ (matrice de dimension 3×3) sont alors exprimées en fonction des paramètres de référencement spatial ε_j , η_j et χ_j de l'élément discret j contenu dans le parallélépipède de dimensions caractéristiques L_{xj} , L_{yj} et L_{zj} [Figure 3-10]. Avec ces notations, le déplacement \vec{d}_j de chaque élément discret j peut être exprimé en fonction des déplacements des huit nœuds continus qui l'entourent [éq. (3-4)] :

$$\begin{aligned} \vec{d}_j = & (1 - \chi_j) \cdot \left\{ (1 - \eta_j) \cdot \left[(1 - \varepsilon_j) \cdot \vec{u}_{a_j} + \varepsilon_j \cdot \vec{u}_{b_j} \right] + \eta_j \cdot \left[(1 - \varepsilon_j) \cdot \vec{u}_{c_j} + \varepsilon_j \cdot \vec{u}_{d_j} \right] \right\} \\ & + \chi_j \cdot \left\{ (1 - \eta_j) \cdot \left[(1 - \varepsilon_j) \cdot \vec{u}_{e_j} + \varepsilon_j \cdot \vec{u}_{f_j} \right] + \eta_j \cdot \left[(1 - \varepsilon_j) \cdot \vec{u}_{g_j} + \varepsilon_j \cdot \vec{u}_{h_j} \right] \right\} \end{aligned} \quad (3-4)$$

Ou bien alors sous forme matricielle à l'aide des sous-matrices $\overline{\overline{k_{ji}}}$ [éq. (3-5), (3-6) et (3-7)] :

$$\vec{d}_j = \sum_{i=a_j}^{h_j} \overline{\overline{k_{ji}}} \cdot \vec{u}_i \quad (3-5)$$

$$\vec{d}_j = \left(\begin{array}{cccccccc} \overline{\overline{k_{ja_j}}} & \overline{\overline{k_{jb_j}}} & \overline{\overline{k_{jc_j}}} & \overline{\overline{k_{jd_j}}} & \overline{\overline{k_{je_j}}} & \overline{\overline{k_{jf_j}}} & \overline{\overline{k_{jg_j}}} & \overline{\overline{k_{jh_j}}} \end{array} \right) \cdot \begin{pmatrix} \rightarrow \\ u_{a_j} \\ \rightarrow \\ u_{b_j} \\ \rightarrow \\ u_{c_j} \\ \rightarrow \\ u_{d_j} \\ \rightarrow \\ u_{e_j} \\ \rightarrow \\ u_{f_j} \\ \rightarrow \\ u_{g_j} \\ \rightarrow \\ u_{h_j} \end{pmatrix} \quad (3-6)$$

Avec :

$$\begin{aligned} \overline{\overline{k_{ja_j}}} &= (1 - \chi_j) \cdot (1 - \eta_j) \cdot (1 - \varepsilon_j) \cdot \overline{\overline{Id_3}} \\ \overline{\overline{k_{jb_j}}} &= (1 - \chi_j) \cdot (1 - \eta_j) \cdot \varepsilon_j \cdot \overline{\overline{Id_3}} \\ \overline{\overline{k_{jc_j}}} &= (1 - \chi_j) \cdot \eta_j \cdot (1 - \varepsilon_j) \cdot \overline{\overline{Id_3}} \\ \overline{\overline{k_{jd_j}}} &= (1 - \chi_j) \cdot \eta_j \cdot \varepsilon_j \cdot \overline{\overline{Id_3}} \\ \overline{\overline{k_{je_j}}} &= \chi_j \cdot (1 - \eta_j) \cdot (1 - \varepsilon_j) \cdot \overline{\overline{Id_3}} \\ \overline{\overline{k_{jf_j}}} &= \chi_j \cdot (1 - \eta_j) \cdot \varepsilon_j \cdot \overline{\overline{Id_3}} \\ \overline{\overline{k_{jg_j}}} &= \chi_j \cdot \eta_j \cdot (1 - \varepsilon_j) \cdot \overline{\overline{Id_3}} \\ \overline{\overline{k_{jh_j}}} &= \chi_j \cdot \eta_j \cdot \varepsilon_j \cdot \overline{\overline{Id_3}} \end{aligned} \quad (3-7)$$

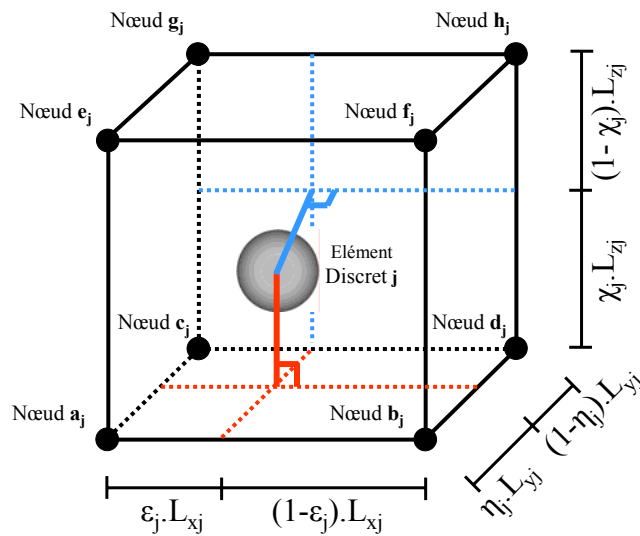


Figure 3-10 : Localisation géométrique d'un élément discret dans une maille continue.

III.3.2.b. Méthode sans recouvrement

Les méthodes bord-à-bord sont habituellement adaptées à un agencement ordonné de particules, permettant ainsi de confondre les éléments discrets et les nœuds continus au niveau de la zone de jonction. On propose dans la suite, une adaptation de la méthode sans recouvrement, donnée dans [Belytschko et Xiao 2003], pour des distributions amorphes d'éléments discrets.

Pour y parvenir, le choix a été fait de coupler une partie des éléments discrets présents à proximité (à définir) de la frontière discret-continu. Les éléments discrets alors contraints ne sont localisés ni au niveau des nœuds continus ni même dans le plan défini par les nœuds frontières. Pour pallier ce manque on traitera dans l'expression des relations de couplage, non pas le positionnement d'un élément discret, mais plutôt son projeté orthogonal dans le plan frontière [Figure 3-11 et Figure 3-12].

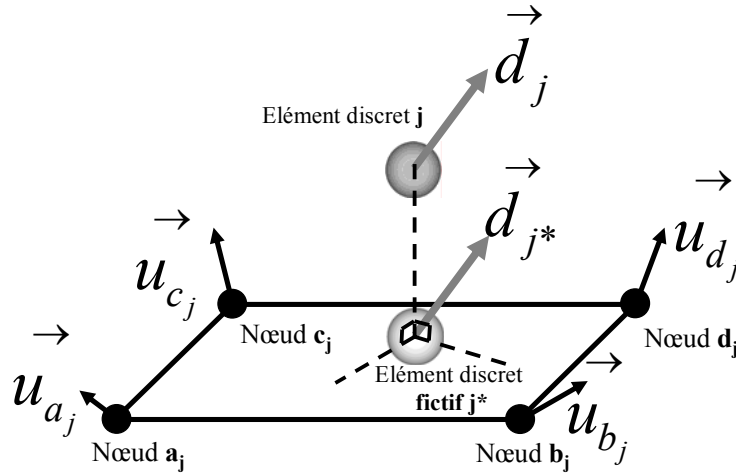


Figure 3-11 : Projection orthogonale de la position d'un élément discret couplé sur une face continue appartenant à la frontière.

L'approximation permet alors d'exprimer le déplacement \vec{d}_j de chaque élément discret couplé comme le déplacement de l'élément discret fictif \vec{d}_{j^*} et s'écrit en fonction des quatre nœuds continus qui l'entourent [éq. (3-8)] :

$$\vec{d}_j = \vec{d}_{j^*} = (1 - \eta_j) \cdot \left[(1 - \varepsilon_j) \cdot \vec{u}_{a_j} + \varepsilon_j \cdot \vec{u}_{b_j} \right] + \eta_j \cdot \left[(1 - \varepsilon_j) \cdot \vec{u}_{c_j} + \varepsilon_j \cdot \vec{u}_{d_j} \right] \quad (3-8)$$

Ainsi, de manière analogue à l'approche avec une zone de recouvrement, on écrit les relations cinématiques $\underline{\underline{k}}_{ji}$ avec une notation matricielle [éq. (3-9), (3-10) et (3-11)] :

$$\vec{d}_j = \sum_{i=a_j}^{d_j} \overline{\overline{k}}_{ji} \cdot \vec{u}_i \quad (3-9)$$

$$\vec{d}_j = \begin{pmatrix} \overline{\overline{k}}_{ja_j} & \overline{\overline{k}}_{jb_j} & \overline{\overline{k}}_{jc_j} & \overline{\overline{k}}_{jd_j} \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \vec{u}_{a_j} \\ \vec{u}_{b_j} \\ \vec{u}_{c_j} \\ \vec{u}_{d_j} \end{pmatrix} \quad (3-10)$$

Avec :

$$\begin{aligned} \overline{\overline{k}}_{ja_j} &= (1 - \eta_j) \cdot (1 - \varepsilon_j) \cdot \overline{\overline{Id}}_3 \\ \overline{\overline{k}}_{jb_j} &= (1 - \eta_j) \cdot \varepsilon_j \cdot \overline{\overline{Id}}_3 \\ \overline{\overline{k}}_{jc_j} &= \eta_j \cdot (1 - \varepsilon_j) \cdot \overline{\overline{Id}}_3 \\ \overline{\overline{k}}_{jd_j} &= \eta_j \cdot \varepsilon_j \cdot \overline{\overline{Id}}_3 \end{aligned} \quad (3-11)$$

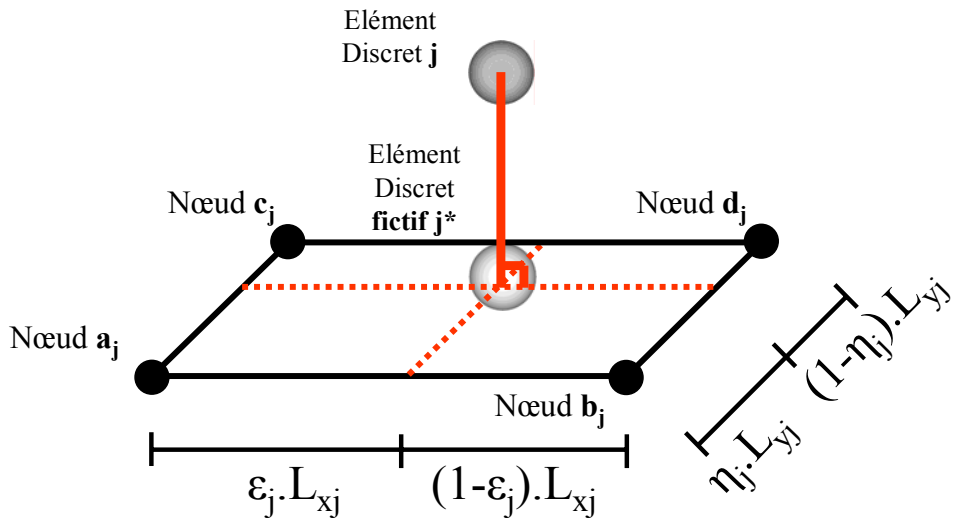


Figure 3-12 : Localisation géométrique du projeté orthogonal de la position d'un élément discret couplé sur une face continue.

III.4. Résolution du problème couplé

III.4.1. Mise en équations locales

La résolution du problème est menée en minimisant l'énergie sur chaque sous-domaine tout en s'assurant que la relation de couplage entre les déplacements des éléments de chaque sous-domaine ($\vec{D} - \overline{\overline{K}} \cdot \vec{U} = 0$) soit vérifiée à chaque itération.

Chapitre 3 : Couplage Discret – Continu

La méthode du multiplicateur de Lagrange permet de résoudre un problème d'optimisation (ici recherche du minimum) sous contraintes imposées (ici relations de couplage). La méthode consiste à introduire, une inconnue scalaire supplémentaire (appelée multiplicateur de Lagrange), pour chaque contrainte imposée, pour former une combinaison linéaire de la fonction à étudier et des contraintes. Le problème passe ainsi d'un problème d'optimisation avec contraintes imposées à un problème non contraint. La fonction H_L formée du Hamiltonien global et des multiplicateurs de Lagrange, s'écrit en terme d'énergie, dans la zone de recouvrement [éq. (3-12)] :

$$H_L(\vec{D}, \vec{U}, \vec{\lambda}) = \alpha.H_{ED}(\vec{D}) + \beta.H_{DF}(\vec{U}) + \vec{\Lambda} \cdot (\vec{D} - \vec{K} \cdot \vec{U}) \quad (3-12)$$

$\vec{\Lambda} = \left\{ \vec{\lambda}_j \right\}_{n_{dr}}$, avec $\vec{\lambda}_j = \begin{pmatrix} \lambda_{jx} \\ \lambda_{jy} \\ \lambda_{jz} \end{pmatrix}$, le vecteur composé des multiplicateurs de Lagrange

(homogènes à une force).

Hors recouvrement H_L s'écrit [éq. (3-13)] :

$$H_L(\vec{D}, \vec{U}, \vec{\lambda}) = \alpha.H_{ED}(\vec{D}) + \beta.H_{DF}(\vec{U}) \quad (3-13)$$

La recherche du minimum énergétique sur l'ensemble du modèle, permet d'aboutir à la mise en équations locales du problème [éq. (3-14)] et [éq. (3-15)] :

$$\begin{cases} \frac{\partial H_L}{\partial \vec{D}} = \alpha \cdot \frac{\partial H_{ED}}{\partial \vec{D}} + \frac{\partial \vec{\Lambda} \cdot \vec{D}}{\partial \vec{D}} = 0 \end{cases} \quad (3-14)$$

$$\begin{cases} \frac{\partial H_L}{\partial \vec{U}} = \beta \cdot \frac{\partial H_{DF}}{\partial \vec{U}} - \frac{\partial \vec{\Lambda} \cdot (\vec{K} \cdot \vec{U})}{\partial \vec{U}} = 0 \end{cases} \quad (3-15)$$

Classiquement, les déplacements des particules et des nœuds, des modèles discrets et continus sont régis par la seconde loi de Newton qui s'écrit [éq. (3-16)] et [éq. (3-17)] :

$$\begin{cases} \forall j \in \text{domaine discret } m_j \ddot{\vec{d}}_j = \vec{F}_j^{tot} \end{cases} \quad (3-16)$$

$$\begin{cases} \forall i \in \text{domaine continu } M_i \ddot{\vec{u}}_i = \vec{F}_i^{tot} \end{cases} \quad (3-17)$$

Dans la zone de couplage, on obtient, pour chaque élément discret et nœud continu présents dans la zone de recouvrement, les équations locales [éq. (3-18) et (3-19)] qui prennent en considération la dégradation des masses et des efforts dans chacun des sous-domaines et l'action réciproque d'un domaine sur l'autre. Le vecteur composé des multiplicateurs de Lagrange correspond aux forces d'interaction du modèle continu sur

le modèle discret [éq. (3-18)]. Inversement, le terme $\sum_{l=1}^{n_{dr}} k_{li} \vec{\lambda}_l$ [éq. (3-19)] correspond à l'action du modèle discret sur le modèle continu.

Les coefficients α_j et β_i affectés respectivement aux masses et forces des éléments discrets et des nœuds continus sont, comme défini précédemment, des fonctions linéaires de leur position spatiale dans la zone de recouvrement [Figure 3-7].

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Eléments discrets : } \forall j \leq n_{dr} \quad \alpha_j m_j \vec{d}_j = \alpha_j \vec{F}_j^{tot} - \vec{\lambda}_j \\ \text{Nœuds continus : } \forall i \leq n_{cr} \quad \beta_i M_i \vec{u}_i = \beta_i \vec{F}_i^{tot} + \sum_{l=1}^{n_{dr}} k_{li} \vec{\lambda}_l \end{array} \right. \quad (3-18)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Eléments discrets : } \forall j \leq n_{dr} \quad \alpha_j m_j \vec{d}_j = \alpha_j \vec{F}_j^{tot} - \vec{\lambda}_j \\ \text{Nœuds continus : } \forall i \leq n_{cr} \quad \beta_i M_i \vec{u}_i = \beta_i \vec{F}_i^{tot} + \sum_{l=1}^{n_{dr}} k_{li} \vec{\lambda}_l \end{array} \right. \quad (3-19)$$

III.4.2. Algorithme de résolution

La résolution du problème repose à la fois sur l'intégration des équations de mouvement par la méthode des différences finies centrées et sur le calcul des multiplicateurs de Lagrange à chaque pas de calcul.

Le schéma de discrétisation est donné par la méthode des différences finies centrées [éq. (3-20), (3-21) et (3-22)], où x est une grandeur quelconque.

$$\dot{x}(t + \Delta t/2) = \dot{x}(t - \Delta t/2) + \ddot{x}(t) \cdot \Delta t \quad (3-20)$$

$$x(t + \Delta t) = x(t) + \dot{x}(t + \Delta t/2) \cdot \Delta t \quad (3-21)$$

$$\text{D'où } \ddot{x}(t) = \frac{x(t + \Delta t) - 2 \cdot x(t) + x(t - \Delta t)}{\Delta t^2} \quad (3-22)$$

Par la méthode des différences finies centrées, le calcul des déplacements au pas de temps $t + \Delta t$ des nœuds continus et des éléments discrets de la zone de recouvrement s'écrit [éq. (3-23)] et [éq. (3-24)] et fait apparaître un terme propre à la résolution du Principe Fondamental de la Dynamique et l'autre associé aux corrections des zones couplées.

$$\left\{ \begin{array}{l} \forall j \leq n_{dr} \quad \vec{d}_j(t + \Delta t) = 2 \vec{d}_j(t) - \vec{d}_j(t - \Delta t) + \frac{\Delta t^2}{m_j} \vec{F}_j^{tot} - \frac{\Delta t^2}{\alpha_j m_j} \vec{\lambda}_j \end{array} \right. \quad (3-23)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \forall i \leq n_{cr} \quad \vec{u}_i(t + \Delta t) = 2 \vec{u}_i(t) - \vec{u}_i(t - \Delta t) + \frac{\Delta t^2}{M_i} \vec{F}_i^{tot} + \frac{\Delta t^2}{\beta_i M_i} \left(\sum_{l=1}^{n_{dr}} k_{li} \vec{\lambda}_l \right) \end{array} \right. \quad (3-24)$$

Termes « résolution PFD »
Termes « correction couplage »

Chapitre 3 : Couplage Discret – Continu

A noter que ces équations restent valides à condition que les coefficients α_j et β_i affectés aux masses soient différents de zéro. Pour éviter ce cas limite aux frontières du recouvrement, les coefficients α_j et β_i varient linéairement de ε à $(1 - \varepsilon)$ (avec $\varepsilon \ll 1$), au lieu de 0 à 1.

Pour déterminer les termes correcteurs (multiplicateurs de Lagrange), les déplacements sont tout d'abord calculés sans tenir compte de la contrainte imposée via les multiplicateurs de Lagrange.

On note \vec{d}_j^* et \vec{u}_i^* les déplacements non contraints [éq. (3-25) et (3-26)] :

$$\begin{cases} \forall j \leq n_{dr} & \vec{d}_j^*(t + \Delta t) = 2\vec{d}_j^*(t) - \vec{d}_j^*(t - \Delta t) + \frac{\Delta t^2}{m_j} F_j^{tot} \\ \forall i \leq n_{fr} & \vec{u}_i^*(t + \Delta t) = 2\vec{u}_i^*(t) - \vec{u}_i^*(t - \Delta t) + \frac{\Delta t^2}{M_i} F_j^{tot} \end{cases} \quad (3-25)$$

$$\quad (3-26)$$

Les déplacements des approches discrète et continue sont alors indépendants. Les écarts en déplacement entre les deux approches peuvent alors être calculés et regroupés dans le vecteur « résidus » \vec{R} [éq. (3-27)] :

$$\vec{R} = \left\{ \vec{r}_j \right\}_{n_{dr}}, \text{ avec } \vec{r}_j = \begin{pmatrix} r_{jx} \\ r_{jy} \\ r_{jz} \end{pmatrix}$$

$$\vec{r}_j = \vec{d}_j^*(t + \Delta t) - \sum_{i=1}^{n_{fr}} \vec{k}_{ji} \vec{u}_i^*(t + \Delta t) \quad (3-27)$$

D'après les équations [éq. (3-27), (3-23) et (3-24)] :

$$\vec{r}_j = \left[\vec{d}_j^*(t + \Delta t) + \frac{\Delta t^2}{\alpha_j m_j} \vec{\lambda}_j \right] - \sum_{i=1}^{n_{fr}} \vec{k}_{ji} \left[\vec{u}_i^*(t + \Delta t) - \frac{\Delta t^2}{\beta_i M_i} \left(\sum_{l=1}^{n_{dr}} \vec{k}_{li} \vec{\lambda}_l \right) \right] \quad (3-28)$$

Pour que la condition cinématique soit respectée, il faut que l'équation [éq. (3-5)] soit vérifiée, l'écriture des vecteurs « écarts » se simplifie alors en [éq. (3-29)]. Le vecteur des « résidus » \vec{R} peut être relié au vecteur $\vec{\Lambda}$ des multiplicateurs de Lagrange par la matrice \vec{A} [éq. (3-30)].

Les matrices \vec{K} et donc \vec{A} , sont invariantes, quels que soit les déplacements du modèle. Leurs coefficients sont donc calculés une seule fois initialement, et restent inchangés pour toute la durée de la simulation.

$$\vec{r}_j = \frac{\Delta t^2}{\alpha_j m_j} \vec{\lambda}_j + \sum_{i=1}^{n_{fr}} \vec{k}_{ji} \frac{\Delta t^2}{\beta_i M_i} \left(\sum_{l=1}^{n_{dr}} \vec{k}_{li} \vec{\lambda}_l \right) \quad (3-29)$$

$$\vec{R} = \overline{\overline{A}} \vec{\Lambda}, \quad \text{où } \overline{\overline{A}} = \left[\overline{\overline{a_{ij}}} \right]_{n_{dr}, n_{dr}} \quad (3-30)$$

$$\text{Avec, } \overline{\overline{a_{jl}}} = \frac{\Delta t^2}{\alpha_j m_j} \delta_{jj} \overline{\overline{Id_{33}}} + \sum_{p=1}^{n_{cr}} \overline{\overline{k_{jp}}} \overline{\overline{k_{lp}}} \frac{\Delta t^2}{\beta_p M_p} \quad (\text{matrice } 3 \times 3) \quad (3-31)$$

La résolution du système [éq. (3-30)] permet de calculer la valeur des multiplicateurs de Lagrange. Ces résultats sont alors injectés dans les équations [éq. (3-23)] et [éq. (3-24)] pour le calcul des termes de correction dus aux conditions de couplage cinématique entre les domaines discret et continu. Les corrections en déplacement, discrètes \vec{d}_{COR_j} et continues $\vec{u}_{COR_i}(t + \Delta t)$, à appliquer dans la zone de recouvrement s'écrivent enfin:

$$\forall j \leq n_{dr} \quad \vec{d}_{COR_j}(t + \Delta t) = -\frac{\Delta t^2}{\alpha_j m_j} \vec{\lambda}_j \quad (3-32)$$

$$\forall i \leq n_{fr} \quad \vec{u}_{COR_i}(t + \Delta t) = \frac{\Delta t^2}{\beta_i M_i} \left(\sum_{l=1}^{n_{dr}} \overline{\overline{k_{li}}} \vec{\lambda}_l \right) \quad (3-33)$$

III.4.3. Simplification numérique

La résolution exacte du système [éq. (3-30)] passe par le coûteux calcul d'inversion de la matrice $\overline{\overline{A}}$. Dans le but de diminuer les coûts de calcul, une simplification numérique est envisageable. Elle consiste à rendre diagonale la matrice $\overline{\overline{A}}$, ce qui a pour conséquences de : faciliter l'inversion de la matrice $\overline{\overline{A}}$ lors de la mise en place du couplage et de limiter le nombre d'opérations pour calculer les multiplicateurs de Lagrange et ce à chaque pas de calcul.

Xiao et Belytschko [Xiao et Belytschko 2004] proposent de transformer la matrice $\overline{\overline{A}}$ en une matrice diagonale $\overline{\overline{A_{diag}}}$, en prenant comme terme diagonal la somme de tous les termes de la ligne correspondante [éq. (3-34)]. L'inverse de la matrice $\overline{\overline{A_{diag}}}$ devient alors évidente et la résolution du système [éq. (3-30)] immédiate [éq. (3-35)].

$$\overline{\overline{a_{diag \ jj}}} = \sum_{p=1}^{n_{dr}} \overline{\overline{a_{jp}}} \quad (3-34)$$

$$\vec{\Lambda} = \overline{\overline{A_{diag}}}^{-1} \vec{R}, \quad \text{où } \overline{\overline{A_{diag}}}^{-1} = \left[\begin{array}{c} 1 \\ \hline \overline{\overline{a_{diag \ jj}}} \end{array} \right]_{n_{dr}, n_{dr}} \quad (3-35)$$

Cette simplification revient en fait à supposer que les corrections (multiplicateurs de Lagrange) sont égales pour des éléments discrets ayant dans les huit nœuds qui les entourent (ou quatre nœuds dans le cas du couplage bord-à-bord), au moins un nœud en commun, c'est-à-dire pour deux éléments discrets relativement proches dans l'espace. Hypothèse acceptable à condition que la discrétisation dans le recouvrement soit suffisamment fine pour que les éléments discrets en question soit suffisamment proches pour que leurs mouvements puissent être considérés comme uniformes.

Rousseau [Rousseau 2009] s'est d'ailleurs assurée que l'utilisation de la matrice diagonale n'avait que peu d'influence par rapport à une résolution complète. Frangin [Frangin 2008] montre également que cette diagonalisation de \overline{A} équivaut à une méthode de pénalisation particulière, et en tant que telle, permet de diminuer en partie les réflexions d'ondes.

Dans les applications qui suivent, seule la version simplifiée avec matrice diagonale a été présentée.

III.5. Mise en place de l'approche couplée

III.5.1. Couplage de codes

Pour réaliser le couplage entre les modèles discret et continu, il est possible d'implémenter par exemple le code éléments discrets directement dans le code continu ou vice versa. La tendance actuelle est plutôt de traiter les approches par couplages via un assemblage de codes [Anciaux 2007] et de mettre à profit les compétences de chacun au sein d'une même application.

Dans le cadre de notre étude nous avons choisi deux codes du commerce que nous utilisons séparément. Il est alors nécessaire d'établir une communication entre les codes pour assurer l'échange de données nécessaire au déroulement du couplage pendant la simulation.

Les codes de calcul PFC^{3D} (discret) et FLAC^{3D} (continu) sont tous les deux édités par la même enseigne Itasca, or les applications de cet éditeur offrent la capacité de s'échanger des données entre elles via, des connexions TCP/IP (Transmission Control Protocol / Internet Protocol) qui sont toutes les deux des types de connexions réseaux. Ces technologies permettent d'échanger des données rapidement entre plusieurs codes présents sur une ou plusieurs machines. Les données transitant par ces canaux ou « channels » sont codées en binaire, et ne subissent pas de perte de précision au cours des échanges.

L'ouverture de « channels », l'envoi et la réception des données sont générés via les fonctions prédéfinies dans le langage de programmation Fish (langage propre aux codes de calcul Itasca).

Le principal inconvénient de ce type de méthode de couplage peut être la lourdeur de la gestion des échanges permanents, et les temps de calculs finaux seront fonction de la rapidité d'échange des « channels » établies.

III.5.2. Synthèse

L'ensemble des opérations visant à mettre en place la méthode de couplage, est effectué soit initialement lors de la mise en place du modèle ou soit au cours de chaque cycle de calcul. A noter que l'ensemble des calculs liés à la résolution du couplage est effectué à partir du code discret. Ce choix a pour but de limiter le nombre de grandeurs échangées entre les logiciels étant donné que, dans le recouvrement, le nombre d'éléments discrets est bien supérieur au nombre de nœuds continus.

III.5.3. Phase initiale

Les modèles discrets et continus sont construits indépendamment en s'attachant à ce que l'homogénéité des caractéristiques matérielles macroscopiques (masses et paramètres d'élasticité) soit respectée entre les deux domaines.

Les éléments discrets et nœuds continus appartenant à la zone de recouvrement sont identifiés. La position initiale (suivant les trois directions) et la masse des nœuds continus du recouvrement sont alors envoyées en destination du code discret. Toujours dans le code discret, à partir de la position dans l'espace des nœuds continus et des éléments discrets du recouvrement, les sous-matrices $\overline{k_{ji}}$ ainsi que les coefficients de pondération α_j et β_i sont déterminés. Ensuite, la matrice \overline{A} puis la matrice $\overline{A_{diag}}$ sont calculées pour toute la durée de la simulation.

III.5.4. Phase calcul

La réalisation d'un cycle de calcul s'effectue de manière synchrone entre les deux approches. Pour une application dynamique, il est alors nécessaire d'imposer un pas de temps identique à la fois dans les codes de calcul discret et continu.

Après le calcul des équations du mouvement, les nouvelles positions des nœuds continus du recouvrement, sont envoyées vers le code discret. S'en suit alors le calcul des résidus [éq. (3-27)] puis des multiplicateurs de Lagrange [éq. (3-35)] et finalement des corrections sur les déplacements discrets [éq. (3-32)] et continus [éq. (3-33)].

$$\forall j \leq n_{dr} \quad \vec{d}_{COR_j}(t + \Delta t) = -\frac{\Delta t}{\alpha_j m_j} \vec{\lambda}_j \quad (3-36)$$

$$\forall i \leq n_{fr} \quad \vec{u}_{COR_i}(t + \Delta t) = \frac{\Delta t}{\beta_i M_i} \left(\sum_{l=1}^{n_{dr} = T} \overline{k_{li}} \vec{\lambda}_l \right) \quad (3-37)$$

Les corrections sont finalement appliquées en ajoutant une vitesse de correction additionnelle [éq. (3-36) et (3-37)] aux vitesses calculées lors de l'intégration des équations de mouvement pour les domaines discret et continu. La correction est finalement effective lors du pas de calcul suivant.

Une synthèse récapitulant l'ensemble des étapes du couplage (corrections, envoi/réception des données) lors d'un cycle de calcul est proposée Figure 3-13.

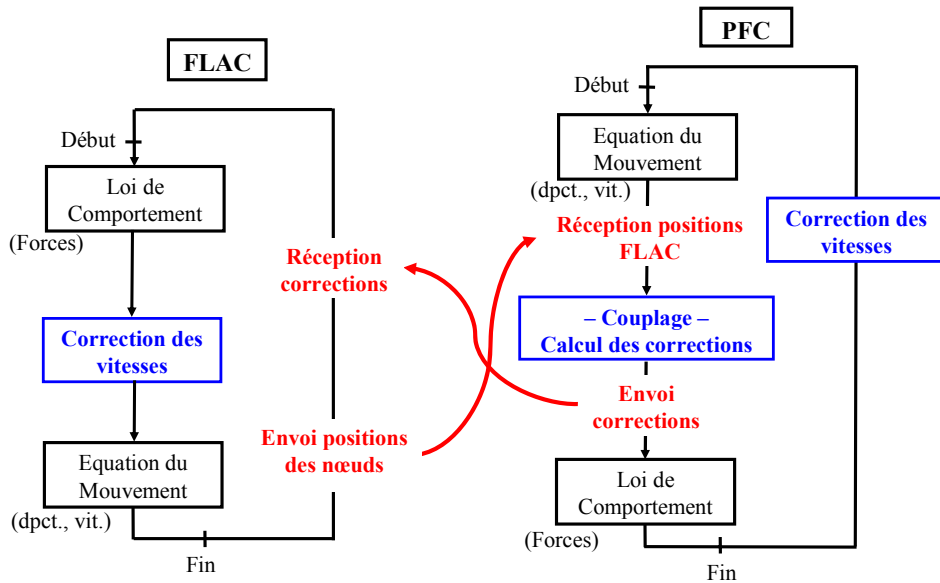


Figure 3-13 : Schéma récapitulatif des différentes étapes de calculs et des échanges entre logiciels pour réaliser le couplage.

IV. Tests de validation

Une fois implémentées dans les deux codes de calcul retenus (PFC^{3D} et FLAC^{3D}) les méthodes de couplages, nécessitent d’être validées à partir de cas tests simples aussi bien en statique qu’en dynamique. Les simulations présentées sont réalisées à partir d’échantillons tridimensionnels et pour garantir la condition d’élasticité dans la zone de couplage, l’ensemble des matériaux sera caractérisé par les lois de comportement élastiques.

IV.1. Essai de compression triaxial sur des matériaux élastiques

IV.1.1. Présentation

En premier lieu, un essai de compression triaxial quasi statique est réalisé sur des échantillons cubiques de 1,5 m de côté. Pour ce test, quatre modèles ont été élaborés : un discret, un continu ainsi que deux approches couplées avec ou sans recouvrement [Figure 3-14].

Dans la zone de couplage avec recouvrement, les approches discrète et continue se superposent sur un espace défini par deux zones de recouvrement. Pour le modèle bord-à-bord, seuls les éléments discrets, compris à plus ou moins 25 mm de la frontière continue (colorés en rose sur la Figure 3-14), seront contraints par les relations de couplage.

Les matériaux mis en place dans les différents modèles sont élastiques et caractérisés par un module d’Young $E = 10,5 \text{ MPa}$ et un coefficient de Poisson $\nu = 0,29$.

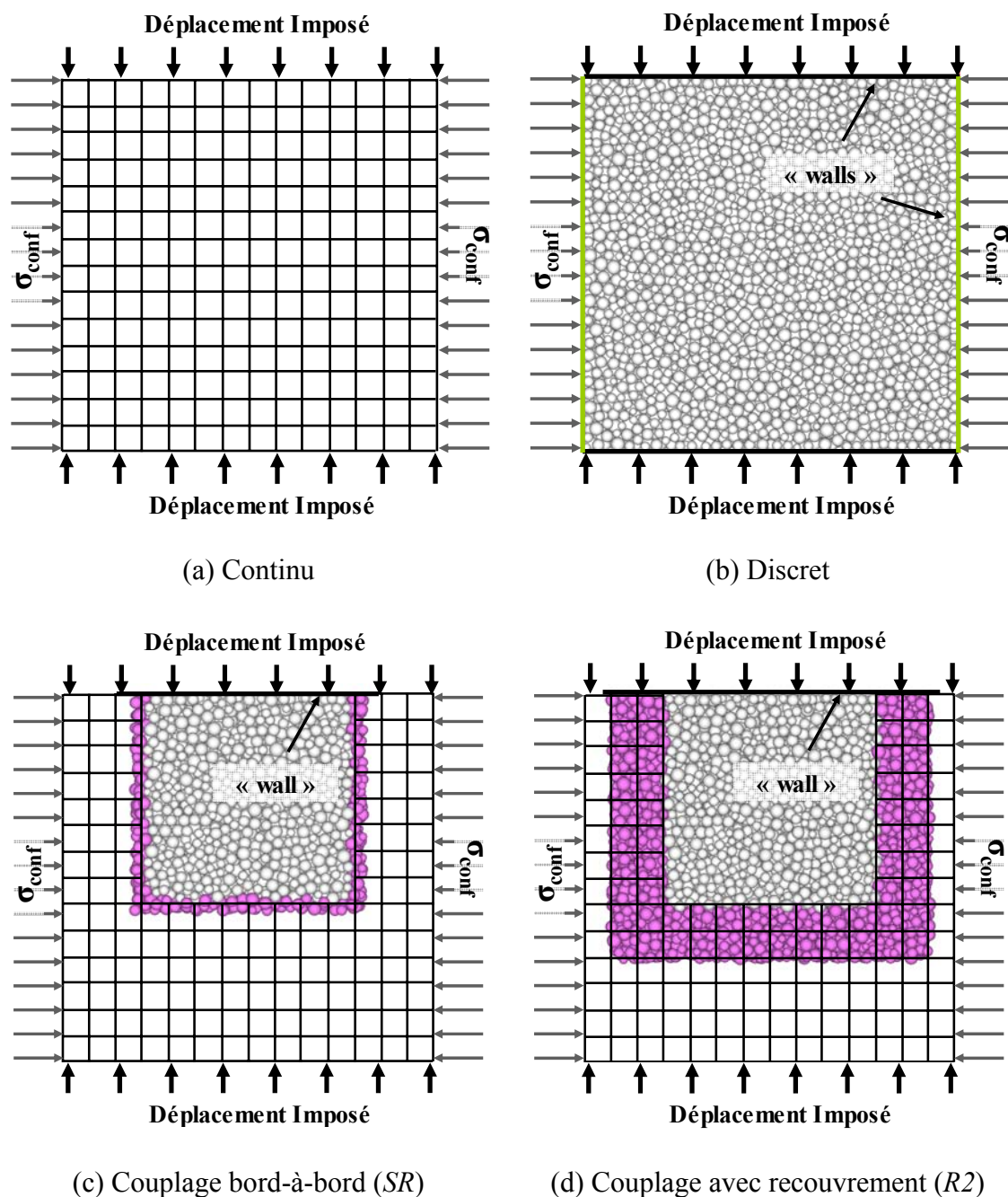


Figure 3-14 : Modèles comparés pour la modélisation d'un essai triaxial quasi-statique

Pour réaliser l'essai de compression triaxial en quasi-statique, une vitesse de déformation est appliquée en tête et en pied des échantillons tout en assurant une contrainte de confinement $\sigma_{conf} = 10$ kPa sur les faces latérales.

Les conditions aux limites ainsi imposées ne sont pas gérées de manière identique dans les approches discrète et continue. Dans le modèle aux éléments discrets, l'échantillon est entouré de plaques rigides (« wall ») qui permettent d'imposer une vitesse en tête et en pied et de contrôler la contrainte de confinement latéral en ajustant sa position au

cours de la simulation. Dans le modèle continu, la vitesse de déplacement est directement imposée au niveau des nœuds pilotés, et la contrainte de confinement est appliquée sur les faces latérales de l'échantillon.

Les codes de calcul utilisés reposent sur la résolution des équations du Principe Fondamental de la Dynamique avec un schéma d'intégration explicite, et pour garantir le caractère quasi-statique de la simulation, deux précautions sont prises : tout d'abord la vitesse imposée doit rester suffisamment faible pour que les effets dynamiques restent limités et un amortissement local est ajouté aux équations du mouvement pour lisser les comportements oscillatoires générés.

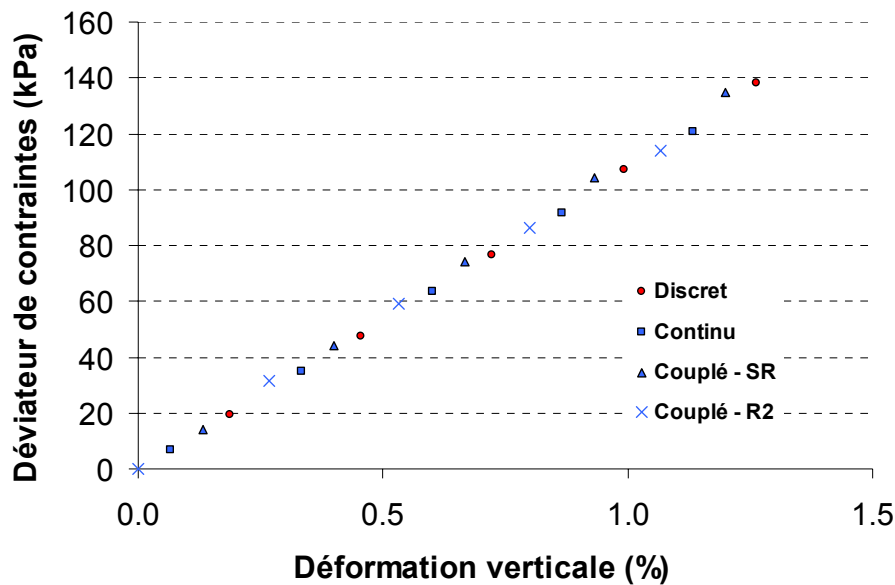


Figure 3-15 : Caractérisation du module d'Young : Evolution des contraintes verticales avec la déformée pour les modèles couplés et comparaison avec les approches discrète et continue.

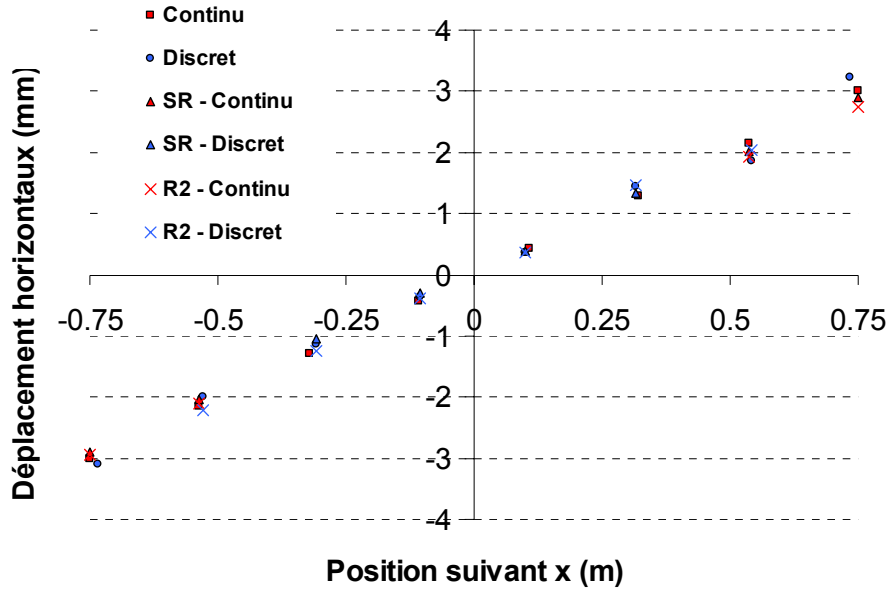


Figure 3-16 : Caractérisation du coefficient de Poisson : Evolution des déplacements horizontaux (à mi-hauteur des échantillons) en fonction de leur écartement à l'axe pour les différents modèles.

IV.1.2. Résultats

Les réponses des modèles couplés avec ou sans recouvrement sont alors confrontées à celles des modèles discret et continu qui font office de calculs de référence.

Les résultats des modèles Sans Recouvrement (*SR*) et avec 2 zones de Recouvrement (*R2*) sont présentés en distinguant si la mesure est issue des domaines discret (*en rouge*) ou continu (*en bleu*).

La première comparaison concerne l'évolution de la contrainte verticale, relevée en pied d'échantillon, en fonction de la déformée imposée, et caractérise le module d'Young du matériau modélisé dans chacune des approches. Les faibles écarts observés montrent une bonne adéquation entre les différents modèles employés [Figure 3-15].

Dans le but de vérifier également la bonne reproductibilité du coefficient de Poisson par les méthodes de couplage, les déformations latérales sont contrôlées en mesurant les déplacements obtenus en fin de simulation dans la section horizontale située à mi-hauteur de l'échantillon [Figure 3-16]. Les déplacements latéraux ainsi relevés présentent des écarts un peu plus importants et sont d'autant plus marqués que la distance à l'axe du point de mesure est importante. Les différences observées, qui restent toutefois limitées à quelques pourcents, ne sont pas nécessairement imputables à l'utilisation de l'une ou l'autre des méthodes couplées. En effet, même entre les modèles entièrement discret et continu, des écarts sont notables et peuvent être justifiés non seulement par une calibration imprécise du module d'Young et du coefficient de Poisson, mais surtout par les conditions limites (maintien des contraintes latérales et pilotage en déplacement) qui diffèrent d'une approche à l'autre.

A travers ce premier test, la continuité matérielle pour les couplages avec ou sans recouvrement étant démontrée, l'utilisation de ces approches pour des simulations quasi-statiques sur des matériaux élastiques est validée.

IV.2. Essai de compression dynamique : propagation d'ondes

IV.2.1. Présentation

Pour s'assurer que les phénomènes dynamiques sont correctement transmis au passage de la frontière discret-continu, on étudie cette fois la capacité des modèles à transmettre une onde mécanique dans un milieu élastique. L'échantillon modélisé est un parallélépipède rectangle de hauteur 3 m à section carrée de 1 m de côté. Le comportement mécanique est caractérisé par les mêmes paramètres que dans le test précédent, à savoir un module d'Young $E = 10,5 \text{ MPa}$ et un coefficient de Poisson $\nu = 0,29$. La masse volumique des échantillons est de $\rho = 2000 \text{ kg/m}^3$.

En pratique, la compression dynamique est menée en appliquant, en tête d'échantillon, un chargement dynamique en force induisant l'émission puis la propagation d'une onde mécanique. L'effort dynamique total imposé [Figure 3-17] est composé d'une fonction sinusoïdale jusqu'à atteindre un palier pour lequel la sollicitation reste constante. La montée progressive jusqu'à une valeur seuil permet de s'affranchir de la génération de perturbations hautes fréquences induites par un chargement brusque.

Dans un premier temps, les modèles numériques entièrement continu ou discret seront opposés aux modèles couplés : l'un avec une jonction bord-à-bord, où seuls les éléments compris entre $[-25 ; +25] \text{ mm}$ par rapport à la frontière sont contraints (*SR-25mm*), et l'autre avec deux zones de recouvrement (*R2*).

La encore, l'utilisation de différentes méthodes de calcul engendre des différences entre modèles notamment en ce qui concerne le traitement des conditions limites : l'effort total de compression [Figure 3-17] est appliqué simplement sous forme de contraintes en tête d'échantillon dans la partie continue alors qu'il sera plutôt réparti entre les éléments discrets présents dans le voisinage de la tête de l'échantillon (*en rouge* sur la Figure 3-18) pour les parties discrètes. Autre différence notable, l'encastrement en pied est assuré en bloquant les degrés de liberté des nœuds continus en limite de modèle, et dans le modèle discret l'encastrement est réalisé sur une certaine épaisseur d'éléments discrets (*en gris* sur la Figure 3-18).

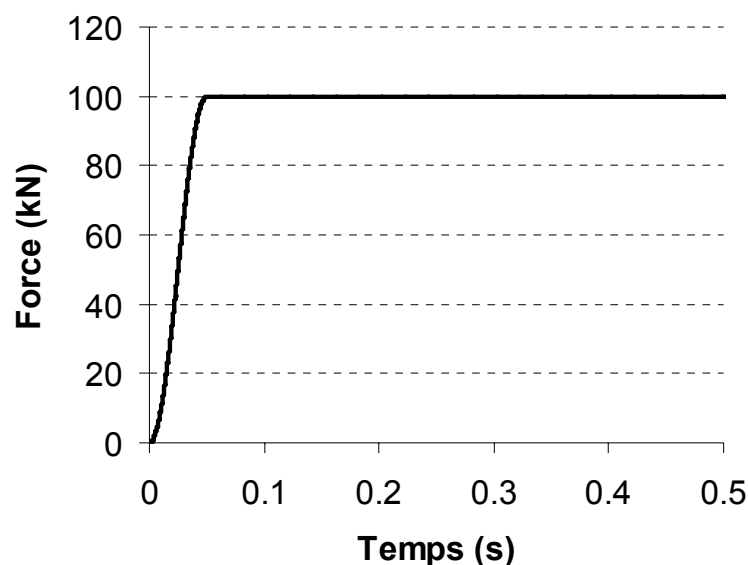


Figure 3-17 : Effort dynamique total imposé en tête des échantillons discret, continu et couplés.

IV.2.2. Premiers résultats

La réponse des échantillons soumis à la compression dynamique pilotée en force, est représentée en enregistrant les déplacements au cours du temps en différents points des modèles. Le premier point de mesure (point *A*) est situé en tête des échantillons au niveau de l'axe. L'autre (point *B*), est localisé à mi-hauteur, au niveau de l'interface entre les domaines discret et continu.

Après une phase transitoire, l'échantillon qui peut être assimilé à une poutre encadrée à l'une de ses extrémités atteint un régime oscillatoire permanent. Pour décrire ce comportement on s'intéressera par la suite aux amplitudes et aux périodes de ces oscillations.

La fréquence f_0 du premier mode propre d'une poutre de longueur L , de module d'Young E , de masse volumique ρ , encadrée à l'une de ses extrémités et sollicitée dans sa direction longitudinale s'exprime par [Champany]:

$$f_0 = \frac{1}{4L} \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (3-38)$$

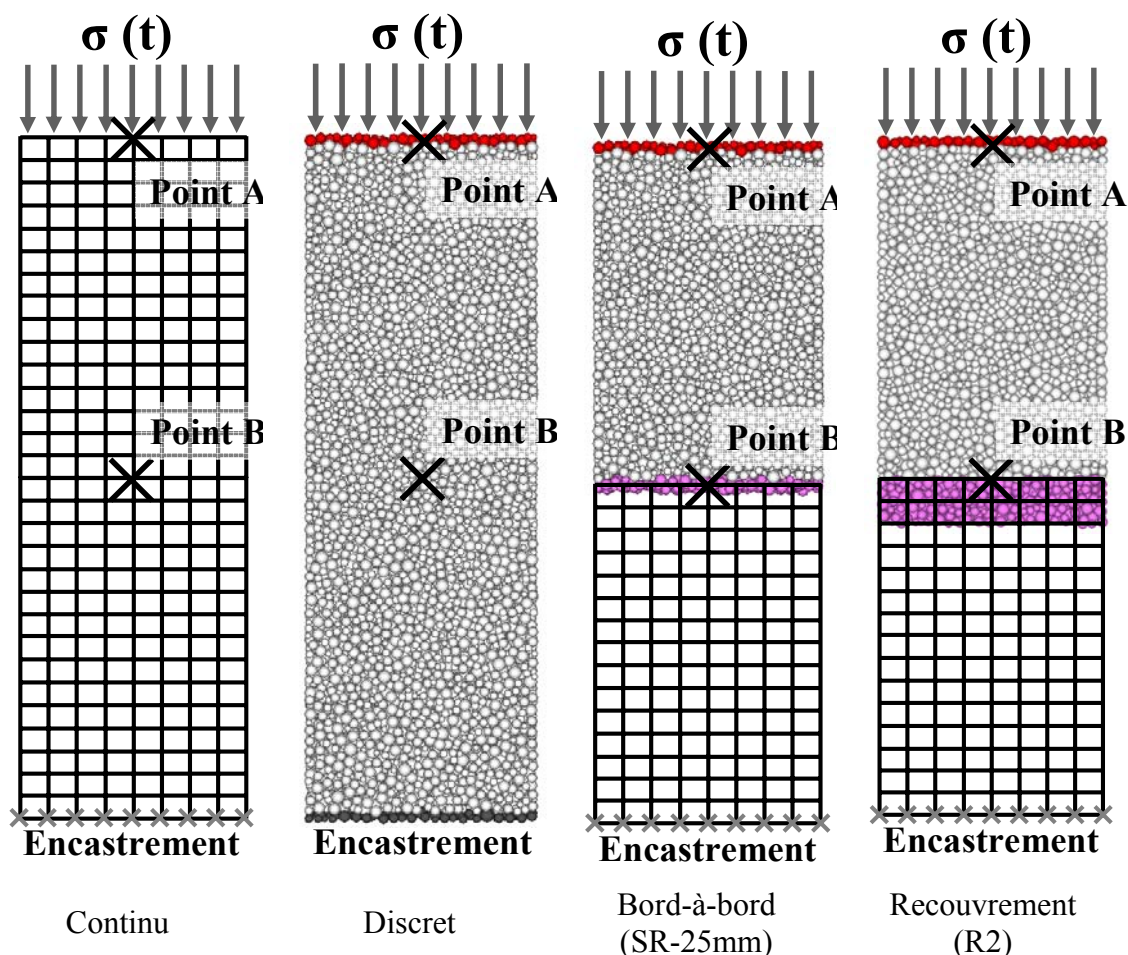


Figure 3-18 : Modèles comparés pour la modélisation d'un essai de compression dynamique.

Chapitre 3 : Couplage Discret – Continu

Appliquée à notre problématique, la fréquence propre associée à ce mode est alors de l'ordre de $f_0 = 6$ Hz. A partir des déplacements temporels [Figure 3-19 et Figure 3-20], on peut évaluer la période d'oscillation à $T \approx 160$ ms soit une fréquence de $f = 6,25$ Hz. Ce constat nous fait penser que le régime atteint par la simulation correspond au premier mode propre de la structure proposée.

Quelques faibles écarts sont toujours observés [Figure 3-19 et Figure 3-20] concernant la comparaison des réponses des modèles discret et continu, dus aux incertitudes de calage et aux conditions limites qui diffèrent légèrement. Dans la suite de la présentation des résultats le modèle discret sera considéré comme le modèle de référence, étant donné que l'objet de la mise en place d'approches couplées est de s'approcher le plus possible d'une résolution entièrement discrète à moindre coût.

Même si les oscillations en différents points du modèle (points *A* et *B*) sont correctement reproduites par les méthodes couplées employées, on note toutefois que les oscillations sont de moindres amplitudes (4 à 6 %) et les périodes sont également réduites (1 à 3 %). Une première explication qui pourrait être avancée est que dans la zone de couplage les degrés de liberté des nœuds et éléments discrets sont contraints, il peut ainsi en résulter une certaine augmentation de la raideur apparente ce qui justifie le fait que les écarts observés sont plus importants pour le modèle couplé contenant une zone de superposition des approches.

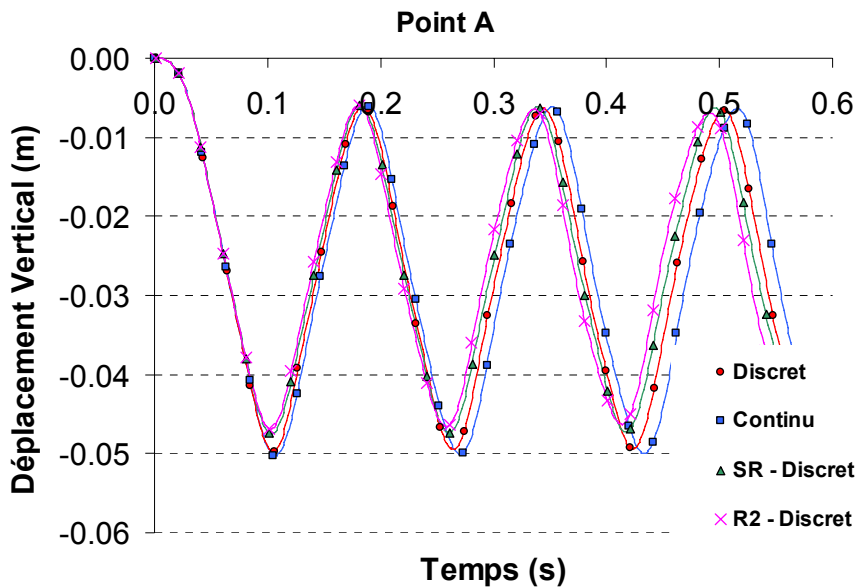


Figure 3-19 : Déplacements verticaux temporels mesurés en tête d'échantillon dans les différents modèles.

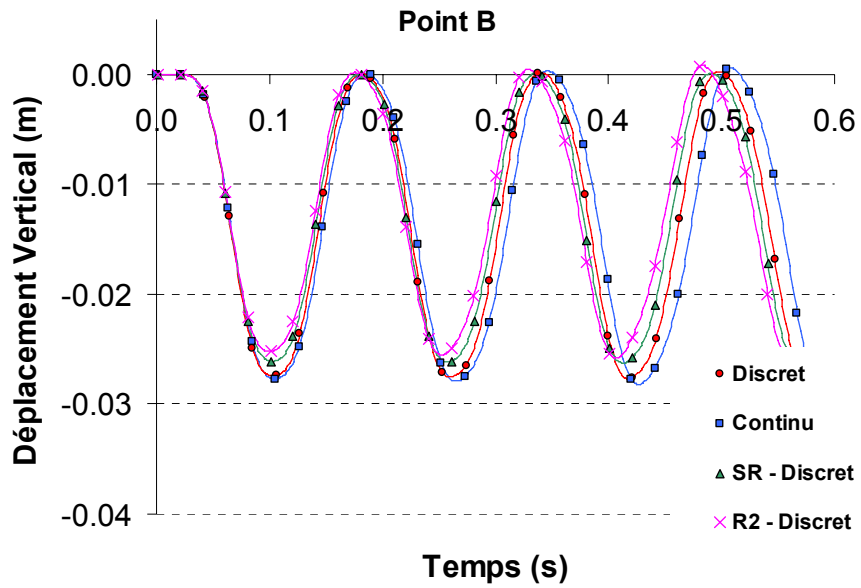


Figure 3-20 : Déplacements verticaux temporels mesurés au niveau de l'interface discret-continu dans les différents modèles.

De manière générale, l'onde de compression générée initialement en tête d'échantillon est transmise du domaine discret au domaine continu et vice versa lors des allers et retours de l'onde, sans que son amplitude ou sa période ne soit dégradée de manière significative.

Déjà validé lors du premier test, nous nous sommes assurés que la continuité matérielle était toujours vérifiée au niveau de la jonction discret-continu. A mi-hauteur de l'échantillon (Point *B*), les nœuds continus et éléments discrets à proximité ont des réponses en déplacement quasiment confondues aussi bien pour le couplage bord-à-bord [Figure 3-21] qu'avec recouvrement [Figure 3-22].

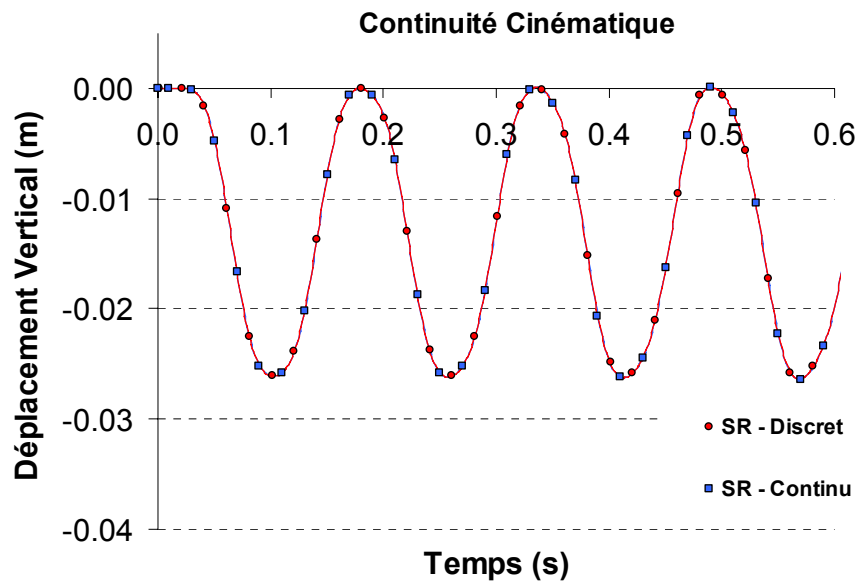


Figure 3-21 : Déplacements discret et continu au niveau de la jonction entre les deux domaines pour la méthode sans recouvrement (SR).

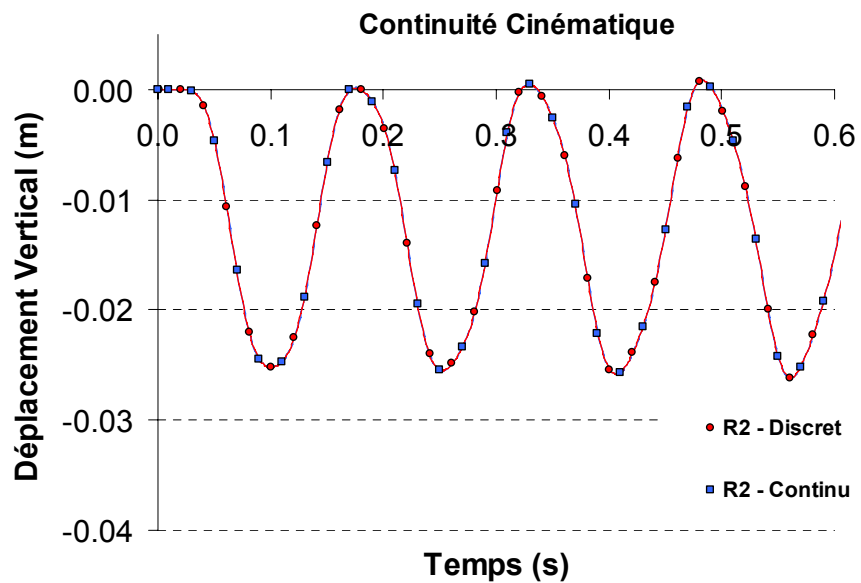


Figure 3-22 : Déplacements discret et continu au niveau de la jonction entre les deux domaines pour la méthode avec recouvrement (R2).

IV.2.3. Résultats complémentaires

Dans un deuxième temps, de nouveaux modèles couplés ont été expérimentés dans le but de tester l'influence de plusieurs paramètres propres aux méthodes de couplages utilisées, à savoir :

- la taille de la zone discrète couplée pour l'approche sans recouvrement,
- le nombre de zones de recouvrement,
- les coefficients de pondération α et β pour l'approche avec recouvrement.

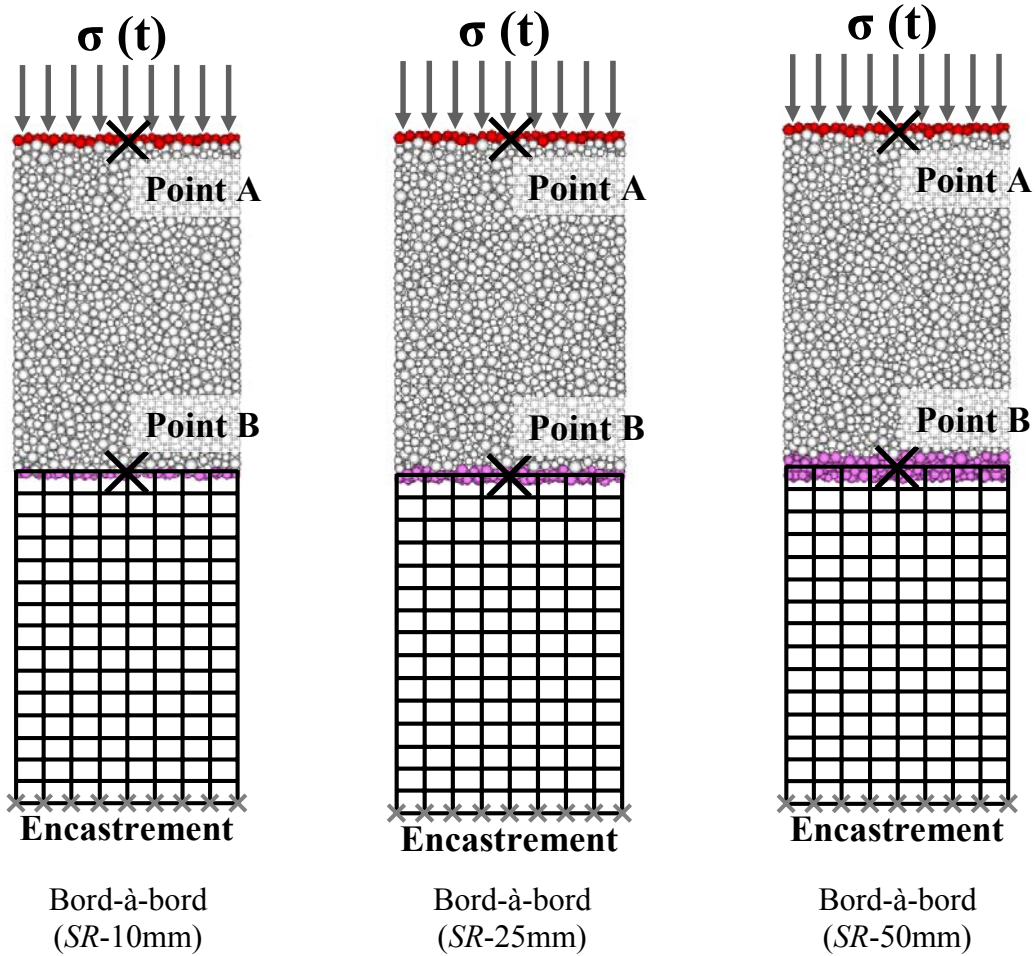


Figure 3-23 : Modèles bord-à-bord avec variation de la taille du domaine discret couplé (éléments en rose).

IV.2.3.a. Couplage sans recouvrement : taille de la zone de couplage

Pour la méthode bord-à-bord, l'épaisseur d'éléments discrets couplés dans le voisinage de la frontière continue reste à définir par le modélisateur. Jusqu'alors les éléments discrets couplés étaient compris dans un intervalle $[-25 ; +25]$ mm centré sur la frontière continue (modèle SR-25mm). Deux autres modèles avec des tolérances

différentes ont été construits : modèles *SR-10mm* et *SR-50mm* [Figure 3-23] et leur résultats comparés dans le Tableau 3-1.

Si les trois tailles de zone discrète couplée ont permis d'obtenir des résultats très satisfaisants, la tendance générale de ces simulations montre que plus la zone couplée est de petite taille, plus grande est la précision des réponses. On rappelle alors que l'approximation effectuée pour le cas de l'approche bord-à-bord, consiste à assimiler le positionnement des éléments discrets couplés à leur projeté sur la frontière continue. Cette hypothèse est alors d'autant plus juste que la distance des éléments discrets aux nœuds continus couplés est faible, d'où l'intérêt de conserver une taille de zone discrète réduite. Il faut cependant veiller à ce que le nombre d'éléments discrets couplés soit au moins supérieur au nombre de nœuds continus couplés sous peine d'aboutir à des réponses résultant d'une discrétisation inférieure à celle du domaine continu.

IV.2.3.b. Couplage avec recouvrement : taille de la zone de superposition

Pour l'approche avec recouvrement, trois modèles, dont la zone de superposition comprend 1, 2 ou 3 couches d'éléments finis, ont été comparés pour évaluer l'influence de la taille de la zone de superposition des domaines. Les trois approches ont été menées en retenant comme valeur minimale des coefficients de pondération : $\alpha_{min} = \beta_{min} = 0,01$.

Les différents résultats présentent [Tableau 3-1] des écarts de l'ordre de 4 à 6 % pour les maximums de déplacements, et de l'ordre de 1,5 à 2,5 % pour les périodes. Il n'y a pas vraiment de tendance qui s'en dégage réellement, mis à part peut être les résultats du modèle avec une zone de recouvrement faible (*R1*) pour lequel on observe une tendance des écarts inverse à celle des autres modèles couplés testés jusqu'alors. Une zone de recouvrement faible (*R1*), entraîne la possibilité d'avoir un élément discret couplé avec un nœud continu dont les coefficients de pondération sont respectivement $\alpha \ll 1$ et $\beta \ll 1$ ce qui peut être problématique pour le calcul des résidus [éq. (3-29)] et des corrections [éq. (3-32) et (3-33)].

Modèles	Déplacement -1 ^{er} pic- (mm)	Ecart p/r Discret (%)	Période Δt (ms)	Ecart p/r Discret (%)
Discret	-49,8	0	159	0
Continu	-50,3	-1,0	163	+2,5
<i>SR-10mm</i>	-48,8	+2,0	158	-0,6
<i>SR-25mm</i>	-47,5	+4,6	157	-1,3
<i>SR-50mm</i>	-46,8	+6,0	156,5	-1,6
<i>R1</i> ($\alpha_{min} = 0,01$)	-51,8	-4,0	162,5	+2,2
<i>R2</i> ($\alpha_{min} = 0,01$)	-46,9	+5,8	155	-2,5
<i>R3</i> ($\alpha_{min} = 0,01$)	-47,4	+4,8	156,5	-1,6
<i>R2</i> ($\alpha_{min} = 0,001$)	-45,0	+9,6	151,5	-4,7
<i>R2</i> ($\alpha = 0,5$)	-45,6	+8,4	158	-0,6

Tableau 3-1 : Synthèse comparative des résultats de simulation pour les différents modèles d'étude.

Chapitre 3 : Couplage Discret – Continu

Ces résultats peuvent être confortés par les travaux de Rousseau [Rousseau 2009] qui préconise un nombre de couches de recouvrement de 2 ou 3 pour limiter les écarts induits par la méthode de couplage avec recouvrement.

IV.2.3.c. Couplage avec recouvrement : pondération énergétique

Comme le signalent les auteurs de la Bridging Method [Xiao et Belytschko 2004], l'énergie dans le recouvrement est définie comme la combinaison linéaire des énergies discrète et continue. Les coefficients de pondération α et β varient alors de $[0,1]$ dans cette zone [Figure 3-7]. En pratique on retiendra une valeur $\varepsilon > 0$ comme valeur minimale acceptable pour α et β , pour s'assurer que les équations [éq. (3-29) et (3-31)] restent valides. Jusqu'alors les calculs couplés avec recouvrement ont été menés avec α et β variant de $[\varepsilon, 1 - \varepsilon]$ avec $\varepsilon = 0,01$.

Nous avons alors testé une valeur minimale plus petite ($\varepsilon = 0,001$), ainsi que l'influence de la mise en place de coefficients de pondération constants ($\alpha = \beta = 0,5$) comme cela a pu être proposé dans [Gavoille et al. 2009].

Les résultats regroupés [Tableau 3-1] ne montrent pas d'amélioration notable en diminuant la valeur minimale de α et β ou bien alors en considérant des coefficients constants. Par la suite, on s'attachera à conserver la variation linéaire proposée dans l'article de référence et on tâchera également à ne pas utiliser de coefficients de pondération inférieurs à $\alpha_{min} = 0,01$ pour s'affranchir des divisions par des valeurs trop proches de 0. Ce critère est d'ailleurs confirmé par les travaux de Frangin [Frangin 2008] qui montre qu'une valeur $\alpha_{min} = 0,01$ est suffisamment petite pour obtenir des résultats de simulation satisfaisants.

IV.2.4. Composition des modèles et temps de simulation

En guise de synthèse des différentes approches couplées étudiées précédemment, un tableau récapitulatif [Tableau 3-2] recense le nombre d'éléments discrets et de nœuds continus mis en place pour chaque approche et plus particulièrement dans les zones de couplage.

En complément, sont donnés les temps nécessaires à la réalisation de chaque pas de calcul. Ces données sont fonction des capacités de l'ordinateur ayant permis les différentes simulations, ses propriétés sont listées ci-dessous :

Dell Optiplex GX745
Intel® Core™ 2 CPU 6600 @ 2.40 GHz
2.39 GHz, 2.00 Go de RAM

Bien évidemment, en ce qui concerne les approches couplées, les temps de simulation augmentent avec le nombre d'éléments discrets et de nœuds continus contraints.

En revanche, la comparaison des temps de simulation induits par les méthodes de couplage avec celui nécessaire pour mener la simulation entièrement discrète, met en avant que seule une approche bord-à-bord permet de diminuer significativement les temps de calcul.

Modèles	Total		Zone de couplage		Temps par pas de calcul (ms)
	Éléments discrets	Nœuds continus	Éléments discrets	Nœuds continus	
Discret	36310	-	-	-	166
Continu	-	2511	-	-	4
SR-10mm	18309	1296	239	81	98
SR-25mm	18493	1296	614	81	104
SR-50mm	18815	1296	1245	81	128
R1	19378	1296	1204	162	172
R2	20625	1296	2451	243	224
R3	21799	1296	3625	324	292

Tableau 3-2 : Composition détaillée des différents modèles et temps de simulation associés.

Plusieurs remarques peuvent nuancer ce constat. Tout d’abord nous ne prenons en compte ici que le temps utile pour la simulation de la compression dynamique et non la mise en place des modèles, alors qu’il est évident que la mise en place de 36000 éléments discrets est plus coûteuse que l’élaboration des modèles couplés.

De plus, à chaque cycle, le calcul des corrections pour assurer la continuité cinématique nécessite le calcul d’un grand nombre d’opérations qui est fonction du nombre d’éléments discrets et nœuds continus couplés. Pour les modèles couplés, une partie importante du temps de simulation passe dans le calcul des multiplicateurs de Lagrange. Or, toutes ces opérations sont programmées via le langage de programmation propre aux logiciels Itasca (langage *Fish*), et même s’il permet d’interagir de manière simple avec les logiciels utilisés, son efficacité pour balayer un grand nombre d’opérations reste limitée. Selon l’éditeur de ce macro-langage, le passage à un langage de programmation de type C permettrait de diminuer le temps dédié au couplage d’un facteur 10. Dans le cadre de ce travail, l’objectif étant plus de montrer les perspectives et les limites du couplage discret-continu que de réellement dégager des gains de temps significatifs, le passage de la résolution du couplage numérique à un outil de programmation plus performant n’a pas été mené.

IV.3. Simulation d’impact

IV.3.1. Présentation

Enfin, on s’intéressera à la simulation d’un impact sur un milieu granulaire élastique. La géométrie et les propriétés mécaniques des modèles sont identiques à celles présentées pour l’essai triaxial quasi-statique [Figure 3-24]. Les conditions aux limites sont cependant différentes : la base est encastree et les parois latérales sont laissées libres. L’impactant est de forme sphérique, de diamètre $d_I = 0,53$ m et de masse $m_I = 250$ kg. La raideur de contact associée à l’impactant est beaucoup plus raide que les raideurs des éléments discrets du milieu impacté pour simuler un corps rigide. La chute libre de l’impactant n’est pas simulée, mais sa vitesse initiale est imposée à la valeur $V_I = 5$ m.s⁻¹.

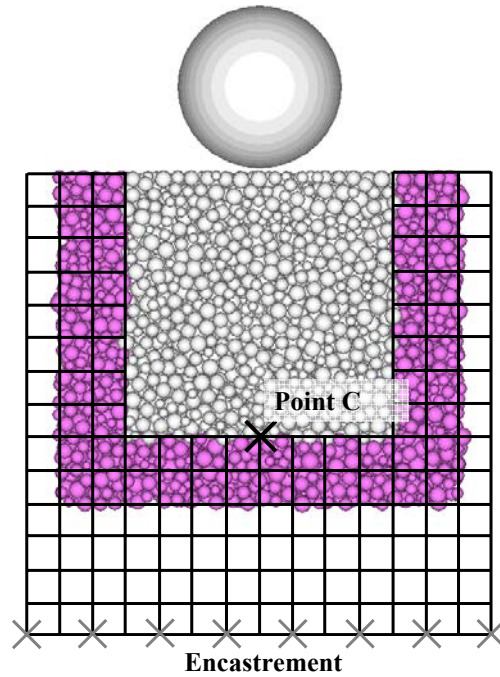


Figure 3-24 : Simulation d'impact : modèle couplé avec recouvrement (R2).

Pour ce test, seulement trois modèles ont été élaborés : un discret, et les deux approches couplées avec ou sans recouvrement. Le modèle continu n'a pas été traité pour éviter la gestion difficile du contact de l'impactant avec le milieu continu.

IV.3.2. Résultats

Les réponses, sous impact, des modèles couplés avec ou sans recouvrement sont alors confrontées à celle du modèle discret qui fait office de calcul de référence. Le comportement de l'impactant est caractérisé par sa trajectoire pendant l'impact et par la force de réaction du milieu granulaire sur la sphère. En plus, le déplacement d'un point de l'interface discret-continu (Point C) est enregistré au cours du temps.

Au niveau de la zone d'impact, les réponses des trois modèles sont quasiment confondues, que ce soit pour l'enfoncement et le rebond de l'impactant [Figure 3-25] ou la force de réaction [Figure 3-26]. La zone d'impact ne semble pas être affectée par la mise en place des approches de couplage.

Au sein du milieu impacté, au niveau de l'interface discret-continu, des écarts sont notables entre les différentes simulations. L'allure des déplacements reste cependant globalement conservée [Figure 3-27]. La mise en place de l'approche continue peut être vue comme une condition limite à la zone d'influence, en ce sens les résultats obtenus sont tout à fait satisfaisants.

Pour l'ensemble des simulations numériques aucun traitement numérique n'a été mis en place pour limiter les éventuels problèmes de réflexions d'ondes dus à un changement d'échelle du modèle. Seule la diagonalisation de la matrice \overline{A} [éq. (3-30)] permet de diminuer l'énergie des ondes réfléchies à l'interface [Xiao et Belytshko 2004], mais cet effet reste difficile à quantifier pour des modèles en trois dimensions [Frangin 2008].

Malgré cela, l'ensemble des phénomènes vibratoires observés à travers les deux tests dynamiques ont été correctement reproduits par les approches couplées. En ce sens, la résolution du problème couplé dans sa formulation initiale, sans traitement des réflexions dans la zone de recouvrement, a été conservée par la suite.

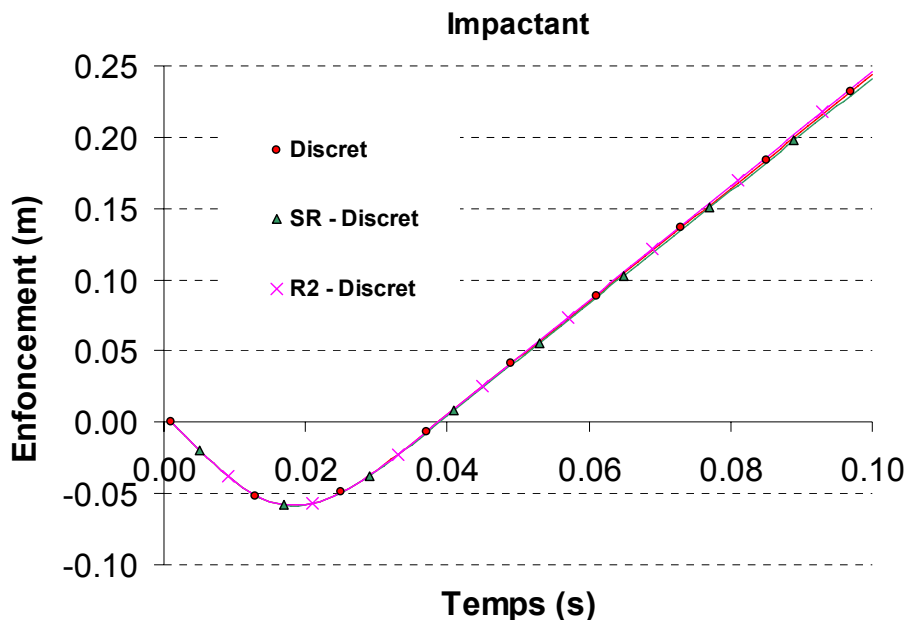


Figure 3-25 : Déplacement vertical de l'impactant au cours du temps pour les différents modèles.

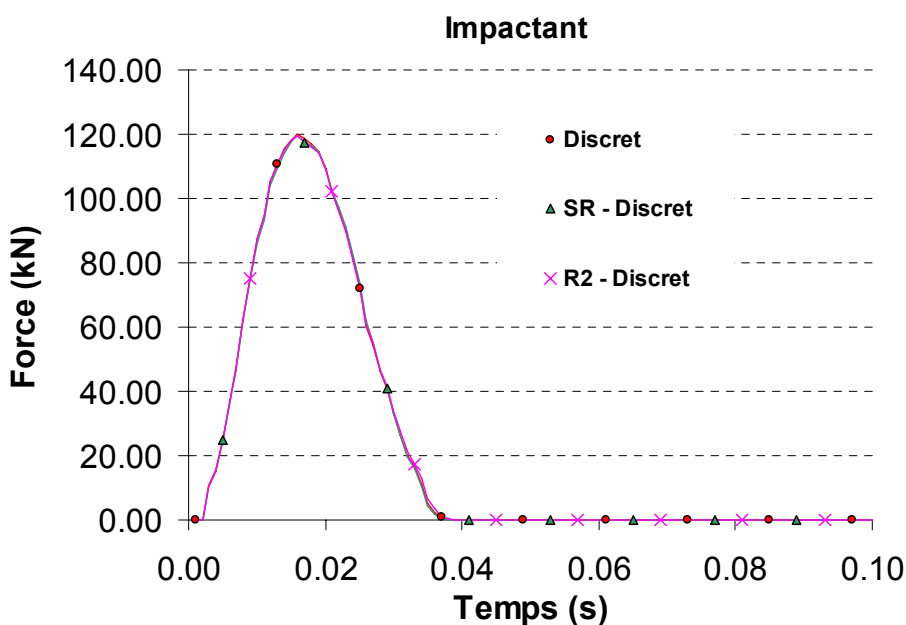


Figure 3-26 : Forces de réaction du sol calculées au niveau de l'impactant pour les différentes approches.

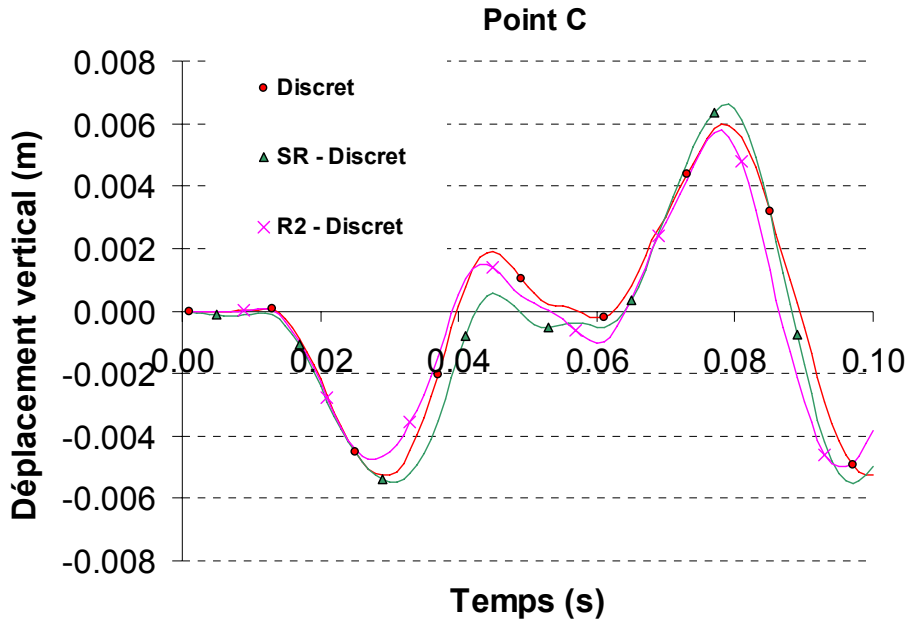


Figure 3-27 : Déplacements verticaux temporels mesurés au niveau de l'interface discret-continu dans les différents modèles.

V. Bilan et conclusions

L'état de l'art des méthodes de couplage existantes nous a orientés vers le choix d'approches applicables aux matériaux du génie civil (structure amorphe) pour des sollicitations dynamiques.

Les deux approches bord-à-bord ou avec recouvrement retenues ont été validées à la fois pour des applications statiques et dynamiques, à partir d'un essai triaxial en quasi-statique, d'une compression dynamique et d'une modélisation d'impact.

La présence d'une zone de recouvrement pour assurer la jonction entre les domaines discret et continu, permet si besoin de traiter numériquement l'éventuel problème de réflexions d'ondes. Une zone de recouvrement de taille importante, nécessite la gestion d'un grand nombre de liens cinématiques et par conséquent génère des temps de calcul plus importants. L'augmentation de la taille de la zone de recouvrement n'a pas permis d'augmenter significativement la précision de la réponse. Pour éviter le cas où la zone de recouvrement est réduite, on établira par la suite pour le modèle couplé avec un domaine de superposition, deux zones de recouvrement.

L'approche bord-à-bord adaptée aux agencements non cristallins d'éléments discrets a montré une capacité intéressante à assurer la transition du discret vers le continu pour des temps de simulation optimisés. Pour une plus grande précision, on veillera à ce que, pour ce couplage, la zone d'éléments discrets couplés reste limitée.

Pour finir, il est nécessaire de rappeler que les résultats présentés dans ce chapitre sont valables pour des lois de comportement élastiques, et les exemples d'applications ont été traités en utilisant une loi élastique linéaire dans la partie continue. Ceci constitue la limite majeure de ce travail. S'il est possible, sans modification de la méthode de couplage employée, de mettre en place des lois élastiques non linéaires

Chapitre 3 : Couplage Discret – Continu

[Rousseau 2009], la transmission de la plasticité du discret vers le continu pose à ce jour encore problème.

Une telle avancée ne pourrait aboutir qu'au prix d'un effort de développement important.

Chapitre 4 : Simulation d'impacts sur un merlon de protection pare-blocs

Sommaire :

Chapitre 4 : Simulation d'impacts sur un merlon de protection pare-blocs.....	131
I. Introduction	132
II. Une démarche expérimentale multi-échelles	133
II.1. Présentation de l'ouvrage prototype REMPARE	133
II.1.1. Description générale.....	133
II.1.2. Systèmes de mesures et résultats des expérimentations en vraie grandeur	136
II.2. Description et essais de caractérisation des matériaux de l'ouvrage	140
II.2.1. Description et caractérisation à l'échelle du composant	140
II.2.2. Caractérisation expérimentale du comportement des gabions	148
III. Calibration du modèle numérique à l'échelle du matériau	152
III.1. Comportement mécanique des cellules de gabion « pierre ».....	152
III.1.1. Modèle du remplissage « pierre ».....	153
III.1.2. Enveloppe grillagée : Une loi de traction	156
III.1.3. Compressions simples sur cellules de gabion.....	157
III.1.4. Comparaison du modèle numérique avec les essais d'impact sur des cellules de gabion.....	162
III.2. Comportement mécanique des mélanges de sable et de déchiquetas de pneus	165
III.3. Comportement mécanique du remblai technique	168
IV. Simulations d'impact sur structure de protection	169
IV.1. Mise en place du modèle	169
IV.1.1. Construction du modèle.....	169
IV.1.2. Mise sous poids propre	173
IV.1.3. Représentation de la procédure de largage	174
IV.2. Modélisations des essais REMPARE.....	175
IV.2.1. Validation des hypothèses retenues pour les modélisations numériques	175
IV.2.2. Confrontation des approches numérique et expérimentale.....	180
IV.2.3. Etude de sensibilité aux paramètres du modèle.....	186
IV.3. Modélisations complémentaires	193
IV.3.1. Forme de l'impactant	194
IV.3.2. Taille de l'impactant.....	196
IV.3.3. Position d'impact.....	199
V. Bilans et conclusions.....	200

I. Introduction

Dans les chapitres précédents, des outils de modélisation numérique basés sur une approche discrète ont été présentés. Une méthode de couplage discret-continu a été développée, dans le but de disposer d'un outil capable de représenter des ouvrages géotechniques de grande dimension qui nécessitent localement une description plus précise de son comportement.

La démarche couplée, à l'échelle d'un ouvrage, a été éprouvée à travers la simulation de l'impact d'un bloc rocheux sur un matelas granulaire de type gravier [Breugnot et al. 2010 a et b]. Les modèles ont été calibrés à partir des caractéristiques mécaniques déterminées expérimentalement, et les résultats de simulation ont été comparés aux mesures expérimentales disponibles [Pichler et al. 2005]. Ces travaux montrent des potentialités intéressantes quant à l'utilisation d'une méthode discrète au niveau de l'impact pour modéliser les grands déplacements sous forte sollicitation, couplée à un modèle continu pour la représentation du sol dans la zone non impactée.

Dans le cadre du projet ANR REMPARE, une campagne d'expérimentations à grande échelle a été entreprise pour étudier le comportement d'ouvrages de protection sous impacts. Trois types d'ouvrage ont été testés : un premier ouvrage où le parement est constitué de gabions « pierres », le noyau de gabions remplis d'un mélange de sable et de déchiquetas de pneus, et adossé à un remblai technique aval en terre. Les deux autres ouvrages sont composés entièrement de gabions. Les parements amont et aval sont composés de gabions « pierres », et le noyau est constitué de gabions remplis d'un mélange de sable et de déchiquetas de pneus pour l'un, et de ballast usagé pour l'autre. Dans ce travail, le premier ouvrage cité fait l'objet de la modélisation numérique et sera désigné dans la suite par les termes ouvrage (ou merlon) prototype.

La réalisation des expérimentations à grande échelle REMPARE a impliqué un travail important en termes de conception, d'instrumentation, et d'exploitation des mesures. En complément des éléments nous intéressant plus spécifiquement donnés dans la suite, une thèse de doctorat [Heymann 2011] a été consacrée à la présentation des différentes tâches expérimentales pour l'ensemble des modalités d'ouvrages testées.

Dans ce chapitre, le principe de modélisation numérique de l'ouvrage prototype soumis à l'impact de blocs, sera présenté et confronté aux résultats issus des essais expérimentaux. La démarche de modélisation consiste à adopter une description fine (méthode des éléments discrets) du comportement granulaire dans le parement et le noyau, puis à en retenir une plus grossière (modèle continu) dans le remblai technique aval.

Dans un premier temps, le merlon prototype, l'instrumentation, les dispositions d'essai retenus ainsi que les données relatives à la caractérisation des différents éléments de l'ouvrage seront présentés. Dans une seconde partie, sur la base d'expérimentations multi-échelles et sur des considérations bibliographiques, la démarche de calibration des modèles numériques des différents matériaux composites constitutifs de l'ouvrage prototype sera détaillée.

Une fois les procédures de mise en place et d'impact définies, les résultats des simulations ont pu être confrontés à ceux issus de l'expérimentation de l'ouvrage prototype impacté.

Enfin, des simulations complémentaires ont permis de dégager des tendances principales concernant le comportement de ce type de structure sous impact.

II. Une démarche expérimentale multi-échelles

II.1. Présentation de l'ouvrage prototype REMPARE

II.1.1. Description générale

Géométrie et matériaux

Le merlon de protection étudié a une structure composite dans le sens où sa réalisation fait intervenir différents éléments de structures associés à plusieurs matériaux de construction variés. Il est constitué en amont d'un parement et d'un noyau composés de cellules élémentaires qui viennent en appui sur un remblai compacté placé à l'aval [Figure 4-1].

Le parement et le noyau sont composés de gabions de deux ou trois mètres de longueur, divisés en cellules d'un mètre cube par des diaphragmes. Leur largeur dans la direction transversale est d'un mètre. L'épaisseur du remblai technique aval en crête est de deux mètres, pour une emprise au sol de 9 m et une hauteur de $H = 4$ m. La pente de talus aval est donc comprise entre $2H/1V$ et $3H/2V$ (valeurs classiques pour un remblai compacté).

Une longueur de parement de $L = 8$ m a été retenue pour limiter les effets de bords lors d'un impact au centre. Latéralement, les cellules de gabions étant auto-stables sont laissées libres tandis que le remblai est prolongé par deux talus latéraux afin de représenter la continuité.

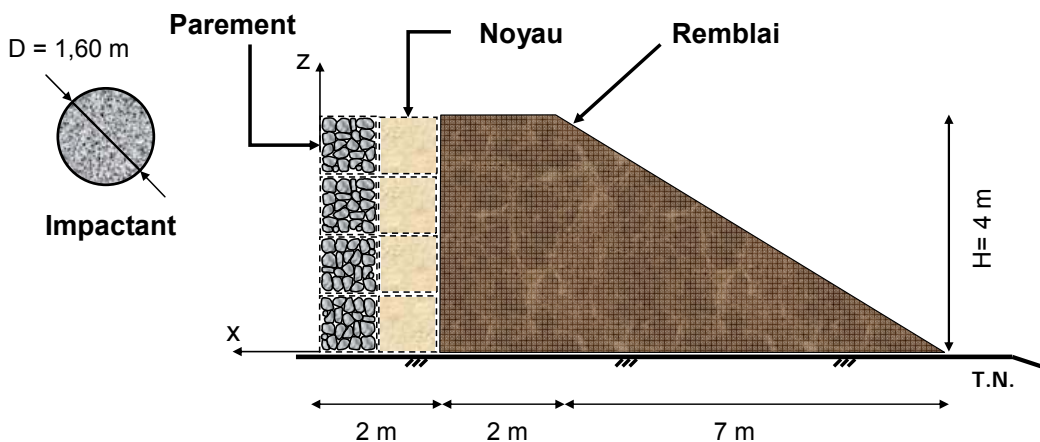


Figure 4-1 : Schéma de l'ouvrage composite expérimental : Dimensions et notations.



Figure 4-2 : Eléments constitutifs de l'ouvrage : (a) cellule de gabion avec géotextile et tirants, (b) mélange de sable et de déchetas de pneus, (c) remplissage de blocs calcaires concassés [REMPARE 2010].

Les gabions mis en œuvre peuvent être qualifiés de composites, de par l'association de l'enveloppe grillagée et du matériau de remplissage. Le garnissage est composé de pierres concassées au parement [Figure 4-2 c] et d'un mélange de sable et de déchetas de pneus, confiné par un géotextile, dans les cellules du noyau [Figure 4-2 a et b].

Dispositif de largage et impactant

L'impactant utilisé pour ces tests est un bloc modèle de forme sphérique, constitué d'une coque en acier remplie de béton. Son diamètre est de 1,60 m et sa masse de 6500 kg.

La procédure de lancement de l'impactant est assurée par le dispositif suivant [Figure 4-3]:

- câble porteur en acier, ancré en haut et en pied de falaise (1),
- chariot constitué d'une poulie reposant sur le câble porteur (2),
- impactant suspendu au chariot par l'intermédiaire d'élingues en acier (3),
- treuil permettant de remonter l'impactant jusqu'à la hauteur de lâcher souhaitée (4).

A noter que la hauteur de chute maximale disponible est de l'ordre de 30 mètres.

Les essais d'impact sont effectués sans largage de l'impactant ce qui a permis de maîtriser avec une plus grande précision le point d'impact. Cependant, la cinématique de l'impactant induite lors de sa chute et pendant toute la durée du choc, ne correspond pas à la réalité physique étant donné que la masse sphérique reste arrimée au câble porteur jusqu'à son arrêt [Figure 4-4].

Largement discuté par le groupement lors de la conception du site, ce dispositif a été retenu sachant que l'interprétation de l'effet du câble lors de l'impact restera difficile. En effet une grande partie de la composante verticale descendante de la vitesse est conditionnée par la mise en traction de l'élingue. De plus, en fin d'essai, la poulie exerce par l'intermédiaire de l'élingue une tension horizontale empêchant le retour en arrière de l'impactant, qu'il faudrait quantifier.

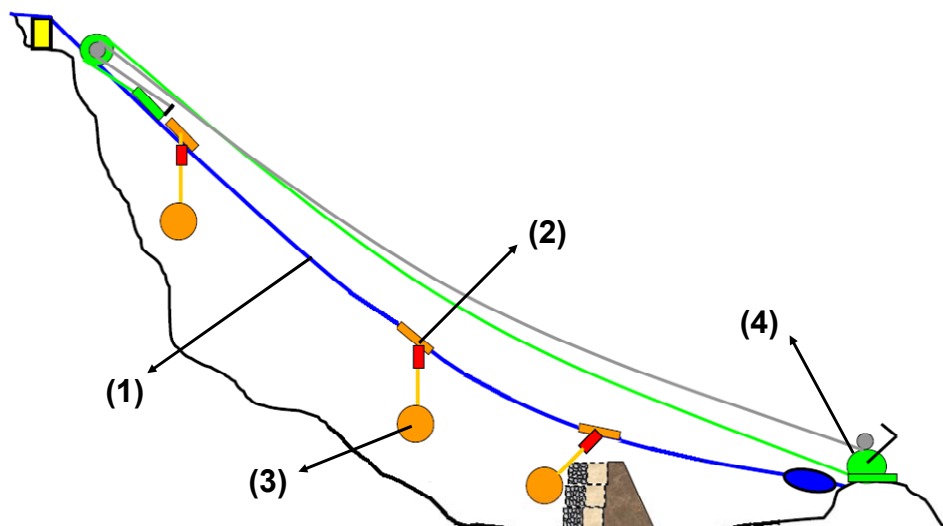


Figure 4-3 : Schéma de principe du dispositif de lancement de l'impactant.



Figure 4-4 : Photographie du système de « largage » après impact [REMPARE 2010].

Phasage d'essais et réparations

Le merlon prototype a été soumis respectivement à une succession d'impacts à des niveaux d'énergie différents : 200, 1000, 500 et 2000 kJ. Le dispositif de largage n'étant pas amovible, l'ensemble des impacts subis par les ouvrages a lieu au même point (centre du parement). Mis à part le premier essai, les impacts suivants sont donc menés sur un ouvrage qui a connu un historique de sollicitation non vierge. La réponse de la structure est fonction des contraintes et des déformations engendrées lors des essais précédents.

Pour les hautes énergies d'impact (1000 et 500 kJ) le parement a présenté un endommagement important si bien qu'il a été nécessaire de réparer partiellement la face amont de l'ouvrage prototype :

- Après l'essai à 1000 kJ, l'ouvrage a été réparé par remplacement des cellules endommagées (6 cellules du parement) [Annexe 5, Figure A 9].
- Après l'essai à 500 kJ, l'ouvrage a été réparé par ajout d'une « rustine » de grillage et d'un remplissage de pierres dans la zone d'impact [Annexe 5, Figure A 10].

II.1.2. Systèmes de mesures et résultats des expérimentations en vraie grandeur

II.1.2.a. Systèmes de mesures

L'instrumentation mise en place pour cet ouvrage prototype a pour but de renseigner sur leur réponse lors de l'impact dynamique ainsi que l'état de la structure après impact. Un grand nombre de systèmes de mesure, des plus simples aux plus sophistiqués, à technologies différentes, a été implanté à la fois, à l'extérieur et dans l'ouvrage d'étude :

- accéléromètres placés dans l'impactant,
- accéléromètres placés dans l'ouvrage,
- capteurs de déplacements dans l'ouvrage,
- levés topographiques au tachéomètre et levés manuels,
- inclinomètres placés dans le remblai,
- capteur de force à la base de l'ouvrage,
- géophones dans le remblai pour quantifier l'endommagement de la structure,
- enregistrement avec une caméra rapide.

Un certain nombre de mesures a été doublé pour pallier l'éventuelle défaillance d'un système de mesures.

L'ensemble des résultats expérimentaux obtenus, représente une base de données intéressante pour une calibration et/ou pour une comparaison avec l'approche numérique.

A ce jour, l'ensemble des mesures expérimentales n'a pas encore fait l'objet d'une étude comparative poussée permettant de valider ou d'écarter certaines mesures. Le travail de doctorat d'Heymann [Heymann 2011], portant sur l'ensemble des expérimentations réalisées dans le cadre du projet REMPARE, présente de manière plus exhaustive la conception des ouvrages testés, leur instrumentation et l'exploitation qui en découle. Le lecteur pourra s'y reporter pour des compléments d'information.

Dans ce travail, la confrontation des approches numérique et expérimentale n'a été conduite que sur la base d'un nombre réduit de mesures.

II.1.2.b. Résultats d'essais sur merlon prototype

L'ouvrage prototype avec remblai aval a été impacté à quatre reprises pour des énergies successives de 200, 1000, 500 et 2000 kJ. L'ensemble des essais et des mesures n'a pas nécessairement donné lieu à des résultats exploitables, notamment pour l'essai à 1000 kJ où le système d'acquisition a été défaillant.

Accéléromètre

Deux accéléromètres triaxiaux ont été placés dans une réservation au centre de l'impactant. Ils diffèrent par le système d'acquisition qui est soit filaire, soit embarqué. Le traitement, l'analyse et l'interprétation de l'ensemble des données expérimentales est en cours. Les signaux obtenus par « l'accéléromètre embarqué » fait l'objet d'une expertise en cours. Dans ce travail, seule la mesure filaire a été exploitée.

L'acquisition de l'accélération est réalisée depuis le lâcher de l'impactant jusqu'à son immobilisation. La mesure est disponible pour les essais à 200 et 500 kJ d'énergie [Figure 4-5]. Les signaux exploités, lissés par une moyenne glissante pour s'affranchir du bruit lié aux vibrations, peuvent également être interprétés en force d'impact, en multipliant l'accélération par la masse de la sphère.

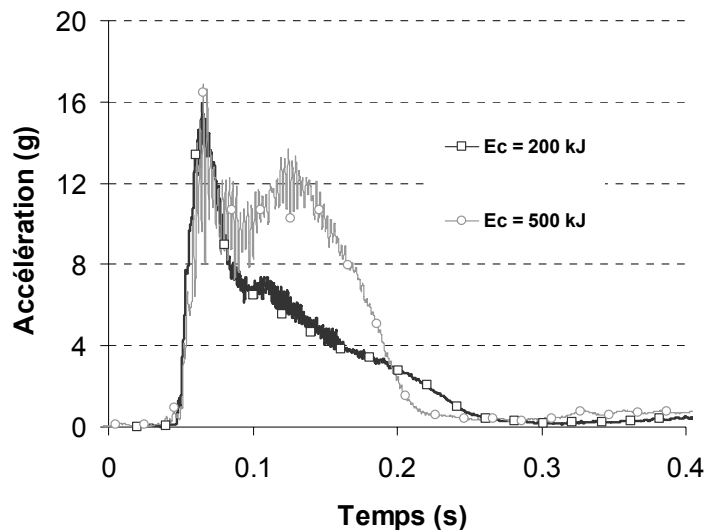


Figure 4-5 : Accélérations de l'impactant mesurées pour les impacts à 200 et 500 kJ d'énergie cinétique [REMPARe 2010].

Topographie

La topographie complète du parement réalisée grâce aux mesures au tachéomètre, n'est pas exploitable pour cet ouvrage. La mesure manuelle, effectuée au niveau de l'impact, après retrait de l'impactant, nous donne une information pertinente et fiable quant à l'enfoncement de l'impactant dans l'ouvrage [Tableau 4-3]. Lors du démontage ou de la réparation des ouvrages des levés internes ont pu être effectués manuellement.

Capteurs de déplacement

Des capteurs de déplacement à tige (piste plastique), ont permis de mesurer les déplacements dans le plan d'impact, aux interfaces entre parement-noyau (3 points de mesure) et noyau-remblai (3 points de mesure) [Annexe 6, Figure A 11]. Le relevé automatique au cours de l'essai est complété par un relevé manuel effectué après impact. Les évolutions temporelles des déplacements sont données [Annexe 6, Figure A 12]. Les résultats de mesures doivent cependant être nuancés par les difficultés rencontrées expérimentalement notamment pour les essais à haute énergie d'impact : mise en flexion des tiges, cisaillement observé des platines au sein de l'ouvrage, oscillation de la potence qui sert de condition rigide, ...

Le Tableau 4-1 récapitule les déplacements mesurés aux interfaces parement-noyau ($x = -1$ m) et noyau-remblai ($x = -2$ m) au niveau de la hauteur d'impact ($z \approx 2$ m).

Inclinomètre

Dans le plan d'impact deux inclinomètres verticaux, l'un manuel (avec 2 axes de mesure) et l'autre automatique, ont été placés à 50 cm en retrait de l'interface noyau-remblai ($x = -2,5$ m). Les déplacements cumulés obtenus dans la direction de l'impact sont donnés en [Annexe 6, Figure A 13]. Sur le graphique, les valeurs positives représentent un enfoncement.

Les déplacements maximaux obtenus en $z = 2$ m sont donnés dans le Tableau 4-1.

Energie attendue (kJ)	Mesure des déplacements horizontaux (m)				
	Capteurs de déplacements				Inclinomètre
	$x = -1$ m		$x = -2$ m		$x = -2,5$ m
	Maximum	Résiduel	Maximum	Résiduel	Résiduel* ²
200	0,16	0,08	0,02	< 0	0,005
1000	-	0,19* ¹	-	-	0,027
500	0,09	0,08	0,02	0,01	0,030
2000	0,54	0,49	0,14	0,07	0,050

*¹ : Mesure effectuée par levé topographique manuel lors de la réparation du parement après l'essai à 1000 kJ.

*² : Les déplacements inclinométriques sont des déplacements cumulés.

Tableau 4-1 : Récapitulatif des déplacements horizontaux mesurés dans l'ouvrage au niveau de la hauteur d'impact ($z \approx 2$ m), via les capteurs de déplacements automatiques et l'inclinomètre manuel [Annexe 6].

Caméra rapide

La mise en œuvre d'un enregistrement vidéo par caméra rapide avait pour but initial, de permettre une analyse du comportement de l'ouvrage pendant l'impact [Figure 4-6]. A partir de ces enregistrements il nous a également été possible de déterminer le vecteur vitesse de l'impactant et le point d'impact juste avant le choc, et d'estimer l'enfoncement final du bloc dans l'ouvrage [Heymann 2011].

Les grandeurs estimées par la vidéo sont récapitulées [Tableau 4-2] et [Tableau 4-3].



Figure 4-6 : Images prises à la caméra rapide pour un impact à 2000 kJ d'énergie [Heymann et al. 2010].

Energie attendue (kJ)	Energie calculée (kJ)	Vitesse totale (m/s)	Vitesse suivant x (m/s)	Vitesse suivant z (m/s)	Hauteur d'impact (m)
200	140*	7*	-6*	-2*	1,83*
1000	1036	17,9	-16,8	-6,0	1,74
500	541	12,9	-11,5	-5,7	2,13
2000	2203	26,0	-23,7	-10,8	2,10

* : les données pour l'essai à 200 kJ sont approchées car les images sont de mauvaise qualité

Tableau 4-2 : Caractéristiques cinétiques de l'impact et hauteur d'impact estimées via l'enregistrement par caméra rapide.

Energie attendue (kJ)	Mesure de l'enfoncement de l'impactant (m)	
	Levé topographique manuel	Enregistrement par caméra rapide
200	0,35	- * ¹
1000	- * ²	0,66
500	0,36	0,38
2000	- * ³	0,68

*¹ : images sombres.

*² : pas de mesure possible au parement (écroulements). Au démontage, la déformée à l'interface parement noyau a été estimée à environ 0,19-0,20 m.

*³ : pas de mesure possible au parement (écroulements).

Tableau 4-3 : Enfoncements en fin d'impact du bloc estimés à partir de l'enregistrement par caméra rapide, et par levé topographique manuel.

II.2. Description et essais de caractérisation des matériaux de l'ouvrage

Dans un objectif de modélisation du comportement mécanique de l'ouvrage prototype sous impact il est nécessaire de disposer d'une description suffisamment précise de l'ensemble de ses composants, à savoir :

- des gabions remplis de pierres concassées au parement (gabions « pierre »),
- des gabions remplis d'un mélange de sable et de déchiquetas de pneus dans le noyau (gabions « sable + pneu »),
- un matériau de tout venant mis en remblai à l'aval des éléments cellulaires.

L'un des enjeux principaux de la simulation numérique repose sur le choix d'un modèle de comportement, et sur la détermination des paramètres qui le caractérisent, pour décrire au mieux la réponse des matériaux à une sollicitation donnée.

Lors de la phase d'expérimentation à l'échelle de l'ouvrage, les essais de caractérisation des matériaux ayant été réalisés en nombre limité, pour déterminer les paramètres macroscopiques définissant leur comportement mécanique, nous nous sommes appuyés essentiellement sur des données bibliographiques. Les essais de caractérisation du comportement des gabions « pierre » et du mélange « sable + pneu », menés lors de la phase initial du projet REMPARE, ont permis d'apporter des éléments concernant les paramètres du parement et du noyau.

II.2.1. Description et caractérisation à l'échelle du composant

II.2.1.a. Matériau de remplissage « pierre »

Au niveau du parement, les cellules de gabions sont remplies par des pierres de carrière concassées, de nature calcaire [Figure 4-2 c]. La granulométrie théorique du matériau est comprise dans l'intervalle 80/120 mm. En pratique, la taille des grains s'est révélée plus étalée. Le remplissage des gabions se fait manuellement, avec l'assistance d'une pelle mécanique, sans compaction. A chaque tiers, deux tirants sont positionnés entre la face amont et la face opposée pour garantir une bonne tenue statique des ouvrages sous leur poids propre.

La nature, la forme et la taille des grains mis en œuvre sont relativement bien connues, notamment grâce à l'étude granulométrique menée dans les travaux de Lambert et Bertrand sur des assemblages de granulats semblables à ceux mis en œuvre dans l'ouvrage expérimental [Annexe 7, Figure A 14 et Tableau A 2].

Ces informations nous apparaissent insuffisantes pour la mise en place d'un modèle de comportement mécanique pour notre matériau de remplissage « pierre ». En conséquence, nous nous sommes appuyés sur des données bibliographiques concernant les matériaux granulaires grossiers mais aussi sur différents types d'essais sur cellules de gabion qui seront présentés par la suite.

Estimation du frottement macroscopique

La résistance au cisaillement de l'assemblage de pierres concassées a été évaluée à partir des données bibliographiques portant sur les matériaux granulaires grossiers, allant d'un gravier jusqu'aux enrochements. L'objectif est d'estimer un angle de frottement macroscopique apparent, représentatif du matériau étudié.

Labiouse [Labiouse et al. 1994] fournit des valeurs d'angle de frottement pour différents matériaux [Tableau 4-4], qui diffèrent par la granulométrie et l'angularité des grains, et utilisés pour former un matelas amortisseur.

Les blocs de calcaire étudiés se différencient de ces matériaux par la taille des particules : les passants à 10 et 60 % sont plutôt de l'ordre de $d_{10} = 80$ mm et $d_{60} = 150$ mm. Etant donné les tailles des grains du matériau de remplissage, la comparaison semble plus adaptée avec les enrochements de petites dimensions.

Deluzarche [Deluzarche] recense un certain nombre de résultats d'essais de caractérisation (triaxiaux et œdomètres principalement). Le critère de rupture ne semble plus pouvoir être décrit par une droite à l'image du critère de Mohr-Coulomb, mais plutôt par une courbe s'aplatissant pour les plus fortes contraintes [Figure 4-7].

Pour des contraintes modérées ($\sigma_{iso} < 200$ kPa), les angles de frottement peuvent être très importants ($\varphi = 40$ à 55°).

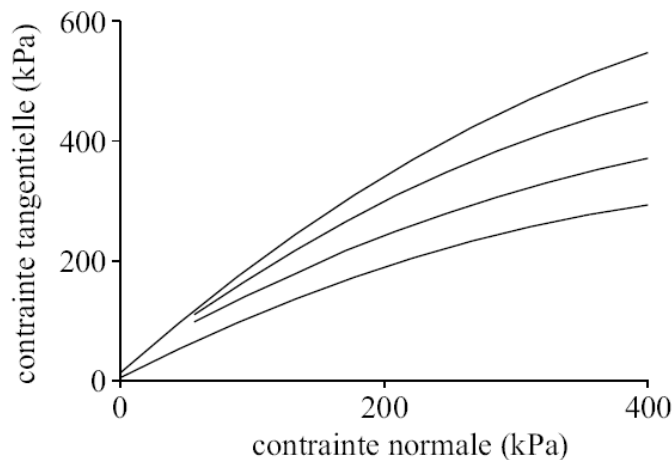


Figure 4-7 : Critère de rupture des enrochements tracé dans le plan de Mohr, d'après Charles et Watts [Charles et Watts, 1980].

material	unit mass (t/m ³)	friction angle (°)	d ₁₀ (mm)	d ₆₀ (mm)
gravel	1.650	41	6	16.8
alluvial	1.890	45	0.12	27.6
rock fragments	1.790	47	0.065	5.057

Tableau 4-4 : Matériaux utilisés dans [Labieuse et al., 1994].
Tableau issu de [Calvetti, 1998].

II.2.1.b. Mélange de sable et de déchetes de pneus

Le mélange de sable et de déchetes de pneus est présent dans les gabions constitutifs du noyau. Le grillage des cellules a été doublé d'un géotextile non tissé pour confiner les matériaux fins et pour éviter qu'ils ne s'épandent à travers les mailles grossières du grillage [Figure 4-2 a]. Le remplissage est composé d'un mélange de sable et de déchetes de pneus, avec une répartition en masse de 70 % de sable et de 30 % de déchetes de pneus [Figure 4-2 b].

Le sable a une granulométrie de 0/4 mm, et la taille moyenne des éléments de pneumatique est de l'ordre de 10 cm. Le mélange de sable et de déchetes de pneus est réalisé à la pelle mécanique et confère au matériau un caractère très hétérogène (ségrégation) et non compacté.

La mesure de la densité du matériau au gamma densimètre rend compte d'ailleurs d'importantes variations. La masse volumique humide moyenne est estimée alors à 15 kN/m³ avec des mesures allant de 10,9 kN/m³ à 18,5 kN/m³.

Les principales incertitudes entourant le mélange de sable et de déchetes de pneu, concernent l'état de compacité du matériau et l'effet d'échelle dû à la taille grossière des particules de pneumatiques mis en œuvre dans l'ouvrage.

En complément des essais de cisaillement direct à la boîte de cisaillement (non présentés) et de la mesure de la densité du matériau au gamma densimètre, nous nous sommes appuyés sur des références bibliographiques, et sur des essais de caractérisation réalisés en amont du projet REMPARE pour définir un modèle pertinent du comportement mécanique du mélange de sable et de déchetes de pneus.

Essais triaxiaux réalisés sur des mélanges de sable et de pastilles de pneumatique

Pour mettre en avant quelques comportements propres aux mélanges de sable et de déchetes de pneus, nous nous sommes intéressés à des essais triaxiaux réalisés sur des mélanges de sable et de pastilles de pneumatique (diamètre de l'ordre de 3 cm et épaisseur de 0,7 cm).

Lors de la phase de préparation du projet REMPARE, deux campagnes d'essais triaxiaux, réalisés respectivement sur du sable de Seine et du sable d'Hostun saturé, sont synthétisées par Lambert [Lambert, 2007] [Gotteland et al. 2007] et permettent d'apprécier la dépendance entre la contrainte déviatorique et la teneur en pneu [Figure 4-9].

Les résultats présentés Figure 4-9 ont été obtenus à partir d'échantillons compactés. Seul l'échantillon à une porosité de 40 % mis en œuvre dans la série avec le sable d'Hostun n'a pu être compacté, en raison de la ségrégation des différents matériaux engendrée par le compactage.

Les deux séries d'essais présentent des similitudes : l'ajout de pneumatique tend à diminuer le module apparent et donne au matériau un caractère essentiellement contractant pour des teneurs massiques de pneu de l'ordre 30-40 %, en deçà la courbe de variation volumique est peu impactée. La différence la plus notable entre les deux séries de tests, est la mise en évidence d'un gain du déviateur de contraintes pour la série mettant en œuvre le sable d'Hostun en condition saturée.

L'effet du compactage sur le mélange a été mesuré par Salot [Salot, 2007], à travers l'étude d'un mélange non compacté, faiblement compacté (c1) et plus intensément compacté (c2) [Figure 4-8].

De manière plus générale, la variation de l'état de densité du matériau à une influence notable sur le module apparent, la présence d'un pic du déviateur de contraintes, sa valeur et surtout sur sa déformation volumique.

D'autres travaux portant sur le comportement d'un mélange de sable et de déchetas de pneus montrent que la résistance en cisaillement est maximale pour une teneur en pneumatique de l'ordre de 30 % [Foose et al., 1996] [Zornberg et al., 2004] [Gotteland et al., 2007]. Une proportion qui est proche de celle retenue pour la mise en œuvre du matériau de remplissage des cellules du noyau de l'ouvrage expérimental.

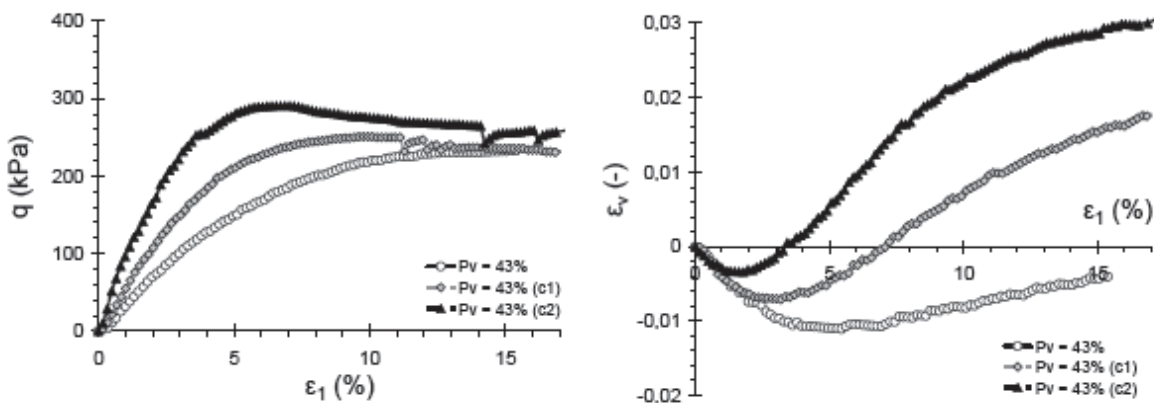


Figure 4-8 : Influence du compactage sur la réponse d'un mélange à 43 % de volume de pneu pour une contrainte de confinement de $\sigma_{iso} = 40$ kPa [Salot, 2007].

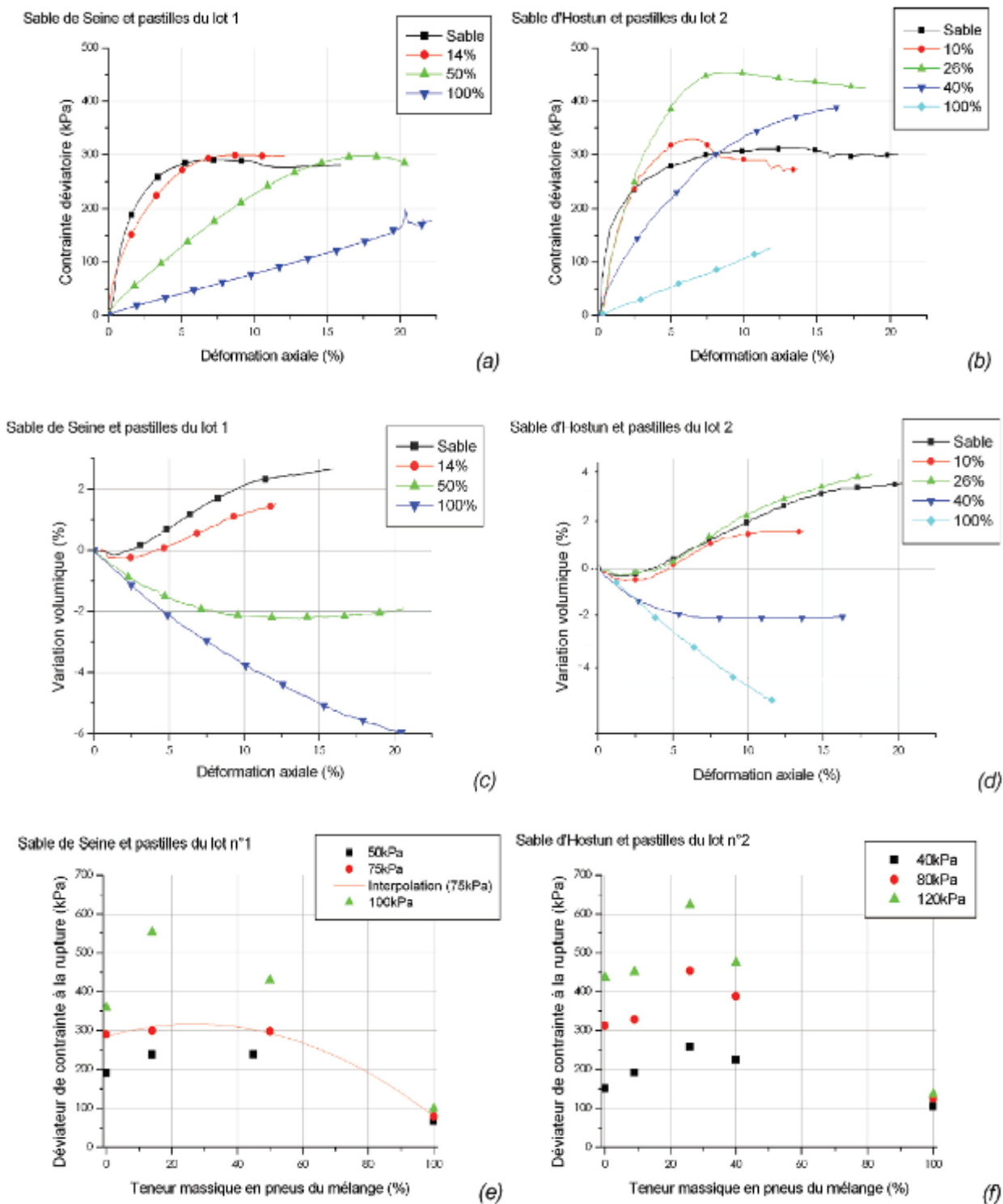


Figure 4-9 : Influence de la teneur en pastilles de pneus, en pourcentage massique, sur le comportement à l'essai triaxial de mélanges avec les sables de Seine sec et d'Hostun saturé, respectivement sous 75 et 80 kPa de contrainte de confinement : (a,b) contrainte déviatoire et (c,d) variation volumique en fonction de la déformée axiale et (e,f) déviateur de contrainte à la rupture, q , (à 10% de déformation axiale pour les assemblages de 100 % de pneus) [Lambert, 2007].

Chapitre 4 : Simulation d'impacts sur un merlon de protection pare-blocs

Le mélange de sable et de déchetas de pneus mis en œuvre dans les expérimentations REMPARE se différencie des matériaux étudiés dans la littérature dans le sens où les morceaux de pneus sont de taille beaucoup plus importante que les pastilles utilisées lors d'essais de laboratoire. De plus, l'état de compacité du matériau granulaire est peu connu, étant donné la procédure de mise en place du matériau (déversement à la pelle mécanique dans les gabions, sans compactage).

Toutefois nous nous sommes appuyés sur les résultats présentés et plus particulièrement ceux donnés Figure 4-9, pour définir les caractéristiques représentatives du comportement mécanique d'un mélange de sable et de 30 % massique de déchetas de pneu. En première approche, un module d'Young $E_{s+p} \approx 10$ MPa, et un déviateur de contrainte maximal $q_{s+p} \approx 290 - 300$ kPa pour une contrainte de confinement de $\sigma_{iso} = 75$ kPa [Figure 4-9 a] apparaissent représentatifs des comportements mesurés expérimentalement.

II.2.1.c. Sol de remblai

Le remblai technique aval est constitué de tout venant en provenance du site de la carrière. Le matériau mis en place présente une importante hétérogénéité : matrice de sol fin avec présence de blocs, et a été mis en œuvre dans des conditions hydriques difficiles. Il a également fait l'objet d'une caractérisation au gamma densimètre. La masse volumique humide moyenne est estimée à $19,7 \text{ kN/m}^3$ avec des mesures allant de $18,5 \text{ kN/m}^3$ à $21,1 \text{ kN/m}^3$.

Auteurs	E (MPa)	ν	c' (kPa)	ϕ'	ψ'	γ (kN/m ³)
Jones <i>et al.</i> (1990)	/	0,3-0,35	0-40	0-35°	/	15-20
Demerdash (1996)	67	0,34	0	38°	0°	20
Russell et Pierpoint (1997)	20 40	0,2 0,2	0 10	30° 40°	0° 0°	18,2 19
Kempton <i>et al.</i> (1998)	20	0,2	5	30°	?	20
Pham <i>et al.</i> (2004)	9,6	0,3	0	25°	?	?
Rogbeck <i>et al.</i> (1998)	?	?	?	42°	?	?
Laurent (2002)	20-50	0,3	0	40°	10°	20
Stewart et Filz (2005)	28,7	?	0	35°	?	19,8
Aubeny <i>et al.</i> (2002)	20	?	?	?	?	?
Wong et Poulos (2001)	60	0,3	0	30°	0°	20

Tableau 4-5 : Récapitulatif des paramètres mécaniques utilisés pour différentes modélisations de sol de remblai [Jenck 2005].

En complément, les propriétés mécaniques du remblai aval ont pu être estimées à partir des données recensées dans la littérature par [Jenck, 2005] [Tableau 4-5]. Il s'agit de paramètres caractéristiques d'une loi élasto-plastique avec un critère de rupture de type Mohr-Coulomb. Les informations recensées font état d'un module Young de $E = 10$ à 70 MPa, d'un coefficient de Poisson de $\nu = 0,2$ à $0,35$, d'un angle de frottement de $\varphi = 25$ à 42° , d'une cohésion de $c = 0$ à 40 kPa, d'un angle de dilatance de $\psi = 0$ à 10° et enfin d'un poids volumique de $\gamma = 15$ à 20 kN/m³.

II.2.1.d. Cellule de gabion et enveloppe métallique

Les gabions ont une structure composite de par l'association de l'enveloppe grillagée (et géotextile éventuellement) avec le matériau de remplissage.

L'ouvrage n'est pas constitué de cellules de gabions isolées, mais de gabions constitués de deux ou trois cellules dissociées par la présence de diaphragmes. De plus, la liaison entre les différents gabions est assurée par des agrafes positionnées régulièrement le long des arrêtes des gabions contigus selon la norme NF P94-235-1 [AFNOR 2004].

Des éléments concernant la résistance mécanique d'une nappe de grillage et de la liaison par agrafage entre cellules sont donnés ci-après. Des essais mécaniques quasi-statiques et dynamiques réalisés sur des cellules remplies de pierres concassées ont également été utilisés et seront présentés par la suite.

Essai de traction sur une nappe de grillage

L'enveloppe grillagée utilisée lors de la construction des cellules de gabion possède des mailles hexagonales. Sur deux des côtés des mailles hexagonales, les fils s'entrecroisent pour former un grillage dit à « double torsion ». La taille des mailles des cages grillagées utilisées est de 80 mm x 100 mm, et le diamètre des fils métalliques de $2,7$ mm.

Les caractéristiques mécaniques d'une nappe grillagée ont été évaluées via un essai de traction mené sur une bande de $0,5$ m de hauteur et $1,0$ m de largeur, soit la surface d'une demi-face d'une cellule de gabion [Figure 4-10 a]. Pour la nappe de grillage testée, sa résistance est de l'ordre de 30 kN/m, et sa raideur de $k_{grillage} = 750$ kN/m/m.

Les conditions de l'essai peuvent être qualifiées de « frêtées » dans le sens où les déplacements horizontaux sont bloqués en tête et en pied de la nappe testée.

La courbe force-déplacement est quasi linéaire et la rupture est atteinte pour une déformation légèrement inférieure à 10 % [Figure 4-10 b]. Cependant, si la pente de la courbe force-déplacement est linéaire, le comportement d'une nappe de grillage est loin d'être élastique : les déformations induites par le chargement sont en grande partie permanentes (non quantifiées).

A l'approche de l'effort de traction maximal, les brins métalliques cèdent et la nappe ne présente plus aucune résistance : la rupture peut être qualifiée de fragile.

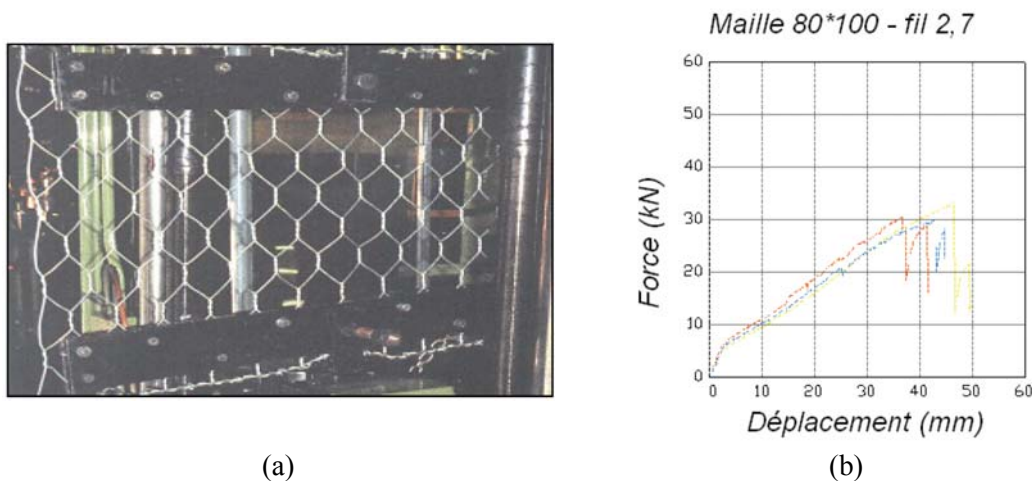


Figure 4-10 : Illustration (a) et résultats (b) d'essais de traction sur un grillage avec des mailles 80x100mm et un fil de 2,7 mm de diamètre. La hauteur et la largeur de la nappe sont d'environ 0,5 m et 1,0 m [Lambert 2007].

Liaisons entre gabions

La liaison entre les gabions du parement et du noyau est assurée par les agrafes positionnées régulièrement le long des arrêtes des gabions.

La résistance de traction apportée par cette liaison peut être estimée de deux manières différentes : la première consiste à considérer que la force de traction admissible entre deux cellules correspond à la résistance de l'enveloppe grillagée $R_{grillages}$. L'essai de traction sur une nappe de grillage [Figure 4-10 b] permet d'estimer à 30 kN la résistance d'une nappe d'un mètre de largeur. On peut considérer que deux cellules d'un même gabion sont reliées par quatre nappes de un mètre de largeur, soit une résistance à la traction estimée à $R_{grillages} = 120$ kN.

La deuxième approche consiste à supposer que la force de traction admissible tient des agrafes qui lient les différents gabions entre eux ou les diaphragmes aux gabions. Dix agrafes sont recommandées par arrête d'un mètre de largeur [AFNOR 2004] et l'effort nécessaire à l'ouverture d'une agrafe est de l'ordre de 2,7 kN. La résistance à la traction $R_{grillages}$ pour une interface d'un mètre carré comprenant quatre arrêtes est alors de $R_{grillages} = 108$ kN.

Il est à noter que les résistances à la traction estimées par les deux approches sont relativement proches, on retiendra comme résistance macroscopique à la traction d'une surface d'un mètre carré : $R_{grillages} = 120$ kN.

Une différence subsiste toutefois, l'ouverture d'une agrafe correspond à une rupture qualifiée de ductile tandis que la rupture du grillage dans les essais de traction a mis en évidence un caractère plutôt fragile de la rupture des nappes grillagées.

II.2.2. Caractérisation expérimentale du comportement des gabions

Au-delà de la caractérisation des différents composants utilisés lors de la construction de l'ouvrage, nous nous sommes également intéressés au comportement mécanique de cellules de gabion remplies de pierres concassées.

Dans ses travaux, Lambert [Lambert 2007] étudie la réponse mécanique de ces cellules composites soumises à diverses sollicitations.

Dans ce cadre, nous disposons d'essais de compression simple et confinée quasi-statique, et d'un essai d'impact, tous réalisés sur des cellules similaires à celles mises en œuvre dans l'ouvrage expérimental.

II.2.2.a. Essai de compression confinée

Les essais de compression quasi-statique réalisés, dans des conditions de confinement rigide, par Lambert [Lambert 2007], se réfèrent à des cellules cubiques de 500 mm de côté remplies par des blocs de calcaire concassés. Les essais sont pilotés à vitesse de compression constante. Le confinement rigide est assuré par des cadres métalliques latéraux [Figure 4-11 a]. Les réponses des cellules à la compression sont analysées à partir de la contrainte apparente et de la déformation verticale [Figure 4-11 b].

Les résultats d'essais ont montré que la contrainte évoluait de manière quasi-linéaire avec la déformation. Le confinement rigide, en empêchant les déformations latérales, limite, voire inhibe, le travail mécanique de l'enveloppe grillagée. Dans ces conditions, l'essai de compression confinée sur cellule de gabion « pierre » peut être assimilé à un essai œdométrique sur un assemblage de granulats, et permet ainsi une première estimation des caractéristiques de raideur du matériau de remplissage.

Les modules œdométriques E_{oed} , associés à ces deux tests sont $E_{oed} = 13$ et 17 MPa et la valeur moyenne caractéristique retenue est alors de $E_{oed} \approx 15$ MPa.

Dans le cadre de l'élasticité linéaire isotrope, le module œdométrique peut être relié au module d'Young E et au coefficient de Poisson ν par la relation :

$$\frac{E}{E_{oed}} = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} \quad (4-1)$$

A priori, le coefficient de Poisson pour un assemblage de granulats n'est pas connu, mais on peut retenir, en première approche, une valeur caractéristique des matériaux granulaires à savoir $\nu = 0,3$. La relation [éq. (4-1)] nous permet d'aboutir au module d'Young moyen estimé pour l'assemblage de granulat : $E_{pierre} \approx 11,1$ MPa.

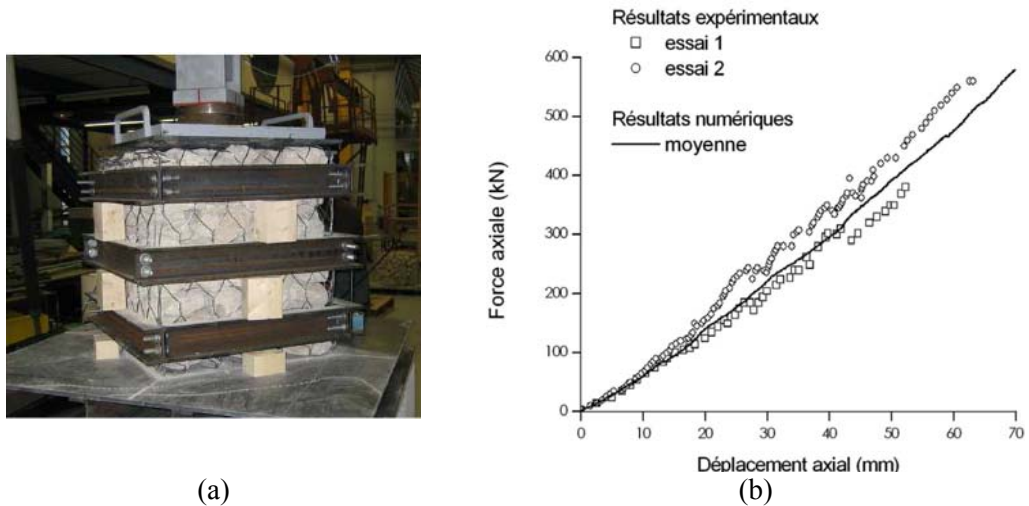


Figure 4-11 : Essai de compression en condition non confinée (a), et réponses exprimées en contraintes en fonction de la déformation verticale [Lambert 2007].

II.2.2.b. Essais de compression simple quasi-statique

Les cellules de gabions « pierre » ont été soumises à des essais de compression uniaxiale quasi-statique. Le chargement est appliqué par une plaque rigide pilotée en déplacement par une presse [Figure 4-12].

Pour caractériser la réponse de la cellule sous la sollicitation quasi-statique, la force appliquée à la cellule et le déplacement de la plaque sont enregistrés au cours de l'essai. La déformée de l'échantillon est évaluée à travers la mesure du déplacement latéral au centre des faces latérales. La moyenne des déplacements latéraux, exprimée en pourcentage de la longueur d'une arête de l'échantillon, est la grandeur adimensionnée représentée sur les sorties graphiques des essais de compression simple.



Figure 4-12 : Dispositif expérimental de compression simple sur cellule de 1 m³ et système de mesure des déplacements latéraux [Lambert 2007].

Le dispositif de remplissage manuel étant lourd à mettre en place, seulement deux essais de compression simple quasi-statique ont été réalisés sur des cellules de gabion d'un mètre cube avec un remplissage composé de pierres concassées.

Les résultats [Figure 4-13] diffèrent grandement d'un essai à l'autre, notamment pour l'analyse en contraintes. Si la pente initiale, caractérisée par un module Young des cellules de gabions $E_{cellule} \approx 1$ MPa, est semblable pour les deux essais, la variation de la résistance macroscopique des cellules est importante au-delà de 5 % de déformation verticale. Les courbes contrainte-déformation présentent des fluctuations et des chutes brutales de la force qui rendent compte de la nature granulaire du matériau de remplissage. En effet, lors de la compression l'effort vertical est repris par la cellule à travers des chaînes de forces qui se développent et se rompent par réarrangement granulaire ou fracturation des granulats.

La granulométrie des particules étant analogue pour les deux échantillons testés, la variation entre les deux essais peut essentiellement être reliée à la mise en place aléatoire des blocs et donc à l'arrangement granulaire initial et en cours d'essai.

Toutefois, à partir de ces résultats il est possible d'estimer la résistance d'un gabion « pierre » de l'ordre de $\sigma_{res} \approx 40$ à 80 kPa pour une déformation verticale allant de 5 à 25 %.

Concernant la cage des gabions, il est à noter que les plus grandes déformées des cellules n'ont pas engendré des ruptures du grillage par allongement excessif.

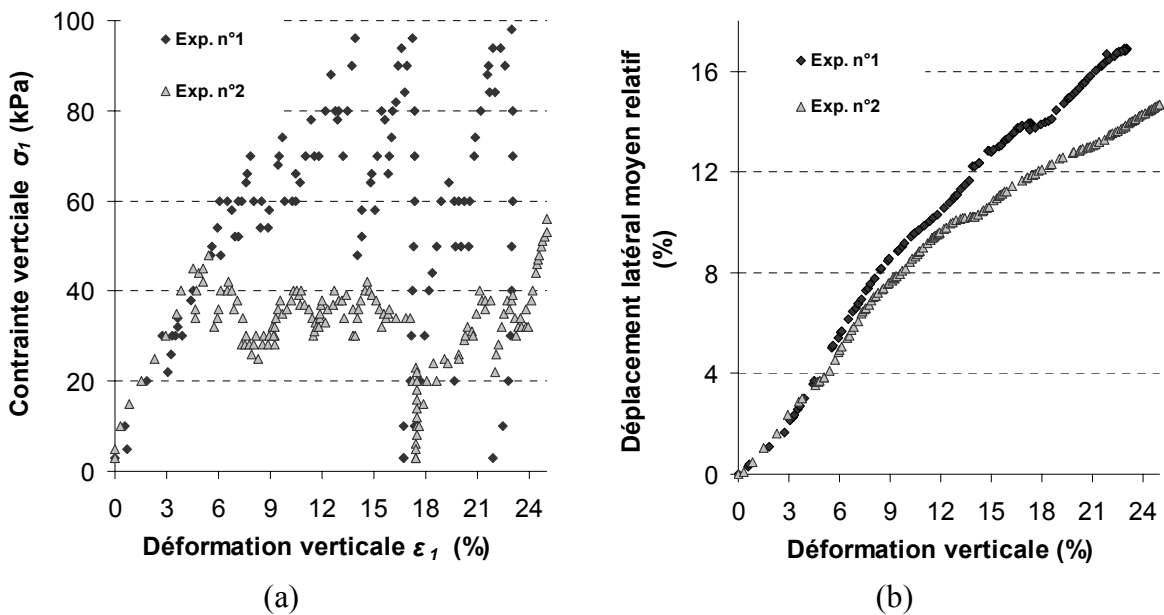


Figure 4-13 : Résultats des essais expérimentaux de compression simple, exprimés en contraintes verticales (a) et déplacements latéraux moyens relatifs (b) en fonction de la déformation verticale [Lambert 2007].

II.2.2.c. Essais d'impact

Le comportement des cellules de gabion « pierre » a également été évalué sous une sollicitation dynamique d'impact. L'essai d'impact consiste en un lâcher d'un impactant depuis une hauteur donnée, venant impacter une cellule placée sur un socle

Chapitre 4 : Simulation d'impacts sur un merlon de protection pare-blocs

rigide. L'impactant utilisé est un bloc modèle de forme sphérique, constitué d'une coque en acier remplie de béton. Son diamètre est de 0,53 m et sa masse est de 250 kg [Figure 4-14 a].

Lors des essais, un accéléromètre est placé sur la sphère permettant de mesurer l'accélération ou la force d'impact subies par l'impactant.

Un seul essai a été conduit pour les cellules de gabion « pierre » d'un mètre cube. La hauteur de lâcher est de 7,4 m ce qui correspond à une énergie de 18 kJ. L'enfoncement de la sphère en fin d'essai est de l'ordre de 60 cm [Figure 4-14 b]. La force d'impact a été mesurée durant l'essai [Figure 4-15].

Un enregistrement par caméra rapide a permis de constater l'absence de rebond marqué de l'impactant. Lors des essais d'impact, un dégagement de poussières et l'éjection de particules ont pu être observés, rendant compte de l'attrition ou la fracturation de granulats [Annexe 8, Figure A 15].

Le constat de non rupture du grillage par allongement, établi initialement pour les essais de compression simple peut également être étendu aux essais d'impact.



(a)



(b)

Figure 4-14 : Dispositif expérimental de lâcher vertical de bloc sur une cellule de gabion (a) et résultat de l'essai d'impact réalisé pour une cellule d'un mètre de côté (b) [Lambert 2007].

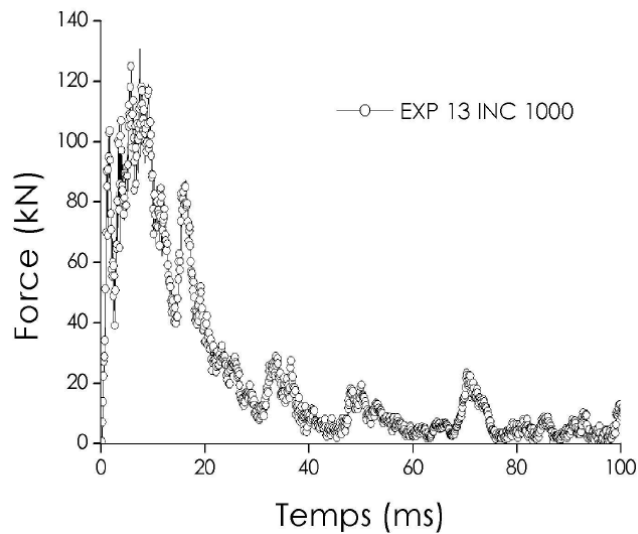


Figure 4-15 : Evolution de la force d'impact au cours du temps [Bertrand 2006].

III. Calibration du modèle numérique à l'échelle du matériau

Une approche discrète a été proposée pour modéliser le comportement mécanique des matériaux du parement et du noyau. Dans la partie aval de l'ouvrage, une approche couplée continue-discontinue a été retenue pour la modélisation du remblai technique dans un but d'optimisation du modèle numérique.

Dans cette partie, les différents modèles mis en place sont présentés, puis calibrés en s'appuyant sur les données bibliographiques et expérimentales exposées précédemment. Des lois de comportement pour les différents matériaux tels que les pierres concassées, le mélange de sable et de déchet de pneus, le sol de remblai, mais aussi pour l'enveloppe grillagée des cellules de gabion ont été proposées. Ces modèles ont été appliqués à l'échelle de la cellule élémentaire et testés par comparaison avec les résultats d'essais sur gabions sollicités en statique et en dynamique.

III.1. Comportement mécanique des cellules de gabion « pierre »

Une cellule de gabion remplie de pierres, est une structure composite à elle seule. Pour modéliser un gabion, il est possible de s'intéresser au comportement mécanique de l'ensemble des éléments d'un gabion (pierres et enveloppe grillagée) d'un point de vue microscopique [Bertrand 2006]. En revanche, une approche plus globale permet de travailler directement à l'échelle de la cellule en définissant des lois de comportement macroscopiques qui restituent globalement l'action d'ensemble des matériaux [Breugnot 2007].

Dans ce travail, la démarche proposée pour modéliser les gabions « pierre » est intermédiaire aux deux approches citées précédemment, dans le sens où l'effet du grillage est pris en considération de manière indépendante à la modélisation du

matériau granulaire, mais où les pierres et les brins d'acier du grillage ne sont pas représentés individuellement.

Dans cette approche, l'action du grillage sera prise en considération par un réseau d'interaction entre les pierres situées à la périphérie du gabion. La démarche adoptée pour calibrer les paramètres du modèle numérique est :

- Détermination des paramètres du squelette granulaire (arrangement granulaire, raideurs normales et tangentielles et frottement micro-mécanique) sur la base des caractéristiques macroscopiques estimées ou relatées dans la littérature.
- Détermination des paramètres d'interaction nécessaires pour simuler l'interaction du grillage sur la base des essais de compression simple réalisés en statique. Des essais d'impact réalisés en dynamique sur les gabions « pierre » apporteront des éléments de validation au modèle. Les paramètres du modèle d'interaction sont la densité du réseau et les paramètres des lois d'interaction.

III.1.1. Modèle du remplissage « pierre » (granulats seuls, sans grillage)

Description du modèle discret

Le modèle discret élaboré n'a pas pour objectif de représenter le comportement de chaque pierre de la cellule mais plutôt celui de l'ensemble du matériau de remplissage. Le modèle de comportement associé au matériau de remplissage est celui présenté précédemment pour les matériaux pulvérulents (Chapitre 2) : les contacts sont modélisés par des ressorts normaux et tangentiels avec dissipation d'énergie dans la direction tangentielle par frottement de type Coulombien. La fracturation potentielle des granulats sous une sollicitation n'est donc pas prise en compte dans cette approche.

Le squelette discret d'une cellule est constitué de 2000 *clumps* composés de deux éléments discrets jointifs de même dimension. La granulométrie retenue, suit une loi normale centrée sur le rayon moyen avec un écart type de $\sigma = 25\%$. La forme de la granulométrie est inspirée de la granulométrie expérimentale relevée dans le cadre des essais sur cellules réalisés par Lambert et Bertrand [Annexe 7]. La taille des éléments discrets a été limitée à un intervalle $[R_{min}; R_{max}]$ avec $R_{max} = 3.R_{min}$, pour éviter d'avoir à traiter de trop petits éléments dans les calculs.

Les paramètres macroscopiques souhaités sont : un module d'élasticité à 1 % de déformation verticale de $E_{pierre} = 11,1$ MPa, un angle de frottement au pic de $\varphi_{pierre} = 45^\circ$ pour une masse volumique apparente de $\rho_{pierre} = 1600$ kg/m³.

Calibration du modèle discret

Des essais de compression triaxiale ont été entrepris sur des échantillons numériques pour calibrer, comme présenté au chapitre 2, les micro-paramètres mécaniques des modèles du matériau de remplissage d'un gabion « pierre ».

Deux configurations différentes du squelette ont été testées : l'une dite « squelette dense » qui correspond à un échantillon présentant un maximum de contacts

Chapitre 4 : Simulation d'impacts sur un merlon de protection pare-blocs

(porosité $n = 36\%$ et nombre de coordination $n_{coord} = 10$), et l'autre dite « squelette lâche » présentant moins de contacts ($n = 41\%$ et $n_{coord} = 6,9$).

Pour ces deux géométries du squelette, les paramètres micromécaniques du matériau de remplissage, obtenus après calibrage, sont recensés et mis en parallèle avec les paramètres macroscopiques estimés ou mesurés expérimentalement [Tableau 4-6]. On note que pour un même angle de frottement macroscopique restitué φ_{pierre} [Figure 4-17], le frottement micro-mécanique c_f du squelette dit « lâche » est nécessairement plus important que celui du squelette granulaire dit « dense », ce qui conduit par ailleurs à des courbes de contrainte déviatoire en fonction de la déformation verticale assez voisines [Figure 4-16].

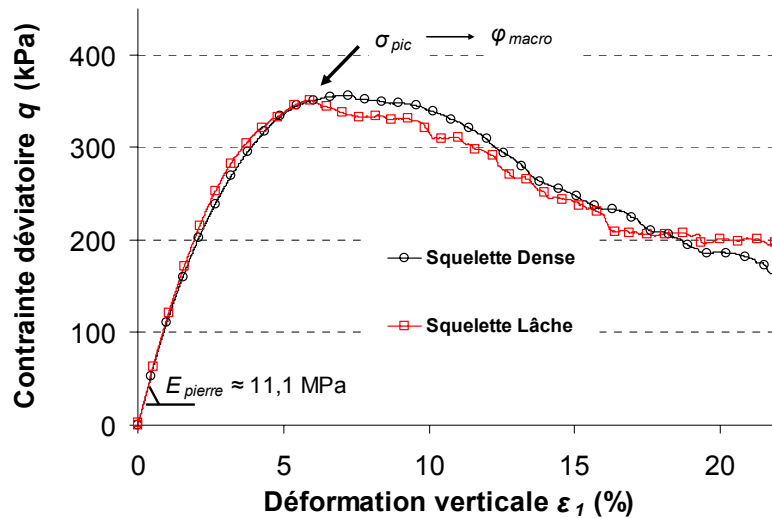


Figure 4-16 : Réponses à une compression triaxiale ($\sigma_{iso} = 75\text{ kPa}$) des échantillons à squelette lâche et dense calibrés.

Paramètres micro-mécaniques	Squelette Dense	Squelette Lâche
k_n/R (MPa)	62	112
α (-)	0,3	0,3
c_f (-)	0,5	0,9
ρ (kg/m^3)	2650	2900
n (%)	36	41
n_{coord}	10	6,9

Paramètres macroscopiques	
E (MPa)	11,1
ν (-)	0,17
φ (°)	45
ρ_{pierre} (kg/m^3)	1600

Tableau 4-6 : Récapitulatif des paramètres micro mécaniques et macroscopiques du modèle discret du matériau de remplissage « pierre ».

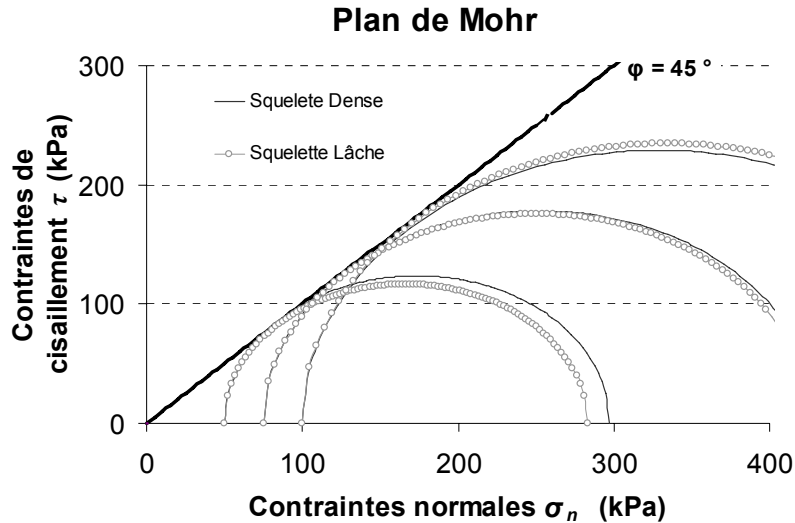


Figure 4-17 : Représentation dans le plan de Mohr de l'enveloppe de rupture des modèles avec un squelette dense et lâche.

Confrontation avec des approches expérimentales et numériques

A titre de validation, les grandeurs du modèle qui ont été calibrées numériquement peuvent être comparées aux valeurs de la littérature.

D'après Frossard [Frossard 2001], le coefficient de frottement intergranulaire est de l'ordre de $c_f = 0,35$ à $0,85$ suivant la nature minéralogique des matériaux et la contrainte de confinement. Les coefficients de frottement, définis lors des essais de caractérisation pour les configurations « squelette dense » ($c_f = 0,5$) et « squelette lâche » ($c_f = 0,9$), sont comparables à la plage de valeurs donnée ci-dessus. Ce constat est à pondérer par le fait que le frottement intergranulaire déterminé est étroitement lié à l'angularité introduite dans le modèle discret mis en place.

Bertrand [Bertrand 2006] s'est également intéressé à la modélisation de la structure composite gabion « pierre » en s'attachant à représenter le plus fidèlement possible, le nombre et la forme des granulats réels ainsi que les brins d'acier constituant l'enveloppe grillagée.

En l'absence de données expérimentales exhaustives, l'auteur s'est également appuyé sur la bibliographie, et a étudié, sur un intervalle donné, l'influence des micro-paramètres mécaniques. Dans son travail, un coefficient de frottement $c_f = 0,5$ a été retenu, qui rend compte d'une valeur moyenne pour une roche calcaire [Bardet 1998]. Pour ce qui est des micro-paramètres élastiques, les raideurs normales (exprimées en fonction d'un rayon équivalent des granulats $R_{\text{éq}}$) étudiées sont de l'ordre de $k_n / R_{\text{éq}} = 20$ à 200 MPa. Le rapport de rigidité α fait l'objet de tests sur l'intervalle $\alpha = 0,1$ à 1 , puis la valeur de $\alpha = 1$ a finalement été retenue pour la majorité des simulations.

III.1.2. Enveloppe grillagée : Une loi de traction

La stabilité statique et la résistance à la compression d'un gabion « pierre » est assurée par l'apport conjoint du matériau de remplissage et de l'enveloppe grillagée.

Il convient alors de représenter l'effet de cette enveloppe, au moins pour garantir la stabilité de l'ouvrage sous son poids propre.

L'effet de l'enveloppe grillagée est pris en considération dans le modèle numérique par des forces d'interaction appliquées sur les éléments discrets présents à la périphérie de la cellule. Ces forces sont fonction de la déformation du squelette, ce qui suppose que le grillage et le matériau granulaire sont intimement liés et se déforment de façon similaire. La loi de comportement retenue pour gérer ces forces d'interaction est basée sur deux constats inspirés de la réponse à un essai de traction d'une nappe de grillage similaire à celle utilisée pour élaborer les cages de gabion.

La courbe force-déplacement obtenue pour un essai de traction sur une nappe est quasi linéaire [Figure 4-10] et, la rupture dans le grillage n'a pas été atteinte lors des essais expérimentaux sur cellules de gabion « pierre ».

En conséquence, la loi de comportement implémentée met en œuvre une raideur de charge linéaire $K_{traction}$ (N/m), sans palier plastique, associée à une raideur de décharge K_{td} (N/m) telle que $K_{td} \geq K_{traction}$ [Figure 4-18]. L'introduction d'une raideur de décharge induit des déformations plastiques résiduelles.

On exprimera le plus souvent les raideurs de charge et de décharge par, respectivement le module de traction E_t (Pa) et le coefficient de décharge $c_{K_{td}}$ (sans unité) tels que :

$$K_{traction} = E_t \cdot \frac{R_1 \cdot R_2}{R_1 + R_2} \quad (4-2)$$

$$K_{td} = c_{K_{td}} \cdot K_{traction} \quad (4-3)$$

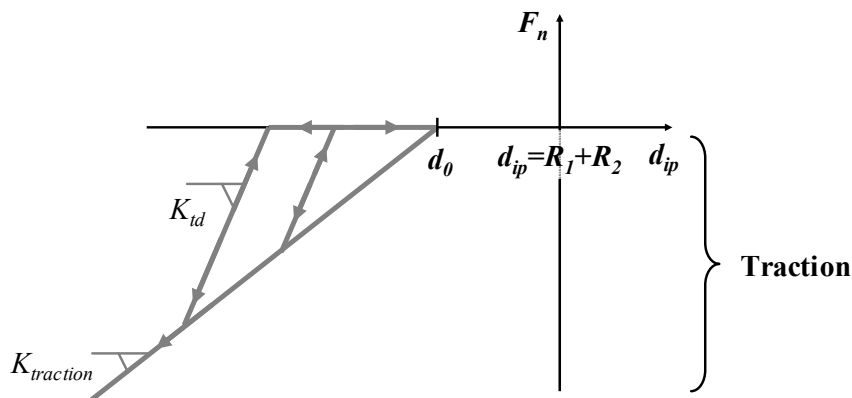


Figure 4-18 : Loi de traction implémentée pour la modélisation du grillage. Cas du contact à distance ($d_0 \neq R_1 + R_2$).

Chapitre 4 : Simulation d'impacts sur un merlon de protection pare-blocs

Les efforts de traction sont appliqués entre deux grains supposés en interaction dans la direction donnée par le vecteur reliant les centres des particules.

Dans le but de disposer d'une densité de contacts suffisante pour modéliser l'effet d'enveloppe, même pour un échantillon dense, la notion de rayon d'interaction R_{inter} a été introduite pour l'écriture de la loi de traction. Elle permet de faire interagir des particules qui ne sont pas en contact direct : deux particules de rayon R_1 et R_2 peuvent interagir par des forces de rappel si la distance interparticulaire d_{ip} est :

$$d_{ip} \leq R_1 + R_2 + R_{inter} \quad (4-4)$$

Deux cas se présentent : soit les particules s'interpénètrent soit elles interagissent à distance. Auxquels cas, la distance limite de traction d_0 , pour laquelle l'effort de traction est nul, est définie par :

$$\text{Contact effectif :} \quad d_0 = R_1 + R_2 \quad (4-5)$$

$$\text{Contact à distance :} \quad d_0 = d_{ip} \quad (4-6)$$

Pour conserver l'effet d'enveloppe apporté par le grillage, la loi de traction ne s'applique pas à l'ensemble des particules de la cellule, mais seulement à celles présentent en périphérie. Le critère retenu consiste à relier deux particules discrètes si elles sont placées à moins de 0,1 m des bords de la cellule.

Pour l'échantillon dense, le réseau d'interaction retenu est plus dense que le réseau des contacts. Le rayon d'interaction R_{inter} retenu, est défini par :

$$\text{Echantillon dense :} \quad R_{inter} = 0,5 \frac{R_1 + R_2}{2} \quad (4-7)$$

Pour conserver une densité de liaison constante d'un échantillon à l'autre, le rayon d'interaction doit être adapté à la géométrie du squelette granulaire.

Pour l'échantillon lâche, qui présente un nombre de contacts plus faible, le rayon d'interaction est défini par :

$$\text{Echantillon lâche :} \quad R_{inter} = 0,74 \frac{R_1 + R_2}{2} \quad (4-8)$$

En travaillant ainsi à nombre de liaisons constant quel que soit l'échantillon, on souhaite s'affranchir d'une dépendance au squelette lors de la détermination des paramètres caractéristiques de la loi de traction.

III.1.3. Compressions simples sur cellules de gabion

Les essais de compression simple réalisés sur des cellules de gabion avec remplissage « pierre », ont été modélisés dans le but premier de déterminer les paramètres de la loi de traction (E_t et c_{Ktd}) implémentée pour simuler le grillage. Ces paramètres ont été

par la suite utilisés pour simuler les essais d'impact sur gabion « pierre » et éventuellement adaptés.

Description du modèle numérique

La simulation d'un essai de compression simple débute par la mise en équilibre de la cellule de gabion sous son poids propre. Ensuite deux plaques rigides (éléments « murs ») sont positionnées en tête et en pied d'échantillon pour piloter le chargement à vitesse de compression constante [Figure 4-19 a]. Une résistance au frottement est prise en compte au niveau des deux plaques pour assurer la condition de freinage en pied et en tête d'échantillon. Lors de la compression, les faces latérales libres de se déformer, sollicitent le grillage virtuel en traction [Figure 4-19 b], apportant ainsi un confinement et par conséquent une résistance à l'échantillon.

Lors de l'essai, les efforts de réaction sur les plaques de chargement, leur déplacement, et les déformées latérales de l'échantillon sont enregistrés pour être comparés aux grandeurs expérimentales.

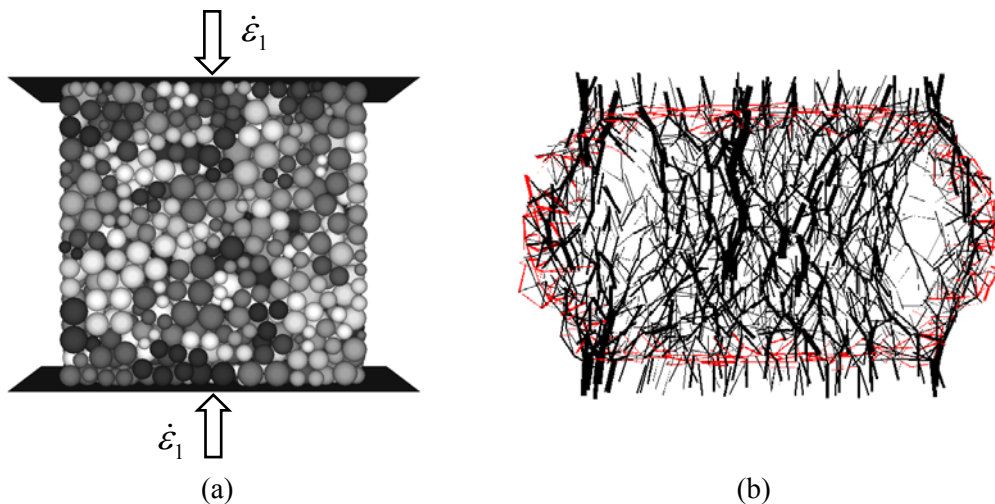


Figure 4-19 : Illustration de l'essai de compression simple (a) et représentation des forces de contacts dans l'échantillon en fin d'essai (segments rouges : traction ; segments noirs : compression).

Calibration numérique de l'enveloppe grillagée

Des simulations numériques ont été réalisées pour différentes valeurs de E_t et $c_{K_{td}}$. Elles montrent : une forte dépendance à la raideur de traction du grillage [Figure 4-19] et, une influence quasi-nulle du comportement en décharge sur la réponse à un essai de compression simple même pour des variations importantes du coefficient de décharge $c_{K_{td}}$ [Annexe 9, Figure A 16].

Les résultats de simulation [Figure 4-19] sont concordants avec les essais expérimentaux pour un module de traction de l'ordre de $E_t = 1$ MPa et une valeur de $c_{K_{td}} = 5$.

Le module de traction associé au réseau d'interaction peut globalement être relié à la rigidité des brins du grillage et à la géométrie des mailles.
L'influence de la valeur du module de traction sur un intervalle $[2/3 E_t ; 3/2 E_t]$ est testée sur la Figure 4-20. Une raideur de traction élevée, a tendance à augmenter à la fois la pente initiale sur la courbe contraintes-déformations, mais surtout le palier de la résistance apparente d'une cellule.

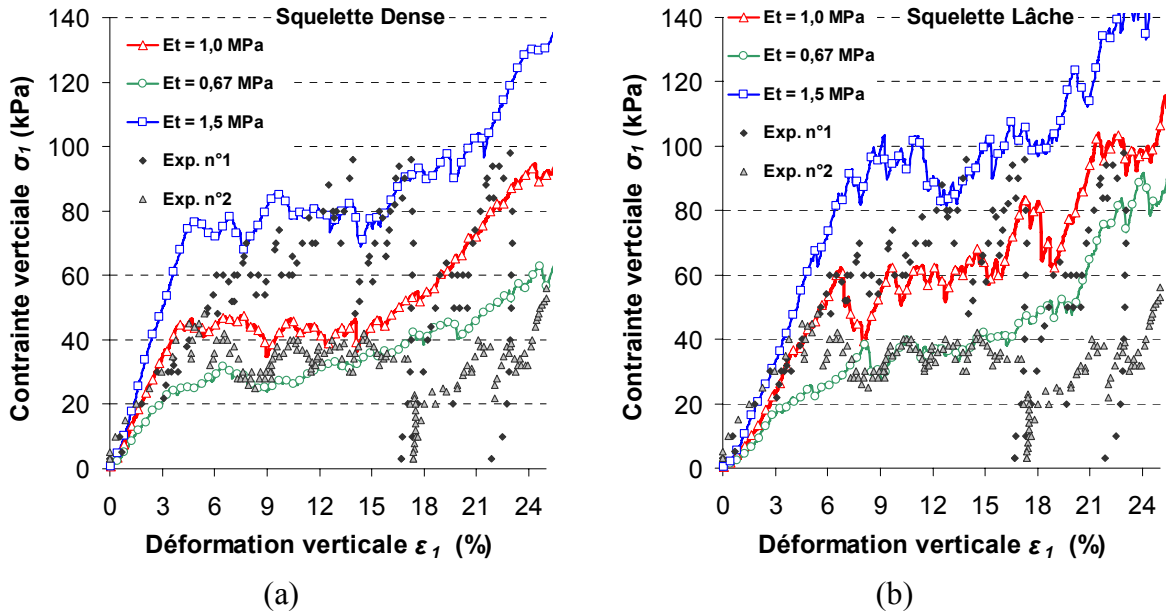


Figure 4-20 : Influence du module de traction E_t sur la réponse à la compression simple d'échantillon dense (a) et lâche (b).

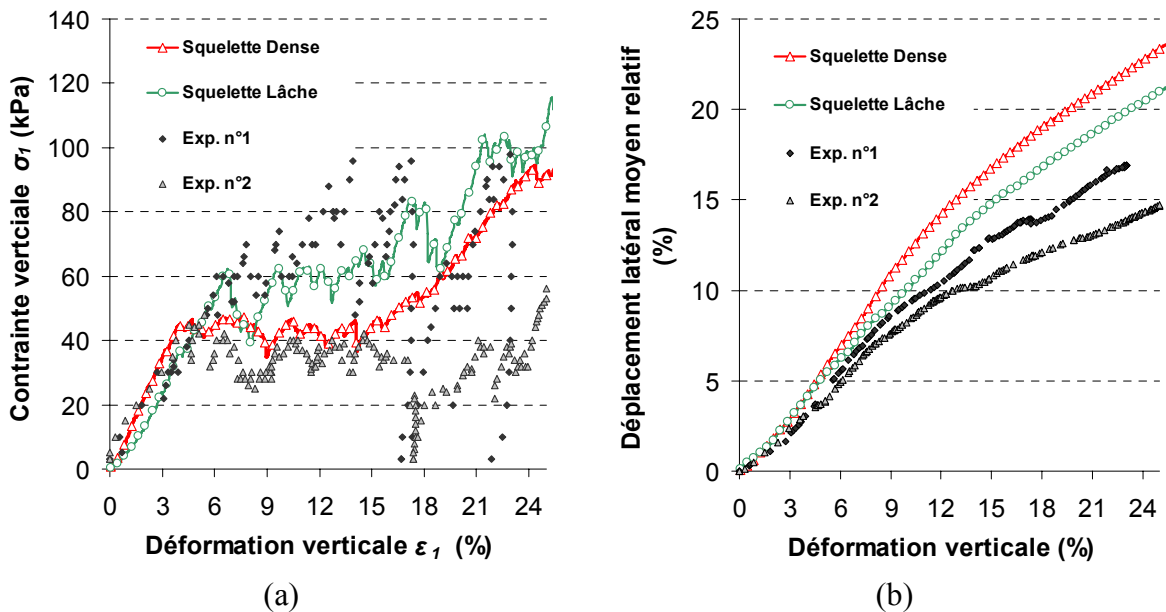


Figure 4-21 : Comparaison des contraintes verticales (a) et déplacements latéraux moyens relatifs (b) obtenus pour les squelettes dense et lâche des échantillons, et un module de traction de $E_t = 1$ MPa.

L'introduction d'un module de traction identique dans les squelettes « dense » et « lâche », induit des écarts sur le comportement macroscopique de ces cellules [Figure 4-21]. Au delà de 5 % de déformation axiale, le modèle mettant en oeuvre un squelette lâche induit une résistance plus importante de 10 à 20 kPa. Les déplacements latéraux mesurés sont relativement indépendants de la loi de traction implémentée pour les valeurs testées [Annexe 9, Figure A 17]. La déformée volumique semble alors fonction essentiellement de la porosité de l'échantillon mis en place. Plus l'indice de porosité est élevé, plus les déplacements latéraux sont faibles : le matériau de remplissage se compacte. Numériquement, avec la configuration lâche du squelette, les déplacements latéraux (ou déformations volumiques) restent surestimés par rapport aux données expérimentales.

Influence des paramètres du matériau de remplissage

Pour déterminer l'influence des paramètres du matériau de remplissage sur la réponse d'une cellule à une compression simple, une étude paramétrique portant sur le frottement (c_f) et les paramètres élastiques (k_n , α) du matériau de remplissage « pierre » a été entreprise.

On constate [Figure 4-22] qu'un coefficient de frottement interparticulaire élevé, tend à augmenter de manière significative la résistance macroscopique d'une cellule pour les déformations inférieures à $\varepsilon_1 = 10\%$, au-delà le lien est moins évident [Figure 4-22]. Les propriétés de frottement influent également sur le module initial apparent $E_{cellule}$, ce qui montre que pour une telle sollicitation la phase élastique est quasi-inexistante.

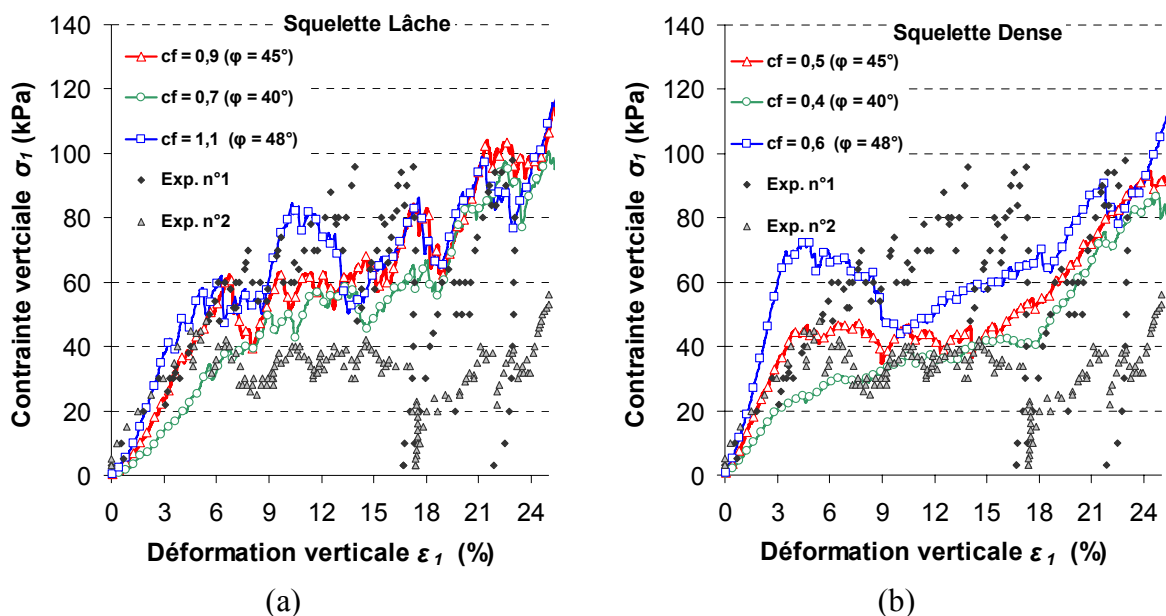


Figure 4-22 : Effet du coefficient de frottement c_f sur la réponse à la compression simple d'échantillons à squelette dense (a) et lâche (b). L'angle de frottement macroscopique φ du matériau « pierre » est donné entre parenthèses.

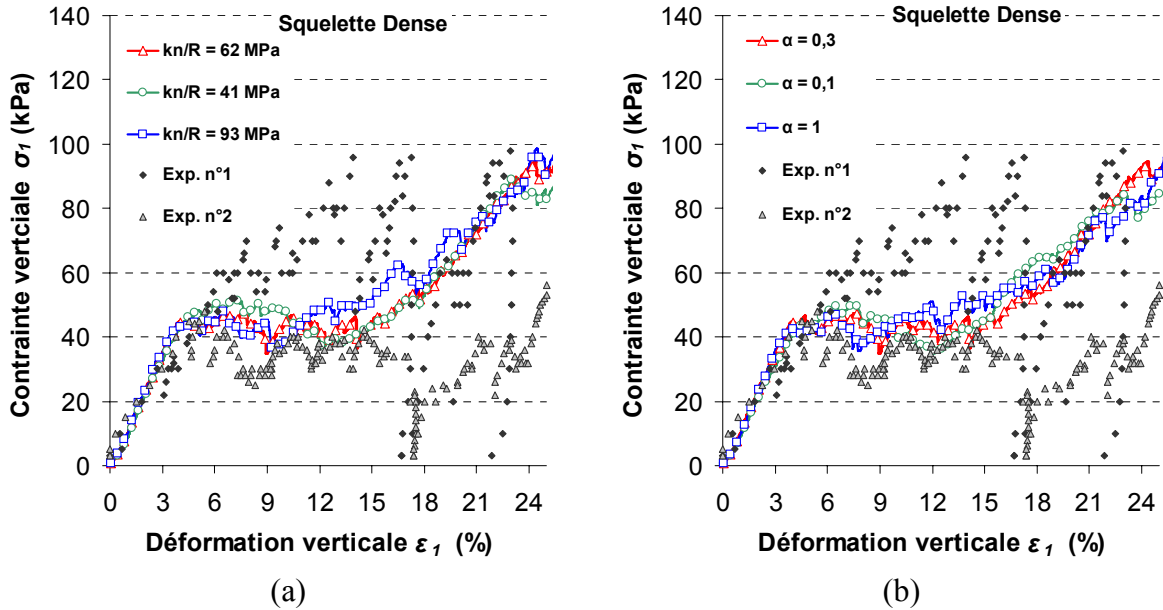


Figure 4-23 : Influence de la rigidité normale de contact k_n (a) et du rapport des rigidités α (b) sur la réponse à une compression simple d'un échantillon à squelette dense.

Les paramètres micro-élastiques représentés par la rigidité k_n des particules et le rapport des raideurs α ($\alpha = k_s/k_n$) influent relativement peu sur le comportement macroscopique d'une cellule de gabion [Figure 4-23 et Annexe 9, Figure A 18]. De faibles écarts sont notables entre les différentes simulations sans que de franches tendances ne se dégagent.

De manière plus générale, l'ensemble des paramètres micromécaniques définissant le comportement du remplissage « pierre », n'a quasiment aucun impact sur la déformée latérale des cellules [Annexe 9, Figure A 19]. Les écarts observés précédemment ne pourront pas être améliorés par une modification des paramètres du matériau de remplissage.

Synthèse

Les essais de compression simple, réalisés sur des cellules de gabion « pierre » ont permis de calibrer une loi de traction pour simuler le comportement mécanique de l'enveloppe grillagée, et de confronter un certain nombre d'hypothèses (prises pour la détermination des paramètres du modèle) aux résultats expérimentaux.

La loi de traction implémentée, définie par un module de traction $E_t = 1$ MPa et un coefficient de décharge $c_{K_{td}} = 5$, a permis d'obtenir des résultats en adéquation avec les valeurs moyennes des mesures expérimentales qui présentent par ailleurs une dispersion très importante. Ces caractéristiques seront conservées pour la suite des simulations sur cellules de gabions « pierre » à la fois pour les squelettes « lâche » et « dense ».

Les paramètres majeurs de la simulation des essais de compression sont, le module de traction E_t , le coefficient de frottement interparticulaire c_f , et l'état de compacité de l'échantillon. A noter d'ailleurs que les déformations latérales et par extension le comportement volumique d'une cellule numérique n'est fonction que de la porosité de

l'assemblage de particules. Le comportement volumique des cellules physiques s'apparente plus à celui d'un matériau lâche que dense.

III.1.4. Comparaison du modèle numérique avec les essais d'impact sur des cellules de gabion

Les paramètres proposés pour décrire le comportement mécanique d'une cellule de gabion d'un mètre de côté ont été établis par comparaison avec des essais statiques. Pour vérifier leur domaine de validité lors de sollicitations dynamiques, des simulations mettant en œuvre l'impact d'un bloc sphérique sur une cellule de gabion « pierre » sont réalisées puis comparées aux résultats expérimentaux.

Description du modèle

Initialement la cellule de gabion modélisée repose sur une plaque rigide, et est mise en équilibre sous son poids propre. Une résistance au frottement est prise en compte au niveau de la plaque pour assurer la condition de freinage en pied d'échantillon.

L'impactant est modélisé par une sphère indéformable, dont les rigidités de contact sont grandes au regard de celles du matériau impacté. Un coefficient de frottement microscopique relativement faible $c_f (\text{impactant}) = 0,2$ est retenu pour le contact entre l'impactant et la cellule.

Le pas de temps choisi est suffisamment petit pour qu'il n'influe pas sur les résultats des simulations. Aucun amortissement numérique de type amortissement local ($\lambda_a = 0$) n'a été introduit.

La chute de l'impactant n'a pas été simulée, mais sa vitesse a été initialisée juste avant impact pour obtenir l'énergie cinétique souhaitée. Lors de l'essai, la force d'impact et le déplacement de l'impactant sont mesurés et ce, jusqu'à l'immobilisation de la sphère sur la cellule [Figure 4-24]. Afin d'évaluer la pertinence du modèle numérique les résultats de simulation sont comparés aux résultats issus de l'expérimentation.

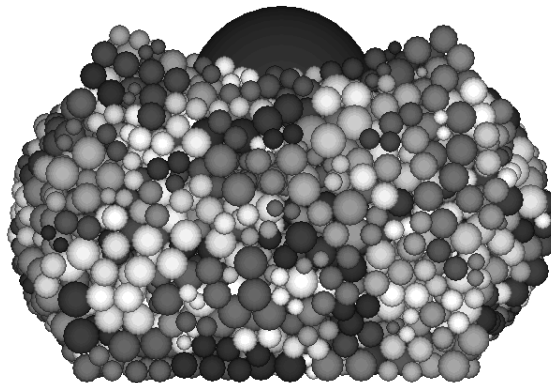


Figure 4-24 : Position de l'impactant et déformée de la cellule obtenues numériquement après la simulation d'impact.

Résultats des simulations

La Figure 4-25 présente les forces d'impact et les enfoncements obtenus pour les squelettes dense et lâche des cellules de gabion « pierre ». Les deux configurations aboutissent à des résultats semblables mais différent de l'unique essai expérimental disponible. La force d'impact mesurée n'est représentative que sur un court intervalle de temps ($\approx 0,03$ s) alors que la durée de l'impact (jusqu'à stabilisation de l'impactant) est plutôt de l'ordre de 0,5 s. Numériquement, les forces d'impact F_I sont surestimées de l'ordre de 30 % par rapport à la force expérimentale. Les durées des signaux sont du même ordre de grandeur ($\approx 0,03$ s).

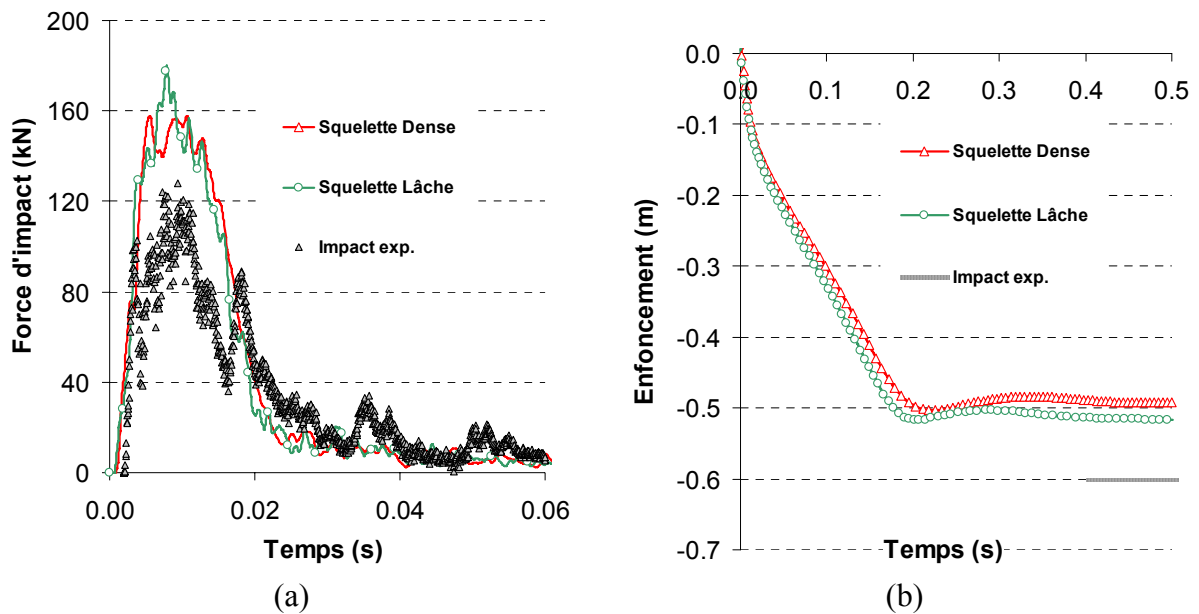


Figure 4-25 : Comparaison des forces d'impact (a) et des enfoncements de l'impactant (b) obtenus pour les échantillons possédant un squelette dense ou lâche.

L'évolution des enfoncements calculés n'est comparable qu'à la position finale relevée lors de l'expérimentation. Le rebond calculé numériquement est quasi-inexistant ce qui est en concordance avec les observations expérimentales. L'enfoncement final est sensiblement sous-estimé (0,5 m calculé contre 0,6 m mesuré expérimentalement).

Influence des paramètres du modèle

Pour quantifier l'influence des paramètres du modèle sur les résultats obtenus une étude paramétrique a été réalisée.

En premier lieu, l'influence des paramètres de la loi de traction est évaluée Figure 4-26. La force d'impact mesurée lors de l'initiation de l'enfoncement de l'impactant ($t \leq 0,06$ s) est quasiment indépendante des propriétés du grillage modélisé. Par contre, le déplacement final de la sphère augmente de manière importante avec la dégradation du module de traction du grillage E_t . Aussi, une décharge très raide favorise un enfoncement légèrement plus grand et tend à limiter le phénomène de rebond.

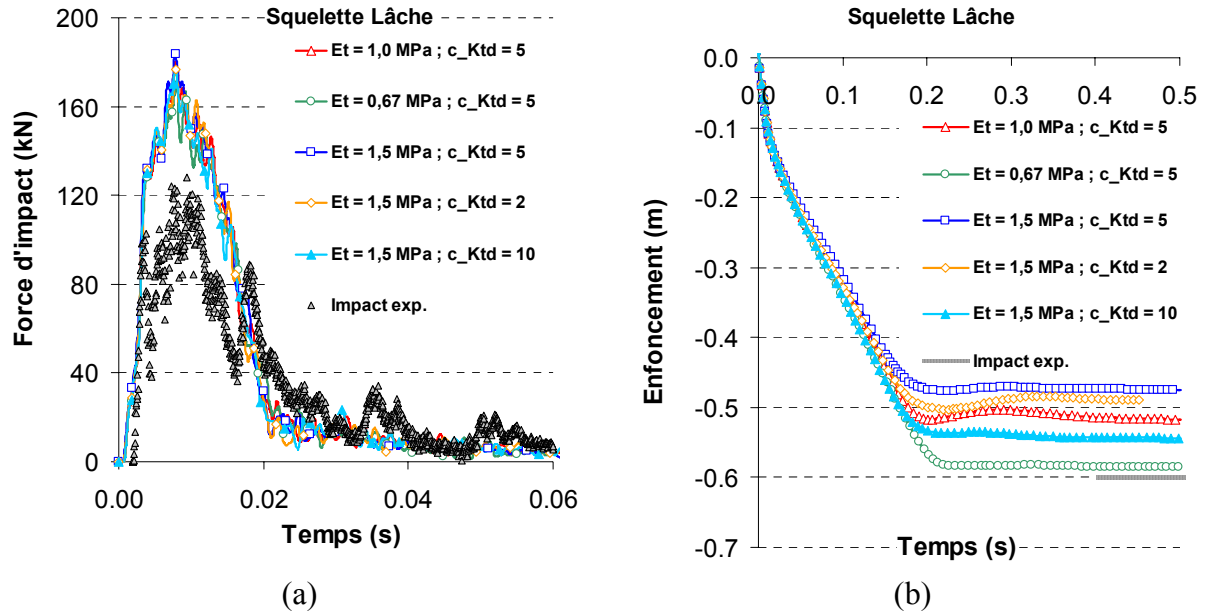


Figure 4-26 : Influence de la loi de traction sur les réponses en force d'impact (a) et enfoncement de l'impactant (b). Les études paramétriques sont faites autour de la condition de référence pour le squelette lâche : $E_t = 1,0 \text{ MPa}$ et $c_{Ktd} = 5$.

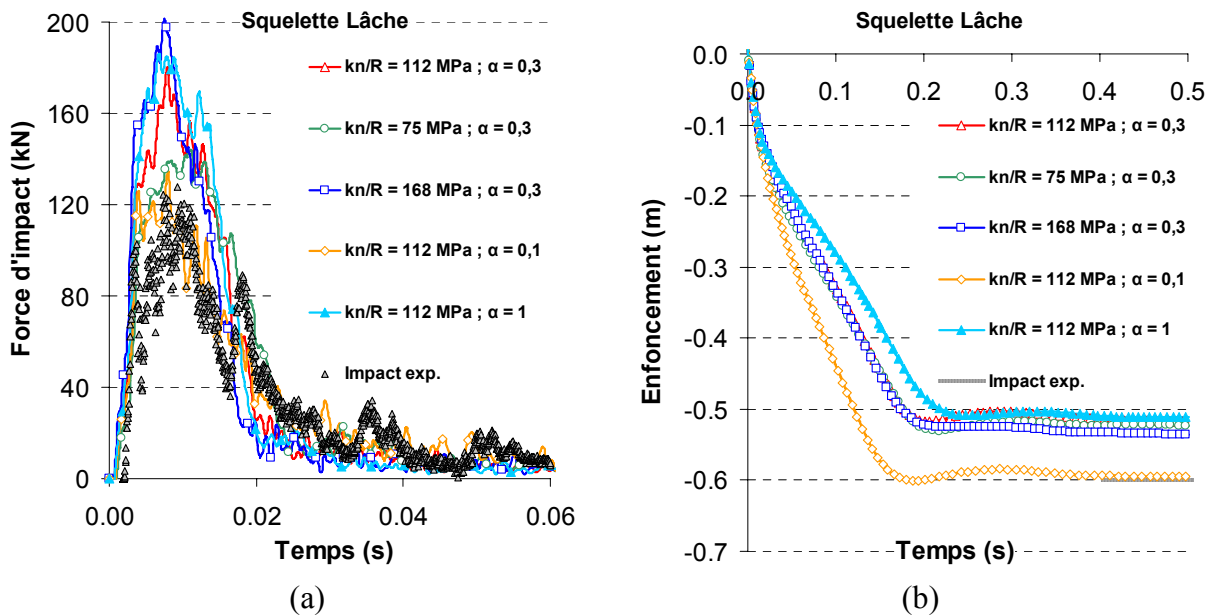


Figure 4-27 : Influence des micro-paramètres élastiques k_n et α sur les réponses en force d'impact (a) et enfoncement de l'impactant (b). Les études paramétriques sont faites autour de la condition de référence pour le squelette lâche : $k_n/R = 112 \text{ MPa}$ et $\alpha = 0,3$.

Pour ce qui est des paramètres du matériau de remplissage, le coefficient de frottement c_f a une influence insignifiante sur la force d'impact et la pénétration du bloc [Annexe 10] alors que cette grandeur avait une influence primordiale sur les résultats d'essais de compression simple.

Chapitre 4 : Simulation d'impacts sur un merlon de protection pare-blocs

L'évolution des micro-paramètres élastiques des grains de sol k_n et α , modifie de façon significative la valeur du pic de force obtenu à environ $t = 0,01$ s [Figure 4-27 a]. A cet instant, l'enfoncement est encore limité ($\approx 0,1$ m), le comportement mécanique au niveau des contacts est essentiellement piloté par les raideurs élastiques, ce qui explique l'indépendance de la force initiale au frottement interparticulaire.

L'évolution au cours du temps de la pénétration du bloc numérique est également indépendante de la rigidité normale k_n [Figure 4-27 b]. Pour une faible valeur de α ($\alpha = 0,1$), la force d'impact est fortement réduite ($F_I \approx 120$ kN) et l'enfoncement majoré d'une dizaine de centimètres sans qu'une réelle justification puisse être avancée.

Synthèse et conclusion

Les essais d'impact sur les cellules de 500 mm de côté ont montré une forte variabilité des résultats [Lambert 2007] même si l'allure générale de la réponse était relativement bien reproduite.

Ainsi, les réponses du seul essai d'impact expérimental réalisé sur une cellule de 1 m de côté, ne peuvent pas être prises comme référence absolue sans tenir compte d'une certaine variabilité des résultats. Des écarts ont été relevés entre les simulations numériques et l'expérimentation aussi bien pour les forces que les enfoncements mesurés, toutefois les ordres de grandeurs de ces valeurs physiques ainsi que l'allure générale de la déformée sous impact ont globalement été correctement retranscrits numériquement sur la base des paramètres calibrés en quasi-statique.

En dynamique les études paramétriques effectuées ont montré que la force d'impact était essentiellement régie par les paramètres élastiques du matériau de remplissage, tandis que l'enfoncement final du bloc était majoritairement fonction de la loi de traction du grillage.

Malgré les légères différences observées en dynamique, et compte tenu des fortes incertitudes sur les résultats expérimentaux, les paramètres calibrés en quasi-statique montrent un fort intérêt pour les essais d'impact à l'échelle d'un gabion. Cette démarche ainsi que les paramètres calibrés, seront conservés pour les impacts à l'échelle de la structure de type merlon de protection.

III.2. Comportement mécanique des mélanges de sable et de déchiquetas de pneus

Nous présentons ici les modélisations numériques du mélange de sable et de déchiquetas de pneu qui garnit les cellules de gabion du noyau.

Dans le but de conserver un modèle relativement simple à mettre en place, le matériau composite a été modélisé par un matériau granulaire homogène. Les paramètres mécaniques du modèle ont été calibrés à partir de la simulation d'essais triaxiaux en s'appuyant sur les expérimentations de la littérature présentées précédemment.

Calibration des modèles

Dans un premier temps l'objectif est de calibrer un modèle qui présente des caractéristiques mécaniques proches de celles d'un mélange de sable et de 30 % massique de déchiquetas de pneu dans un état de compacité lâche. A partir des

Chapitre 4 : Simulation d'impacts sur un merlon de protection pare-blocs

références bibliographiques présentées, nous avons retenu comme données représentatives de la résistance du mélange : un module d'Young $E_{s+p} \approx 10$ MPa, et un déviateur de contrainte maximal $q_{s+p} \approx 290 - 300$ kPa pour une contrainte de confinement de $\sigma_{iso} = 75$ kPa.

De manière similaire à l'étude faite pour les gabions « pierre », la calibration du modèle est menée en conservant deux configurations différentes des échantillons : l'une avec un squelette dense, l'autre avec un squelette lâche. Le même modèle discret est également conservé, défini par une raideur normale k_n , un coefficient de rigidité α , ainsi qu'un coefficient de frottement c_f . Le rapport α entre k_s et k_n est fixé à $\alpha = 0,3$.

Les résultats de simulation des essais triaxiaux réalisés pour les squelettes dense et lâche sont reportés Figure 4-28 : les réponses des deux modèles après calibration sont quasi-identiques aussi bien pour les contraintes déviatoriques que la déformation volumique. Les paramètres micro-mécaniques calibrés pour ces essais sont recensés dans le Tableau 4-7.

Une comparaison avec les données expérimentales met en avant que le pic de contraintes et la dilatance sont nettement plus marqués pour les résultats numériques.

Paramètres micro-mécaniques	Squelette Dense	Squelette Lâche
k_n/R (MPa)	59	100
α (-)	0,3	0,3
c_f (-)	0,4	0,7
ρ (kg/m^3)	2650	2900
n (%)	36	41
n_{coord} (-)	10	6,9

Paramètres macroscopiques	
E (MPa)	10,0
ν (-)	0,18
ϕ_{eq} ($^\circ$)	42 $^\circ$
$\rho_{sable+pneu}$ (kg/m^3)	1600

Tableau 4-7 : Récapitulatif des paramètres micro-mécaniques et macroscopiques des modèles discrets du matériau « sable + pneu ».

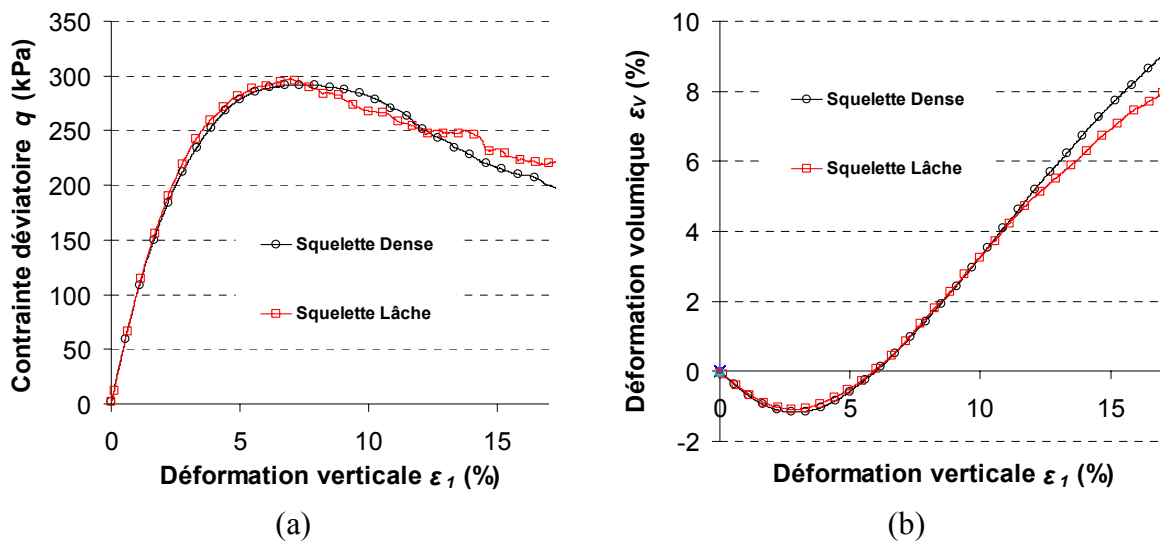


Figure 4-28 : Réponses à un essai triaxial ($\sigma_{iso} = 75$ kPa) des squelettes dense et lâche des échantillons testés.

Etudes paramétriques

Pour palier l'incertitude concernant le comportement mécanique du mélange mis en place dans l'ouvrage, l'influence de la rigidité normale k_n et du coefficient de frottement c_f du contact, est testée à l'échelle du matériau via l'essai triaxial avant d'être testée à l'échelle de l'ouvrage.

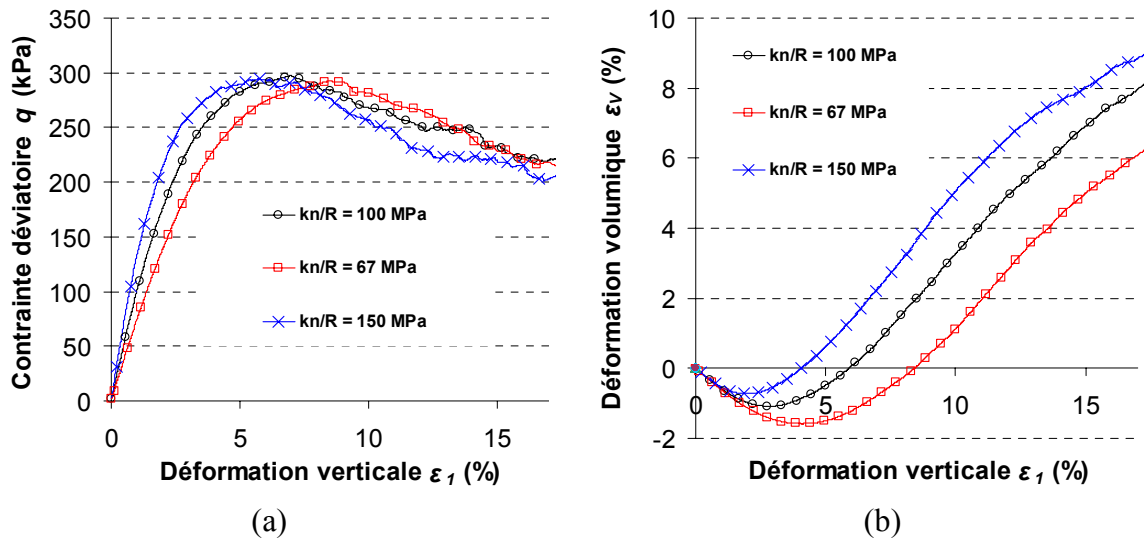


Figure 4-29 : Influence de la rigidité normale de contact k_n sur les réponses en contrainte déviatoire et déformation volumique pour un échantillon avec un squelette lâche.

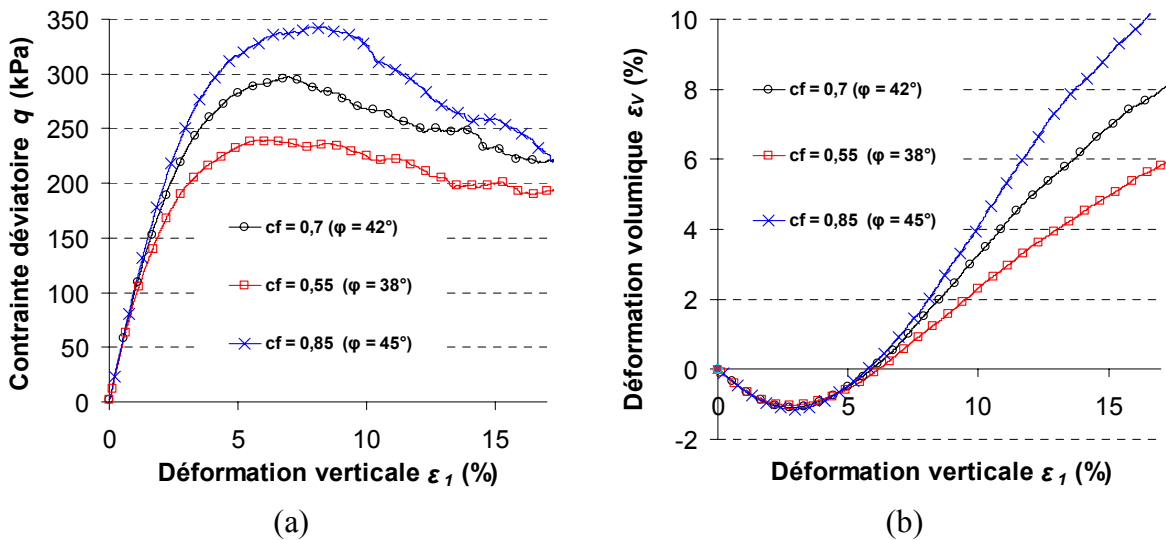


Figure 4-30 : Influence du coefficient de frottement c_f sur les réponses en contrainte déviatoire et déformation volumique pour un échantillon avec un squelette lâche. L'angle de frottement macroscopique ϕ du matériau « sable + pneu » est donné entre parenthèses.

L'augmentation de la rigidité normale tend à élever le module d'Young du matériau, et réduit la phase de contractance sans modifier l'angle de dilatance [Figure 4-29].

Le coefficient de frottement intergranulaire dans les modèles numériques présentés a été calibré dans le but d'obtenir une contrainte déviatorique modérée ($q \approx 300$ kPa). Cette valeur est plutôt conservative dans le sens où elle correspond à la contrainte du sable seul.

Pour tenir compte d'un gain significatif apporté par l'ajout de pneumatique dans le sable dans des proportions optimales (teneur massique de l'ordre de 30%), il est possible d'augmenter le coefficient de frottement intergranulaire c_f pour augmenter la résistance du matériau composite [Figure 4-30].

Son augmentation favorise une résistance élevée, et dans le même temps augmente la dilatance du matériau.

Synthèse et conclusion

Les simulations présentées montrent la difficulté de modéliser un matériau lâche qui atteint un maximum de résistance sans pic marqué, avec une faible dilatance, pour des déviateurs de contraintes importants.

Même si des écarts sont notables entre les résultats issus des expérimentations et des simulations numériques, les paramètres calibrés dans ce chapitre pour décrire le comportement du mélange de sable et de déchiquetas de pneu seront conservés pour les calculs à l'échelle de l'ouvrage.

En plus de son matériau de remplissage, les cellules du noyau sont composées d'une enveloppe grillagée doublée d'un géotextile.

L'effet de la cage est pris en compte de manière semblable à ce qui a été proposé pour les cellules de gabions « pierre ». Ainsi, la même loi de traction est ajoutée de manière additionnelle aux échantillons représentant le mélange de sable et de déchiquetas de pneu. La présence de la membrane de géotextile n'est par contre pas représentée dans notre modélisation.

III.3. Comportement mécanique du remblai technique

Dans notre approche le remblai technique aval peut être vu comme une condition limite à la zone d'intérêt (le parement impacté). Il est également le lieu de la transition entre les domaines discret et continu de notre approche couplée. Or, cette méthode nécessite l'utilisation de loi élastique pour caractériser le comportement mécanique des matériaux présents dans la zone de couplage.

Par conséquent, le remblai sera modélisé avec une loi de comportement de type élastique linéaire et isotrope dans la plupart des simulations effectuées aussi bien dans la partie discrète que continue. Les paramètres macroscopiques de cette loi sont un module d'Young de $E = 30$ MPa et un coefficient de Poisson $\nu = 0,3$. La masse volumique retenue pour le matériau remblai est de $\rho_{remblai} = 1800$ kg/m³.

Le modèle discret de remblai est constitué de sphères dont la distribution des tailles est donnée par une loi normale pour assurer le caractère isotrope du squelette. Au niveau des contacts, des liens insécables sont créés entre les particules pour modéliser le

Chapitre 4 : Simulation d'impacts sur un merlon de protection pare-blocs

comportement d'un matériau élastique sans rupture possible. Les paramètres micro-mécaniques élastiques : la rigidité normale k_n et le coefficient de rigidité α , sont calibrés pour obtenir les grandeurs macroscopiques $E = 30$ MPa et $\nu = 0,3$ [Tableau 4-8].

Pour la partie continue, une loi élastique parfaitement plastique avec un critère de rupture de Mohr-Coulomb, loi couramment utilisée pour la modélisation numérique des remblais [Jenck 2005], a également été utilisée à titre de comparaison. Le comportement à la rupture de la loi élasto-plastique sera caractérisé par un angle de frottement de $\varphi = 35^\circ$, une cohésion nulle $c = 0$ kPa et un angle de dilatance de $\psi = 5^\circ$.

Paramètres micro-mécaniques		Paramètres macroscopiques	
k_n/R (MPa)	321	E (MPa)	30
α (-)	0,1	ν (-)	0,3
ρ (kg/m^3)	2965	$\rho_{remblai}$ (kg/m^3)	1800

Tableau 4-8 : Récapitulatif des paramètres micro-mécaniques et macroscopiques du modèle discret du matériau « sable + pneu ».

IV. Simulations d'impact sur structure de protection

Dans cette dernière section, la modélisation numérique de l'ouvrage prototype soumis à l'impact d'un bloc modèle pour différents niveaux d'énergie, est abordé.

Les différentes hypothèses concernant la réalisation de l'ouvrage et la procédure d'impact ont été présentées précédemment puis validées avec les données issues des essais expérimentaux menés sur l'ouvrage prototype REMPARE impacté.

Pour juger de la validité des hypothèses et des paramètres mécaniques calibrés lors de notre démarche de modélisation, certaines études paramétriques ont été présentées. Dans un second temps, des modélisations complémentaires s'éloignant quelque peu des tests expérimentaux ont été entreprises pour appréhender le comportement de la structure sous des sollicitations différentes en étudiant par l'exemple l'influence de la forme de l'impactant ou de la hauteur d'impact.

IV.1. Mise en place du modèle

IV.1.1. Construction du modèle

Géométrie

L'ouvrage a une largeur de 8 m et est impacté au centre du parement. Les déplacements engendrés aux bords de l'ouvrage restent limités, et les déformations restent concentrées dans le voisinage de l'impact. Pour s'affranchir du problème de la représentativité des conditions limites, la totalité du merlon prototype REMPARE a été modélisée.

Chapitre 4 : Simulation d'impacts sur un merlon de protection pare-blocs

Le parement et le noyau sont traités par la méthode aux éléments discrets (PFC^{3D}) alors que le remblai aval est lui abordé essentiellement par une approche continue (FLAC^{3D}).

Pour construire le modèle géométrique de la partie discrète, le caractère cellulaire de l'ouvrage a été conservé. A partir d'une cellule de référence, définie par une forme de particule, une granulométrie et un état de compacité donnés, le parement et le noyau sont construits par duplication de la cellule élémentaire. La méthode de construction ainsi élaborée présente un avantage double : elle permet de générer un grand nombre d'éléments à moindre coût, tout en assurant la présence d'une interface naturelle entre les cellules ce qui représente une certaine réalité physique.

Le parement et le noyau sont composés de 32 cellules (8 suivant la largeur et 4 suivant la hauteur) d'un mètre cube chacune. Les deux configurations lâche et dense du squelette utilisées lors de la caractérisation des cellules de gabions « pierre » et « sable + pneu » ont également été testées à l'échelle de l'ouvrage.

A l'arrière des couches cellulaires, une partie du remblai technique aval est modélisée par une couche d'éléments discrets sphériques pour assurer le transfert vers la partie continue via une méthode de couplage discret-continu.

L'impactant en béton avec une coque acier est supposé très raide devant le matériau impacté si bien qu'il sera modélisé par une sphère indéformable de diamètre $d_I = 1,60$ m et de masse $m_I = 6500$ kg. Les paramètres d'interaction sont pour la sphère représentant l'impactant : des raideurs normale k_n et tangentielle k_s de $k_n = k_s = 10^8$ N/m et un coefficient de frottement $c_f = 0,1$.

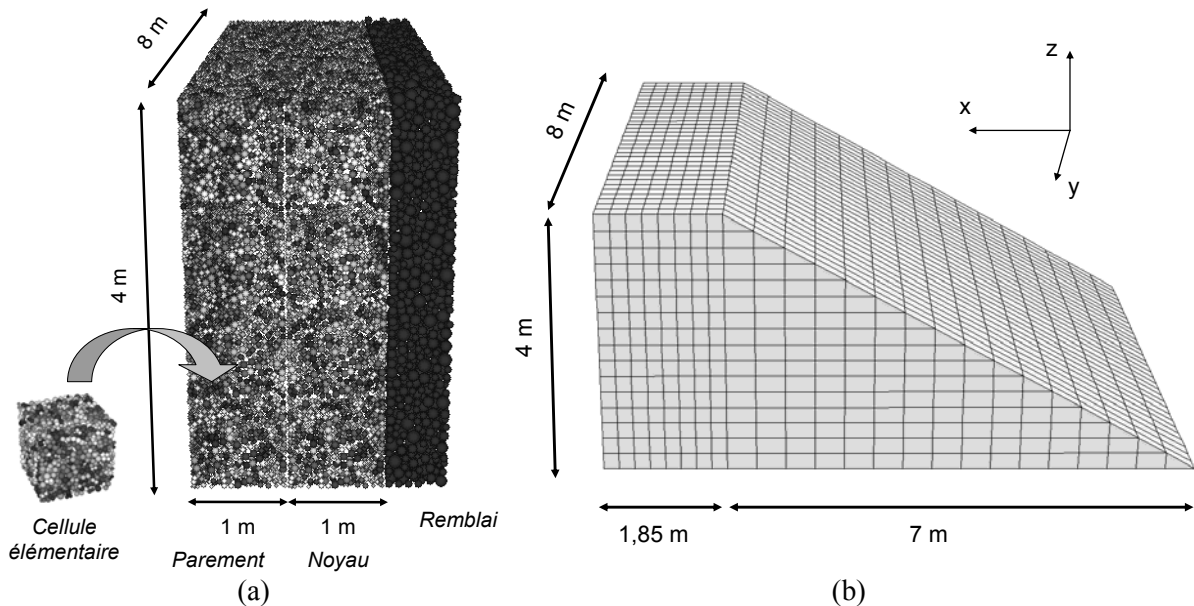


Figure 4-31 : Modèle d'ouvrage constitué de deux domaines, l'un discret (a) l'autre continu (b).

Comportement des matériaux

Le comportement mécanique des différents matériaux mis en place dans l'ouvrage d'étude (gabions « pierres » et « sable + pneu », remblai) a déjà été largement abordé dans les sections précédentes traitant du choix et de la calibration des modèles de matériaux. Une synthèse des différentes propriétés des modèles est cependant proposée Tableau 4-9.

Aussi, un faible amortissement numérique $\lambda_a = 0,01$ (amortissement local) a été ajouté dans les domaines discret et continu afin de dissiper une partie de l'énergie et éviter que les vibrations soient piégées indéfiniment.

Paramètres micro-mécaniques	Gabion « Pierre »		Gabion « Sable +Pneu »		Remblai
	Squelette Dense	Squelette Lâche	Squelette Dense	Squelette Lâche	Squelette Dense
	Remplissage		Remplissage		Remplissage
k_n/R (MPa)	62	112	59	100	321
α (-)	0,3	0,3	0,3	0,3	0,1
c_f (-)	0,5	0,9	0,4	0,7	-
ρ (kg/m ³)	2650	2900	2650	2900	2965
	Grillage		Grillage		
R_{inter} (m)	0,5 $.R_{moy}$	0,74 $.R_{moy}$	0,5 $.R_{moy}$	0,74 $.R_{moy}$	-
k_t (N/m ²)	10 ⁶	10 ⁶	10 ⁶	10 ⁶	-
c_{Ktd} (-)	5	5	5	5	-

Tableau 4-9 : Récapitulatif des paramètres micromécaniques des différents modèles discrets calibrés.

Conditions aux limites

Au niveau de la base de la structure, les déplacements sont fixés horizontalement et verticalement dans la partie continue. Dans le domaine discret une plaque rigide est placée à la base en prenant en compte un coefficient de frottement non nul pour limiter les déplacements horizontaux par glissement.

Les faces latérales de l'ouvrage sont verticales et laissées libres, ce qui représente une condition fidèle pour la partie cellulaire, mais revient à négliger l'influence des talus latéraux sur les flans du remblai.

Interfaces entre cellules

Lors de la duplication des cellules élémentaires, les cellules de gabions sont juxtaposées les unes à côté des autres. Une loi d'interface est introduite entre les différentes cellules pour représenter l'effet des liaisons entre cellules d'un même gabion ou entre deux gabions contigus. Elle est définie par une loi de traction qui est ajoutée au niveau des contacts mettant en œuvre des particules de cellules différentes de rayon R . Le mécanisme de rupture peut être ductile ou fragile [Figure 4-32].

Elle est caractérisée par un module de traction E_{ti} et une résistance de traction R_{ti} . La raideur de traction K_{ti} des contacts est définie telle que :

$$K_{ti} = E_{ti} \times R \quad (4-9)$$

Au niveau des interfaces, les raideurs de traction K_{ti} sont calibrées à partir de la raideur apparente $k_{grillage}$ d'une nappe de grillage [Figure 4-10] et ramenées à l'échelle d'un contact via le nombre de contacts par unité de surface et le nombre de particules par unité de volume.

Par ailleurs, la résistance en traction entre deux cellules de gabion contiguës a été estimée à $R_{grillages} = 120$ kN, en considérant qu'elles sont reliées par quatre nappes de grillage d'un mètre de largeur ou bien par dix agrafes sur chaque arrête.

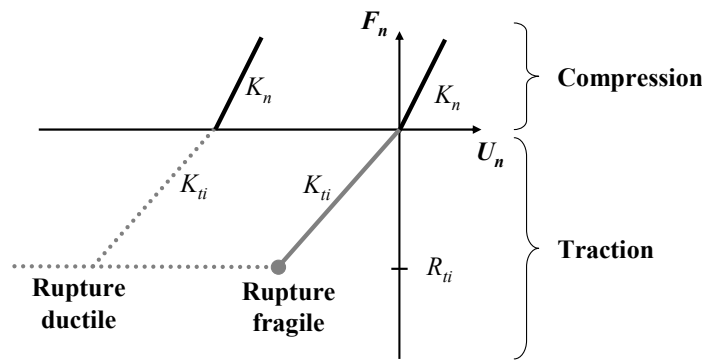


Figure 4-32 : Représentation schématique des lois de traction implémentées pour la modélisation des interfaces entre les différentes cellules de gabion.

Les résistances de traction R_{ti} au niveau des contacts des interfaces sont déterminées à partir de la résistance macroscopique $R_{grillages}$, et en fonction du nombre de contacts présents au niveau des interfaces.

L'ouverture d'une agrafe correspond à une rupture qualifiée de ductile tandis que la rupture du grillage dans les essais de traction a mis en évidence un caractère plutôt fragile de la rupture des nappes grillagées. Dans un premier temps, les calculs ont été menés en faisant l'hypothèse que le contact était perdu au niveau des interfaces lorsque l'effort de traction R_{ti} était atteint (rupture fragile) [Figure 4-32].

Méthodes de couplage

Les deux approches couplées avec et sans recouvrement ont été abordées parallèlement. La frontière entre les deux domaines est localisée dans la partie remblai de l'ouvrage en $x = -2,15$ m pour l'approche sans recouvrement. Nous rappelons que la position $x = 0$ m correspond à la position de la face impactée du parement. Pour la méthode avec recouvrement, la zone de superposition est localisée sur deux zones continues entre $x = -2,15$ et $x = -2,61$ m.

IV.1.2. Mise sous poids propre

Une fois la géométrie et l'ensemble des paramètres mécaniques définis, la première étape de calcul repose sur la mise en équilibre statique de l'ouvrage sous son poids propre. Les domaines discret et continu sont en premier lieu traités séparément. Au niveau de la frontière entre les deux approches, les déplacements sont bloqués suivant la direction x .

Dans un second temps, les déplacements sont libérés au niveau de la zone de jonction, et les nœuds continus et éléments discrets de la frontière sont reliés par des relations de couplage garantissant la continuité cinématique entre les deux approches. Un nouveau cycle de calcul est alors conduit pour atteindre l'état d'équilibre statique final [Figure 4-33]. Les forces de contact de compression dans le parement et le noyau ainsi que les contraintes verticales dans le remblai sont données Figure 4-34.

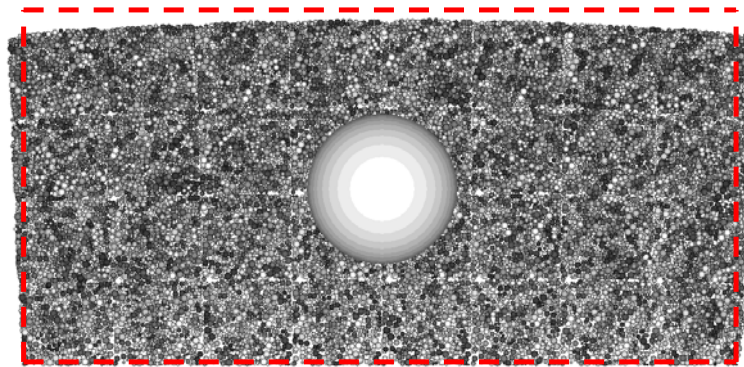


Figure 4-33 : Déformée du parement après application du poids propre de l'ouvrage et silhouette initiale de l'assemblage de cellules (en pointillés).

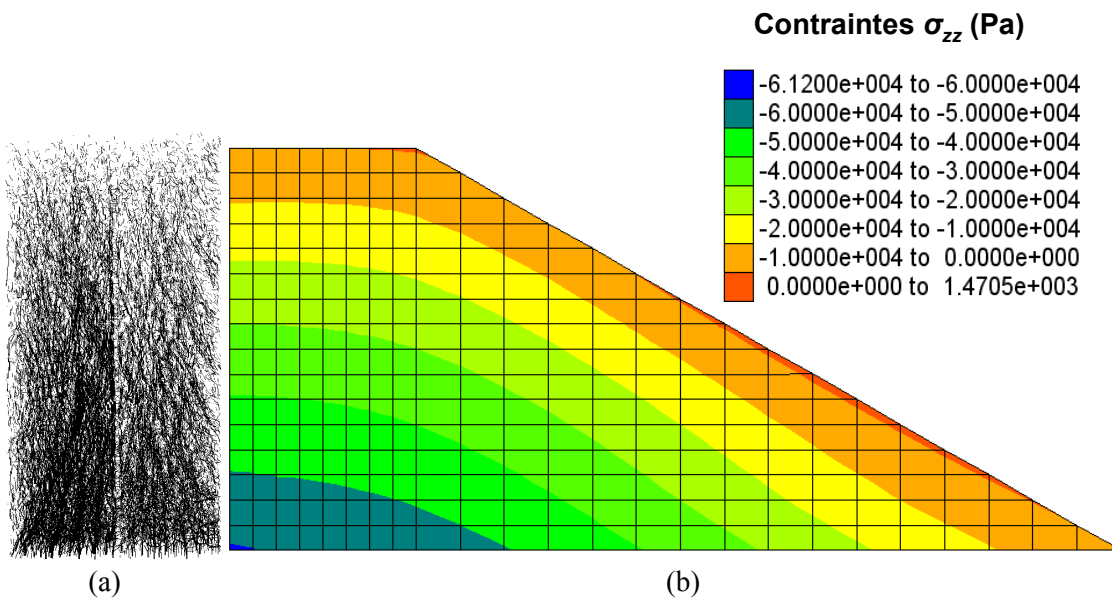


Figure 4-34 : Forces de contact (en compression) dans le parement et noyau (a) et contraintes verticales dans le modèle continu du remblai (b).

IV.1.3. Représentation de la procédure de largage

La sphère a été positionnée en limite de contact avec le parement et son vecteur vitesse initialisé juste avant impact. Les composantes de sa vitesse sont expérimentalement assez bien définies grâce à l'enregistrement vidéo par caméra rapide [Tableau 4-2].

Pour reproduire fidèlement le mécanisme de guidage de l'impactant, il serait nécessaire de représenter l'ensemble des éléments le constituant (câble porteur, poulie, élingue et impactant). Cependant, ce système ne correspondant pas à la réalité d'une chute et d'un impact de bloc rocheux, et il n'a pas été jugé opportun de développer davantage le modèle pour simuler la procédure de « largage ».

Par conséquent un certain nombre d'hypothèses simplificatrices ont été avancées. Tout d'abord la trajectoire du bloc est imposée suivant la direction de son vecteur vitesse juste avant impact. Dans ce but, la vitesse horizontale est laissée libre tandis que celle verticale est corrigée à chaque pas de calcul. Cette correction peut alors être vue comme l'effet de l'attache sur l'impactant.

La seconde approximation consiste à prendre en compte la force motrice exercée par la poulie lorsque cette dernière dépasse l'impactant. Cette force qui évolue dynamiquement avec la position entre le bloc et la poulie est difficilement quantifiable. Un effort horizontal $T_H = 25$ kN appliqué au centre d'inertie de l'impactant a été retenu sur la base de la valeur obtenue à l'équilibre sous poids propre et estimée à partir de considérations géométriques [Figure 4-35 b].

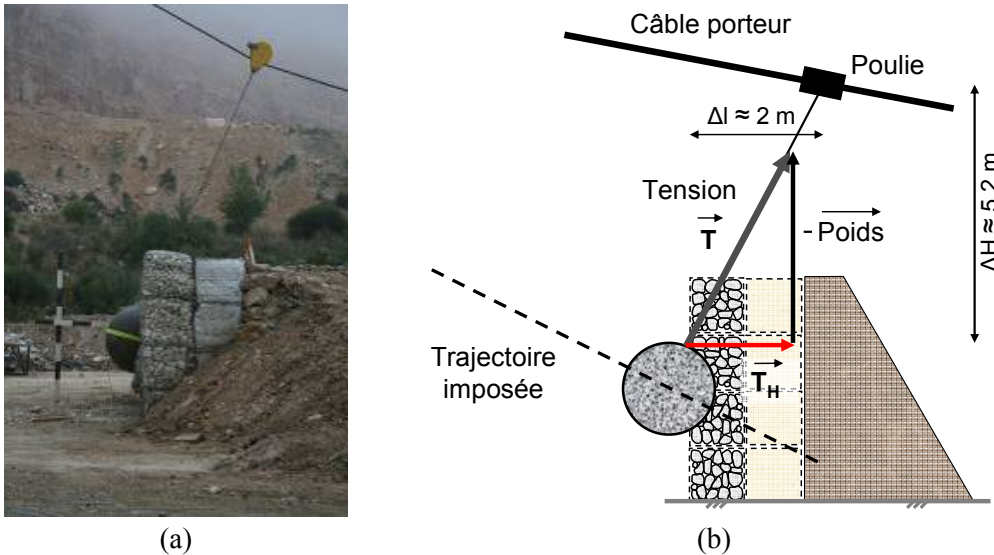


Figure 4-35 : Photographie du système de largage après impact (a). Schéma de principe pour le calcul des efforts dans l'élingue reliée à l'impactant (b).

IV.2. Modélisations des essais REMPARE

Pour apprécier la réponse des modèles numériques sous impact dynamique, un nombre limité de grandeurs physiques est comparé d'un essai à l'autre. Pour la géométrie d'ouvrage étudiée, le remblai technique aval est assez peu sollicité et les déformations sont essentiellement concentrées au niveau du parement.

Les principales données présentées par la suite sont ciblées dans la zone d'intérêt, c'est à dire dans la zone d'impact, et sont le plus souvent assorties d'une mesure comparative expérimentale. Elles reposent essentiellement sur l'enregistrement de la trajectoire et de la force d'impact de l'impactant, et des déplacements horizontaux suivant l'axe d'impact aux interfaces parement-noyau et noyau-remblai [Figure 4-36].

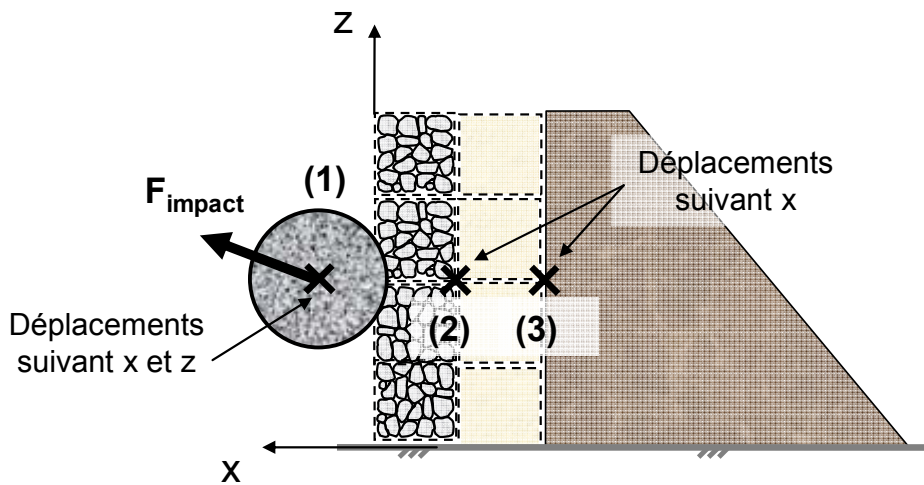


Figure 4-36 : Mesure de la trajectoire (déplacements suivant x et z), de la force d'impact au niveau de l'impactant (1) et enregistrement des déplacements horizontaux aux interfaces parement-noyau (2) et noyau-remblai (3).

IV.2.1. Validation des hypothèses retenues pour les modélisations numériques

Au-delà de l'influence des paramètres du modèle, les résultats des simulations dépendent de la méthode de calcul utilisée, des conditions limites imposées, et de la gestion de la sollicitation.

Certains paramètres, comme l'amortissement numérique ou le pas de temps imposé, doivent avoir peu d'influence sur les résultats obtenus. Les résultats des simulations suivantes ont été obtenus en retenant un coefficient d'amortissement faible $\lambda_a = 0,01$ et un pas de temps de calcul inférieur au pas de temps critique, dans le but, respectivement, de limiter la propagation d'ondes élastiques et d'assurer la stabilité du calcul tout en influant peu sur les grandeurs caractéristiques de l'ouvrage (non présenté).

Le choix des hypothèses liées aux conditions limites et aux conditions d'impact sont problématiques et plus difficiles à estimer. Afin d'évaluer l'influence de ces hypothèses sur le comportement de l'ouvrage des études paramétriques ont été effectuées.

IV.2.1.a. Choix d'une méthode de couplage

Afin de valider les techniques de couplage proposées, les méthodes couplées avec (*R2*) et sans recouvrement (*SR*) sont comparées entre elles [Figure 4-37]. Le calcul mettant en œuvre exclusivement des éléments discrets n'a pas pu être mené car il conduisait à un nombre trop important de particules.

Les maxima de déplacements calculés au niveau de l'impactant et dans l'ouvrage sont très proches pour les deux approches. Les écarts sont plus marqués lors de la phase de rebond de l'impactant pour un temps de simulation $t \geq 0,3$ s. A noter également que la résultante de force subie par l'impactant est quasi-identique d'une simulation à l'autre.

Pour la simulation d'impact uniquement (hors construction et équilibre statique), les temps de simulation sont de 13 heures pour l'approche bord à bord contre 15 heures et 30 minutes pour la méthode couplée avec deux zones de recouvrement. Le gain de temps apporté par la première approche (*SR*) est moins significatif que lors des comparaisons effectuées dans le chapitre traitant du couplage discret-continu. Cela peut s'expliquer par le fait que les lois de contact utilisées pour le modèle d'ouvrage, et en particulier les lois de traction pour simuler l'enveloppe grillagée des cellules de gabions, sont très coûteuses en temps de calcul, et font passer les opérations liées au couplage au second plan.

Il nous est cependant difficile de privilégier une approche couplée plutôt qu'une autre étant donnée la concordance des résultats et l'absence de solution de référence. Pour la suite de l'étude, l'ensemble des simulations sera basé sur un couplage sans recouvrement.

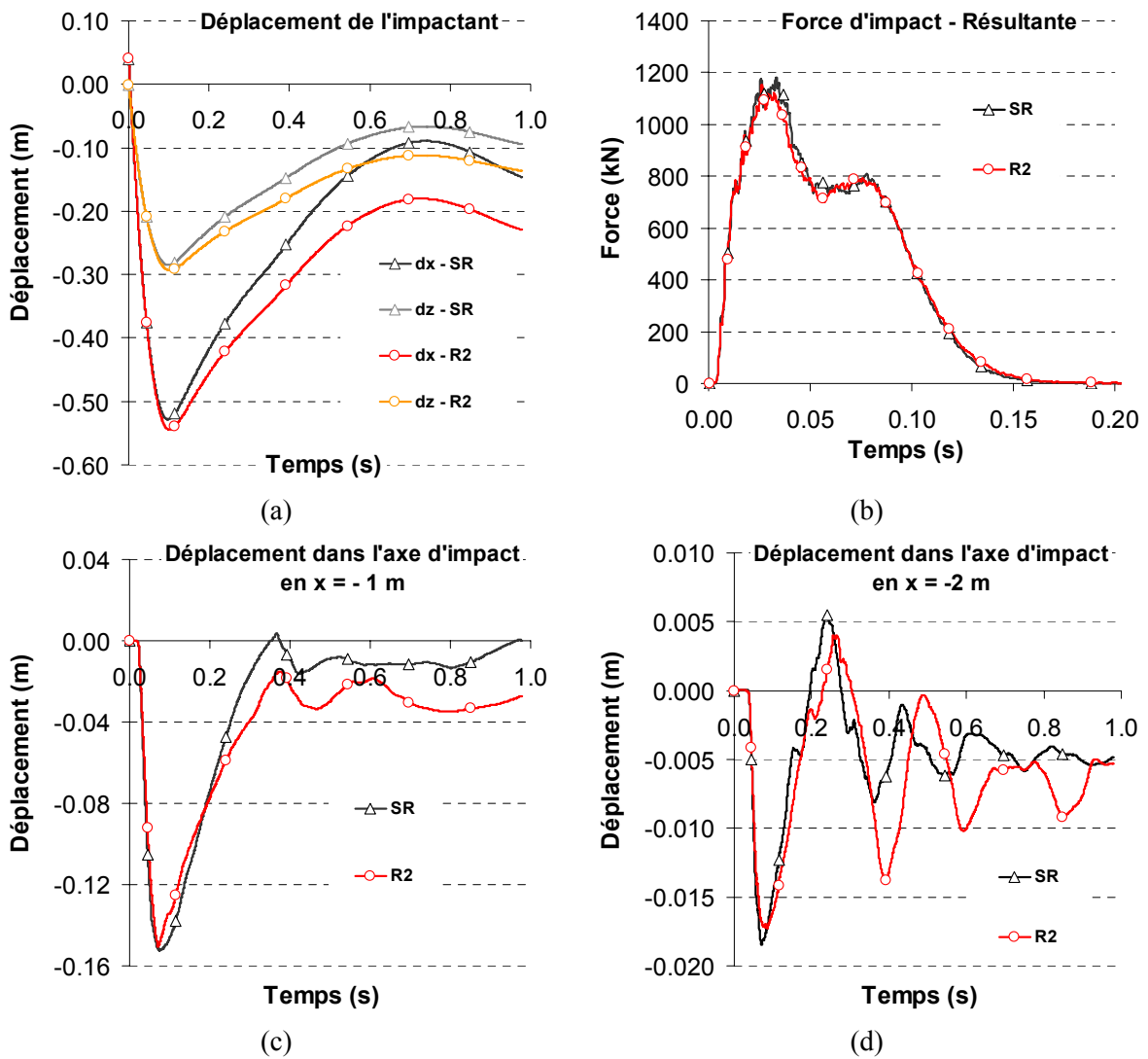


Figure 4-37 : Comparaison des approches avec (R2) et sans recouvrement (SR) pour le calcul du déplacement de l'impactant (a), de la force d'impact (b) et des déplacements dans l'ouvrage aux interfaces parement-noyau (c) et noyau-remblai (d), lors de la simulation d'un impact à 500 kJ d'énergie.

IV.2.1.b. Taille et conditions limites

L'ouvrage expérimental construit dans le cadre du projet REMPARE a une largeur de parement $L = 8$ m et est impacté au centre. Les déformations après essais sont localisées en majeure partie dans le voisinage de la zone d'impact. L'essai à énergie maximale mis à part, les déformations aux frontières latérales du prototype restent relativement limitées. Dans un premier temps nous avons espéré limiter le modèle à une tranche d'ouvrage de largeur $L = 4$ m afin de minimiser le nombre de particules discrètes.

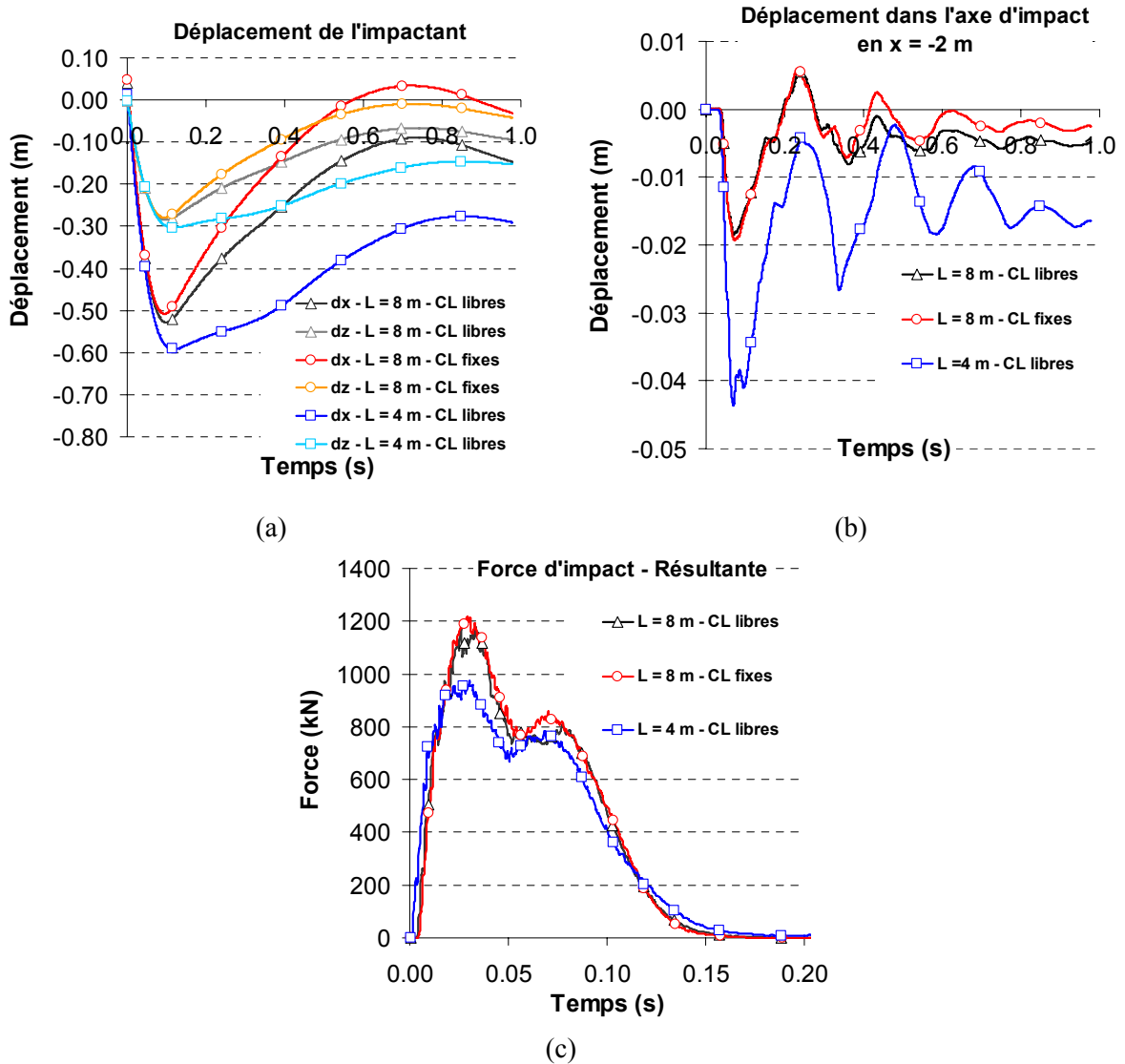


Figure 4-38 : Influence de la géométrie et des conditions aux limites de l'ouvrage, sur le calcul du déplacement de l'impactant (suivant les axes x et z) (a), à l'interface noyau-remblai (b), et de la force d'impact (c), lors de la simulation d'un impact à 500 kJ d'énergie.

La comparaison entre les modèles de largeur $L = 8$ m et $L = 4$ m a mis en évidence l'importance de la présence latérale des matériaux sur la réponse de la structure [Figure 4-38]. L'ouvrage le plus étroit subit des déformations du parement plus importantes jusque dans le remblai aval. Le défaut de masse et de confinement latéral, modifie de manière trop importante le comportement global pour que cette hypothèse simplificatrice ait pu être retenue.

La seconde vérification concerne de manière plus générale, le choix d'avoir testé une section d'ouvrage de 8 m de large. La configuration laissant les parois latérales de l'ouvrage libres de tout mouvement (*CL libres*) est confrontée à une simulation où le déplacement latéral de l'ouvrage est empêché via l'introduction de plaques rigides (*CL fixes*). On peut vraisemblablement supposer que les conditions aux limites réelles

apportées par la continuité matérielle d'un merlon sont intermédiaires aux conditions limites libres et fixes.

Les écarts limités entre ces deux modèles démontrent une faible dépendance des grandeurs mesurées aux conditions limites latérales d'un ouvrage de 8 mètres de largeur. De ce fait, cette comparaison valide le choix du projet d'avoir limité la taille du merlon prototype à une largeur de 8 mètres.

IV.2.1.c. Cinématique d'impact

Dans la représentation du dispositif expérimental, une des difficultés majeures a consisté à rendre compte de la cinématique de l'impactant en partie contrôlée par la liaison avec le câble porteur. Dans notre approche il a finalement été choisi d'imposer la trajectoire de l'impactant suivant la direction définie par son vecteur vitesse en limite de contact avec le parement de l'ouvrage (*trajectoire inclinée*). De cette façon, la cinématique de l'impactant simulée numériquement est proche de celle expérimentale sans pour autant nécessiter la modélisation complexe de l'ensemble formé par l'élingue relié à la sphère, la poulie et le câble porteur.

Pour déterminer l'importance de la condition d'impact sur les résultats de simulation [Figure 4-39], cette hypothèse forte (*trajectoire inclinée*) a été confrontée à deux autres approches où l'impactant est libre de tout mouvement (*trajectoire libre*) et où la trajectoire est imposée suivant la direction horizontale (*trajectoire horizontale*).

On rappelle que pour ces trois cas, une force de rappel $T_H = 25$ kN, due à l'effet du câble est appliquée au bloc sphérique après atteinte de l'enfoncement maximal.

Le transfert de la totalité de l'énergie suivant la direction horizontale (*trajectoire horizontale*) tend à engendrer une déformée du parement plus importante, accompagnée d'une force d'impact plus élevée. Les déformations rencontrées semblent permettre une plus grande dissipation de l'énergie initiale à la vue de la vitesse de rejet qui est réduite par rapport aux deux autres simulations.

La simulation avec l'impactant libre de tout mouvement après initialisation de la vitesse (*trajectoire libre*), présente une trajectoire plus réaliste du phénomène de blocs rocheux qui se traduit par une trajectoire descendante et une chute au sol de l'impactant. Pour cette configuration, le rebond après impact est plus marqué.

La cinématique à trajectoire inclinée imposée, est intermédiaire aux deux autres simulations présentées, elle présente l'avantage de conserver la direction du vecteur vitesse initial mesuré expérimentalement tout en reproduisant l'effet du maintien virtuel apporté par le câble porteur. Le rebond après impact, suivant la même direction que le vecteur vitesse incident ne nous est pas apparu très réaliste des phénomènes réels. Toutefois cette configuration a été conservée pour la confrontation entre résultats expérimentaux et numériques car elle est conforme aux expérimentations compte tenu de la présence du câble.

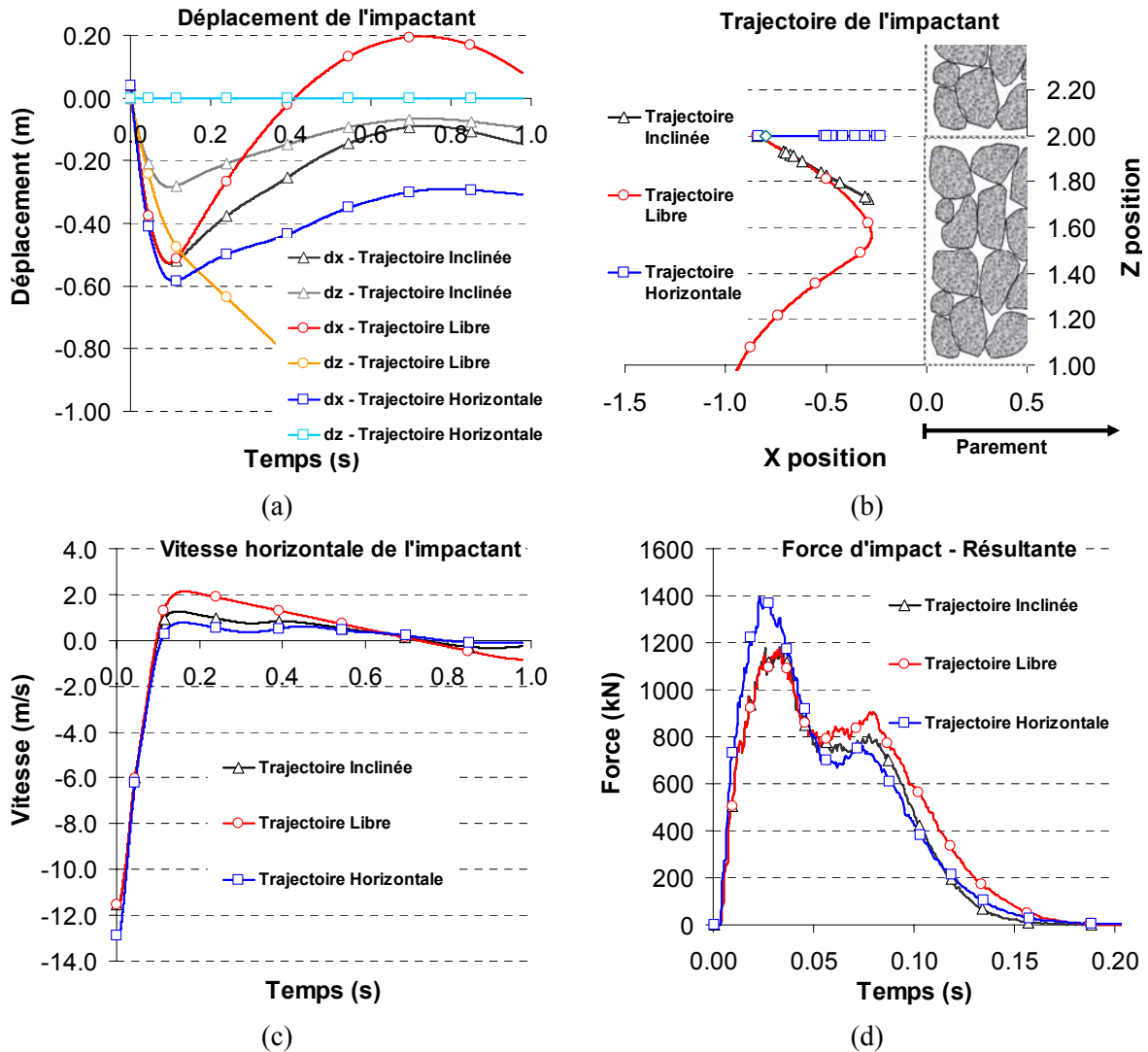


Figure 4-39 : Influence des différentes cinématiques d'impact sur le calcul du déplacement de l'impactant (suivant les axes x et z) (a), de sa trajectoire dans le plan (x, z) (b), de sa vitesse horizontale (c), et de la force d'impact (d), lors de la simulation d'un impact à 500 kJ d'énergie.

IV.2.2. Confrontation des approches numérique et expérimentale

La démarche de modélisation a permis : de calibrer un ensemble de lois de comportement pour les différents matériaux, de définir la géométrie, les conditions aux limites, ainsi qu'une procédure d'impact représentatives de l'expérimentation mise en œuvre à l'échelle d'un merlon de protection prototype. L'objectif que l'on s'est fixé est de simuler les essais d'impact sur site et de confronter les résultats des simulations aux résultats expérimentaux disponibles.

Le merlon prototype expérimental a été soumis à une succession d'impacts à des niveaux d'énergie différents : 200, 1000, 500 et 2000 kJ. La face amont de l'ouvrage a été partiellement réparée après les essais à 1000 et 500 kJ. Une des limites de l'approche numérique a été de considérer pour chaque impact simulé une structure

vierge de toute simulation, négligeant ainsi l'historique des contraintes et des déformations engendrées lors des essais précédents.

Réponse au niveau de l'impactant

La réponse en force, vitesse et déplacement de l'impactant fournit des données de comparaison intéressantes permettant de caractériser la réponse de l'ouvrage sous impact. Tout d'abord, l'enfoncement du bloc, calculé numériquement, atteint un maximum avant de subir un retour en amont jusqu'à sa stabilisation ou son éjection hors du parement [Figure 4-40 a]. D'ailleurs, sans l'effort de rappel T_H ajouté pour tenir compte de l'effet du dispositif porteur de l'impactant, l'ensemble des essais aurait donné lieu à un phénomène d'éjection du bloc en fin de simulation étant donné le changement de signe de sa vitesse [Figure 4-40 b]. Expérimentalement, il n'a pas été identifié de retour significatif en fin d'impact. Ce constat met en avant la trop grande restitution élastique de l'ouvrage et des matériaux qui le composent, et/ou l'insuffisance de la force de rappel T_H prise en considération. Pour nuancer cette analyse, on peut ajouter que les vitesses de retour maximales mesurées correspondent à une restitution inférieure à 2 % de l'énergie initiale. Pour ces vitesses horizontales, sans l'effet du câble, la sphère impacterait le sol support à des distances du parement, relativement modérées, de 0,41 m ($E_I = 200$ kJ) à 1,60 m ($E_I = 2000$ kJ).

Pour une comparaison plus pertinente des enfoncements numériques et expérimentaux, on s'intéressera plutôt aux déplacements maximaux atteints par l'impactant lors des simulations [Figure 4-40 a]. Sur la Figure 4-40 a, les enfoncements mesurés expérimentalement (récapitulés Tableau 4-3) après impact, sont reportés à $t = 0,95$ s. La bonne corrélation entre les résultats expérimentaux et numériques est encourageante pour la validation de notre modèle. La compaction des matériaux due aux impacts successifs n'a pas été représentée dans notre modélisation. Une partie des écarts peut donc être attribuée au phasage des essais sur site même si le parement a été partiellement réparé après les essais à 1000 puis 500 kJ d'énergie.

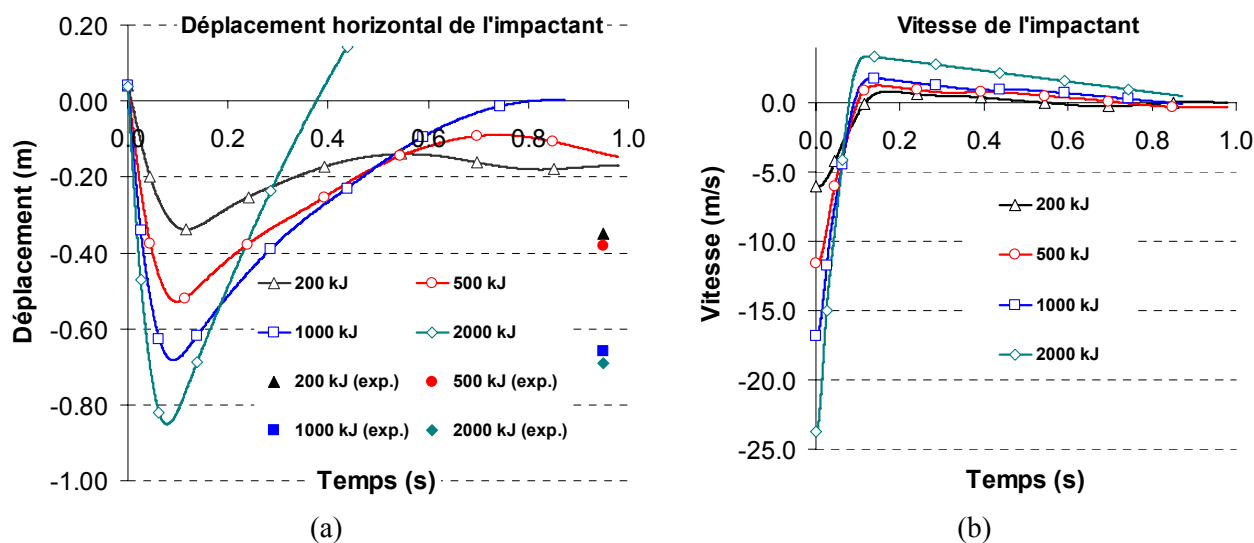


Figure 4-40 : Comparaison entre les enfoncements numériques et expérimentaux de l'impactant pour différents niveaux d'énergie (a). Evolutions de la vitesse de l'impactant pour les impacts à 200, 500, 1000 et 2000 kJ (b).

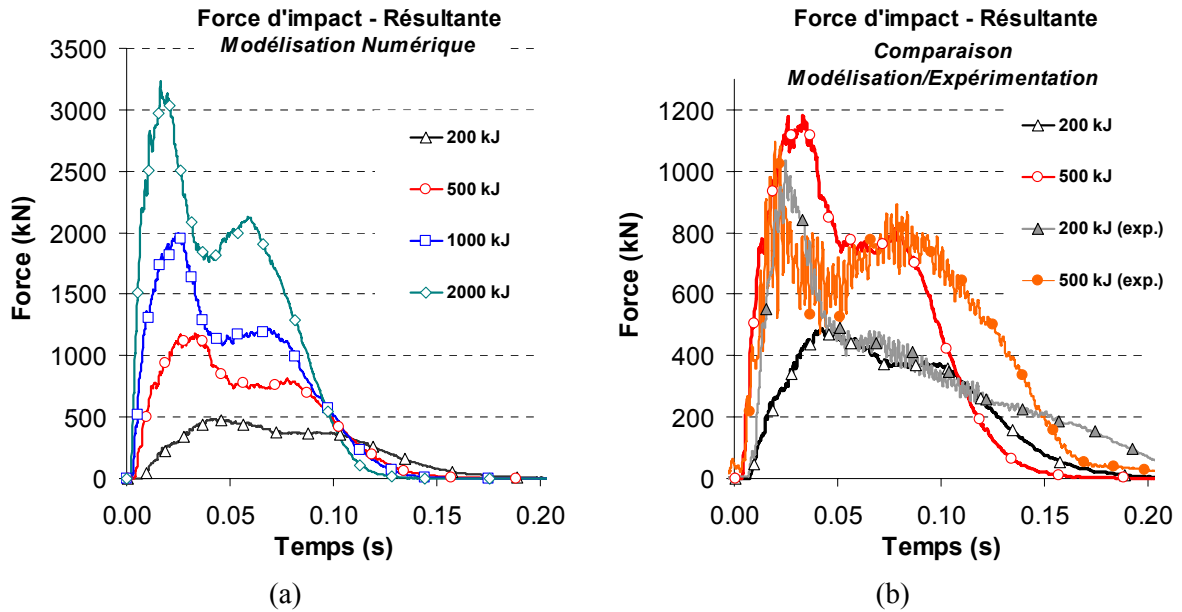


Figure 4-41 : Forces d'impact calculées pour différents niveaux d'énergie (a) et comparaison avec les mesures accélérométriques pour les essais à 200 et 500 kJ (b).

L'effort subi par l'impactant n'est significatif que sur une durée de l'ordre de $\Delta t_I \approx 0,12$ à $0,16$ s [Figure 4-41 a], soit approximativement le temps nécessaire pour atteindre la pénétration maximale. Les signaux présentent deux pics plus ou moins marqués en fonction de l'énergie, qui font penser à un retour de l'onde de compression propagée dans l'ouvrage. La présence du remblai technique aval en $x = -2$ m, peut représenter cette condition plus rigide favorisant la réflexion des ondes. La vitesse de propagation d'une onde de compression V_p dans un milieu élastique peut s'écrire :

$$V_p = \sqrt{\frac{K + \frac{4}{3}G}{\rho}} \quad \text{avec} \quad K = \frac{E}{2(1-2\nu)}, \quad \text{et} \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (4-10)$$

En assimilant l'ensemble parement et noyau par un milieu élastique de module d'Young $E = 10$ MPa et de coefficient de Poisson $\nu = 0,3$, le temps nécessaire pour que l'onde de compression parcourt la distance du bloc jusqu'au remblai et le retour (distance ≈ 4 m) est de $\Delta t \approx 0,04$ s, ce qui correspond aux durées mesurées entre les pics de force sur la Figure 4-41 a.

La confrontation avec les signaux expérimentaux n'a pu être menée que pour les essais à 200 et 500 kJ [Figure 4-41 b]. De manière générale, les durées des impacts numériques sont réduites de l'ordre de 20 à 25 %. L'allure de la mesure pour une énergie de 500 kJ présente des similitudes remarquables avec les courbes numériques, avec notamment la présence d'un premier pic marqué suivi d'un second plus diffus dans le temps. Pour l'essai à 200 kJ la force maximale mesurée est deux fois plus importante que celle calculée alors que les signaux concordent pour $t \geq 0,05$ s. Le pic de force expérimental à 200 kJ est équivalent à celui obtenu pour une énergie de 500 kJ, sans que cela puisse être justifié.

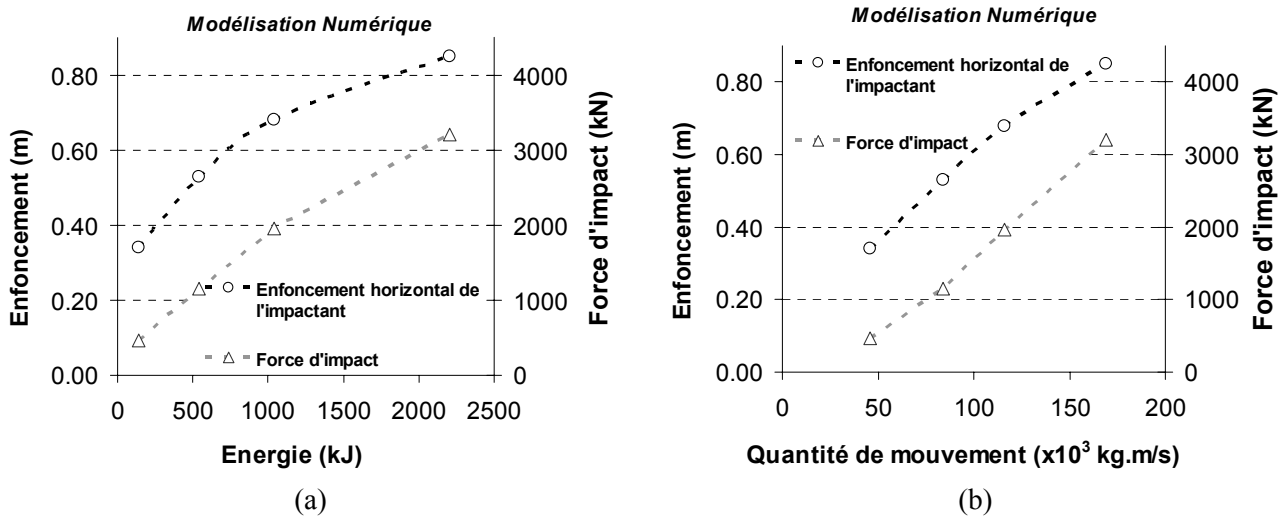


Figure 4-42 : Synthèse des enfoncements de l'impactant et des forces d'impact obtenus numériquement pour les différents niveaux d'énergie testés numériquement, exprimés en fonction de l'énergie (a) ou de la quantité de mouvement initiales (b).

Une synthèse est proposée sur la Figure 4-42 pour faciliter la comparaison avec quelques résultats d'essais d'impact issus de la bibliographie. Les courbes d'enfoncement et de force d'impact en fonction de l'énergie E_I ($E_I = \frac{1}{2} m_I V_I^2$) ou de la quantité de mouvement p_I ($p_I = m_I V_I$) caractérisent le comportement global de l'ouvrage. L'analyse en énergie est plus habituelle mais il nous est apparu intéressant d'établir également les résultats en fonction de la quantité de mouvement car les réponses présentées ont un caractère linéaire plus marqué, ce qui peut représenter un avantage pour extrapoler les résultats à d'autres énergies.

Les résultats des essais et des simulations sont finalement assez peu comparables aux résultats présents dans la littérature, tant les enfoncements et les efforts varient avec la forme, la géométrie et la constitution de l'ouvrage ainsi qu'avec la forme, la taille et la vitesse du bloc considéré.

Les pénétrations expérimentales e_I mesurées par Peila [Peila et al. 2007] à une énergie de 2400 kJ ($e_I = 0,61$ m) ou par Burroughs [Burroughs et al. 1993] pour une énergie de 1000 kJ ($e_I = 0,61$ m également), montrent la difficulté de la confrontation entre les différents ouvrages. Cependant nous pouvons toutefois retenir l'ordre de grandeur d'une déformée de quelques dizaines de centimètres au niveau du parement.

Le travail numérique de Bertrand [Bertrand 2006] sur le comportement d'un assemblage de gabions « pierre » modèles présente davantage de similitude avec l'ouvrage que nous avons modélisé. A partir d'un bloc sphérique de rayon $R_I = 0,75$ m, animé d'une vitesse $V_I = 8$ m/s (soit une énergie cinématique de $E_I = 500$ kJ), le temps d'impact Δt_I et la force d'impact F_I sont de l'ordre de $\Delta t_I \approx 0,08$ s et $F_I \approx 1700$ kN. Ces valeurs rendent compte de l'impact d'une structure plus raide que celle étudiée dans le cadre du projet REMPARE (Pour $E_I = 500$ kJ, $\Delta t_I \approx 0,15$ s et $F_I \approx 1050$ kN).

Déplacements dans l'ouvrage

Les déformées au sein de l'ouvrage rendent compte également de son comportement sous impact. Les déplacements horizontaux maximaux relevés numériquement, en $z = 2$ m, aux interfaces parement-noyau et noyau-remblai, sont confrontés aux résultats issus des capteurs de déplacement et de l'inclinomètre manuel [Figure 4-43 et Tableau 4-10]. Les déplacements maximaux et résiduels relevés par le capteur de déplacement $D3$ (placé en $z = 2$ m et $x = -1$ m, Annexe 6, Figure A 12) sont reportés sur la Figure 4-43 de la manière suivante : les valeurs affichées en $t = 0,9$ s correspondent aux déplacements maximaux tandis que les déplacements résiduels sont reportés en $t = 1,0$ s. Si l'augmentation progressive des enfoncements numériques est remarquable avec l'énergie d'impact, expérimentalement le phasage des essais rend difficile l'analyse en déplacement des résultats. Le fait que les incréments de déplacement mesurés pour l'essai à 500 kJ soient plus faibles qu'à 200 kJ montre bien que l'effet du compactage des matériaux impactés est primordial sur la réponse de la structure.

Dans l'impossibilité de représenter fidèlement l'historique des différents essais, on ne peut s'intéresser finalement qu'aux ordres de grandeur des déplacements obtenus. Pour les essais à 200, 1000 et 500 kJ les déplacements numériques et expérimentaux dans l'ouvrage sont globalement en bonne adéquation. Les écarts les plus importants sont obtenus pour l'essai à 2000 kJ pour lequel l'ouvrage semble réagir différemment. Les mesures des capteurs de déplacements mettent en avant des déformations importantes au niveau des interfaces parement – noyau ($d \approx 0,5$ m) et noyau-remblai ($d \approx 0,14$ m), même si cette dernière valeur ne semble pas être en concordance avec la mesure inclinométrique ($d \approx 0,05$ m). A haute énergie, on peut assister à une plastification plus généralisée des matériaux constitutifs de l'ouvrage, engendrant des déplacements importants et aussi des difficultés à obtenir des mesures fiables et précises.

D'un point de vue numérique, il est très probable que la condition aval élastique (remblai technique) soit préjudiciable pour les plus hautes énergies d'impact, en empêchant toute possibilité de déformation plastique. Il serait vraisemblablement souhaitable de repousser la frontière entre les domaines discret et continu pour mieux représenter le comportement d'un plus grand volume de sol (non étudié).

Du côté expérimental, il peut être émis des réserves sur la validité des mesures et plus particulièrement sur celles des capteurs de déplacements (flambement des tiges métalliques) pour de hautes énergies d'impact.

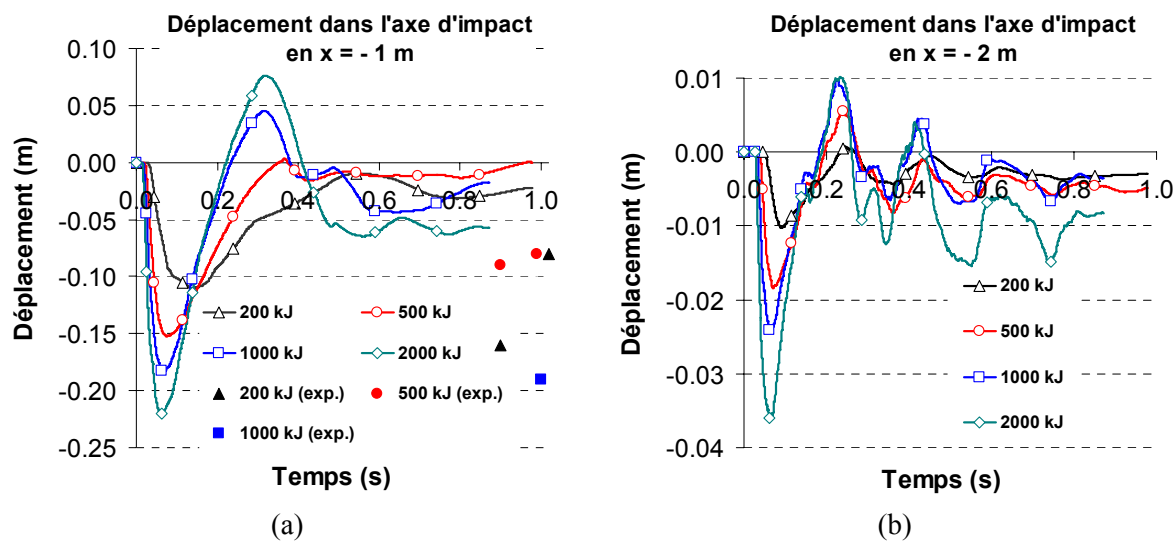


Figure 4-43 : Déplacements horizontaux en $x = -1$ m obtenus numériquement pour différents niveaux d'énergie d'impact, et comparaison avec les données expérimentales (a). Déplacements horizontaux en $x = -2$ m obtenus pour différents niveaux d'énergie d'impact.

Energie attendue (kJ)	Mesure des déplacements horizontaux (m)			
	Numérique	Capteurs de déplacements		Inclinomètre
	$x = -2$ m	$x = -2$ m		$x = -2,5$ m
	Maximum	Maximum	Résiduel	Résiduel* ¹
200	0,010	0,02	< 0	0,005
1000	0,024	-	-	0,027
500	0,018	0,02	0,01	0,030
2000	0,036	0,14	0,07	0,050

*¹ : Les déplacements inclinométriques sont des déplacements cumulés.

Tableau 4-10 : Récapitulatif des mesures de déplacements disponibles à proximité de l'interface noyau – remblai et confrontation avec les résultats numériques obtenus en $x = -2$ m, et ce pour les différents niveaux d'énergie.

IV.2.3. Etude de sensibilité aux paramètres du modèle

La confrontation entre les résultats numériques et expérimentaux a été conduite pour des propriétés mécaniques des matériaux constitutifs de l'ouvrage fixées. La détermination de ces paramètres est le résultat d'une démarche de calibration basée sur des essais à l'échelle du matériau et/ou des cellules de gabions. Dans ce cadre un certain nombre d'hypothèses a été pris pour pallier le manque de données de calage disponibles, conduisant ainsi à une relative simplicité des lois de contacts utilisées. Il convient alors de tester l'influence des paramètres mécaniques déterminés via des études paramétriques ciblées dans le but d'identifier les paramètres les plus prépondérants sur le comportement macroscopique de la structure.

Compacité

Lors de la détermination des micro-paramètres des matériaux de remplissage des cellules de gabion, deux configurations, l'une lâche et l'autre dense, du squelette discret ont été étudiées parallèlement. L'influence de la compacité des échantillons mis en place a été évaluée à travers la simulation de trois essais d'impact mettant en œuvre des squelettes lâche ou dense des modèles du parement (noté P) et du noyau (noté N) [Figure 4-44].

L'enfoncement de l'impactant au niveau du parement reste assez peu influencé par les différentes compacités des squelettes discrets retenus [Figure 4-44 a], mais la réponse post-pic met en évidence une restitution nettement diminuée pour la seule simulation disposant d'un parement lâche. Par compaction du milieu granulaire dans la zone d'impact la dissipation d'énergie est favorisée.

L'analyse des déplacements internes à l'ouvrage [Figure 4-44 b et c], montre également l'intérêt des matériaux lâches pour la sauvegarde de la protection de la partie aval de la structure de protection. En effet, le modèle constitué uniquement de cellules dans une configuration dense (P : Dense – N : Dense) présente des déplacements limités dans la partie cellulaire au détriment du remblai technique où les déplacements sont maximum. A l'inverse pour les squelettes discrets les plus lâches (P : Lâche – N : Lâche) les déplacements horizontaux sont réduits avec l'éloignement de la zone d'impact par rapport aux autres configurations testées. Ce phénomène de compaction, observé dans la zone d'intérêt, apporte des éléments de validation au choix technique consistant à mettre en œuvre des matériaux non compactés dans les éléments cellulaires.

Enfin, pour les forces d'impact calculées [Figure 4-44 d], la courbe obtenue pour la configuration la plus lâche se différencie des autres par des valeurs plus faibles. Ce constat, discuté par la suite, nous fait penser que la résultante des forces sur l'impactant rend compte essentiellement du comportement mécanique du parement impacté.

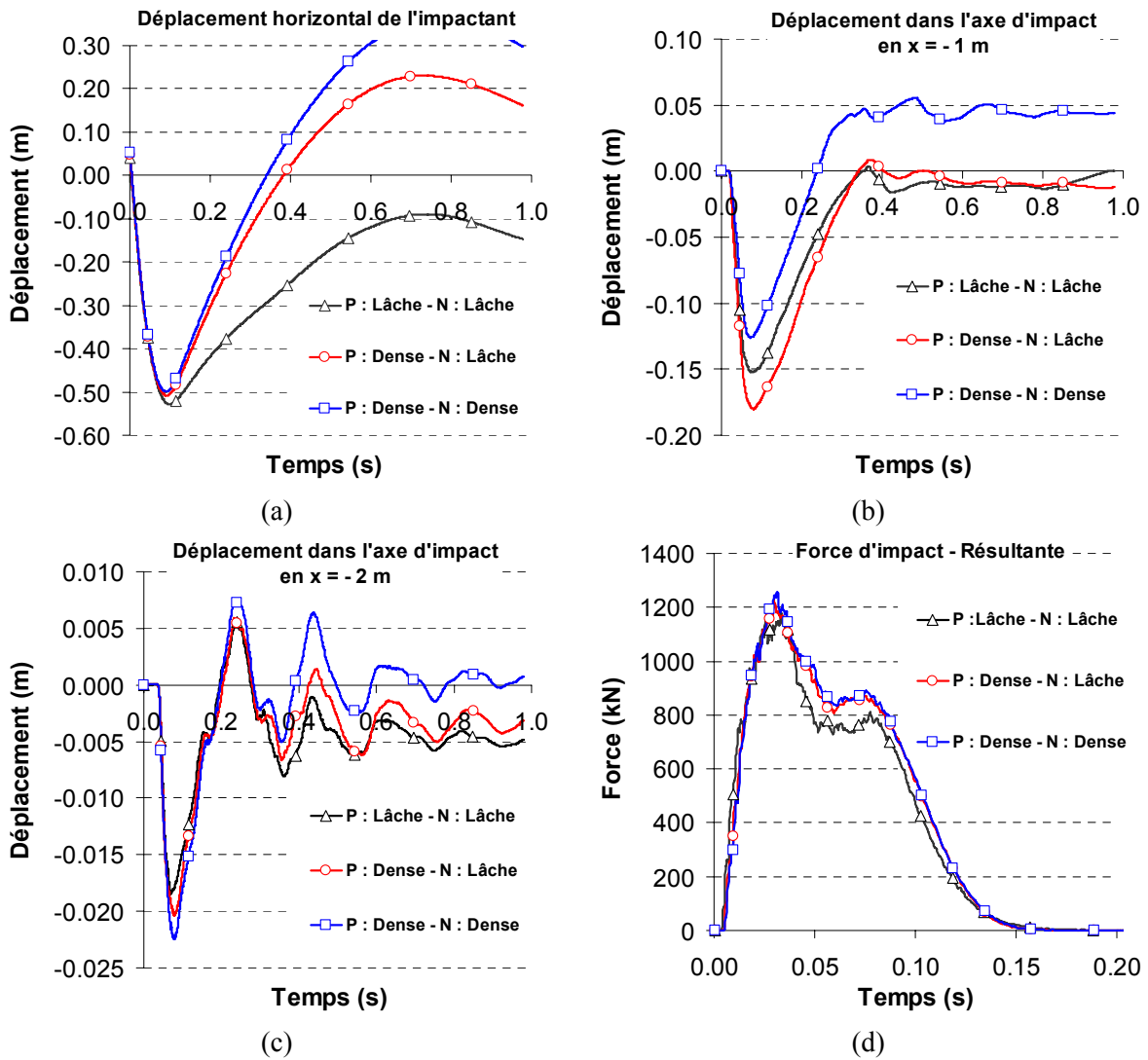


Figure 4-44 : Etude de la compacité du squelette des échantillons utilisés pour la modélisation du parement (P) et du noyau (N). Influence sur le calcul du déplacement horizontal de l'impactant (a), à l'interface parement-noyau (b), à l'interface noyau-remblai (c), et de la force d'impact (d), pour un impact à 500 kJ d'énergie.

Enveloppe grillagée

La modélisation de l'effet d'enveloppe apporté par le grillage constitutif des cellules de gabions peut être considérée comme un artifice de calcul dans le sens où sa résistance est représentée de manière « macroscopique » au niveau des éléments discrets en périphérie des cellules, et est calée directement à partir des essais de compression simple quasi-statique sur cellules de gabions « pierre ».

A l'échelle de la cellule, le module de traction E_t influe grandement sur la résistance d'une cellule sous compression ainsi que sur l'enfoncement final obtenu lors des lâchers de blocs. En revanche, le coefficient de décharge $c_{K_{td}}$ présente une importance plus limitée en ayant seulement un effet sur la pénétration de l'impactant obtenue en dynamique.

A l'échelle de l'ouvrage, le module de traction E_t reste l'un des paramètres essentiels de la simulation numérique [Figure 4-45]. L'enveloppe grillagée participe non seulement au maintien des cellules de gabion sous leur poids propre, mais aussi au renforcement du parement et du noyau sous impact dynamique. Les déplacements mesurés dans la partie cellulaire de l'ouvrage [Figure 4-45 a et b] tendent à diminuer avec l'augmentation de la résistance de l'enveloppe grillagée. Phénomène déjà observé précédemment, une limitation des déformations au niveau du parement et du noyau semble engendrer des déformations plus importantes dans le remblai technique ce qui peut être préjudiciable dans un cadre de sauvegarde de son intégrité.

Un module de traction E_t faible engendre de la dissipation d'énergie et limite la composante élastique de l'ouvrage, ce qui a pour conséquence de réduire la restitution d'énergie à l'impactant en fin d'essai, et d'augmenter les déplacements résiduels dans la structure.

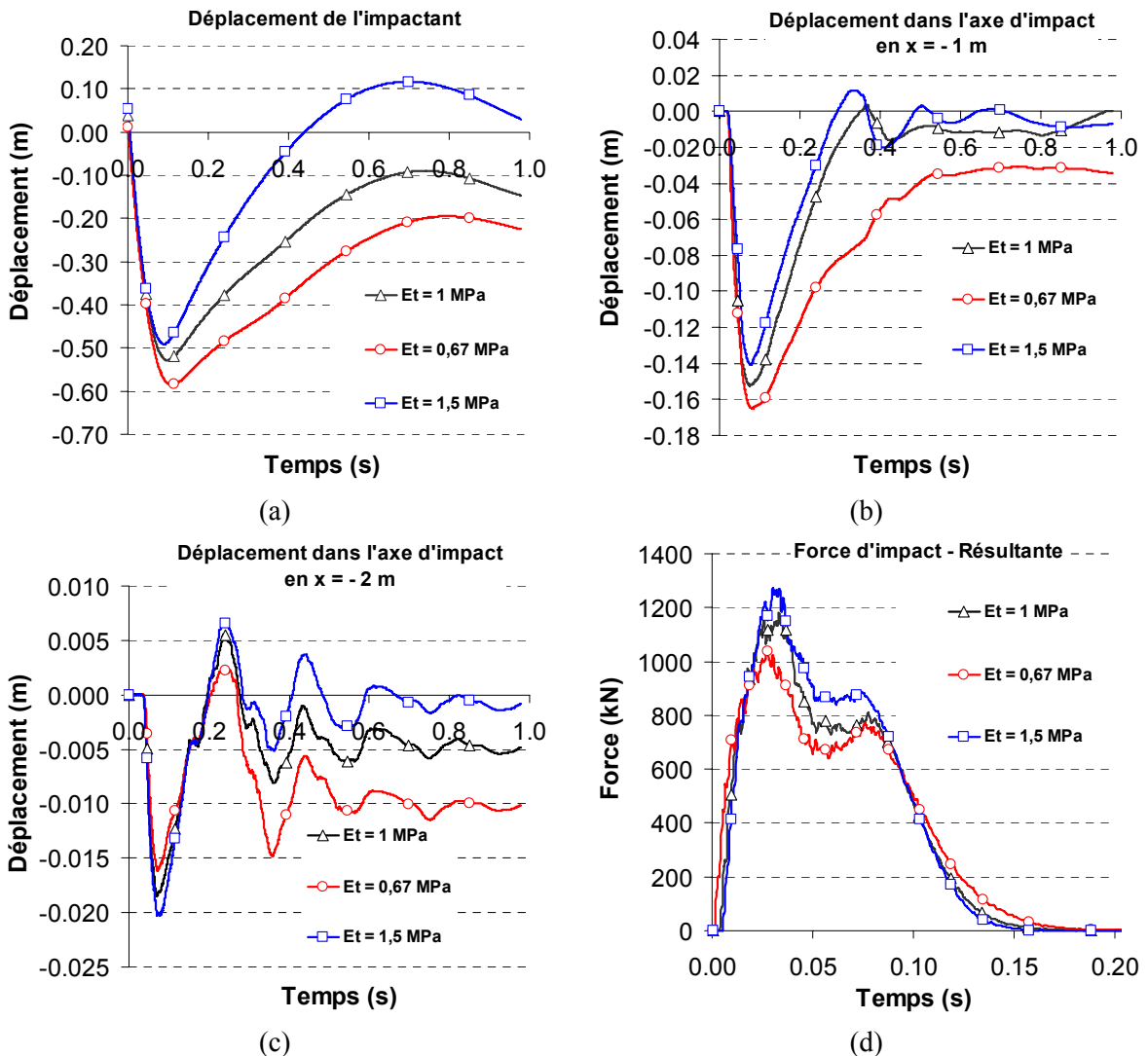


Figure 4-45 : Influence du module de traction E_t des enveloppes grillagées des cellules de gabion, sur le calcul du déplacement horizontal de l'impactant (a), à l'interface parement-noyau (b), à l'interface noyau-remblai (c), et de la force d'impact (d), pour un impact à 500 kJ d'énergie.

Chapitre 4 : Simulation d'impacts sur un merlon de protection pare-blocs

Les forces d'impact calculées pour différents modules de traction [Figure 4-45 d] confirment le gain de résistance apporté par l'enveloppe virtuelle, a priori aussi bien au niveau du parement que du noyau.

L'utilisation d'une décharge plus raide dans la loi de traction de l'enveloppe grillagée a été implémentée dans le but de conférer à l'enveloppe un caractère non élastique. A l'échelle de l'ouvrage le coefficient de décharge, étudié sur un intervalle $c_{K_{td}} = 2$ à 10, a un impact moindre sur les grandeurs relevées numériquement [Annexe 11].

Parement

La calibration des micro-paramètres du matériau de remplissage des cellules de gabion « pierre » a été présentée à partir de valeurs moyennes issues de la bibliographie pour l'angle de frottement, et de l'essai de compression confinée sur cellules pour le module élastique. La connaissance partielle et la potentielle variabilité des matériaux mis en œuvre expérimentalement nous a mené à étudier la variation des paramètres sur un intervalle, plutôt que de retenir une valeur unique pour l'étude du comportement des cellules de gabions « pierre ». Pour la simulation d'impact sur ouvrage de protection l'influence des paramètres mécaniques a également été testée sur ces mêmes plages de valeurs.

Dans un premier temps l'influence des raideurs de contacts a été évaluée sur la Figure 4-46. En faisant varier la raideur normale k_n et en conservant un rapport des rigidités α constant, nous rappelons que les raideurs tangentielles évoluent d'un même rapport.

Les déplacements obtenus au niveau de l'impactant et au sein même de la structure sont assez peu sensibles aux diminution et augmentation de la raideur normale des particules du parement. Dans la phase de retour de l'impact, la restitution énergétique de l'ouvrage est plus importante pour une raideur normale diminuée [Figure 4-46 a et c]. L'utilisation d'un module de rigidité faible favorise la déformation élastique au détriment des ruptures en cisaillement.

Pour la plage des valeurs testées ($c_f = 0,7$ à 1,1), l'influence du coefficient de frottement du matériau « pierres » reste modérée [Figure 4-47]. Lors des essais de compression simple menés sur des cellules de gabion « pierre », la dépendance de la réponse au coefficient de frottement était beaucoup plus marquée [Figure 4-22]. Pour les essais d'impact sur ouvrage, l'effet le plus notable est l'augmentation de l'enfoncement avec la diminution du frottement inter particulaire.

L'étude paramétrique portant sur le rapport des rigidités α ne nous est pas parue très pertinente dans le sens où lors de la phase de calibration des matériaux, la raideur normale et le coefficient de frottement ont été estimés pour une valeur α fixée.

Ainsi en changeant le rapport des rigidités, on modifie non seulement le coefficient de Poisson apparent, mais aussi le module d'Young et l'angle de frottement (pour $\alpha \leq 0,3$) macroscopiques, ce qui rend difficile l'identification des phénomènes mis en jeu lors de la modification de ce paramètre. Les résultats sont toutefois donnés Annexe 11 [Figure A 22]. A l'image des essais triaxiaux réalisés sur des échantillons discrets [Chapitre 2 Figure 2-34], la simulation menée pour $\alpha = 0,1$ a conduit à une faible résistance mécanique du parement, due en grande partie à la difficulté de mobiliser le cisaillement maximal entre particules.

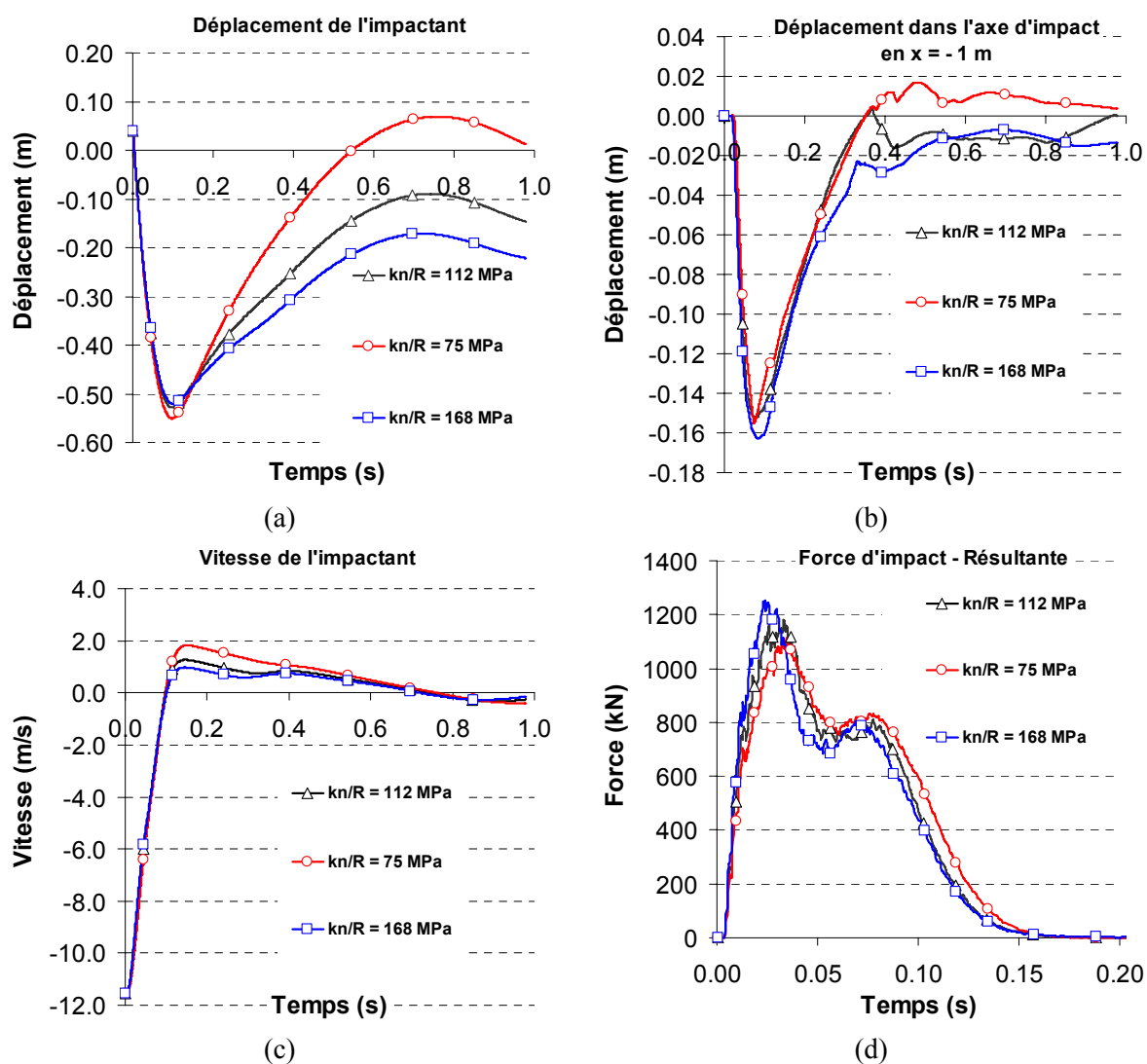


Figure 4-46 : Influence de la raideur normale k_n (à rapport des rigidités contant) du matériau de remplissage des gabions « pierre », sur le calcul du déplacement horizontal de l'impactant (a), et à l'interface parement-noyau (b), de la vitesse de l'impactant (c), et de la force d'impact (d), pour un impact à 500 kJ d'énergie.

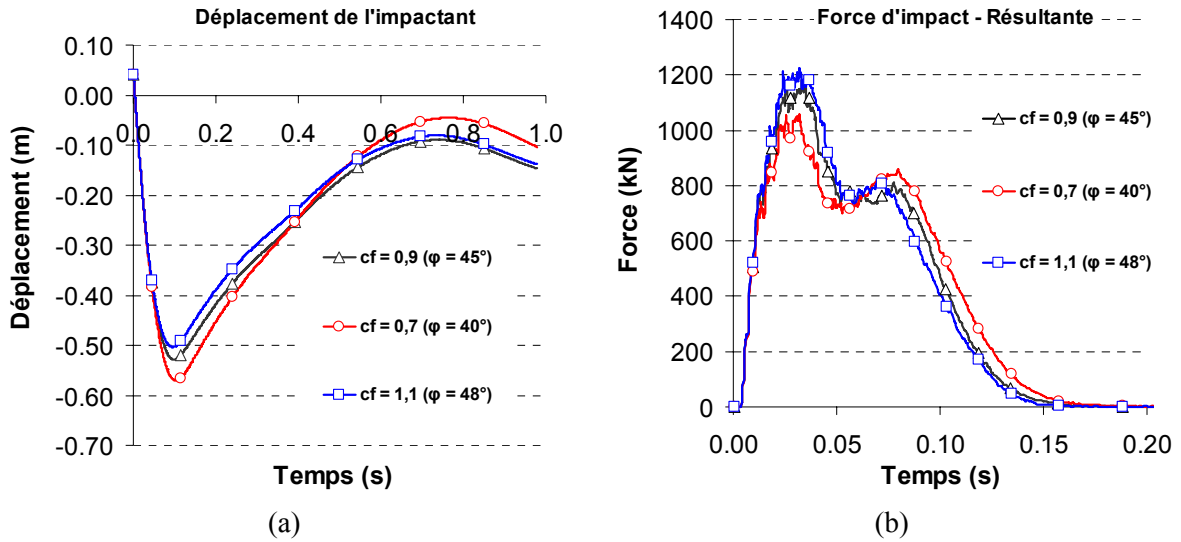


Figure 4-47 : Influence du coefficient de frottement c_f du matériau de remplissage des gabions « pierre », sur le calcul du déplacement horizontal de l'impactant (a), et de la force d'impact (b), pour un impact à 500 kJ d'énergie. Les angles de frottement macroscopiques sont donnés entre parenthèses.

Noyau

La même démarche a été entreprise pour quantifier l'effet de la variation des paramètres micro-mécaniques caractérisant le comportement du matériau de remplissage des gabions « sable + pneu ». Les tendances observées à partir des études paramétriques, données en Annexe 11 [Figure A 23, Figure A 24 et Figure A 25] sont proches de celles décrites pour le matériau du parement. Les variations sont cependant moins marquées étant donné que le noyau n'est pas directement sujet à l'impact et ne subit pas les plus grandes déformations.

Une différence est toutefois notable pour les résultats concernant les forces d'impact : le noyau a peu d'effet lors de l'initiation de l'impact, la force maximale mesurée au niveau de l'impactant est indépendante des propriétés du matériau « sable + pneu » dans la gamme des valeurs testées.

Remblai

Le modèle couplant les approches discrète et continue nous a poussés à retenir un modèle élastique pour représenter le comportement du remblai technique aval qui peut être vu dans cette approche comme une condition limite. Dans ce cadre, sa réponse est essentiellement fonction du module d'Young imposé.

L'absence de plasticité dans cette partie de l'ouvrage interdit tout essai à très haut niveau d'énergie engendrant des déformations importantes, et ainsi n'autorise pas l'analyse à la rupture du remblai.

A titre de comparaison, un modèle continu plus représentatif du matériau de remblai a été élaboré sur la base d'une loi élastique dans la zone de transition entre les domaines discret et continu, associée à une loi élastique parfaitement plastique dans le reste du talus. Le domaine de rupture de cette loi est caractérisé par un angle de frottement

$\varphi = 35^\circ$ et un angle de dilatance de $\psi = \varphi - 30^\circ = 5^\circ$ [Bolton 1976], la phase élastique étant toujours définie par un module d'Young $E = 30 \text{ MPa}$ et un coefficient de Poisson $\nu = 0,3$.

L'utilisation d'une loi élastique pour modéliser le matériau dans le domaine où les déformations sont les plus importantes (à l'interface noyau-remblai) n'est pas très réaliste. Ce cas d'étude est présenté uniquement dans le but de tester l'influence de la prise en compte de la plasticité dans cette partie de l'ouvrage.

La Figure 4-48 montre que la modification du module élastique du remblai ou l'ajout d'un palier plastique, ne modifient pas de manière significative la cinématique de l'impactant et donc l'enfoncement mesuré au niveau du parement. Les écarts entre les modèles sont essentiellement quantifiables à l'interface noyau-remblai, où les déplacements calculés sont quasiment fonction linéaire de la valeur du module d'Young pour les modèles élastiques. Le modèle élasto-plastique avec un critère de rupture de type Mohr-Coulomb favorise les déformations dans le remblai mais aussi tend à limiter les déformations en amont dans le noyau.

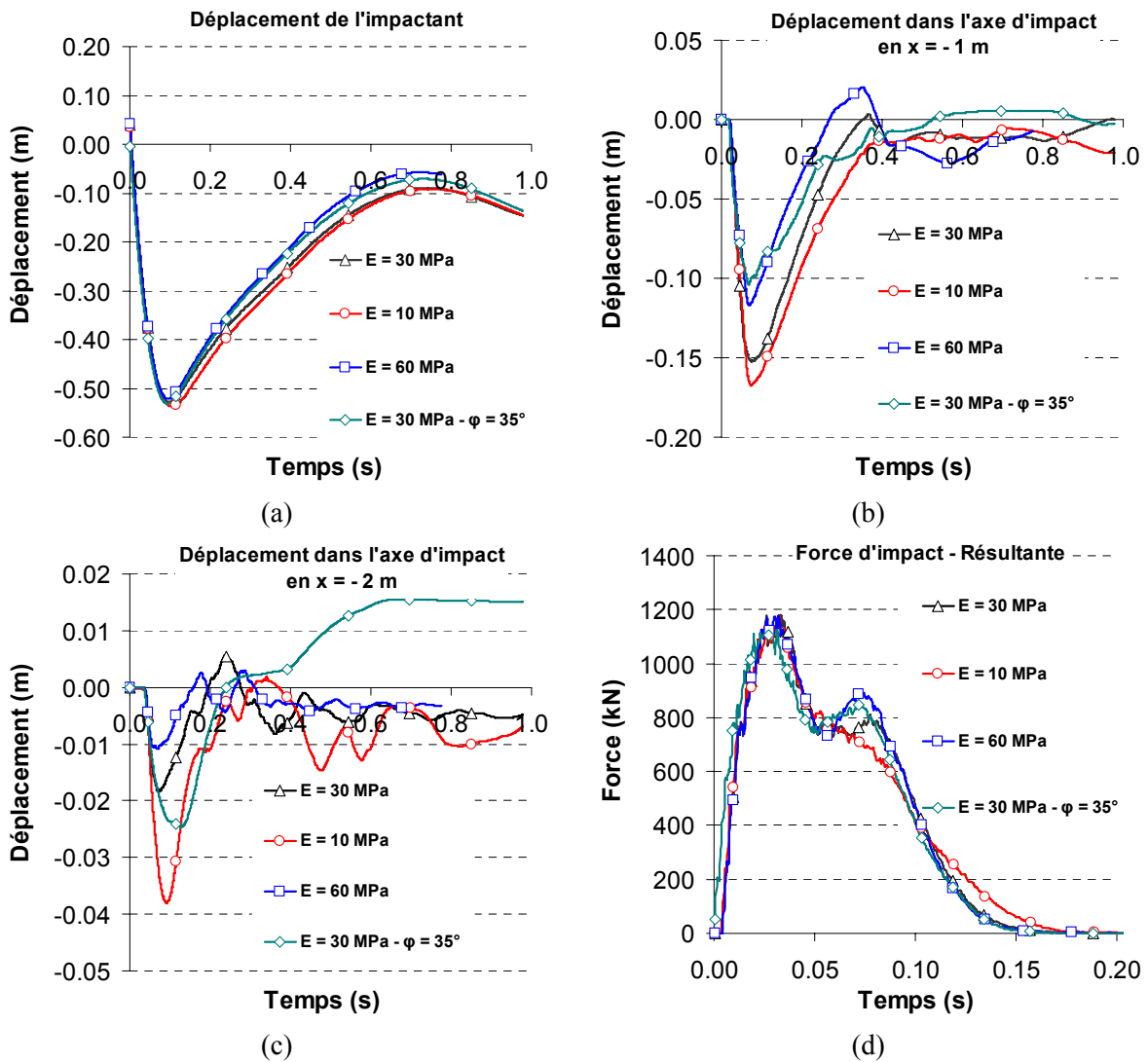


Figure 4-48 : Influence des propriétés du remblai technique aval, sur le calcul du déplacement horizontal de l'impactant (a), à l'interface parement-noyau (b), à l'interface noyau-remblai (c), et de la force d'impact (d), pour un impact à 500 kJ d'énergie.

En ce qui concerne les efforts au niveau de l'impactant [Figure 4-48 d], la montée au pic du signal est indépendante des propriétés du remblai, par contre, post pic la durée de la force mesurée augmente et la valeur de l'effort diminue avec la mise en place d'un remblai caractérisé par un module d'Young plus faible.

Plus généralement, pour des énergies limitées les déplacements observés dans le remblai modélisé restent faibles. Nous avons déjà mis en évidence que pour les plus hautes énergies d'impact (2000 kJ) les déformations dans le remblai pouvaient être sous-estimées par une approche élastique. La prise en compte de la plastification dans une partie du remblai montre d'ailleurs des écarts notables sur la réponse en déplacement du remblai technique [Figure 4-48 c]. Ainsi, pour une meilleure caractérisation du comportement de l'ouvrage, et plus particulièrement pour la vérification de la résistance de la partie aval du merlon il peut s'avérer nécessaire d'étendre l'approche discrète, permettant de représenter la plastification des matériaux, dans tout ou partie du remblai technique aval.

IV.3. Modélisations complémentaires

La démarche de calibration des matériaux de l'ouvrage, et les simulations présentées précédemment avaient pour but initial de représenter le plus fidèlement possible les essais expérimentaux d'impact menés lors de la campagne d'expérimentation du projet REMPARE. Les configurations d'essais utilisées pour ce travail sont en nombre limité : elles sont toutes caractérisées par un bloc sphérique de masse $m_I = 6500$ kg, impactant le parement de l'ouvrage à mi-hauteur via un dispositif de largage contrôlant la cinématique du bloc incident.

En pratique, les blocs peuvent être de forme quelconque et leur taille être estimée à partir de l'analyse de la paroi sujette aux éboulements rocheux. La cinématique de l'impactant, fonction des caractéristiques du site (géométrie, nature des sols), est estimée à partir d'une étude trajectographique spécifique. Le choix du positionnement de la structure de protection permet de fixer la hauteur maximale des blocs à intercepter.

La comparaison entre les approches expérimentale et numérique portant sur l'étude d'un merlon prototype impacté nous a apporté des éléments de validation concernant le modèle élaboré. L'intérêt de la modélisation numérique est de pouvoir, à partir d'une configuration connue et validée, étendre les résultats à d'autres cas d'étude. Il est alors envisageable de traiter à des fins d'ingénierie, des blocs de forme plus réaliste animés d'une cinématique définie, ainsi que d'autres géométries d'ouvrage pour l'évaluation d'un cas concret d'impact de blocs sur une structure existante ou à dimensionner.

Pour une meilleure compréhension du phénomène d'impact sur une structure de protection, différentes configurations d'impact ont été étudiées. Dans la suite de ce chapitre, seront étudiés successivement l'influence de la forme et la taille de l'impactant ainsi que les comportements engendrés par une hauteur d'impact variable. Ces simulations ont été menées à partir de la même géométrie d'ouvrage et des mêmes modèles de matériaux que ceux mis en place lors de la comparaison des approches numériques et expérimentales [IV.2.2.]. Contrairement aux simulations précédentes

l'effet du câble porteur n'est plus représenté, si bien qu'une fois son vecteur vitesse initialisé, l'impactant est libre de se mouvoir sans contrainte. La cinématique descendante de l'impactant, sans vitesse de rotation initiale, a cependant été conservée pour l'ensemble des simulations suivantes. A noter qu'aucune force de rappel n'est appliquée au bloc incident lors de l'impact.

IV.3.1. Forme de l'impactant

L'utilisation d'un bloc modèle sphérique présentait l'avantage d'être facilement modélisable numériquement et permettait de garantir une surface d'impact reproductible d'un essai à l'autre indépendamment de la rotation de l'impactant lors de sa chute le long du câble porteur. L'inconvénient de la forme sphérique est quelle reste relativement éloignée de la forme réelle d'un bloc rocheux. A défaut d'étudier l'effet d'une forme réaliste d'impactant, des simulations ont été entreprises avec le plus simple des polyèdres : un cube. Même si cette configuration reste simpliste, elle présente l'avantage de générer des arrêtes et des coins qui génèrent des conditions d'impact particulières. Pour être confrontées au cas sphérique, deux nouvelles configurations ont alors été étudiées pour un impactant cubique : l'une traite d'un contact entre l'impactant et l'ouvrage initié par un coin du cube tandis que l'autre s'intéresse au cas où le contact est initié suivant l'une des ses faces [Figure 4-49].

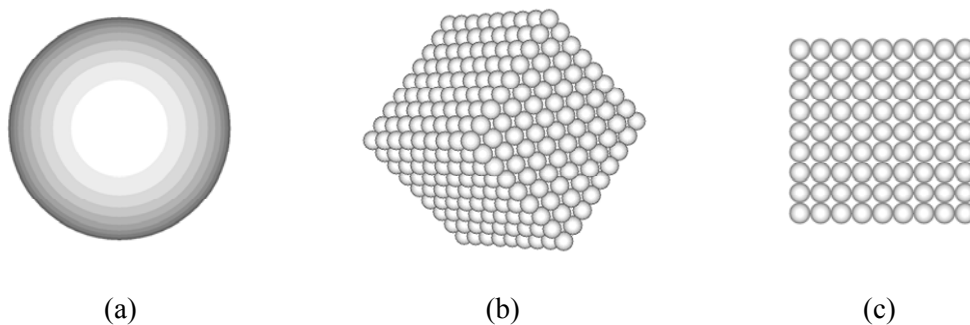


Figure 4-49 : Formes de l'impactant et configurations d'impact testées : bloc sphérique (a), blocs de forme cubique impactant le parement par un coin (b) ou une face plane (c).

La forme de l'impactant et, plus particulièrement, la forme de la surface en contact avec l'ouvrage est un paramètre primordial du modèle. Les enfoncements calculés pour les impactants cubiques se présentant par un coin ou une face sont respectivement 50 % supérieur et réduit de moitié par rapport à une simulation où l'impactant est sphérique [Figure 4-50 a]. Les enfoncements les plus importants s'accompagnent d'une durée d'impact majorée mais surtout d'efforts limités [Figure 4-50 d]. En conséquence, plus les déformations (plastiques) dans la zone d'impact sont importantes, et plus le reste de l'ouvrage semble être épargné [Figure 4-50 b et c]. Dans un but de dimensionnement d'une structure de protection il conviendrait d'étudier les deux configurations enveloppes représentées par des surfaces de contact aigües ou planes. Pour la première, il s'agirait de vérifier que les fortes déformations au niveau de la zone d'impact

n'altèrent pas la stabilité du parement, tandis pour la seconde on s'assurerait plutôt que les efforts ou déformations transmises à l'aval de la structure ne soient destructeurs. L'approche de l'impactant sphérique mise en place dans un but académique de meilleure gestion de la surface d'impact et de comparaison expérimentale numérique facilitée, présente l'avantage de correspondre à une situation intermédiaire aux deux configurations enveloppes discutées ci-dessus.

L'analyse faite sur l'effet de la forme de l'impactant est en accord avec les travaux de [Wang et Cavers 2008], [Degado et al. 2008] et [Breugnot et al. 2010 a] portant sur l'influence de la force des blocs sur la pénétration et les efforts transmis dans un milieu granulaire.

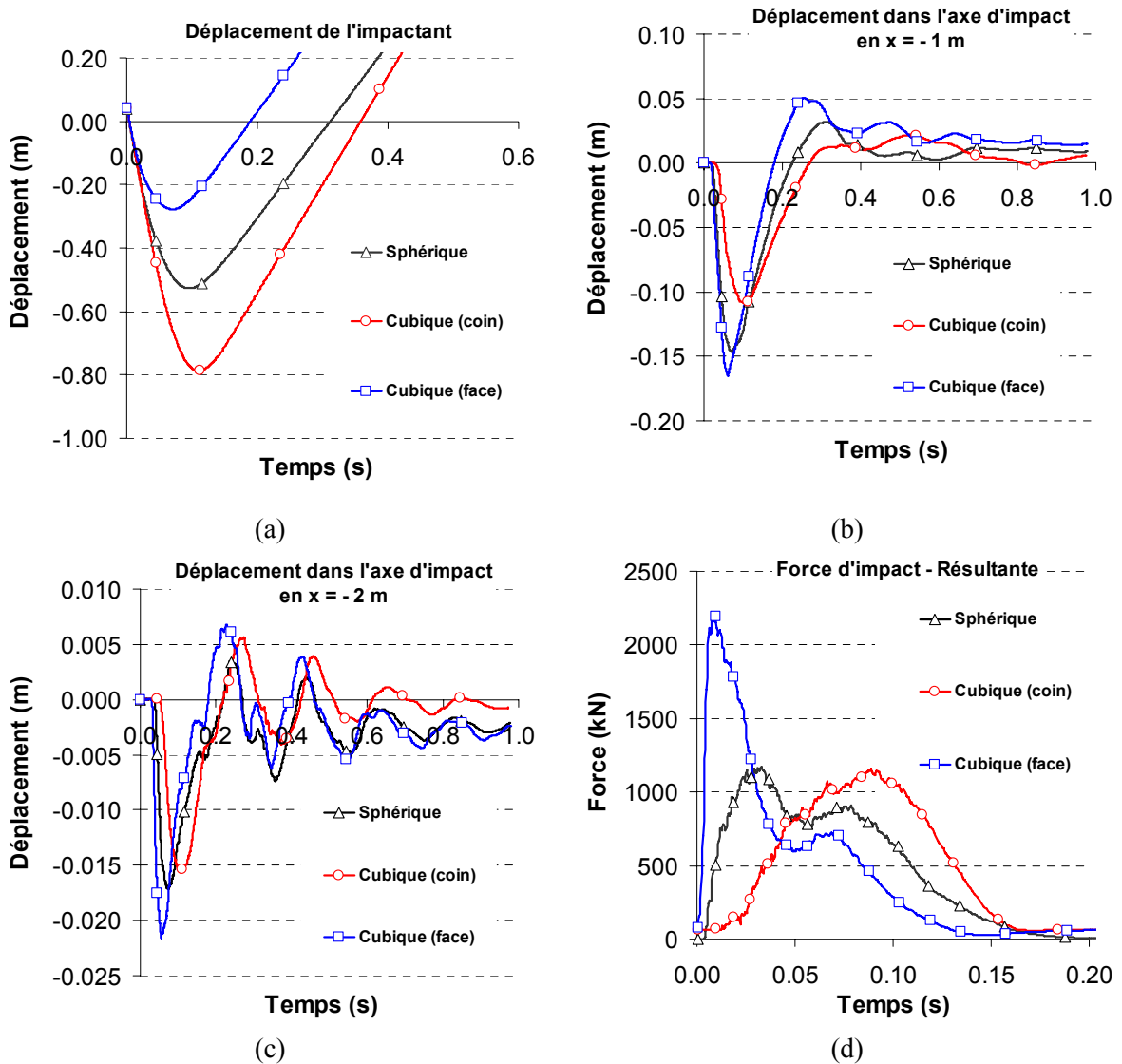


Figure 4-50 : Influence de la forme de la surface de contact, sur le calcul du déplacement horizontal de l'impactant (a), à l'interface parement-noyau (b), à l'interface noyau-remblai (c), et de la force d'impact (d), pour un impact à 500 kJ d'énergie.

IV.3.2. Taille de l'impactant

Les incertitudes liées à l'alea chute de blocs rocheux, incitent le scientifique à considérer des plages de valeurs pour la taille et la vitesse de l'impactant notamment. Dans le cadre d'un impactant modèle sphérique, l'influence de sa taille a été évaluée à travers l'étude de trois blocs de masse $m_I = 3250, 6500$ et 13000 kg. S'il est assez intuitif qu'à vitesse imposée les efforts et les déplacements engendrés dans l'ouvrage seront majorés avec l'augmentation du volume de l'impactant, il est plus difficile d'estimer à l'avance la configuration la plus destructrice pour l'ouvrage, entre un bloc de petite taille animé d'une vitesse importante ou bien un plus gros bloc dont la vitesse est plus faible.

Essais à énergie cinétique constante

Dans un premier temps les essais d'impact sont menés à énergie cinétique initiale constante E_I [éq. (4-11)]. Ainsi, lorsque la masse m_I de l'impactant est diminuée par un facteur 2 la vitesse V_I est elle augmentée d'un facteur $\sqrt{2}$.

$$E_I = \frac{1}{2} m_I \cdot V_I^2 \quad (4-11)$$

A énergie imposée, la masse de l'impactant a des effets plutôt modérés sur les déplacements et sur la valeur maximale de la force de réaction [Figure 4-51]. La grandeur la plus affectée est finalement la durée d'impact qui s'allonge avec le diamètre de la sphère. D'ailleurs, les durées d'impact relevées pour le calcul de la force d'impact pour différents niveaux d'énergie [Figure 4-41] avaient montré une certaine indépendance de la durée de l'impact à l'énergie cinétique. Toute grandeur étant égale par ailleurs, la durée d'un impact dépend essentiellement de la taille de l'impactant.

Même si les réponses en déplacements sont relativement proches les unes des autres, une tendance générale se dégage. Un impactant de petite taille engendre des déformations plus localisées, engendrant des déformations plastiques et des dissipations d'énergie importantes au bénéfice de la partie aval de l'ouvrage qui restera épargnée. A l'inverse, un bloc plus massif intéressera une zone d'ouvrage plus importante, favorisant son arrêt plus précoce mais limitant les déformations plastiques. Une plus grande partie de l'énergie est transmise à l'aval engendrant des déplacements plus importants [Figure 4-51 c].

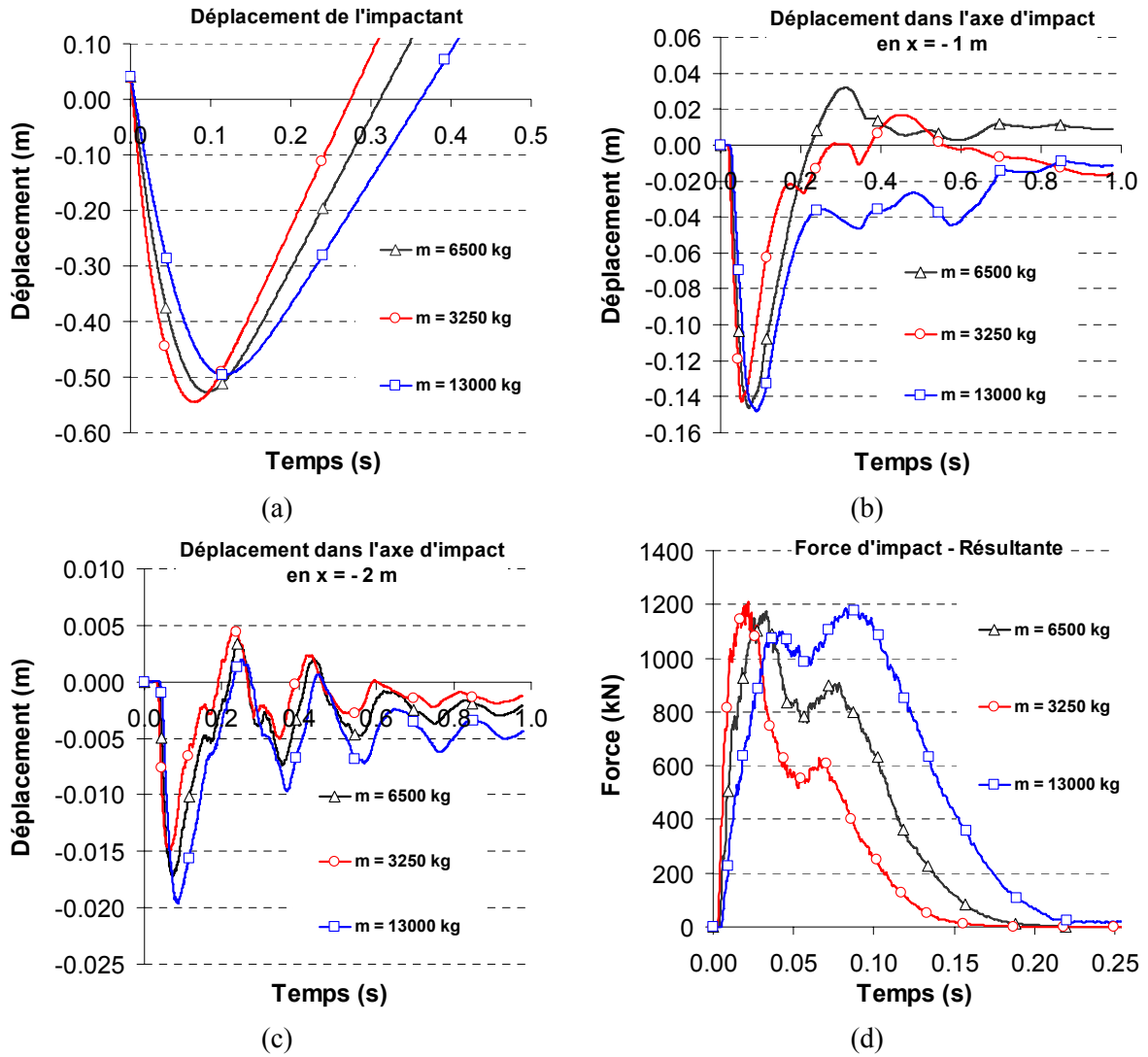


Figure 4-51 : Effet de la taille de l'impactant, à énergie initiale constante ($E_I = 500$ kJ), sur le calcul du déplacement horizontal de l'impactant (a), à l'interface parement-noyau (b), à l'interface noyau-remblai (c), et de la force d'impact (d).

Essais à quantité de mouvement constante

Une autre approche consiste à étudier la variation de la masse de l'impactant non pas à énergie constante mais à quantité de mouvement p_I constante. Cette fois, lorsque la masse m_I de l'impactant est diminuée par un facteur 2 la vitesse V_I est augmentée d'un même facteur [éq. (4-12)].

$$p_I = m_I \cdot V_I \quad (4-12)$$

A quantité de mouvement constante, l'enfoncement des blocs calculé varie de 0,40 m pour le plus petit des blocs jusqu'à près de 0,70 m pour le plus volumineux [Figure 4-52 a]. Dans la structure les déplacements internes suivent la même tendance.

Les forces d'impacts mesurées sont également très différentes, ce constat est valable aussi bien pour l'intensité des efforts que pour les formes des signaux [Figure 4-52 d]. L'analyse effectuée montre alors que la quantité de mouvement n'est pas une grandeur représentative de l'impact. Le terme de vitesse a , à puissance égale, a une influence beaucoup plus marquée sur la réponse de l'ouvrage que le terme de masse.

L'expression des grandeurs principales mesurées (enfouissement et force d'impact), pour caractériser la réponse de la structure, en fonction de la quantité de mouvement permet d'établir des lois quasi linéaires [Figure 4-42], plus faciles à traiter pour éventuellement extrapoler des résultats obtenus. Cependant, pour définir la « puissance » d'un impact, il est préférable d'exprimer le couple masse et vitesse de l'impactant en énergie. En effet, pour les configurations testées, l'indépendance des résultats de simulation est plus marquée pour les essais réalisés à énergie constante.

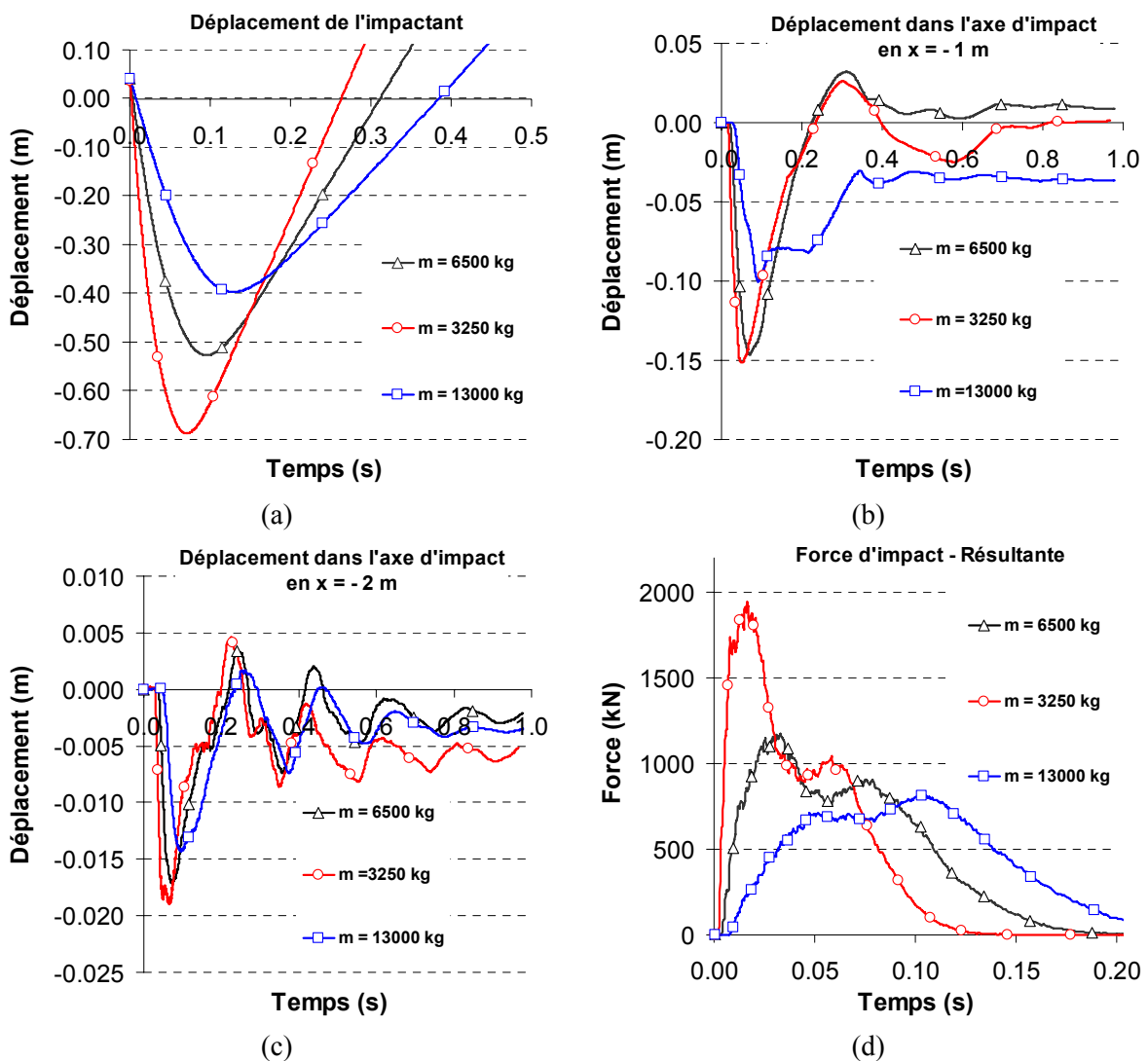


Figure 4-52 : Effet de la taille de l'impactant, à quantité de mouvement initiale constante ($p_I = 84\,000 \text{ kg}\cdot\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$), sur le calcul du déplacement horizontal de l'impactant (a), à l'interface parement-noyau (b), à l'interface noyau-remblai (c), et de la force d'impact (d).

IV.3.3. Position d'impact

Pour faciliter la comparaison entre les différents niveaux d'énergie, les essais ont tous été conduits en imposant l'impact à mi-hauteur du parement. En pratique, l'étude trajectographique permet de déterminer la hauteur maximale de passage des blocs pour une position d'ouvrage fixée. Une fois construite la structure de protection pourra être sollicitée au cours de son histoire par des blocs venant l'impacter à des hauteurs variables.

Dans ce cadre, trois hauteurs différentes d'impact H_i ont été traitées, à savoir $H_i = 2, 3$ et $3,5$ m.

Plus le point d'impact se situe proche de la tête de l'ouvrage plus l'enfoncement de l'impactant calculé est important [Figure 4-53 a]. Dans cette configuration, le confinement apporté par les matériaux est absent dans la partie supérieure de la structure, diminuant ainsi sa résistance apparente. De plus, les faibles contraintes dans cette zone favorisent la rupture des matériaux en cisaillement. Cette diminution de la résistance de l'ouvrage est également quantifiable en relevant la force de réaction sur l'impactant [Figure 4-53 b].

Les impacts en tête d'ouvrage sont les plus préjudiciables du point de vue des déformations engendrées. Pour des ouvrages plus élancés, ce type d'impact engendre un moment de flexion important par rapport à la base du merlon et peut présenter un risque de basculement de la structure.

Enfin, dans cette étude les blocs sont animés d'une vitesse descendante qui limite les possibilités de franchissement. Dans son travail, Plassiard [Plassiard 2010] montre que ce risque est maximal pour une vitesse de translation ascendante et une vitesse de rotation avant de l'impactant.

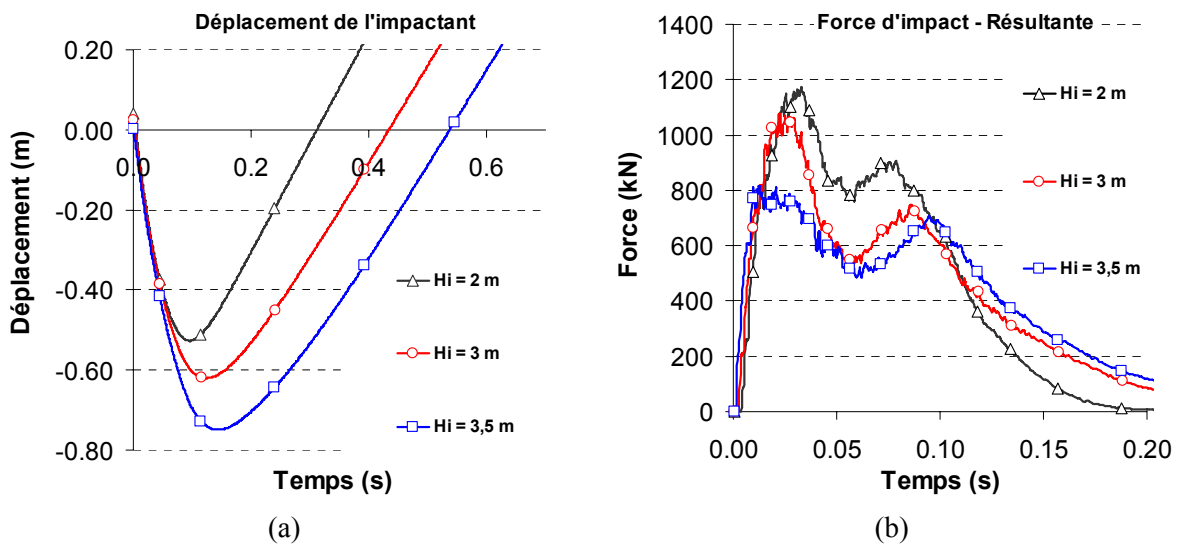


Figure 4-53 : Effet de la hauteur d'impact H_i , sur le calcul du déplacement horizontal de l'impactant (a) et de la force d'impact (b), pour un impact à 500 kJ d'énergie.

V. Bilans et conclusions

La démarche de modélisation mise en place dans ce travail repose sur une approche multi-échelle, en allant de la caractérisation mécanique à l'échelle des matériaux et des cellules de gabion, jusqu'à la simulation d'impact sur un merlon de protection prototype. Un des points forts de cette étude est d'avoir pu s'appuyer sur des campagnes expérimentales apportant des données de calibration ou de confrontation aux modèles numériques élaborés.

La modélisation de l'ouvrage a été possible par le développement d'une approche couplée discret-continu, permettant de simuler le comportement des matériaux granulaires du parement et du noyau par une méthode discrète tout en représentant la condition limite apportée par le remblai technique aval par un milieu continu élastique.

Calibration à l'échelle des matériaux

Le comportement des différents matériaux constitutifs de l'ouvrage a été calibré via les essais de caractérisation disponibles ou à défaut, estimé à partir de données bibliographiques.

Pour les matériaux de remplissage des cellules de gabions, un modèle discret « pulvérulent », défini par des raideurs normale et tangentielle et un coefficient de frottement, a été retenu. L'effet du grillage enveloppant les cellules a été pris en compte par une loi de traction additionnelle dont la raideur en traction a été calibrée à partir d'essais de compression simple réalisés sur des cellules de gabion « pierre ». Cette représentation simplifiée des cages métalliques a cependant permis de reproduire aussi bien qualitativement que quantitativement les réponses expérimentales des cellules de gabion « pierre » pour une compression simple et sous impact. Les études paramétriques ont permis d'identifier que le comportement à l'échelle de la cellule était essentiellement régi par le frottement intergranulaire et la raideur de traction du grillage virtuel.

Le matériau constitutif des cellules du noyau est composé d'un mélange de sable et de 30 % massique de déchet de pneus. Il a été représenté par un milieu homogène dont les paramètres micro-mécaniques ont été calibrés à partir d'essais triaxiaux présentés dans la littérature. De manière semblable à ce qui a pu être fait pour le matériau « pierre », deux échantillons à squelette dense ou lâche ont été étudiés parallèlement pour évaluer l'influence de la compacité sur la réponse des cellules. La principale difficulté à laquelle nous avons été confrontés, a été de représenter un matériau très frottant (angle de frottement macroscopique $\varphi \approx 42^\circ$) mais peu dilatant.

Le remblai technique aval a été modélisé de manière simplifiée par une approche continue élastique. Les paramètres retenus sont ceux couramment présentés pour la caractérisation de remblais compactés.

Simulations d'impact sur un ouvrage de protection

Dans un premier temps, la simulation numérique de l'ouvrage de protection étudié a été menée, non pas pour représenter l'impact d'un bloc rocheux réaliste, mais pour s'approcher au plus près des conditions d'expérimentation. Un effort particulier a été fait pour représenter la cinématique induite par le dispositif expérimental de

« largage ». D'un autre côté, le phasage des essais et les réparations successives n'ont pas été pris en compte.

Une fois la méthode de couplage, les conditions aux limites et la gestion de la cinématique de l'impactant définies, les résultats des simulations ont été confrontés aux mesures expérimentales pour les différents niveaux d'énergie testés. La concordance des résultats entre les approches numérique et expérimentale pour les principales grandeurs étudiées a conduit à une certaine validation de notre modèle même si le phasage expérimental rend difficile une analyse plus poussée des résultats.

Les écarts observés pour la plus haute énergie d'impact (2000 kJ) sont en partie dus au caractère élastique supposé du remblai technique qui empêche toute possibilité de déformation plastique. Autre limite, la restitution élastique en fin d'impact de l'ouvrage modélisé semble trop importante comparée aux résultats expérimentaux et rend par conséquent difficile la simulation du phasage des différents essais.

Différentes configurations d'ouvrage ont ensuite été évaluées à travers des études paramétriques pour mettre en évidence les paramètres les plus influents du modèle.

La raideur de traction du grillage virtuel, le frottement inter particulaire ainsi que l'état de compacité des échantillons discrets pilotent majoritairement la réponse de la structure sous impact. Ce constat est davantage vérifié pour la modélisation du parement que du noyau, en raison des sollicitations et des déformations beaucoup plus importantes dans cette partie de l'ouvrage. L'analyse de la compacité de l'ouvrage nous a semblé intéressante dans le sens où l'utilisation d'échantillons à squelette lâche tend à dissiper davantage d'énergie, et à concentrer les déformations au niveau du parement au bénéfice de la sauvegarde de la partie aval de la structure. Il est alors nécessaire de rappeler que l'une des philosophies du projet REMPARE était de concevoir des structures cellulaires capables de concentrer les déformations, dans le but de remplacer après impact à haut niveau d'énergie, un nombre réduit de cellules du parement.

La confrontation du modèle numérique avec les résultats de l'expérimentation a permis d'apporter des éléments de validation à l'approche mise en place et au modèle construit. A titre exploratoire, l'ouvrage modélisé a été éprouvé dans des conditions d'impact variées (taille, forme des blocs et hauteur d'impact variables) qui ont permis de dégager certaines tendances concernant les situations les plus préjudiciables à traiter lors de la vérification d'un ouvrage de protection. Cette étude complémentaire montre alors les potentialités de l'utilisation d'un modèle validé à des situations plus réalistes dans un but d'aide au dimensionnement des structures de protection.

Limites et Perspectives

Un effort important a été consacré à la représentation du comportement mécanique du parement impacté et du noyau en conservant le caractère cellulaire de la structure, au détriment du comportement du remblai technique aval. En effet la condition d'élasticité retenue pour cette partie de l'ouvrage est une hypothèse forte qui empêche toute plastification et par conséquent tout dimensionnement à la rupture du remblai.

De notre étude il ressort la nécessité d'utiliser une loi de comportement plus réaliste dans la partie aval de l'ouvrage, notamment pour les plus hautes énergies. A ce jour la méthode de couplage ne permet pas de transmettre la plasticité du discret vers le continu. Ce résultat ne pourrait aboutir qu'au prix d'un effort de développement important.

Chapitre 4 : Simulation d'impacts sur un merlon de protection pare-blocs

Une alternative consisterait à augmenter la taille du modèle discret pour élargir la zone d'intérêt à une partie du remblai technique par exemple. Il est alors nécessaire de veiller à ce que le nombre d'éléments discrets mis en place ne soit pas prohibitif d'un point de vue des puissances de calcul.

La méthode approchée de modélisation de l'effet d'enveloppe apporté par le grillage des cages de gabion, a permis de reproduire un certain nombre de phénomènes aussi bien pour des sollicitations quasi-statiques que dynamiques. Ces avancées peuvent être mises à profit pour étudier d'autres ouvrages géotechniques mettant en œuvre des composants cellulaires de type gabion.

Dans le cadre du projet REMPARE, en plus de la structure de protection avec un remblai technique placé à l'aval, deux autres structures entièrement cellulaires ont été testées [Figure 4-54]. La présence d'éléments cellulaires sur la face aval, garantit à l'ouvrage une emprise minimale particulièrement intéressante en territoire montagneux accidenté. Une perspective intéressante du travail présenté dans ce chapitre, serait de bénéficier des modèles de gabions « pierre » et « sable + déchiquetas de pneus » pour simuler le comportement des structures élancées cellulaires, puis à nouveau comparer les résultats calculés à ceux obtenus expérimentalement.



Figure 4-54 : Photographie, après impact, d'un merlon à technologie cellulaire, composé de gabions « pierre » aux parements amont et aval et de gabions « sable + déchiquetas de pneus » dans le noyau.

Conclusion générale

Dans le cadre de cette thèse, l'étude du comportement mécanique des merlons de protection pare-blocs à technologie cellulaire a été abordée. Les géocellules mises en œuvre dans ce type d'ouvrage sont composées de cages grillagées remplies de géomatériaux le plus souvent de nature granulaire. Cette technologie confère aux merlons étudiés une modularité et une réparabilité accrues tout en bénéficiant des grandes capacités de déformation et de dissipation d'énergie des géomatériaux.

Le manque de méthodes de dimensionnement dans le domaine des structures de protection pare-blocs, nous a conduits à appréhender leur comportement mécanique sous impact par une démarche de modélisation numérique.

Une méthode innovante couplant les approches discrète et continue a alors été développée dans le but de pouvoir conserver la précision de modélisation dans les zones fortement sollicitées proches de l'impact, tout en assurant la représentation du comportement mécanique de l'ensemble de la structure. La méthode des éléments discrets permet de représenter la nature granulaire des géomatériaux, le caractère cellulaire des ouvrages, et présente l'avantage de supporter les grandes déformations induites par l'impact. La méthode continue aux différences finies introduite, est utilisée pour la modélisation des matériaux soumis à de plus faibles sollicitations et peut être vue comme une condition limite à la zone d'intérêt.

Le modèle développé est mis à contribution pour la simulation d'impacts opérée sur un ouvrage prototype expérimenté dans le cadre du projet ANR REMPARe. L'ouvrage, largement instrumenté, fournit les données pour la validation de la démarche de modélisation mise en place.

Synthèse bibliographique

Dans un premier chapitre, l'étude bibliographique s'est intéressée aux différentes références traitant de l'impact sur des matériaux granulaires de type sol et plus particulièrement sur des ouvrages de protection pare-blocs. Les méthodes analytiques simples permettant de calculer les efforts et les déformations sont en nombre réduit dans la littérature et se limitent à des configurations particulières d'impact et d'ouvrage. Seuls les travaux ciblés sur des expérimentations et des modélisations à l'échelle de l'ouvrage fournissent des ordres de grandeurs et par conséquent une véritable aide pour le dimensionnement de structures pare-blocs. Les autres références, exposées dans le but d'identifier les principaux phénomènes physiques et les paramètres les plus influents lors de l'impact, apportent une aide au choix de l'approche numérique à adopter pour une modélisation fine de la réponse d'un ouvrage.

La variabilité des constitutions d'ouvrage (technologies et matériaux) et les diverses configurations d'impact (forme et taille des blocs, énergie et rotation des blocs, incidence et hauteur d'impact, ...) nous ont incités à adopter une approche numérique pour la représentation des ouvrages de protection sous impact.

Les modèles discrets 3D rencontrés, applicables en dynamique, nous ont semblé offrir les plus grandes perspectives quant au traitement de l'impact, des grandes déformations et des comportements mécaniques complexes des matériaux dans ces conditions extrêmes.

Modélisation des matériaux granulaires

Dans la zone d'impact, le comportement des matériaux granulaires a été décrit à l'aide de la méthode des éléments discrets. Les matériaux sont alors représentés par un ensemble de particules sphériques en interaction dont le comportement est régi par des lois de comportement au niveau des contacts. Cette approche apparaît particulièrement adaptée pour la description des discontinuités matérielles, des zones de rupture et des déformations importantes.

Nous nous sommes focalisés sur l'étude des matériaux purement pulvérulents. Le modèle de contact est alors composé de ressorts normaux et tangentiels associés à un palier frottant dans la direction tangentielle. Nous avons également introduit, comme éléments de base, les *clumps* qui permettent d'apporter suffisamment d'angularité pour simuler des matériaux pulvérulents possédant une forte résistance au cisaillement.

Pour disposer d'un outil efficace, il a été essentiel de se doter d'une procédure d'élaboration d'échantillon et d'une démarche de calibration des micro-paramètres du modèle discret. Le travail portant sur la conception du squelette a permis d'aboutir à des échantillons homogènes et isotropes tout en contrôlant sa porosité par l'introduction d'un coefficient de frottement inter particulaire. Pour affecter aux micro-paramètres des valeurs rendant compte d'un comportement mécanique macroscopique identifié, des essais triaxiaux numériques ont été modélisés.

Les principales difficultés identifiées dans ce travail sont liées à la volonté de simuler des matériaux pulvérulents très frottants. Tout d'abord, les angles de frottement macroscopiques très importants ($\varphi > 40^\circ$) n'ont pu être simulés en conservant un coefficient de Poisson réaliste. Etant donné l'importance de la plastification des sols lors de l'impact il a été choisi de dégrader le coefficient de Poisson, représentatif du domaine élastique, pour parvenir à simuler des angles de frottement importants. Nous nous sommes également confrontés à la difficulté de simuler des matériaux très frottants et peu dilatants même en mettant en œuvre des squelettes à forte porosité.

Dans le but de conférer au modèle une plus grande représentativité du comportement de géomatériaux pulvérulents, un travail pourra être mené à la fois sur la forme des éléments de base et sur les lois de contact utilisées. Pour rendre applicable la procédure de calibration à un plus grand nombre de matériaux et de technologies adoptés dans les structures de protection, il peut être envisagé d'étendre l'étude aux matériaux cohésifs.

Le modèle proposé repose essentiellement sur une description du réarrangement granulaire et de la rupture par frottement dans les géomatériaux, et la démarche de calibration s'appuie sur des essais triaxiaux quasi-statiques. Sous impact, les phénomènes physiques identifiés peuvent être plus variés (fracturation, viscosité,...) et, pour être modélisés finement, de nouvelles lois de comportement doivent être développées. Cette démarche ne peut être valide qu'en s'appuyant sur des essais expérimentaux en dynamique ou sous impact.

Couplage discret-continu

Un des points clé de ce travail a été de combiner les approches discrète et continue dans un même modèle. Parmi les méthodes de couplages présentées dans la littérature, nous avons étudié deux approches, l'une bord-à-bord et l'autre avec recouvrement, adaptées

Conclusion générale

aux matériaux du génie civil (structure amorphe du squelette discret) et applicables pour des sollicitations dynamiques.

Dans ce type d'approche, la continuité matérielle entre les domaines discret et continu est assurée en contraignant leurs degrés de liberté via des relations cinématiques. Dans la zone de jonction, les énergies des deux sous-domaines sont combinées, et la résolution du problème couplé se fait via la méthode des multiplicateurs de Lagrange.

Dans cette étude, les couplages ont été mis en place pour des matériaux dont le comportement est régi par des lois élastiques linéaires.

Les deux approches bord-à-bord et avec recouvrement ont été testées et validées à la fois pour des applications statiques et dynamiques, à partir des simulations d'un essai triaxial quasi-statique, d'un essai de compression dynamique et d'une modélisation d'impact.

En diminuant le nombre de liens cinématiques, la méthode de couplage sans recouvrement a permis de dégager des gains importants en termes de temps de simulation sans toutefois affecter la précision des résultats. L'approche avec recouvrement présente cependant le mérite de rendre possible le traitement numérique d'éventuelles réflexions d'ondes au niveau de la jonction.

L'outil construit autorise la transmission des efforts et des déformations du discret vers le continu, et ce pour des applications dynamiques. La limite majeure réside dans le fait que ce travail se restreint aux matériaux décrits par des lois élastiques linéaires. Une avancée pourrait être d'étendre la méthode de couplage employée aux lois élastiques non linéaires. Idéalement, il serait intéressant de se doter d'un outil capable de transmettre la plasticité du discret vers le continu mais ce résultat ne pourrait cependant aboutir qu'au prix d'un effort de développement important.

Simulation d'un merlon de protection impacté

Les différents développements numériques conduits dans les chapitres précédents ont été mis en œuvre pour la modélisation d'un merlon prototype impacté dans le cadre des expérimentations du projet ANR REMPARe. L'ouvrage d'étude, dit « à technologie cellulaire », est composé d'un parement constitué de gabions remplis de pierres concassées, d'un noyau constitué de gabions remplis par un mélange de sable et de déchiquetas de pneus, et d'un remblai technique placé à l'aval.

Le merlon prototype a été très largement instrumenté (accéléromètres, capteurs de déplacements, inclinomètres, enregistrement vidéo,...), ce qui a permis de caractériser la réponse de l'ouvrage sous impact et d'apporter des données de comparaison pour la confrontation avec l'approche numérique.

La modélisation numérique de l'ouvrage repose sur une méthode couplée discret-continu où le parement et le noyau sont représentés par une approche discrète tandis que le remblai est approché par un modèle continu.

La calibration des micro-paramètres des matériaux granulaires est basée sur la simulation d'essais triaxiaux à partir des résultats d'essais ou des paramètres macroscopiques rencontrés dans la littérature.

Un des points forts de cette étude a été de conserver le caractère cellulaire de l'ouvrage en introduisant, sur le pourtour de la cellule, une loi de traction au modèle discret d'un matériau pulvérulent pour représenter l'effet d'enveloppe apporté par le grillage métallique des gabions.

Conclusion générale

La loi de traction additionnelle a été calibrée puis validée en simulant la réponse d'une cellule de gabion soumise à un essai de compression simple puis à un essai d'impact. L'influence des paramètres relatifs au comportement du grillage ou du matériau de remplissage a été évaluée par le biais d'études paramétriques.

En ce qui concerne le remblai technique aval, la modélisation reste sommaire et est définie par une loi de comportement élastique linéaire.

La comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux a montré une bonne capacité de notre modèle à représenter la réponse mécanique de l'ouvrage, au moins pour des énergies d'impact modérées. Pour la plus haute énergie testée, des écarts sont observés notamment au niveau des déplacements dans le remblai. Une partie de ces écarts peut être attribuée au choix du comportement élastique linéaire.

Après la validation du modèle élaboré, des études paramétriques ont permis d'identifier la raideur de traction du grillage, le frottement intergranulaire et l'état de compacité comme les paramètres les plus influents.

Dans un second temps, les simulations complémentaires ont apporté des éléments quant au dimensionnement des merlons de protection par une approche numérique. Il apparaît alors nécessaire dans ce type d'étude d'envisager différentes configurations d'impact (taille et forme des blocs, hauteur d'impact) pour identifier les conditions les plus préjudiciables pour la vérification de l'ouvrage.

Le modèle numérique élaboré se focalise essentiellement sur l'étude des comportements du parement et du noyau. Il permet ainsi d'estimer les déformations engendrées par l'impact dans la partie cellulaire et peut conduire à déterminer les critères de réparation de l'ouvrage.

En adoptant une approche numérique, le travail de développement mené reste applicable ou adaptable à d'autres dimensions d'ouvrages, d'autres matériaux et d'autres caractéristiques d'impactant (taille et forme des blocs, et énergie). Cette démarche représente une aide au dimensionnement des ouvrages.

En ce qui concerne les limites de ce travail, la modélisation du comportement du remblai technique aval par une loi élastique linéaire s'est avérée pénalisante notamment pour les plus hautes énergies d'impact. Ce manque est à corrélérer directement avec l'utilisation d'une approche couplée qui n'autorise à ce jour que la mise en place de matériaux élastiques. Une voie d'amélioration pourrait être d'augmenter la taille du modèle discret et de représenter une partie du remblai technique aval par une loi élasto-plastique.

Les perspectives de ce travail concernent principalement l'application des modèles cellulaires de type gabions développés, à d'autres ouvrages géotechniques ou à d'autres types de structures de protection pare-blocs. Les deux autres ouvrages prototypes, testés dans le cadre du projet REMPARE, et constitués uniquement d'éléments cellulaires représentent une opportunité intéressante pour poursuivre le développement et la validation des modèles approchés proposés.

Références bibliographiques

[AFNOR 1996] – NF P95-307, Equipement de protection contre les éboulements rocheux - Terminologie. AFNOR, 1996.

[AFNOR 2004] – NF P94-235-1, Exécution des travaux géotechniques spéciaux. Ouvrages en gabions : ouvrages hors site aquatique. AFNOR, 2004.

[Aminata et al. 2008] – Aminata D., Yashima A., Sawada K., Sung E., New protection against rockfall using a ductile cast iron panel. Journal of natural Disaster Science, vol 30, n° 1, pp 25-33, 2008.

[Anciaux 2007] – Anciaux G., Simulation multi-échelle des solides par une approche couplée dynamique moléculaire/éléments finis. De la modélisation à la simulation haute performance. Thèse de doctorat, Université de Bordeaux I, 2007.

[Bardet 1994] – Bardet J.P., Observations on the effects of particle rotations on the failure of idealized granular materials. Mechanics of Materials, vol 18, pp 159-182, 1994.

[Bardet 1998] – Bardet J.-P., Introduction to computational granular mechanics. Behaviour of granular materials, pp 99-169, 1998.

[Bardet et Proubet 1989] – Bardet J.P., Proubet J., Application of micromechanics to incrementally non linear constitutive equations for granular media. Powders and Grains, Clermont-Ferrand, 4-8 septembre 1989.

[Belytschko et Xiao 2003] – Belytschko T., Xiao S.P., Coupling methods for continuum model with molecular model. International journal for multiscale computational engineering, vol 1, 2003.

[Bertrand 2006] – Bertrand D., Modélisation du comportement mécanique d'une structure cellulaire soumise à une sollicitation dynamique localisée - Application aux structures de protection contre les éboulements rocheux. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble, 2006.

[Bertrand et al. 2005] – Bertrand D., Nicot F., Gotteland P., Lambert S., Modelling a geocomposite cell using discrete analysis. Computers and Geotechnics, vol 32, pp 564-577, 2005.

[Bertrand et al. 2007] – Bertrand D., Gotteland Ph., Nicot F., Lambert S., Gras V., Structures géocomposites cellulaires, modélisation de la réponse à un impact localisé. 18ème Congrès Français de Mécanique, Grenoble, 27-31 août 2007.

[Billiaux et Cundall 1993] – Billiaux D., Cundall P.A., Modelling of geomaterials using the Lagrangian element method. Revue Française de Géotechnique, vol 63, pp 9-21, 1993.

[Blovisky 2002] – Blovisky S., Model tests on protective barriers against rockfall. 15th EYGEC European Young Geotechnical Engineers, Dublin, 2002.

[Bolton 1986] – Bolton M.D., The strength and dilatancy of sands. Geotechnique 36 (1), pp 65-78, 1986.

Références bibliographiques

[Bourrier 2008] – Bourrier F., Modélisation de l'impact d'un bloc rocheux sur un terrain naturel. Application à la trajectographie des chutes de blocs. Thèse de doctorat. Institut Polytechnique de Grenoble, 2008.

[Bourrier et al. 2009] – Bourrier F., Gotteland P., Breugnot A., Villard P., Lambert S., Modélisations comparées d'un ouvrage de protection pare-blocs soumis à un impact. 28èmes rencontres AUGC, Saint Malo, France, 2009.

[Bourrier et al. 2010] – Bourrier F., Gotteland P., Heymann A., Lambert S., Evaluation of the efficiency of a model of rockfall protection structures based on real-scale experiments. Proceedings of the seventh European conference on NUMerical Methods in Geotechnical Engineering (NUMGE 2010), Trondheim, Norway, pp 441-446, 2-4 June 2010.

[Breugnot 2007] – Breugnot A., Comportement mécanique d'un merlon de protection à technologie cellulaire. Mémoire de Recherche, Master MCGM, Université Joseph Fourier, Grenoble, 2007.

[Breugnot et al. 2010 a] – Breugnot A., Gotteland Ph., Villard P., Garcin P., Modelling of block impacts with a combined discrete-continuum approach. Third Euro-Mediterranean Symposium on Advances in Geomaterials and Structures (AGS'10), Djerba, Tunisia, May 2010, pp 289-295.

[Breugnot et al. 2010 b] – Breugnot A., Gotteland Ph., Villard P., Numerical modelling of impacts on granular materials with a combined discrete - continuum approach. Proceedings of the seventh European conference on NUMerical Methods in Geotechnical Engineering (NUMGE 2010), Trondheim, Norway, 2-4 June 2010, pp 477-482.

[Broughton et al. 1999] – Broughton J., Abraham F., Bernstein N., Kasiras E., Concurrent coupling of length scales: methodology and application. Physical Review B, vol 60, pp 2391-2403, 1999.

[Burroughs et al. 1993] – Burroughs D., Henson H., Jiang S.S., Full scale geotextile rock barrier wall testing, analysis and prediction. Geosynthetics'93, Vancouver, Canada, 1993.

[Cai et al. 2007] – Cai M., Kaiser P.K., Morioka H., Minami M., Maejima T., Tasaka Y., Kurose H., FLAC/PFC coupled numerical simulation of AE in large-scale underground excavations. International journal of rock mechanics & mining sciences, vol 44, pp 550-564, 2007.

[Calveti 1998] – Calveti F., Distinct element evaluation of the rock-fall design load for shelters. Rivista Italiana di Geotecnica, vol 3, pp 63-83, 1998.

[Calveti et al. 2003] – Calveti F., Viggiani G., Tamagnini C., A numerical investigation of the incremental behavior of granular soils. Rivista Italiana di Geotecnica, vol 3, pp 11-29, 2003.

[Calveti et al. 2005] – Calveti F., Di prisco C., Vecchiotti M., Experimental and numerical study of rock-fall impacts on granular soils. Rivista Italiana di Geotecnica, vol 4, 2005.

[Cambou et al. 1995] – Cambou B., Dubujet P., Emeriault F., Sidoroff F., Homogenization for granular materials. European Journal of Mechanics – A/ Solids, vol 14 (2), pp 255-276, 1995.

[Castiglia et al. 2002] – Castiglia C., Oggeri C., Peila D., Comportamento di rilevati paramassi rinforzati con geogriglie soggetti ad impatto controllato ad elevate energia d'urto di massi standardizzati. Politecnico di Torino, 2002.

Références bibliographiques

[Caudron 2007] – Caudron M., Etude expérimentale et numérique de l'interaction sol-structure lors de l'occurrence d'un fontis. Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 2007.

[Caudron et al. 2006] – Caudron M., Emeriault F., Kastner R., Al Heib M., Numerical modeling of the soil structure interaction during sinkholes. Numerical methods in geotechnical engineering, Graz, Austria, 2006.

[Champaney] – Champaney L., Dynamique des constructions. Vibrations des systèmes continus (Barres et Poutres). Notes de cours ENSMP, http://laurent.champaney.free.fr/perso/cours_vib.html

[Chareyre 2003] – Chareyre B., Modélisation du comportement d'ouvrages composites sol-géosynthétique par éléments discrets. Application aux ancrages en tranchées en tête de talus. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble, 2003.

[Chareyre et Villard 2003] – Chareyre B., Villard P., Discrete element modeling of curved geosynthetic anchorages with known macro-properties. Numerical Modelling in Micromechanics via Particle Methods, Proceedings of the First International PFC Symposium, Konietzky (ed), Gelsenkirchen, Germany, pp 197-203, 2003.

[Charles et Watts 1980] – Charles J.A., Watts K.S., The influence of confining pressure on the shear strength of compacted rockfill. Geotechnique, vol 30 (4), pp 353-367, 1980.

[Colliat-Dangus et al. 1988] – Colliat-Dangus J.L., Desrues J., Foray P., Triaxial testing of granular soil under elevated cell pressure. Advanced triaxial testing of soil and rock. American Society for Testing and Materials STP 977 (Philadelphia, USA), Donaghe et al. (eds), pp 290-310, 1988.

[Cundall 1971] – Cundall P.A., A computer model for simulating progressive large scale movements of blocky rock systems. In proceedings of the symposium of the international society of rock mechanics, vol 1, pp 132-150, 1971.

[Cundall 1987] – Cundall P. A., Distinct element model of rock and soil structure. Analytical and computational methods in engineering rock mechanics, ch 4, pp 129-163, E.T. Brown, Ed. London: Allen & Unwin., 1987.

[Cundall 1988] – Cundall P.A., Computer simulations of dense sphere assemblies. Micromechanics of granular materials, pp 113-123. M. Satake and J.T. Jenkins, Eds. Amsterdam: Elsevier Science Publishers B.V., 1988.

[Cundall et al. 2003] – Cundall P.A., Ruest M.R., Guest A.R., Chitombo G., Evaluation of schemes to improve the efficiency of a complete model of blasting and rock fracture. Numerical modelling in micromechanics via particle methods. Konietzky (ed.), pp 107-115.

[Cundall et Strack 1979] – Cundall P.A., Strack O.D.L., A discrete numerical model for granular assemblies. Geotechnique, vol 29 (1), pp 47-65, 1979.

[Curtin et Miller 2003] – Curtin W.A., Miller R.E., Atomistic/continuum coupling in computational materials science. Modelling and simulation in materials science and engineering, vol 11, pp 33-68, 2003.

Références bibliographiques

[Dedecker et al. 2007] – Dedecker F., Cundall P., Billaux D., Groeger T., Evaluation of damage-induced permeability using a three-dimensional Adaptive Continuum/Discontinuum Code (AC/DC). *Physics and chemistry of the earth*, vol 32, pp 681-690, 2007.

[Degago et al. 2008] – Degago S.A., Ebeltoft R., Nordal S., Effect of rock fall geometries impacting soil cushion: A numerical procedure. The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG), Goa, India, 1-6 October 2008.

[Degny 1984] – Degny E., Etude du comportement d'un sable dense à l'aide d'une presse tridimensionnelle. Thèse de doctorat, Université scientifique et médicale et INPG, Grenoble, 1984.

[Deluzarche 2004] – Deluzarche R., Modélisation discrète des enrochements. Application aux barrages. Thèse de doctorat, Ecole Centrale Lyon, Lyon, 2004.

[Deluzarche et Cambou 2005] – Deluzarche R., Cambou B., Discrete numerical modelling of rockfill dams. *International Journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, vol 1, pp 1-22, 2005.

[Descœudres 1997] – Descœudres F., Aspects géomécaniques des instabilités de falaises rocheuses et des chutes de blocs. Publication de la société Suisse de mécanique des sols et des roches, vol 135, pp 3-11, 1997.

[Di Prisco et Vecchiotti 2006] – Di Prisco C., Vecchiotti M., A rheological model for the description of boulder impacts on granular strata. *Geotechnique*, vol 56 (7), pp 469-482, 2006.

[Donev et al. 2004] – Donev A., Cisse I., Sachs D., Variano E.A., Stillinger F.H., Connelly R., Torquato S., Chaikin P.M., Improving the density of jammed disordered packings using ellipsoids. *Science*, vol 303, pp 990-993, 2004.

[Donzé et Magnier 1997] – Donzé F.V., Magnier S.-A., " Spherical Discrete Element Code ", Discrete Element Project Report n°2 Geotop, Université du Québec à Montreal, 1997.

[Duriez 2009] – Duriez J., Stabilité des massifs rocheux : une approche mécanique. Thèse de doctorat, Institut Polytechnique de Grenoble, Grenoble, 2009.

[Elmekati et Shamy 2010] – Elmekati A., Shamy U.E., A practical co-simulation approach for multiscale analysis of geotechnical systems. *Computers and geotechnics*, vol 37 (4), pp 494-503, 2010.

[Fazekas et al. 2005] – Fazekas S., Torok J., Kertesz J., Wolf D.E., Computer simulation of three dimensional shearing of granular materials: formation of shear bands. *Powders and Grains*, pp 223-226, 2005.

[Foose et al. 1996] – Foose G.J., Benson C.H., Bosscher P.J., Sand reinforced with shredded waste tires. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol 122 (9), pp 760-767, 1996.

[Frangin 2008] – Frangin E., Adaptation de la méthode aux éléments discrets à l'échelle de l'ouvrage en béton armé. Une approche couplée éléments discrets éléments finis. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble, 2008.

Références bibliographiques

[Frangin et al. 2007] – Frangin E., Marin P., Daudeville L., Approche couplée éléments discrets/finis pour la simulation d'un impact sur ouvrage. Revue européenne de mécanique numérique, vol 16 (8), pp 989-1009, 2007.

[Frossard 1979] – Frossard E., Effect of sand grain shape on interparticle friction; indirect measurements by Rowe's dilatancy theory. Geotechnique, vol 29 (1), pp 341-350, 1979.

[Frossard 2001] – Frossard E., L'approche énergétique des milieux granulaires. Poudres et grains, Numéro spécial NS-2, pp 1-56, 2001.

[Gavoille et al. 2009] – Gavoille S., Rey C., Delaplace A., Mariotti C., Etude d'un couplage discret/continu en dynamique explicite. 9ème colloque national en calcul des structures, Giens (Var), 25-29 Mai 2009.

[Goldsmith 1960] – Goldsmith W., Impact: The theory and physical behaviour of colliding solids, Doved Ed., 1960.

[Gotteland et al. 2007] – Gotteland Ph., Lambert S., Salot C., Gras V., Investigating the strength characteristics of tyre chips - sand mixtures for geo-cellular structure engineering. International workshop on scrap tire derived geomaterials - Opportunities and challenges, Yokosuka, Japan, 23-24 March 2007, 11 p.

[Hearn et al. 1995] – Hearn G., Barrett K., Henson H.H., Development of effective rockfall barriers. Journal of transportation engineering, pp 507-516, 1995.

[Hearn et al. 1996] – Hearn G., Barrett K., Henson H.H., Testing and modelling of two rockfall barriers. Transportation research record, 1996.

[Hentz et al. 2004] – Hentz S., Daudeville L., Donzé F.V., Identification and validation of a discrete element model for concrete. Journal of Engineering Mechanics, vol 130 (6), pp 709-719, 2004.

[Hertz 1881] – Hertz H., Über die Berührung fester elastischer Körper (Sur le contact entre corps élastiques), J. für reine und angewandte Mathematik, vol. 92, pp 156-171, 1881.

[Heymann et al. 2010] – Heymann A., Lambert S., Gotteland Ph., Collombet M., Douaillat M., Expérimentations grandeur réelle sur merlons de protection contre les chutes de blocs rocheux. JNGG, Grenoble, 7-9 juillet 2010.

[Heymann 2011] – Approche expérimentale du comportement mécanique des géo-ouvrages à technologie cellulaire. Application aux ouvrages pare-blocs. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble, 2011 (en préparation).

[Itasca 2006] – Itasca Consulting Group, FISH in PFC3D, PFC3D Version 3.1, 2006.

[Itasca 2006 b] – Itasca Consulting Group, Theory and Background, PFC3D Version 3.1, 2006.

[Itasca 2006 c] – Itasca Consulting Group, User's guide, PFC3D Version 3.1, 2006.

[Iwashita et Oda 1998] – Iwashita K., Oda M., Rolling resistance at contacts in simulation of shear band development by DEM. Journal of Engineering Mechanics, vol 124 (3), 1998.

Références bibliographiques

- [Iwashita et Oda 2000] – Iwashita K., Oda M., Micro-deformation mechanism of shear banding process based on modified distinct element method. *Powder Technology*, vol 109, pp 192-205, 2000.
- [Japan Road Association 2000] – Japan Road Association, Rockfall measures manual (in japonese), 422 p, 2000.
- [Jarrin 2001] – Jarrin P., Trajectographie des blocs rocheux. Mémoire de thèse professionnelle, ENSMP, Géolithe, 2001.
- [Jean 1999] – Jean M., The non-smooth contact dynamics method. *Computer methods in applied mechanics engineering*, vol 177, pp 235-257, 1999.
- [Jean et Moreau 1992] – Jean M., Moreau J.-J., Unilaterality and granular friction in the dynamics of rigid body collections. *Proceedings of the Contact Mechanics International Symposium*, pp 31-48, 1992.
- [Jenck 2005] – Jenck O., Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales. Modélisation physique et numérique. Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées, Lyon, 2005.
- [Jerrier et al. 2009] – Jerrier J.F., Imbault D., Donzé F.V, Doremus P., A geometric algorithm based on tetrahedral meshes to generate a dense polydisperse sphere packing. *Granular Matter*, vol 11, 2009.
- [Jodrey et Tory 1985] – Jodrey W.S., Tory E.M., Computer simulation of close random packing of equal spheres. *Physical Review A*, vol 32 (4), pp 2347-2351, 1985.
- [Katzenbach et Schmitt 2004] – Katzenbach R., Schmitt A., Micromechanical modelling of granular material under triaxial and oedometric loading. *Numerical modelling in micromechanics via particle methods. Proceeding of the 2nd International PFC Symposium*, pp 313-322, Kyoto, Japan, October 2004.
- [Kawahara et Muro 2006] – Kawahara S., Muro T., Effects of dry density and thickness of sandy soil on impact response due to rockfall. *Journal of terramechanics*, vol 43, pp 329-340, 2006.
- [Labiouse et al. 1994] – Labiouse V., Descoedres F., Montani S., Schmidhalter C.-A., Etude expérimentale de la chute de blocs rocheux sur une dalle en béton armé recouverte par des matériaux amortissants. *Revue Française de Géotechnique*, vol 69, pp 41-62, 1994.
- [Labiouse et al. 1996] – Labiouse V., Descoedres F., Montani S., Experimental study of rock sheds impacted by rock blocks. *Structural Engineering International*, vol 3, pp 171-175, 1996.
- [Lambert 2007] – Lambert S., Comportement mécanique des géo-cellules. Application aux constituants de merlons pare-blocs cellulaires. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble, 2007.
- [Lambert et al. 2007] – Lambert S., Gotteland Ph., Bertrand D., Nicot F., Comportement mécanique de géocellules sous impact. Application aux ouvrages pare-blocs. *Revue Française de Géotechnique*, n° 119, 2ème trimestre 2007.

Références bibliographiques

[Lambert et al. 2009] – Lambert S., Gotteland Ph., Nicot F., Experimental study of the impact response of geocells as components of rockfall protection embankments. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, vol 9, pp 459-467, 2009.

[Le Hello 2007] – Le Hello B., Renforcement par géosynthétiques des remblais sur inclusions rigides, étude expérimentale en vraie grandeur et analyse numérique. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble, 2007.

[Lepert et Corté 1988] – Lepert P., Corté J.-F., Etude en centrifugeuse de l'impact de gros blocs rocheux sur un remblai de protection. *Centrifuge* 88, 1988.

[Liao et al. 1997] – Liao C.L., Young D.H., Chang C.S., Stress-strain relationship for granular materials based on the hypothesis of best fit. *International Journal of Solids and Structures*, vol 34 (31-32), pp 4087-4100, 1997.

[Liu et al. 2006] – Liu W.K., Karpov E.G., Park H.S., *Nano mechanics and materials*. John Wiley & Sons, 2006.

[Luding 2005] – Luding S., Shear flow modelling of cohesive and frictional fine powder. *Powder Technology*, vol 158, pp 45-50, 2005.

[Mahboubi et al. 1996] – Mahboubi A., Ghaouti A., Cambou B., La simulation numérique du comportement des matériaux granulaires. *Revue Française de géotechnique*, vol 76, pp 45-61, 1996.

[Mayne et Jones 1983] – Mayne P., Jones S., Impact stresses during dynamic compaction. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol 109, pp 1342-1346, 1983.

[Miller et Tadmor 2003] – Miller R.E., Tadmor E.B., The quasicontinuum method : Overviews, applications and current direction. *Journal of computer-aided materials design*, 2003.

[Mindlin et Deresiewicz 1953] – Mindlin R.D., Deresiewicz H., Elastic spheres in contact under varying oblique forces. *Journal of Applied Mechanics*, vol 20, pp 327-344, 1953.

[Montani 1998] – Montani S., Sollicitation dynamique de la couverture des galeries de protection lors de chutes de blocs. PhD Thesis, EPFL Lausanne, Suisse, 1998.

[Montani et al. 1997] – Montani S., Descoedres F., Bucher K., Numerical analysis of rock blocks impacting a rock shed covered by a soil layer. *Numerical models in geomchanics*, Pietruczczak and Pande (eds), Balkema, Rotterdam, pp 641-646, 1997.

[Munjiza 2004] – Munjiza A., *The combined finite-discrete element method*. John Wiley, 2004.

[OFROU 2008] – OFROU, *Actions de chutes de pierres sur les galeries de protection*, 2008.

[Onate et al. 2009] – Onate E. , Rojek J., Labra C., Carbonell J., Suarez B., Combination of discrete, particle and finite element methods for modelling rock cutting and tunnelling processes. *EURO TUN 2009, 2nd International Conference on Computational Methods in Tunelling*, Ruhr University Bochum, 9-11 September 2009.

[Onate et Rojek 2004] – Onate E. , Rojek J., Combination of discrete element and finite element methods for dynamics analysis of geomechanics problems. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, vol 193, pp 3087-3128, 2004.

Références bibliographiques

[Peila et al. 2000] – Peila D., Castiglia C., Oggeri C., Guasti G., Recalcati P., Sassudelli F., Full scale tests on geogrid reinforced embankments for rock fall protection. 2nd European geosynthetics, Eurogeo II, Patron Bologna, Bologna, 2000.

[Peila et al. 2002] – Peila D., Oggeri C., Castiglia C., Recalcati P., Rimoldi P., Testing and modelling geogrid reinforced soil embankment subject to high energy rock impact. 7th International conference on geosynthetics, Swets and Zeilinger, Nice, 2002.

[Peila et al. 2007] – Peila D., Oggeri C., Castiglia C., Ground reinforced embankments for rockfall protection design and evaluation of full scale tests. Landslides, vol 4, pp 255-265, 2007.

[Pichler et al. 2005] – Pichler B., Hellmich Ch., Mang H.A., Impacts of rocks onto gravel, Design and evaluation of experiments. International Journal of Impact Engineering, vol 31, pp 559-578, 2005.

[Pichler et al. 2006] – Pichler B., Hellmich Ch., Mang H.A., Eberhardsteiner J., Loading of a gravel-buried steel pipe subjected to rockfall. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, vol 132 (11), pp 1465-1473, 2006.

[Plassiard 2007] – Plassiard J.-P., Modélisation par la méthode des éléments discrets d'impacts de blocs rocheux sur structures de protection type merlons. Thèse de Doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble, 2007.

[Plassiard et al. 2004] – Plassiard J.-P., Donzé F.V., Plotto P., High energy impact on embankments: a numerical discrete approach. Proc. IX Symposium on Numerical Models in Geomechanics, Balkema, Ottawa, Canada, 25-27 August 2004.

[Plassiard et al. 2009] – Plassiard J.-P., Belheine N., Donzé F.V., A spherical discrete element model : calibration procedure and incremental response. Granular matter, vol 11 (5), pp 293-306, 2009.

[Plassiard et Donzé 2010] – Plassiard J.-P., Donzé F.V., Optimizing the design of rockfall embankments with a discrete element method. Engineering structures, vol 32, pp 3817-3826, 2010.

[Potyondi et al. 1996] – Potyondi D., Cundall P., Lee C., Modelling rock using bonded assemblies of circular particles. Rock Mechanics, pp 1937-1944, 1996.

[Rojek et Onate 2007] – Rojek J., Onate E., Multiscale analysis using a coupled discrete/finite element model. Interaction and Multiscale Mechanics, vol 1 (1), pp 1-31, 2007.

[Ronco et al. 2009] – Ronco C., Oggeri C., Peila D., Design of reinforced ground embankments used for rockfall protection. Natural Hazards and Earth System Sciences, vol 9, pp 1189-1199, 2009.

[Rousseau 2009] – Rousseau J., Modélisation numérique du comportement dynamique de structures sous impact sévère avec un couplage éléments discrets / éléments finis. Thèse doctorat Université Joseph Fourier, Grenoble, 2009.

[Rousseau et al. 2010] – Rousseau J., Marin P., Daudeville L., Potapov S., Couplage éléments finis/éléments discrets. Application à la simulation d'impact localisé sur un ouvrage en béton armé. Revue européenne de mécanique numérique, vol 19 / 1-2-3, pp 153-164, 2010.

Références bibliographiques

[Roux et Chevoir 2010] – Roux J.N., Chevoir F., Influence des paramètres micro-mécaniques dans la simulation numérique discrète des matériaux granulaires : assemblage, déformation quasi-statique, écoulements. Modélisation numérique discrète des matériaux granulaires, Hermes Lavoisier (eds), 2010.

[Salot 2007] – Salot C., Modélisation du comportement mécanique d'un matériau granulaire composite par la méthode des éléments discrets. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble, 2007.

[Salot et al. 2009] – Salot C., Gotteland Ph., Villard P., Influence of relative density on granular materials behavior : DEM simulations of triaxial tests. Granular Matter, vol 11 (4), pp 221-236, 2009.

[Saussine 2004] – Saussine G., Contribution à la modélisation de granulats tridimensionnels : application au ballast. Thèse de doctorat, Université Montpellier II, Montpellier, 2004.

[Shiu 2008] – Shiu W.J., Impact de missiles rigides sur structures en béton armé : analyse par la méthode des éléments discrets. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble, 2008.

[Shiu et al. 2008] – Shiu W., Donzé F.V., Daudeville L., Penetration prediction of missiles with different nose shapes by the discrete elements numerical approach. Computers and Structures 86, pp 2079-2086, 2008.

[Sibille 2006] – Sibille L., Modélisations discrètes de la rupture dans les milieux granulaires. Thèse de doctorat, Institut Polytechnique de Grenoble, Grenoble, 2006.

[Subrin 2006] – Subrin D., Modélisation analytique et numérique pseudo-statique des merlons de protection contre les chutes de blocs rocheux. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie, Lyon, 27-29 juin 2006.

[Sung et al. 2008] – Sung E., Yashima A., Aminata D., Sugimori K., Numerical assessment of the performance of protecting wall against rockfall. New Horizons in earth reinforcement, Otani, Miyata & Mukunoki (eds), 2008.

[Szarf et al. 2009] – Szarf K., Combe G., Villard P., Influence of the grains shape on the mechanical behavior of granular materials. Powders and Grains, 2009.

[Thornton et Liu 2004] – Thornton C., Liu L., How do agglomerates break? Powder Technology, vol 143-144, pp 110-116, 2004.

[Tissières 1999] – Tissières P., Ditches and reinforced ditches against falling rocks. Joint Japan-Swiss scientific seminar on impact load by rock falls and design of protection structures, Kanazawa, Japan, 4-7 October 1999.

[Villard et al. 2009] – Villard P., Chevalier B., Le Hello B., Combe G., Coupling between finite and discrete element methods for the modelling of earth structures reinforced by geosynthetic. Computer and Geotechnics, vol 36 (5), pp 709-717, 2009.

[Villard et Chareyre 2004] – Villard P., Chareyre B., Design methods for geosynthetic anchor trenches on the basis of true scale experiments and discrete element modelling. Canadian Geotechnical Journal, vol 41, pp 1193-1205, 2004.

Références bibliographiques

[Wang et Cavers 2008] – Wang B., Cavers D.S., A simplified approach for rockfall ground penetration and impact stress calculations. *Landslides*, 2008.

[Weitz 2004] – Weitz D.A., Packing in the spheres. *Science*, 2004, vol 303, pp 968-969.

[Xiao et Belytschko 2004] – Xiao S.P., Belytschko T., A bridging domain method for coupling continua with molecular dynamics. *Computer methods in applied mechanics and engineering*, vol 193, pp 1645-1669, 2004.

[Yoshida 1999] – Yoshida H., Recent experimental studies on rockfall control in Japan. Joint Japan-Swiss Scientific seminar on impact load by rock falls and design of protection structures, Kanazawa, Japan, 4-7 October 2009.

[Zornberg et al. 2004] – Zornberg J.G., Cabral A.R., Viratjandr C., Behaviour of tire shred - sand mixture. *Canadian Geotechnical Journal*, vol 41, pp 227-241, 2004.

Annexes

Sommaire :

Annexe 1 : Résultats d'expérimentations sur merlons prototypes.....	218
Annexe 2 : Influence des paramètres de simulation sur la réponse à un essai triaxial	219
Annexe 3 : Influence des propriétés géométriques des échantillons sur la réponse à un essai triaxial.....	221
Annexe 4 : Influence des propriétés micro-mécaniques des échantillons sur la réponse à un essai triaxial.	223
Annexe 5 : Phasage et réparation des ouvrages	224
Annexe 6 : Instrumentation de l'ouvrage prototype	226
Annexe 7 : Granulométrie du remplissage « pierres concassées »	229
Annexe 8 : Essais d'impact sur cellules de gabion « pierre ».....	230
Annexe 9 : Compressions simples sur cellules de gabion « pierre ».....	231
Annexe 10 : Modélisations d'impact sur cellules de gabion « pierre ».....	233
Annexe 11 : Essais d'impact à l'échelle de l'ouvrage et études paramétriques	234

Annexe 1 : Résultats d'expérimentations sur merlons prototypes

Ouvrage			Bloc			Hauteur d'impact	Déplacements		Commentaires
Type	Hauteur	Épaisseur (crête/base)	Masse	Vitesse	Énergie		Amont	Aval	
	(m)	(m)	(10 ³ kg)	(m/s)	(kJ)	(m)	(m)	(m)	
Remblai renforcé par géotextile (Peila)	4,2	0,9/5	8,7	31	4180	≈ 3	1,50	-	Sans renforcement. Bloc arrêté mais structure détruite
	4,2	0,9/5	5,0	31	2400	3	0,61	0,21	Présence de Fissures
	4,2	0,9/5	8,7	31	4180		0,95	0,80	Présence de fissures. Ouvrage impacté 3 fois avant destruction
Georockwall (Yoshida)	4	3,3/5,3	7,7	24	2000	2-3		0,09	Structure avec parement amortisseur
	4	3,3/5,3	17	18	2700	3-4		0,50	
Remblai renforcé par géotextile + coffrage en bois (Burrough & Hearn)	3,1	1,8	5,3	19,5	1000	1,5	0,61	0,21	
	3,1	1,8	8,3	18	1400	1,4	0,91	0,72	
	3,1	1,8	12,2	15	1400			0,76	
	3,7	2,4	12,2	15	1400			0,34	
Modèle réduit 1/100 (Lepert et Corté)	6,5	5/15	580	26	200 000	3,5	4		Effet d'échelle possible
Remblai reforcé par géotextile avec parement « soilbag » (Aminata)	2	- /2,5	0,5	15	56	1	0,16		
Structure gabion treillis electrosoudé (Aminata)	2	2,25/1,5	1	14	100	1,25	0,25		
Structure gabion « fer forgé » (Aminata)	2	2,25/1,5	1	14	100	0,75	0,35		

Tableau A 1 : Récapitulatif des principaux résultats concernant les différents essais réalisés sur les structures de protection en vraie grandeur et sur des modèles réduits.

Annexe 2 : Influence des paramètres de simulation sur la réponse à un essai triaxial

Amortissement numérique

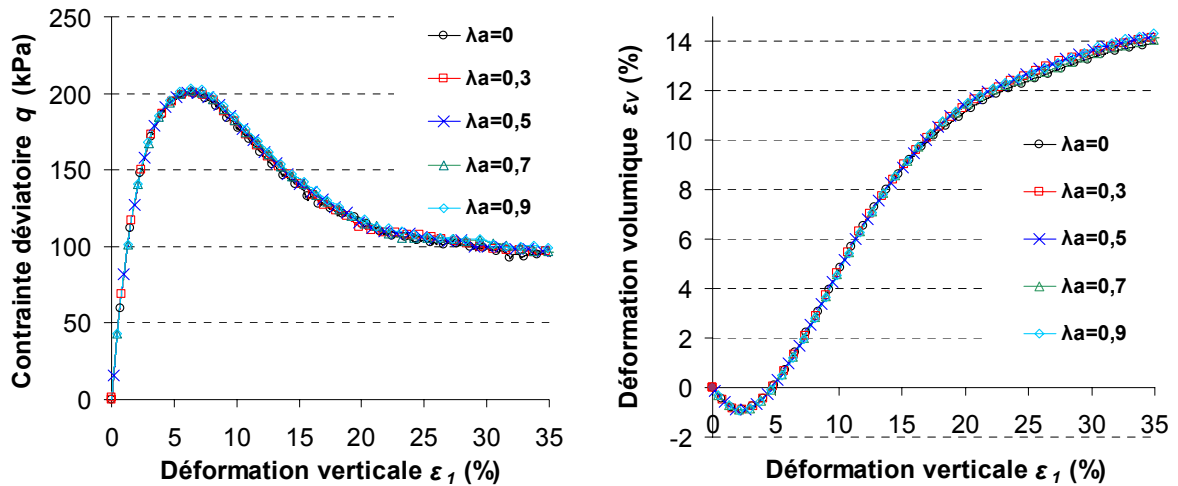


Figure A 1 : Influence du coefficient d'amortissement λ_a sur les réponses en contrainte et déformation volumique.

Comportement des parois

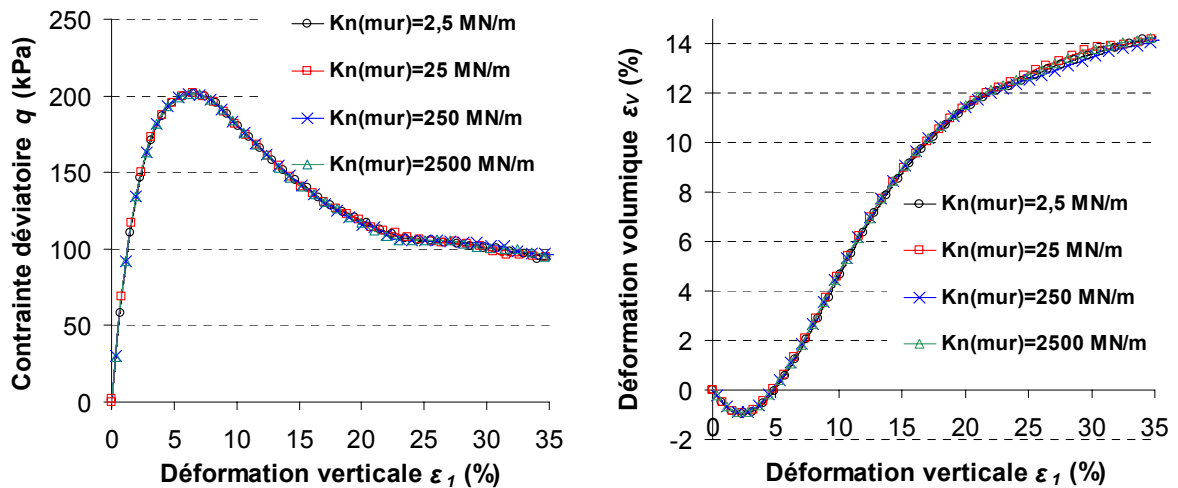


Figure A 2 : Influence de la raideur normale K_n (*mur*) des parois sur les réponses en contrainte et déformation volumique.

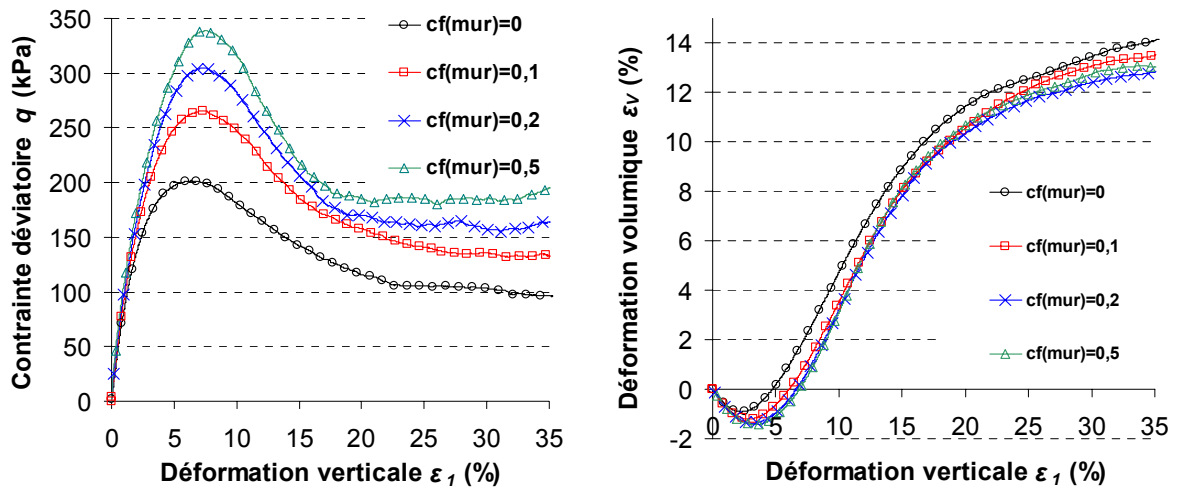


Figure A 3 : Influence du coefficient de frottement $c_f(mur)$ des parois sur les réponses en contrainte et déformation volumique. Les simulations sont réalisées avec $K_s(mur) = K_n(mur) = 2,5 \cdot 10^8$ N/m.

Annexe 3 : Influence des propriétés géométriques des échantillons sur la réponse à un essai triaxial

Taille et forme des échantillons

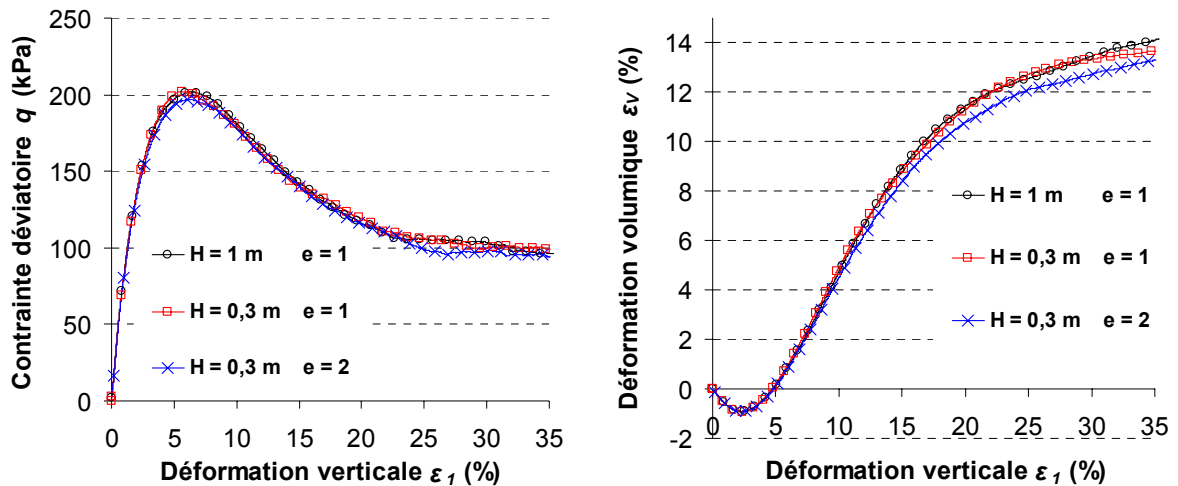


Figure A 4 : Essais triaxiaux réalisés pour différentes formes d'échantillons caractérisés par une hauteur H et un élancement e .

Reproductibilité

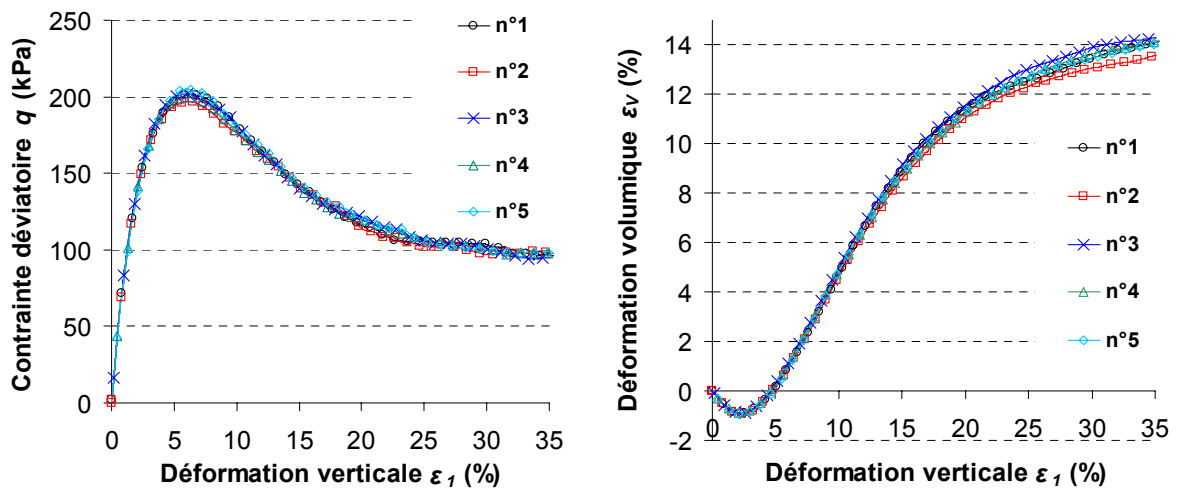


Figure A 5 : Essais triaxiaux réalisés pour 5 échantillons dont les squelettes sont générés dans des conditions identiques (forme, taille, distribution des particules et coefficient de frottement c_f^*).

Discrétisation

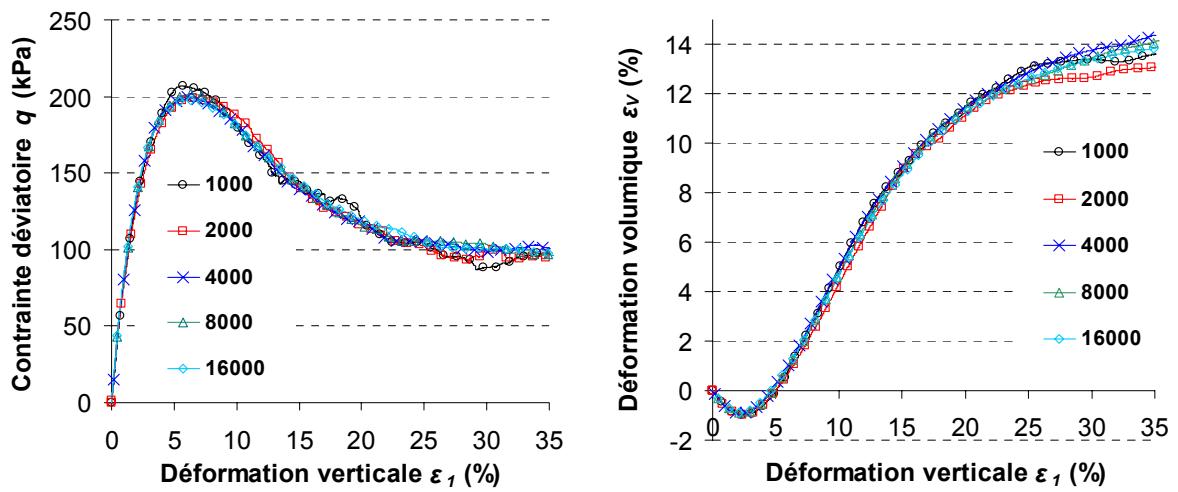


Figure A 6 : Influence du nombre de particules de l'échantillon sur les réponses en contrainte et déformation volumique. Discrétisations testées : échantillons de 1000 à 16000 particules.

Granulométrie

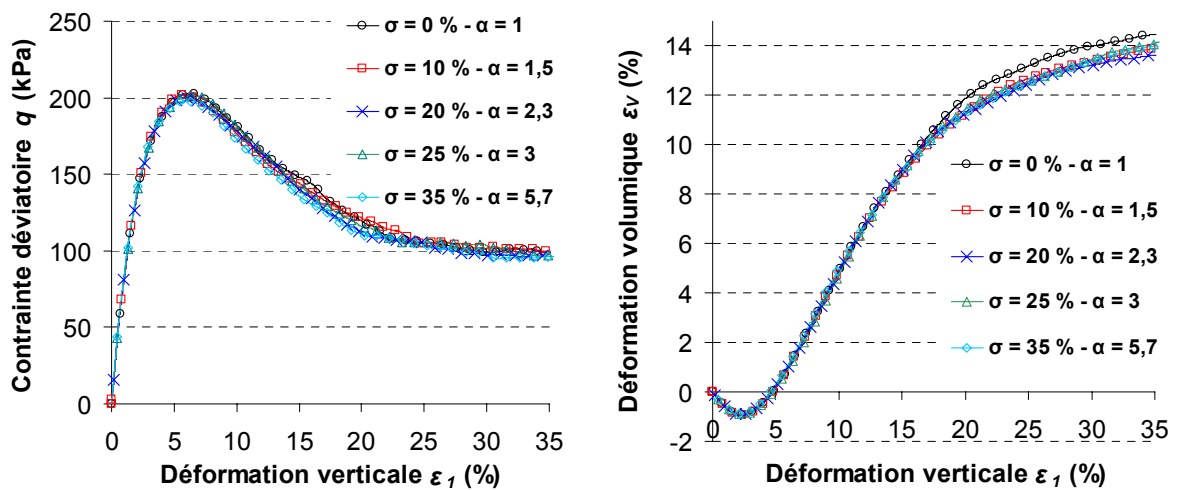


Figure A 7 : Influence de la granulométrie sur les réponses en contrainte et déformation volumique. Les granulométries testées sont définies par une taille moyenne μ et un écart type σ . Le coefficient α est ici le rapport entre les rayons maximum et minimum des particules.

Annexe 4 : Influence des propriétés micro-mécaniques des échantillons sur la réponse à un essai triaxial.

Rigidité normale K_n

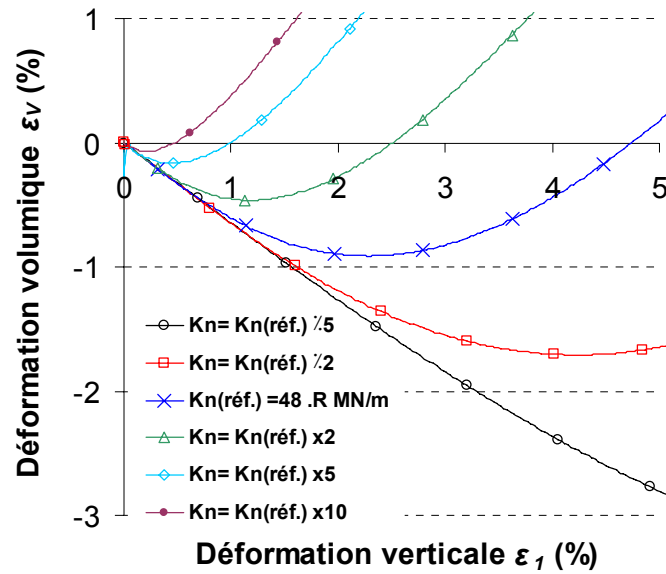


Figure A 8 : Evolution de la déformation volumique pour différentes rigidités de contact K_n , zoom sur la phase initiale de contractance.

Annexe 5 : Phasage et réparation des ouvrages

Remplacement des cellules du parement



(a)



(b)



(c)

Figure A 9 : Les différentes étapes de la procédure de réparation de l'ouvrage après l'essai à une énergie de 1000 kJ. Remplacement de 6 cellules de gabion du parement.

Mise en place d'une « rustine » au niveau du parement



(a)



(b)



(c)

Figure A 10 : Les différentes étapes de la procédure de réparation de l'ouvrage après l'essai à une énergie de 500 kJ. Pose d'une « rustine » au niveau de l'empreinte laissée par l'impactant.

Annexe 6 : Instrumentation de l'ouvrage prototype

Capteurs de déplacements

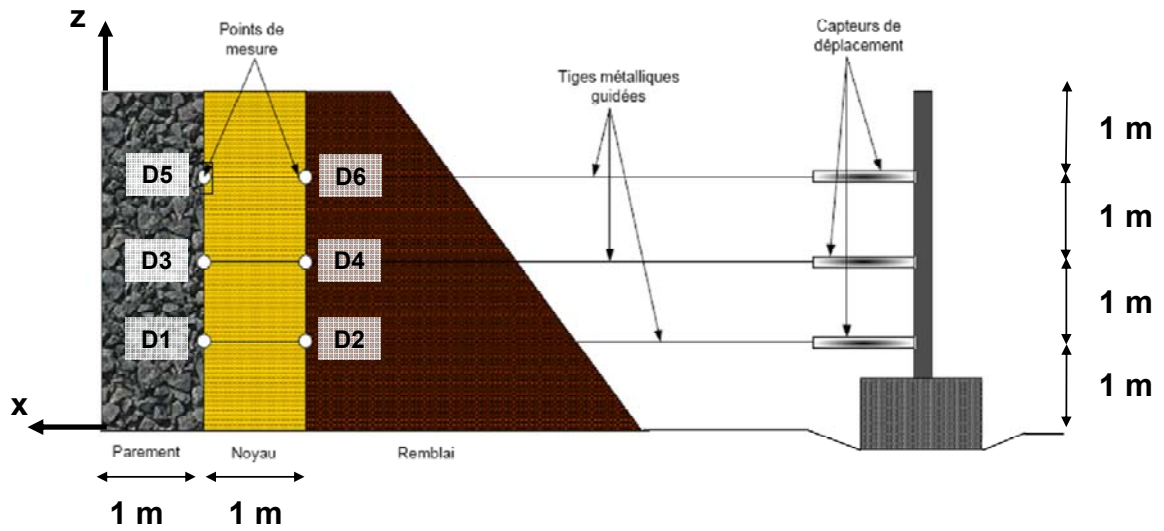


Figure A 11 : Schéma du dispositif des capteurs de déplacement à tiges, et implantation des points de mesure.

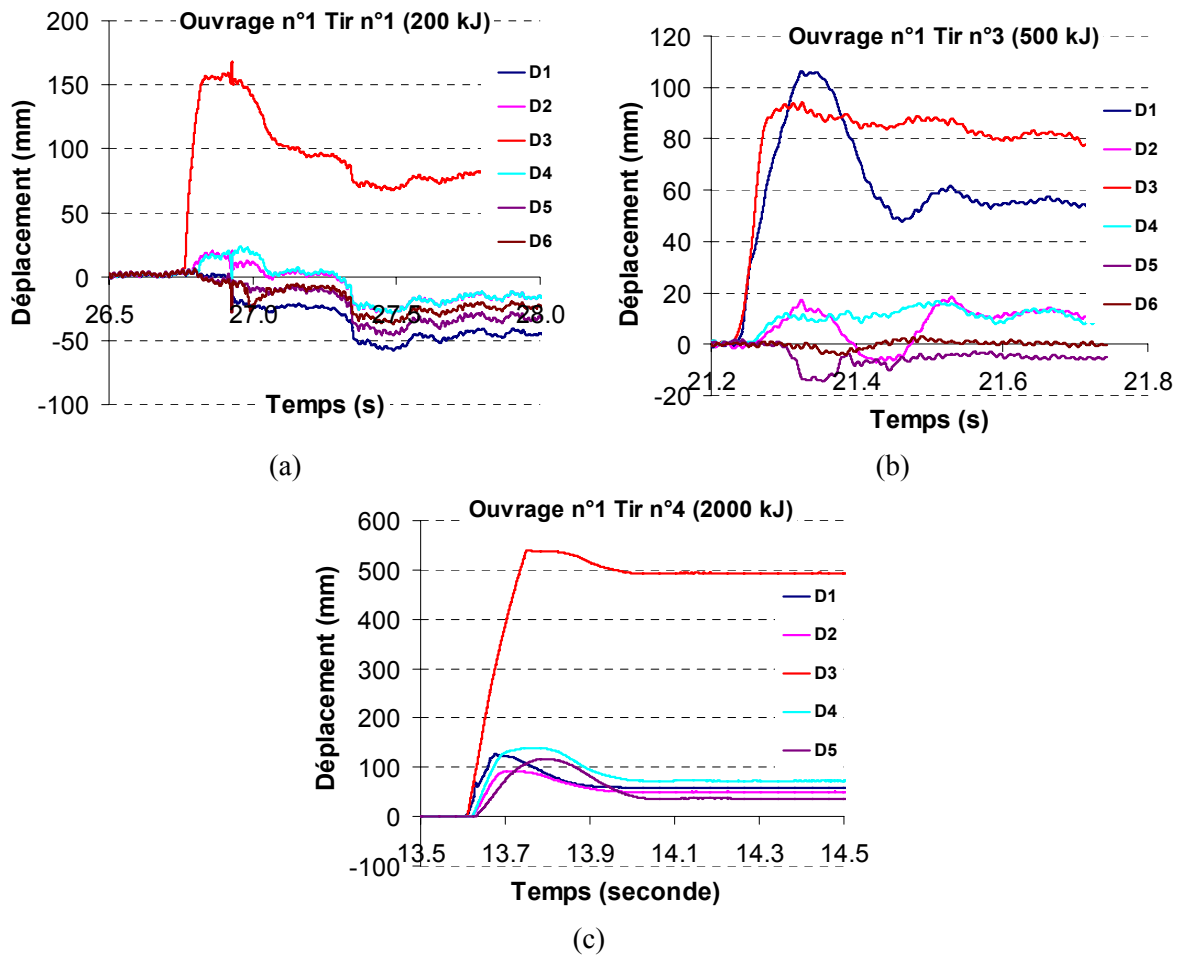


Figure A 12 : Mesures automatiques des déplacements en différents points de l'ouvrage pour les impacts à 200 (a), 500 (b) et 2000 kJ (c) [REMPARE 2010].

Inclinomètres

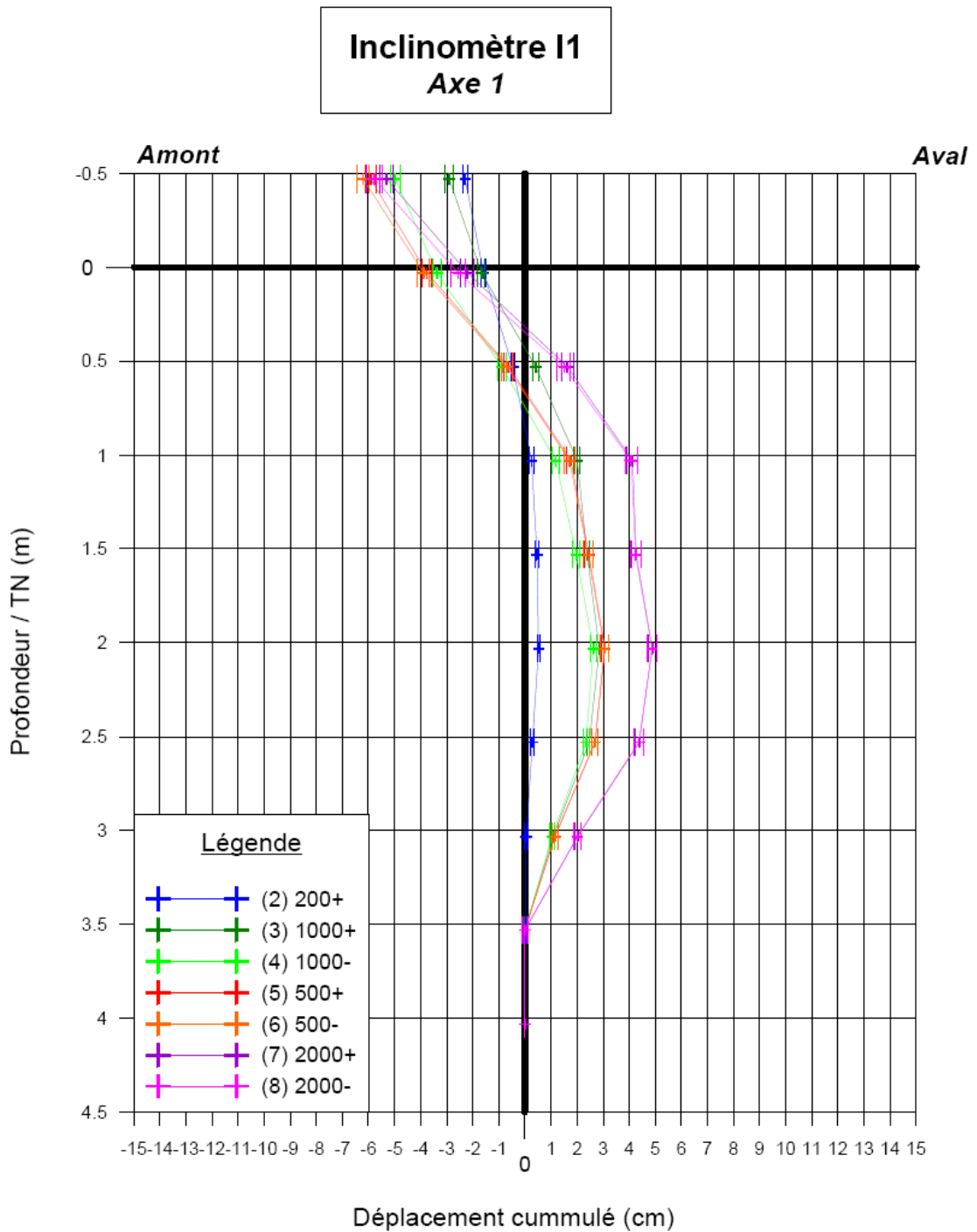


Figure A 13 : Mesures inclinométriques manuelles réalisées dans l'axe d'impact à proximité de l'interface noyau-remblai ($x = -2,5$ m) pour les essais à différents niveaux d'énergie. Les déplacements donnés sont des déplacements cumulés [REMPARE 2010].

Annexe 7 : Granulométrie du remplissage « pierres concassées »

Cellule	EXP1	EXP2	EXP3	EXP4	EXP5	EXP6
Moyenne	106	121	105	122	120	105
Ecart type	29	26	28	27	30	26
Minimum	50	70	50	70	70	80
Maximum	190	210	190	210	230	170

Tableau A 2 : Dimensions (en mm) des blocs constitutifs des cellules de gabion « pierre ».
La moyenne, l'écart type associé, le maximum et le minimum des blocs de six cellules sont présentés [Bertrand 2006].

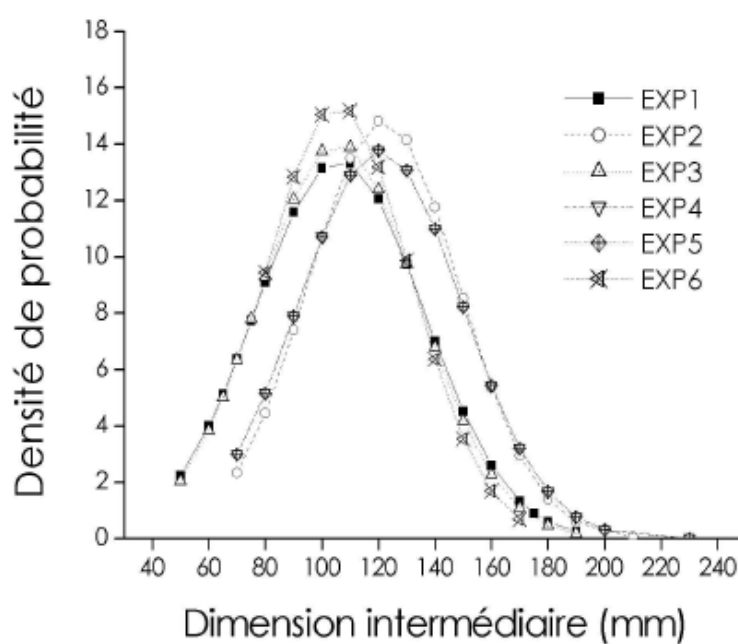


Figure A 14 : Courbes gaussiennes des dimensions moyennes des éléments utilisés pour les expériences [Bertrand 2006].

Annexe 8 : Essais d'impact sur cellules de gabion « pierre »

Essai expérimental



Figure A 15 : Décomposition de l'essai d'impact sur une cellule de gabion « pierre » d'un mètre cube [Lambert 2007].

Annexe 9 : Compressions simples sur cellules de gabion « pierre »

Influence de la loi de traction

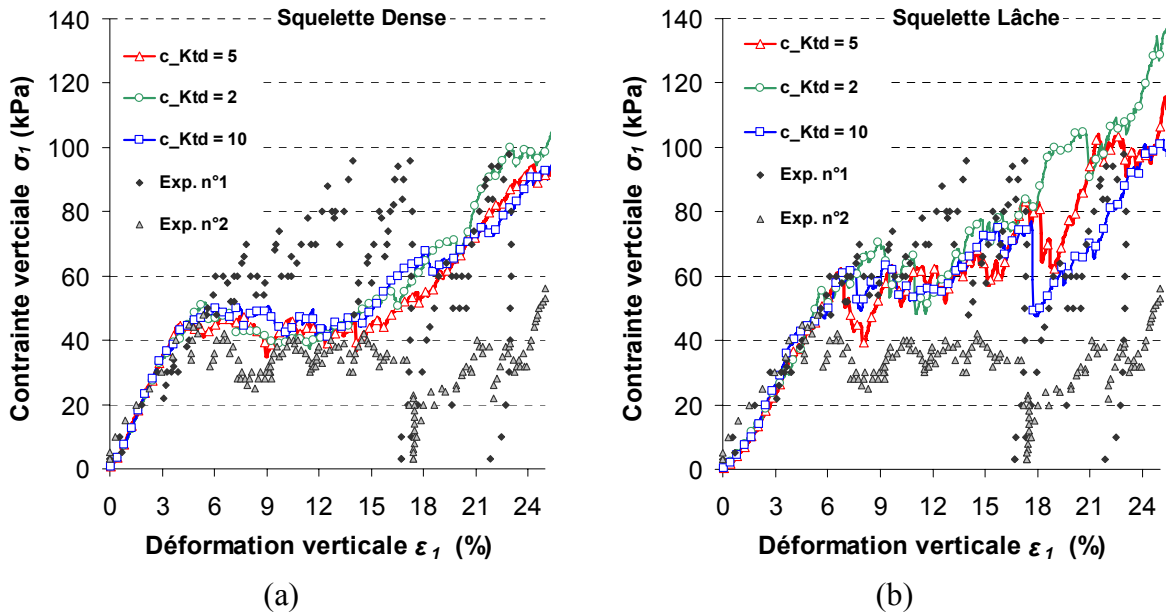


Figure A 16 : Influence du coefficient de décharge c_{Ktd} sur la réponse à la compression simple d'échantillons à squelette dense (a) et lâche (b) pour un module de traction de $E_t = 1 \text{ MPa}$.

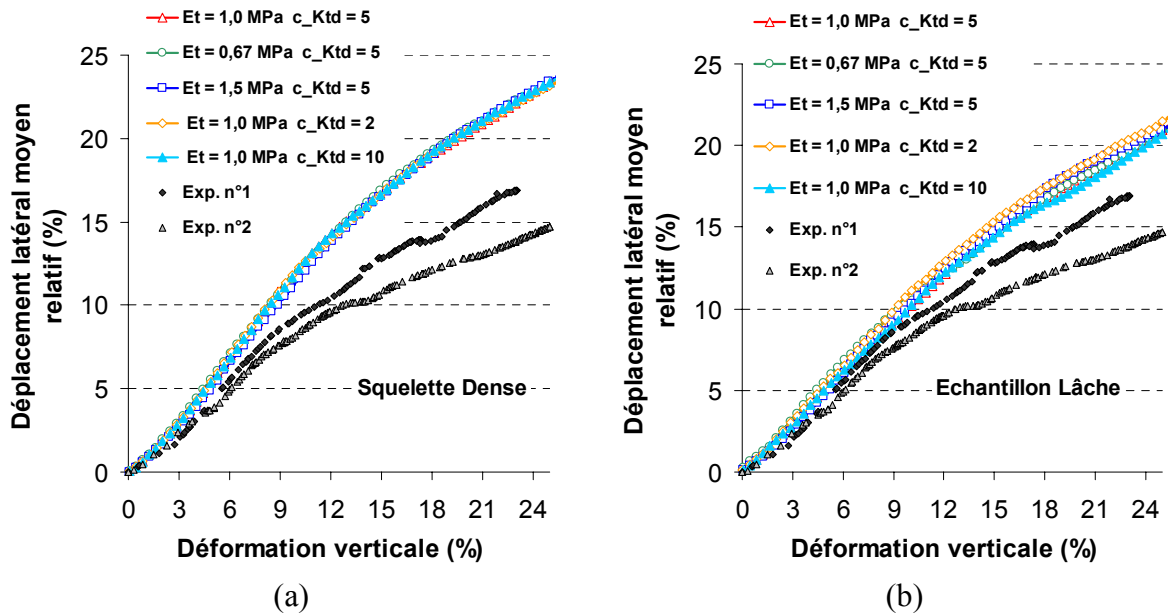


Figure A 17 : Indépendance de la loi de traction sur les déplacements latéraux lors de la compression simple sur des échantillons à squelette dense (a) et lâche (b). Les études paramétriques sont faites à partir de la condition de référence : $E_t = 1,0 \text{ MPa}$ et $c_{Ktd} = 5$.

Influence des paramètres des matériaux de remplissage

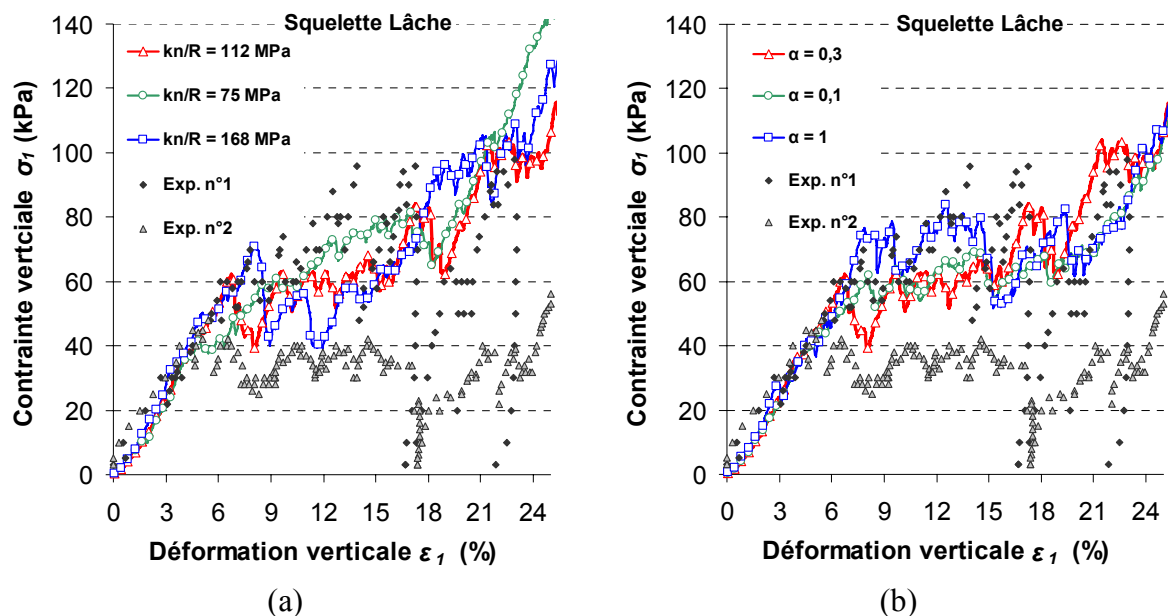


Figure A 18 : Influence de la rigidité normale de contact k_n (a) et du rapport des rigidités α (b) sur la réponse à une compression simple d'un échantillon à squelette lâche.

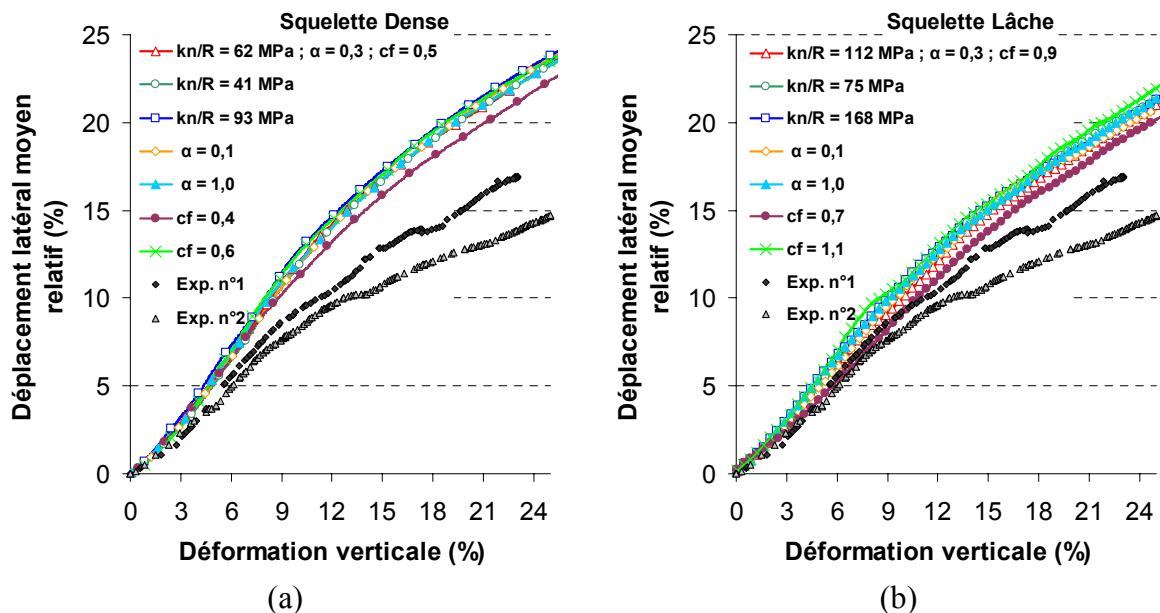


Figure A 19 : Indépendance des paramètres micro-mécaniques du matériau de remplissage sur les déplacements latéraux lors de la compression simple sur des échantillons dense (a) et lâche (b). Les études paramétriques sont faites à partir des conditions de référence : ($k_n/R = 62$ MPa ; $\alpha = 0,3$; $c_f = 0,5$) pour le squelette dense et ($k_n/R = 112$ MPa ; $\alpha = 0,3$; $c_f = 0,9$) pour le squelette lâche.

Annexe 10 : Modélisations d'impact sur cellules de gabion « pierre »

Les paramètres matériaux

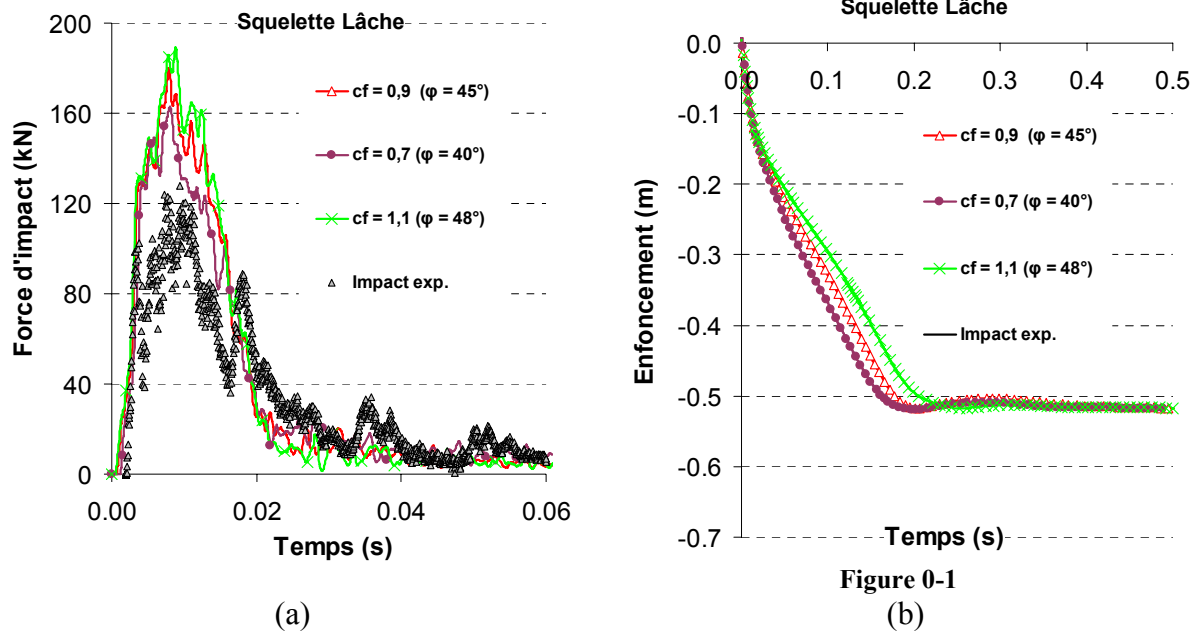


Figure A 20 : Influence du coefficient de frottement c_f sur les réponses en force d'impact (a) et enfoncement de l'impactant (b). Les angles de frottement macroscopiques sont donnés entre parenthèses.

Annexe 11 : Essais d'impact à l'échelle de l'ouvrage et études paramétriques

Enveloppe grillagée

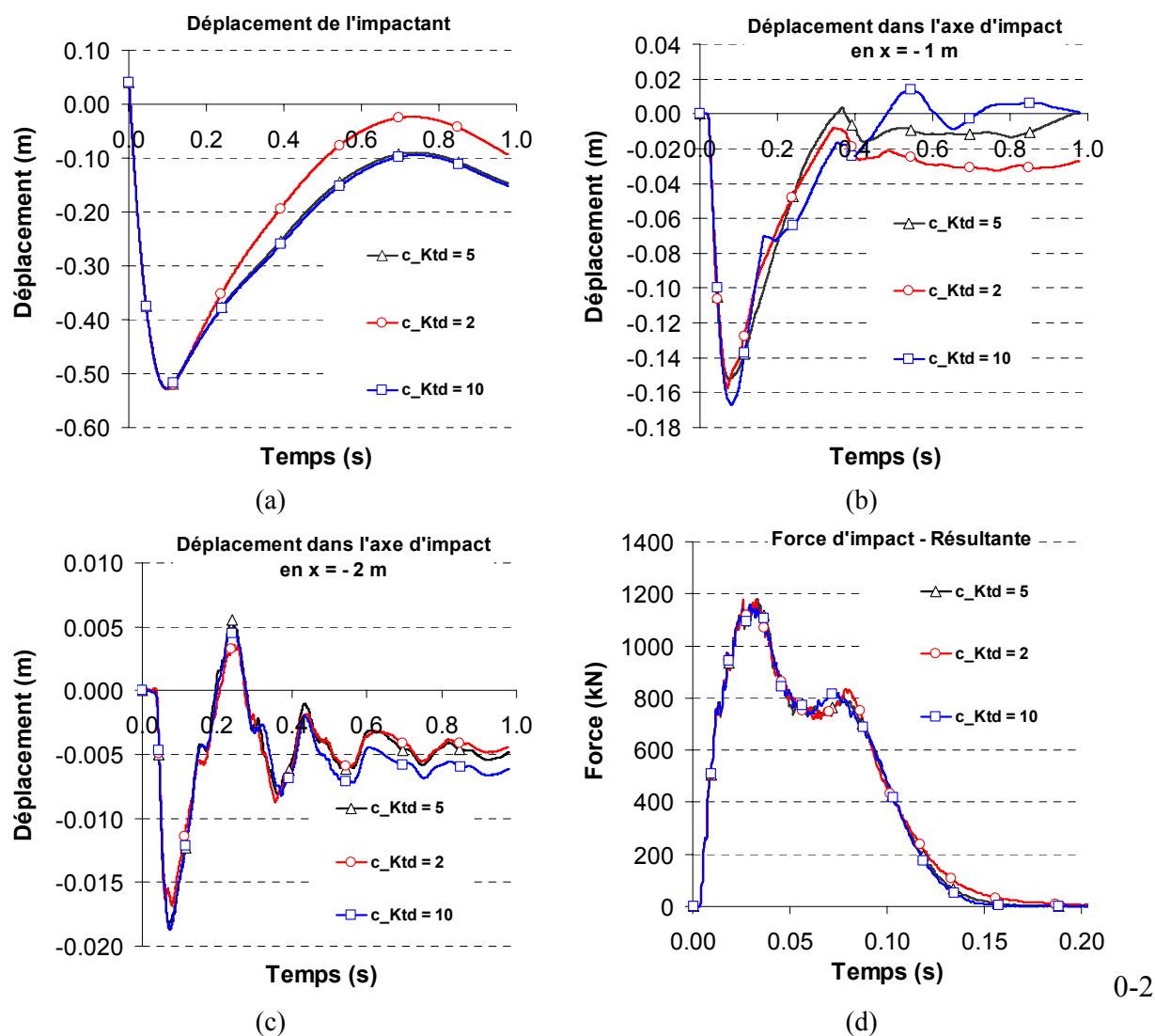


Figure A 21 : Influence du coefficient de décharge c_{Ktd} des enveloppes grillagées des cellules de gabion, sur le calcul du déplacement horizontal de l'impactant (a), à l'interface parement-noyau (b), à l'interface noyau-remblai (c), et de la force d'impact (d), pour un impact à 500 kJ d'énergie.

Parement

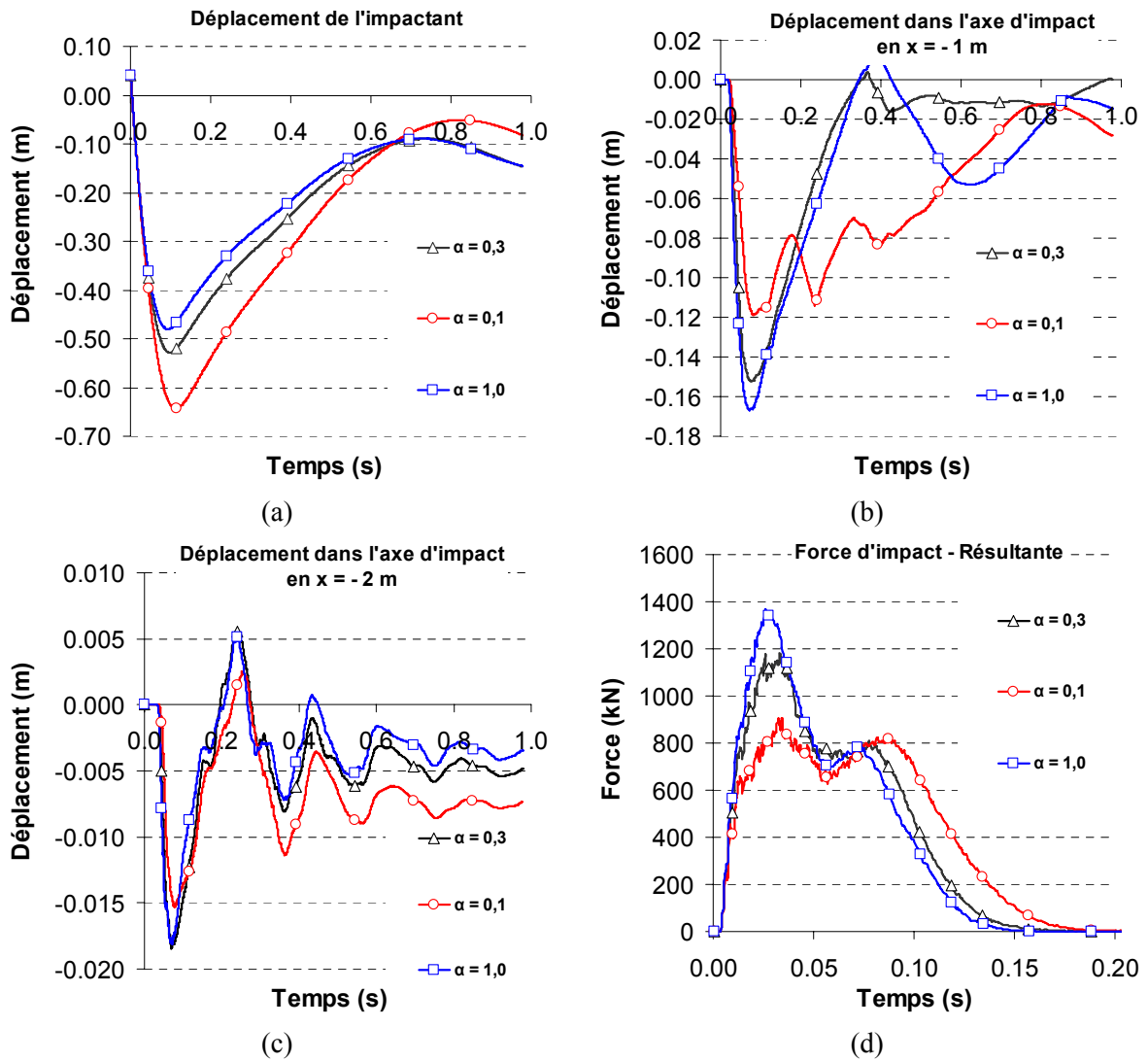


Figure A 22 : Influence du rapport des rigidités α du matériau de remplissage des gabions « pierre », sur le calcul du déplacement horizontal de l'impactant (a), à l'interface parement-noyau (b), à l'interface noyau-remblai (c), et de la force d'impact (d), pour un impact à 500 kJ d'énergie.

Noyau

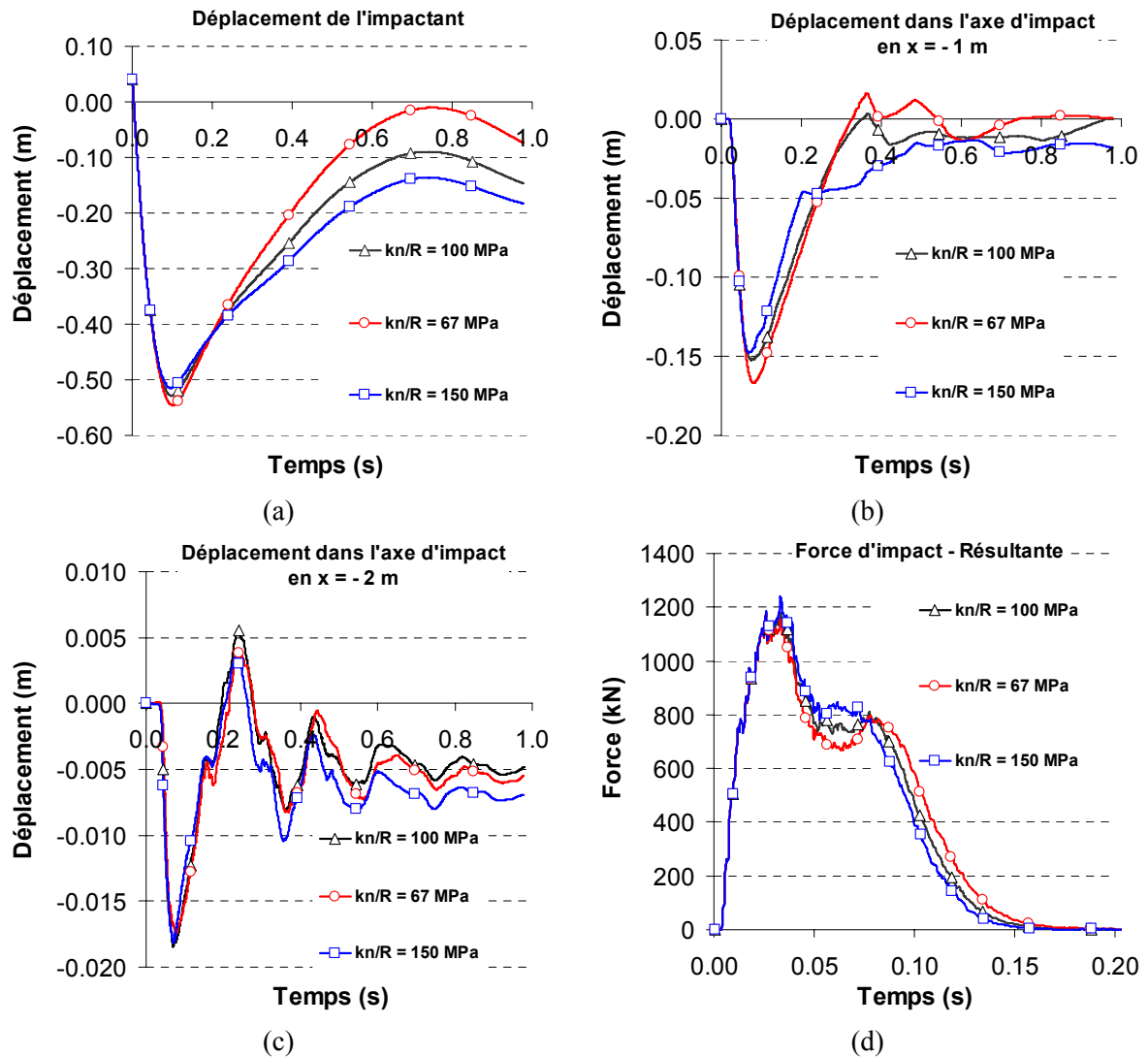


Figure A 23 : Influence de la raideur normale k_n (à rapport des rigidités contact) du matériau de remplissage des gabions « sable + pneus », sur le calcul du déplacement horizontal de l'impactant (a), à l'interface parement-noyau (b), à l'interface noyau-remblai (c), et de la force d'impact (d), pour un impact à 500 kJ d'énergie.

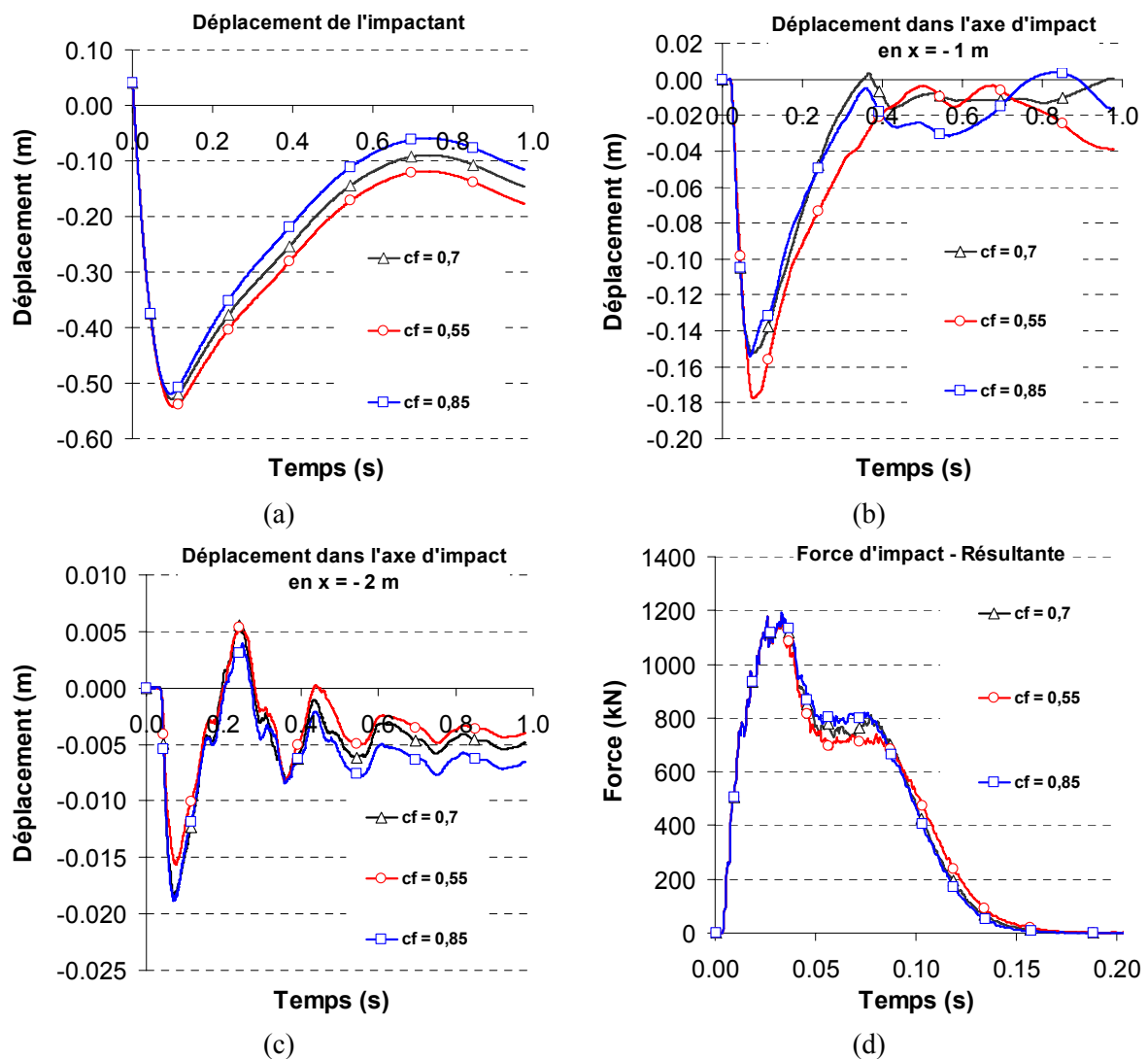


Figure A 24 : Influence du coefficient de frottement c_f du matériau de remplissage des gabions « sable + pneus », sur le calcul du déplacement horizontal de l'impactant (a), à l'interface parement-noyau (b), à l'interface noyau-remblai (c), et de la force d'impact (d), pour un impact à 500 kJ d'énergie.

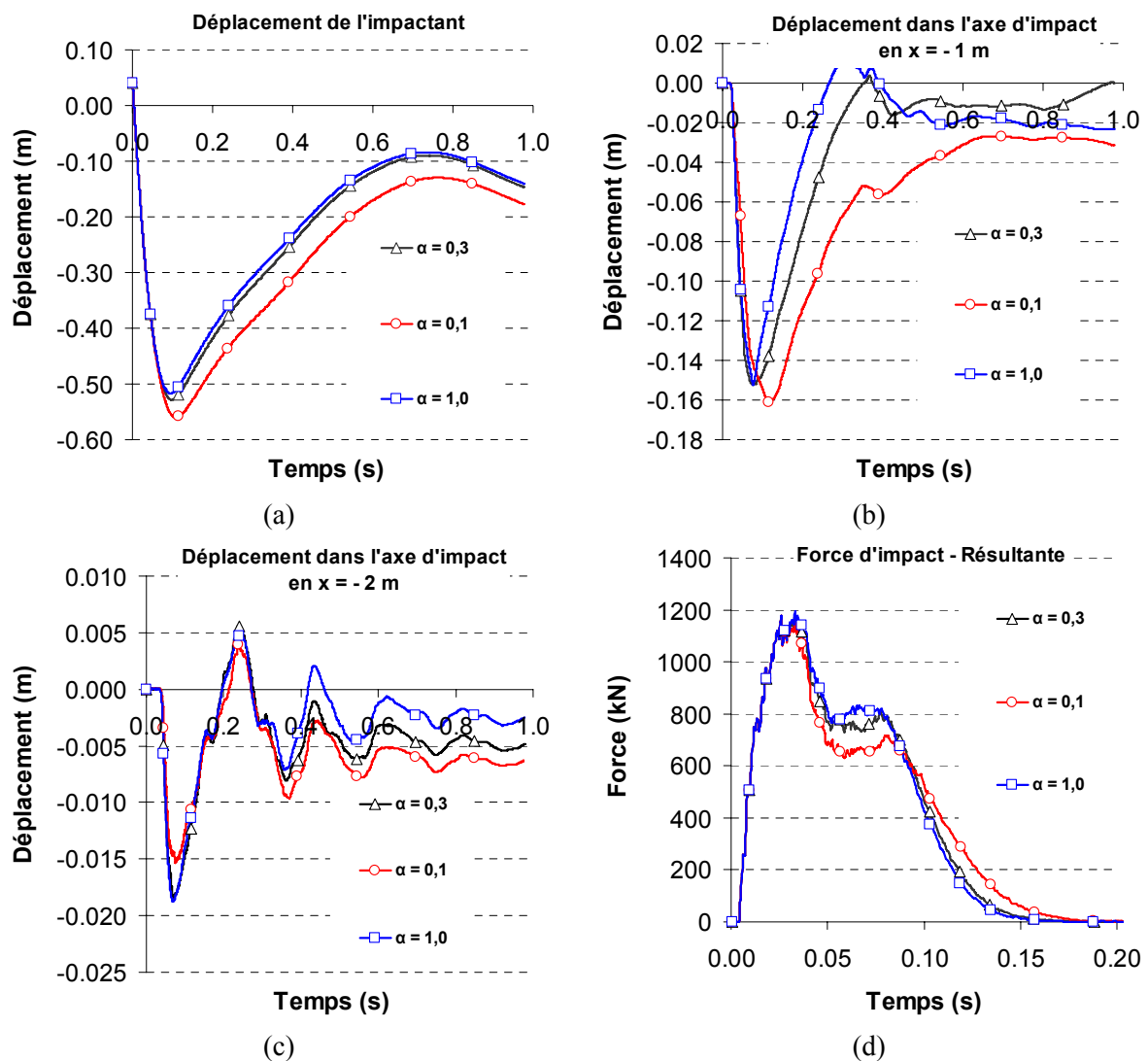


Figure A 25 : Influence du rapport des rigidités α du matériau de remplissage des gabions « sable + pneus », sur le calcul du déplacement horizontal de l'impactant (a), à l'interface parement-noyau (b), à l'interface noyau-remblai (c), et de la force d'impact (d), pour un impact à 500 kJ d'énergie.

Liste des principaux symboles

Chapitre 1

a_I : accélération de l'impactant

c : cohésion

c_m : épaisseur de la couche de matériau

d_I : dimension caractéristique d'un bloc non sphérique

e_I : enfoncement de l'impactant

E : module d'Young du matériau

$E_{h,I}$: Energie cinétique horizontale

E_I : énergie cinétique de l'impactant

F_I : force d'impact

g : gravité

H : hauteur d'ouvrage

H_{ch} : hauteur de chute libre de l'impactant

I : impulsion

k_{sol} : raideur équivalente du sol

m_I : masse de l'impactant

M_E : module de compressibilité du matériau

R_I : rayon de l'impactant

R_{sol} : résistance à l'indentation du sol

S : distance de la crête de l'ouvrage jusqu'au point d'impact

t : temps

T : épaisseur de l'ouvrage en tête

V_I : vitesse de l'impactant

α : angle de la pente du parement amont par rapport à l'horizontale

Liste des principaux symboles

β : angle de la pente du parement aval par rapport à l'horizontale

δ_p : déplacement plastique des couches

Δt_i : durée d'impact

φ : frottement macroscopique

γ : poids volumique

λ : coefficient de Lamé du matériau

η_{sol} : amortissement visqueux équivalent du sol

η : angle d'impact par rapport à l'horizontale

ν : coefficient de Poisson

ξ : déplacement en glissement des couches

Chapitre 2

c_f : coefficient de frottement intergranulaire

c_f^* : coefficient de frottement intergranulaire lors de la phase d'élaboration des échantillons

e : élanement de l'échantillon

E : module d'Young macroscopique

E_c : module de rigidité de contact

$\overrightarrow{F_{\rightarrow i}}$: résultante des forces de contact et des forces extérieures de la particule i

$\overrightarrow{Fa_{\rightarrow i}}$: force d'amortissement appliquée à la particule i

F_n : force dans la direction normale du contact

F_s : force dans la direction tangentielle du contact

H : hauteur d'échantillon

I : taux de déformation réduit

I_G : moment d'inertie passant par G d'un élément sphérique

k_n^i : raideur dans la direction normale associée à la particule i

k^{rot} : raideur apparente en rotation pour une particule

Liste des principaux symboles

k_s^i : raideur dans la direction tangentielle associée à la particule i

k^{trans} : raideur apparente en translation pour une particule

K_n : ressort de contact dans la direction normale

$K_n(\text{mur})$: raideur normale d'un mur

K_s : ressort de contact dans la direction tangentielle

K_t : raideur de traction au niveau d'un contact

m : masse d'une particule

$\overrightarrow{M}_{\rightarrow i}$: résultante des moments, dus aux forces de contact et aux forces extérieures appliquées à la particule i .

$\overrightarrow{Ma}_{\rightarrow i}$: moment d'amortissement appliquée à la particule i

n : porosité d'un échantillon

\vec{n} : vecteur unité dans la direction normale du contact

n_{coord} : nombre de coordination d'un échantillon

$p(R)$: densité de probabilité de la variable R (rayon des particules)

q : déviateur de contrainte

R : rayon d'une particule

R_i : rayon de la particule i

R_{max} : rayon maximum des particules de la granulométrie

R_{min} : rayon minimum des particules de la granulométrie

\vec{t} : vecteur unité dans la direction tangentielle du contact

U_n : distance d'interpénétration du contact

\overrightarrow{x}_i : vecteur position de la particule i

$\overrightarrow{\dot{x}}_i$: vecteur vitesse de la particule i

$\overrightarrow{\ddot{x}}_i$: vecteur accélération de la particule i

α : rapport des raideurs de contact

Liste des principaux symboles

ΔF_s : incrément de force dans la direction tangentielle du contact

Δt : pas de temps

$\Delta t_{\text{critique}}$: pas de temps critique

ΔU_s : incrément de déplacement dans la direction tangentielle du contact

ε_v : déformation volumique

ε_z : déformation verticale

$\dot{\varepsilon}_1$: vitesse de déformation verticale

φ : angle de frottement macroscopique

λ_a : coefficient d'amortissement local

ν : coefficient de Poisson macroscopique

μ : espérance de la distribution normale de la granulométrie

σ : écart type de la distribution normale de la granulométrie

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$: contraintes principales

σ_{iso} : contrainte de confinement isotrope

σ_{lim} : contrainte limite définissant l'arrêt de la procédure de grossissement

$\vec{\omega}_i$: vecteur vitesse angulaire de la particule i

$\vec{\dot{\omega}}_i$: vecteur accélération angulaire de la particule i

Chapitre 3

\overline{a}_{ij} : composantes de la matrice \overline{A}

\overline{A} : matrice reliant \vec{R} à $\vec{\Lambda}$

$\overline{\overline{A}}_{\text{diag}}$: matrice \overline{A} diagonalisée

d_l : diamètre de l'impactant sphérique

\vec{d}_j : vecteur déplacement de l'élément discret j

Liste des principaux symboles

\vec{d}_{j^*} : vecteur déplacement de l'élément discret j^* (projeté de j sur le domaine continu pour la méthode de couplage sans recouvrement)

$\vec{\ddot{d}}_j$: vecteur accélération de l'élément discret j

\vec{D} : vecteur des déplacements du domaine discret

E : module d'Young macroscopique

f : fréquence d'oscillation du signal

\vec{F}_i^{tot} : résultante de force appliquée au nœud continu i

\vec{F}_j^{tot} : résultante de force appliquée à l'élément discret j

H : Hamiltonien global du système

H_{DF} : Hamiltonien dans le domaine continu

H_{ED} : Hamiltonien dans le domaine discret

$\overline{\overline{Id}}_3$: matrice identité 3×3

$\overline{\overline{k}}_{ji}$: matrice de la relation cinématique entre l'élément discret j et le nœud continu i

\vec{K} : matrice des relations cinématiques

L_{xj} : dimension, suivant la direction x , du parallélépipède rectangle contenant l'élément discret j

L_{yj} : dimension, suivant la direction y , du parallélépipède rectangle contenant l'élément discret j

L_{zj} : dimension, suivant la direction z , du parallélépipède rectangle contenant l'élément discret j

m_I : masse de l'impactant

m_j : masse de l'élément discret j

M_i : masse du nœud continu i

n_{cr} : nombre de nœuds continus dans la zone de couplage

n_{dr} : nombre d'éléments discrets dans la zone de couplage

\vec{r}_j : vecteur du résidu associé à l'élément discret j

Liste des principaux symboles

\vec{R} : vecteur global des résidus

R1 : méthode de couplage avec une zone de recouvrement

R2 : méthode de couplage avec deux zones de recouvrement

SR : méthode de couplage sans recouvrement

T : période d'oscillation du signal

\vec{u}_i : vecteur déplacement du nœud continu i

$\vec{\ddot{u}}_i$: vecteur accélération du nœud continu i

\vec{U} : vecteur des déplacements du domaine continu

V_I : vitesse de l'impactant

α : coefficient de pondération de l'énergie affecté au domaine discret

α_j : coefficient de pondération associé à l'élément discret j

α_{\min} : valeur minimale du coefficient de pondération dans le domaine discret

β : coefficient de pondération de l'énergie affecté au domaine continu

β_i : coefficient de pondération associé au nœud continu i

β_{\min} : valeur minimale du coefficient de pondération dans le domaine continu

Δt : pas de temps

ε_j : paramètre de référencement spatial de l'élément discret j suivant la direction x

η_j : paramètre de référencement spatial de l'élément discret j suivant la direction y

χ_j : paramètre de référencement spatial de l'élément discret j suivant la direction z

$\vec{\Lambda}$: vecteur des multiplicateurs de Lagrange

$\vec{\lambda}_j$: multiplicateur de Lagrange associé à l'élément discret j

ν : coefficient de Poisson macroscopique

ρ : masse volumique macroscopique

σ_{conf} : contrainte de confinement isotrope

Liste des principaux symboles

Chapitre 4

c : cohésion

c_f : coefficient de frottement intergranulaire

$c_{K_{td}}$: coefficient de décharge pour la traction

CL : condition limite

d : déplacement dans l'ouvrage

d_I : diamètre de l'impactant sphérique

d_{ip} : distance inter particulaire

d_0 : distance limite de traction

d_{10} : passant à 10 % (donnée granulométrique)

d_{60} : passant à 60 % (donnée granulométrique)

e_I : pénétration de l'impactant

E : module d'Young

$E_{cellule}$: module d'Young apparent d'une cellule de gabion « pierre »

E_I : énergie d'impact

$E_{\text{œd}}$: module œdométrique

E_{pierre} : module d'Young macroscopique du matériau « pierre »

E_{s+p} : module d'Young macroscopique du mélange de sable et de déchetas de pneus

E_t : module de traction associé à un élément discret

E_{ti} : module de traction d'un contact pour les interfaces entre cellules

F_I : force d'impact

F_n : force dans la direction normale du contact

G : module de cisaillement

H : hauteur de l'ouvrage

H_i : hauteur d'impact

k_{grillage} : raideur apparente en traction d'une nappe de grillage

k_n : raideur dans la direction normale pour un élément discret

Liste des principaux symboles

k_s : raideur dans la direction tangentielle associée à un élément discret

K : module de compressibilité (« bulk »)

K_{td} : raideur de la décharge pour la traction au niveau d'un contact

K_{ti} : raideur de traction d'un contact pour les interfaces entre cellules

$K_{traction}$: raideur de traction au niveau d'un contact

L : largeur de l'ouvrage

m_I : masse de l'impactant

n : porosité d'un échantillon

N : noyau

p_I : quantité de mouvement d'impact

P : parement

q : contrainte déviatoire

q_{s+pe} : contrainte déviatorique pour le mélange de sable et de déchiquetas de pneus

R : rayon d'une particule

R_1 : rayon de la particule 1

R_2 : rayon de la particule 2

$R2$: méthode de couplage avec deux zones de recouvrement

R_{eq} : rayon équivalent pour un élément de base non sphérique

$R_{grillages}$: résistance en traction entre deux cellules de gabion

R_{inter} : rayon d'interaction

R_{max} : rayon maximum des particules de la granulométrie

R_{min} : rayon minimum des particules de la granulométrie

R_{ti} : résistance de traction d'un contact pour les interfaces entre cellules

SR : méthode de couplage sans recouvrement

t : temps

T : tension totale dans l'élingue après impact

T_H : composante horizontale de la tension dans l'élingue

Liste des principaux symboles

V_I : vitesse de l'impactant

V_p : vitesse des ondes de compression

α : rapport des raideurs de contact

Δt_I : durée d'impact

ε_1 : déformation verticale

φ : angle de frottement

$\varphi_{\text{éq}}$: frottement macroscopique équivalent

φ_{pierre} : frottement macroscopique pour le matériau « pierre »

γ : poids volumique

λ_a : coefficient d'amortissement local

ν : coefficient de Poisson

ψ : angle de dilatance

ρ : masse volumique des éléments discrets

ρ_{pierre} : masse volumique macroscopique pour le matériau « pierre »

ρ_{remblai} : masse volumique macroscopique pour le matériau de remblai

$\rho_{\text{s+p}}$: masse volumique macroscopique pour le mélange de sable et de déchetas de pneus

σ : écart type de la distribution normale de la granulométrie

σ_{iso} : contrainte de confinement isotrope

σ_{res} : résistance en compression simple d'un gabion « pierre »