HAL open science

Modélisations expérimentale et numérique d'ouvrages pare-blocs modulaires : Application à la technologie Bloc Armé®

Agathe Furet

▶ **To cite this version:**

Agathe Furet. Modélisations expérimentale et numérique d'ouvrages pare-blocs modulaires : Application à la technologie Bloc Armé®. Mécanique des solides [physics.class-ph]. Université Grenoble Alpes [2020-..], 2020. Français. NNT : 2020GRALI038 . tel-03022252

HAL Id: tel-03022252

https://theses.hal.science/tel-03022252v1

Submitted on 24 Nov 2020

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

DOCTEURE DE L'UNIVERSITE GRENOBLE ALPES

Spécialité : 2MGE : Matériaux, Mécanique, Génie Civil, Électrochimie

Arrêté ministériel : 25 mai 2016

Présentée par

Agathe FURET

Thèse dirigée par : **Stéphane LAMBERT,** Ingénieur de recherche, INRAE,
codirigée par : **Pascal VILLARD,** Professeur, Université Grenoble Alpes et
encadrée par : **Jean-Philippe JARRIN,** Ingénieur, Géolithe

préparée au sein de l'INRAE Grenoble
dans l'École Doctorale I-MEP2 : Ingénierie – Matériaux, Mécanique, Environnement, Énergétique, Procédés, Production

Modélisations expérimentale et numérique d'ouvrages pare-blocs modulaires : application à la technologie Bloc Armé®

Thèse soutenue publiquement le 27 Août 2020
devant le jury composé de :

Monsieur Vincent ACARY
Directeur de recherche, INRIA Grenoble, Président

Monsieur Pierre BREUL
Professeur, Université Clermont Auvergne, Rapporteur

Monsieur Jean-Yves DELENNE
Directeur de recherche, INRAE Montpellier, Rapporteur

Madame Marie-Aurélie CHANUT
Ingénieure de recherche, Céréma Centre-Est, Examinatrice

Monsieur Philippe GOTTELAND
Maître de conférences, FNTP, Examinateur

Monsieur Stéphane LAMBERT
Ingénieur de recherche, INRAE Grenoble, Directeur de thèse

Monsieur Pascal VILLARD
Professeur, Université Grenoble Alpes, Co-directeur de thèse

Monsieur Jean-Philippe JARRIN
Ingénieur, Géolithe, Invité

Remerciements

J'adresse d'abord mes sincères remerciements à Pierre Breul et Jean-Yves Delenne d'avoir accepté de rapporter mon travail. Merci pour le partage de vos commentaires sur le manuscrit. Je remercie Vincent Acary d'avoir présidé le jury. A eux trois et aux autres membres du jury, Marie-Aurélie Chanut et Philippe Gotteland, j'adresse mes remerciements pour leur participation. Merci pour vos nombreuses questions et remarques nous ayant conduits à des échanges enrichissants qui me seront profitables pour la suite.

Dans le cadre de ma thèse, réalisée sous contrat CIFRE (Convention Industrielle de Formation par la Recherche), j'ai travaillé au sein de l'entreprise Géolithe, en étroite collaboration avec l'institut de recherche Irstea, devenu Inrae, et le laboratoire 3SR. Je tiens à adresser mes remerciements aux trois encadrants de mon travail, issus de ces trois organismes.

Stéphane, je te remercie d'avoir dirigé cette thèse, suivant avec régularité la progression du travail, parfois sa stagnation dans les « moments épineux ». Merci d'avoir partagé ton expérience et tes connaissances avec simplicité et franchise. Je n'oublie pas tes coups de main précieux, en particulier lors des préparations de campagnes expérimentales.

Pascal, je te remercie, après m'avoir initiée à la recherche appliquée lors de mon projet de fin d'études, d'avoir co-dirigé cette thèse. Même si, « tête dans le guidon » il m'a été difficile de toujours m'y conférer, ton approche méthodique associée à ta disponibilité m'ont aidée à dépasser les difficultés les plus tenaces.

Jean-Philippe, je te remercie d'avoir participé activement à l'encadrement de ce travail de thèse, et contribué au travail opérationnel et scientifique. Merci pour ton aide en général et pour tes bons conseils concernant la modélisation numérique. Je remercie aussi Julien et Lucas pour leur participation active. Votre intérêt porté aux différentes actions et aux résultats de mon travail, ont constitué une source de motivation certaine.

Merci à tous pour votre coopération qui nous a permis, je crois, de conjuguer les attentes opérationnelles et scientifiques.

Les essais expérimentaux demandent beaucoup de travail. Et je tiens à remercier toutes les personnes qui ont participé à leur préparation, leur réalisation et leur exploitation. Un grand merci aux personnes présentes sur le terrain – Gaëlle, Daniel, Jérôme, Patrick et Christophe pour les essais à Montagnole et Nicolas, David, Florian et Lucas pour les essais à échelle réduite – qui, motivées et compétentes, ont permis la bonne réalisation de ces essais. Merci aussi pour votre sympathie qui permet en plus de rendre la tâche agréable !

Je remercie la société Itasca de m'avoir fait bénéficier de leur aide dans le cadre d'un partenariat (IEP). Merci à Marco Camusso du bureau de Lyon pour son avis concernant le développement du modèle numérique et pour avoir répondu à mes nombreuses questions.

J’adresse mes remerciements à mes collègues de Géolithe pour leur curiosité pour mon travail et leur bon accueil. J’ai apprécié travailler au sein de vos bureaux et partager les moments de convivialité avec vous. J’en profite pour remercier plus personnellement Gaëlle, qui, grâce à son expérience de doctorante, m’a fortement aidée. Que ç’ai été au bureau ou au café, je te remercie pour tes conseils et ton écoute, ces moments partagés en plus d’être amicaux m’ont aussi servi à gérer le stress de la thèse.

Je remercie également, l’ensemble des personnes de Irstea (Inrae) et du laboratoire 3SR qui ont contribué à ce travail de thèse de diverses manières : des conseils pour l’exploitation de données, du prêt de matériels avec recommandations avisées, des apports bibliographiques ou autre. Je pense aussi aux échanges occasionnels (peut-être trop …) avec les doctorants, échanges dynamisants et qui aident à relativiser (car tous ou presque connaissent des « moments épineux »).

Pour finir, je remercie ma famille pour leur soutien et leur présence pendant ces trois dernières années, et toutes celles d’avant. Merci à mes beaux-parents, mes parents, mon grand-père et ma sœur d’avoir été présents lors de la soutenance qui leur a permis de mieux comprendre pourquoi je jouais à jeter des cailloux sur des murs.

Je n’oublie pas Adrien qui partage mon quotidien. Merci de m’avoir soutenue invariablement pendant ces trois années de thèse malgré quelques inconvénients (un peu de stress et moins de temps libre notamment …). Merci simplement pour ta présence, qui m’a aidée à aller au bout de ce travail.

Pour différentes raisons, ce travail m’a montré l’importance de la gravité dans le monde physique qui nous entoure. Cependant, en ce qui concerne les hommes, j’aspire à ce qu’ils puissent se libérer un peu de la pesanteur et des forces extérieures auxquelles ils sont soumis.

« Pour pas que la terre te mange, te gobe.
Saute en l'air »

A. Souchon, Saute en l’air, 1983

Modélisations expérimentale et numérique d'ouvrages pare-blocs modulaires : application à la technologie *Bloc Armé*®

Résumé

Cette thèse Cifre s'intéresse au comportement sous impact de structures de protection issues de la technologie *Bloc Armé*® proposée conjointement par Géolithe Innov et Géolithe. La structure est composée de blocs en béton liaisonnés par des armatures métalliques verticales et horizontales. L'innovation principale réside dans le système d'armatures qui assure un liaisonnement des blocs et confère à la structure une capacité à répartir les efforts et à dissiper de l'énergie.

Des essais à échelle réelle permettent de caractériser la réponse dynamique de la structure selon deux types d'essais. Premièrement, la structure mise en œuvre horizontalement sur une couche support est soumise à des impacts à haute énergie (2 000 kJ) par lâchers verticaux d'un impactant. Deuxièmement, des essais à énergie moindre (125 kJ) sont réalisés par impact horizontaux sur un mur vertical de dimensions limitées. Des modèles réduits de la structure, à l'échelle ¼, sont également impactés, au laboratoire. Cette campagne est l'occasion de tester de nombreuses configurations de mur dans des conditions d'impact variées. Ces campagnes expérimentales permettent d'illustrer les mécanismes par lesquels une telle structure articulée se déforme sous sollicitation dynamique localisée. Les différents modes de déplacement des murs et certains phénomènes dissipant l'énergie d'impact sont mis en évidence et quantifiés. Les nombreuses mesures faites lors des essais constituent une importante base de données expérimentales, pour accompagner le développement du modèle numérique.

Un modèle numérique aux différences finies est proposé pour cette structure. Une approche réaliste est suivie pour la modélisation : chacun des éléments de la structure est modélisé explicitement. Un modèle simple est volontairement considéré pour le béton constitutif des blocs. Le modèle est calibré d'après des valeurs issues de la littérature et des mesures faites spécifiquement. La confrontation des résultats de simulations d'impact avec les résultats expérimentaux témoigne d'une bonne aptitude du modèle à reproduire le comportement dynamique global de la structure et à estimer son déplacement résiduel, en particulier. Le modèle permet de quantifier la dissipation d'énergie découlant de la plastification du béton des blocs et des frottements dans la structure. Le modèle est ensuite utilisé pour simuler la réponse de murs de géométries variées et sous impact à haute énergie. Les perspectives de ce travail sont de proposer un modèle robuste capable de simuler des impacts à énergie de l'ordre de 5 000 kJ sur des ouvrages dont la géométrie pourra être complexe.

Mots clés : structures pare-blocs, essais expérimentaux, impact, modélisation numérique, différences finies, risques naturels.

Experimental and numerical modeling of modular protection structures against rockfall: application to the *Bloc Armé*® technology

Abstract

This Cifre thesis investigates the impact response of protective structures based on the *Bloc Armé*® technology, developed by Géolithe Innov and Géolithe. This structure is made of concrete blocks linked by vertical and horizontal metal reinforcements. The main innovation lies in the reinforcement system which ensures the bonding of the blocks and gives the structure an ability to distribute the forces and dissipate energy.

Two types of real-scale experiments permit to characterize the dynamic response of the structure. Firstly, the structure laid horizontally on a support layer is subjected to high-energy impacts (2 000 kJ) by freely dropping of a projectile. Secondly, lower energy impact tests (125 kJ) are carried out by horizontal impact on a vertical wall of limited dimensions. Reduced models of the structure, at ¼ scale, are also tested under impact in the laboratory. This campaign permits to test many walls of different configurations under various impact conditions. These experimental campaigns illustrate the deformation mechanisms under localized dynamic solicitation for this kind of articulated structure. The different displacement modes of vertical walls and several phenomena dissipating impact energy are highlighted and quantified. The numerous measurements made during the tests constitute an important experimental database, supporting the development of the numerical model.

A numerical model, developed with the finite differences method, is proposed for this structure. A realistic approach is followed for the modeling: each element of the structure is modeled explicitly. A simple model is deliberately considered for the concrete constituting the blocks. The model is calibrated based on values from the literature and measurements made specifically. The comparison of impact simulations results with experimental ones attests of the ability of the model in reproducing the global dynamic behavior of the structure and in estimating its residual displacement, in particular. The model quantifies the energy dissipation resulting from plasticization of the concrete blocks and from friction in the structure.

The model is then used to simulate the response of walls of various geometries and under high energy impact. The outlooks of this work are to propose a robust model able to simulate the structure response to impacts with energies up to 5,000 kJ, considering structures with complex geometries.

Keywords: rockfall protection structures, experimental tests, impact, numerical modeling, finite differences, natural hazards

Table des matières

Chapitre 1 – Introduction 1

1.1. Chute de blocs rocheux : aléas, risque et protection des enjeux 2

1.1.1. Contexte général 2

1.1.2. Définitions 3

1.1.3. Démarche générale pour la protection 4

1.2. Projet C2ROP 6

1.3. Contexte et objectifs de la thèse 6

1.4. Présentation du document 8

Chapitre 2 - État de l'art 9

2.1. Introduction 10

2.2. Impacts : théorie et applications 10

2.2.1. Théorie de Hertz 10

2.2.2. Modèle élasto-plastique 12

2.2.3. Théorie des chocs et impulsion 13

2.3. Expérimentations d'impacts 13

2.3.1. Expérimentations sur merlons 14

2.3.2. Expérimentation sur ouvrages en béton 20

2.3.3. Synthèse 25

2.4. Simulations numériques d'impacts sur structures 26

2.4.1. Impacts sur merlons 27

2.4.2. Impact sur structure béton 30

2.4.3. Modélisation avec Flac3d 31

2.5. Dimensionnement : pratiques et règlementation 32

2.5.1. Méthodes pour la vérification d'ouvrages de protection sous impact 32

2.5.2. Cadre réglementaire en Europe 37

2.5.3. Pratiques en France 39

2.6. Synthèse et conclusions 39

Chapitre 3 - Expérimentations 41
3.1. Introduction 42
3.2. Structure *Bloc Armé* 43
3.3. Essais d'impact sur structure à échelle réelle 44
3.3.1. Présentation des essais 44
3.3.2. Moyens de mesures et implantation 50
3.3.3. Résultats expérimentaux des essais par impact vertical 53
3.3.4. Résultats expérimentaux des essais par impact horizontal 69
3.3.5. Synthèse et conclusions 72
3.4. Essais d'impact sur ouvrages à échelle réduite 74
3.4.1. Présentation des essais 74
3.4.2. Résultats expérimentaux 77
3.4.3. Conclusions 83
3.5. Conclusion générale 84

Chapitre 4 - Modélisation numérique de la structure 87
4.1. Introduction 88
4.2. Modélisation numérique avec FLAC3D 89
4.2.1. Calcul numérique 89
4.2.2. Présentation des éléments FLAC3D utilisés dans le modèle 92
4.3. Présentation du modèle numérique d'un mur *Bloc Armé* sous impact 98
4.3.1. Représentation générale 99
4.3.2. Description des éléments constitutifs 99
4.3.3. Interaction entre les éléments volumiques 102
4.3.4. Assemblage des éléments structurels de liaison 106
4.3.5. Conditions limites 110
4.3.6. Méthode de simulation d'impacts 111
4.4. Simulations d'impact sur mur à échelle réduite 111
4.4.1. Présentation d'un modèle de référence 112
4.4.2. Méthode d'analyse des résultats 116
4.4.3. Analyse et comparaison des résultats numériques et expérimentaux 118
4.4.4. Études de sensibilité aux paramètres 124
4.4.5. Synthèse 131

4.5. Simulations d'impact sur structure à échelle réelle 131
4.5.1. Présentation du modèle 132
4.5.2. Analyse et comparaison des résultats numériques et expérimentaux 135
4.5.3. Synthèse 142
4.6. Conclusion 142

Chapitre 5 – Modélisations pour l'ingénierie 145
5.1. Introduction 146
5.2. Structures de géométries complexes : murs de refend 146
5.2.1. Modélisation 146
5.2.2. Comparaison des résultats numériques et expérimentaux 149
5.2.3. Étude quantitative de la dissipation d'énergie 153
5.2.4. Conclusions 154
5.3. Structure à échelle réelle sous impact à haute énergie 154
5.3.1. Modélisation et simulations 155
5.3.2. Résultats principaux 156
5.3.3. Identification des limites du modèle numérique 162
5.3.4. Conclusions 163

Conclusions et perspectives 165

Références Bibliographiques 169

Annexes 175

Liste des Figures

Figure 1.1 : Éboulements rocheux a) route départementale RD119 à Cluses, 2020 (Géolithe) b) route départementale RD55 à Thorens-Glières, 2020 (Géolithe) 2

Figure 1.2 : Risque rocheux et principe de protection passive, Guide technique sur les mouvements de terrains (Direction générale de la Prévention des risques, 2011) 4

Figure 1.3 : Classification des ouvrages de protection passive en fonction de leur capacité à arrêter un bloc exprimé en termes d'énergie cinétique (S. Lambert, communication personnelle) 5

Figure 1.4 : a) Merlon en remblai de terre avec parement amont en gabion remplis de pierres (A. Furet) b) Structure sandwich testée sous impact (Heymann, 2012) 6

Figure 1.5 : Bloc Armé a) principe de la solution b) mur test avant impact 7

Figure 2.1 : Contact Hertzien entre deux sphères rigides 10

Figure 2.2 : Impact entre une sphère et un plan 11

Figure 2.3 : Comportement élasto-plastique d'un choc d'une sphère sur un sol selon Tonello 12

Figure 2.4 : Représentation simplifiée de l'évolution de l'effort sur la durée d'impact 13

Figure 2.5 : Essais d'impact sur modèles réduits (Blovsky 2003) a) schéma de la maquette renforcée par bandes de géotextiles b) compaction locale autour de l'impact 15

Figure 2.6 : Ouvrage en remblai renforcé et dispositif de mesure de déplacement (Burroughs, 1993) 15

Figure 2.7 : Merlon de protection, ouvrage sandwich avec parement à rôle de dissipation d'énergie, testé par Yoshida (Yoshida, 1999) 16

Figure 2.8 : Essais d'impact sur remblai renforcé a) vue en coupe d'un ouvrage (Peila et al., 2007) b) dispositif d'essai sur le site de Meano. 17

Figure 2.9 : Déformation de la face aval après impact a) d'un ouvrage non renforcé b) d'un ouvrage renforcé 17

Figure 2.10 : Impacts sur ouvrage en gabions et ouvrage en remblai renforcé (Sung et al 2008 ; Aminata et al., 2008) a) ouvrage composé de cages en fonte remplies de pierres b) système d'impact par balancier réalisé à l'aide de grues mobiles 18

Figure 2.11 : Structures cellulaires sandwich testées dans le cadre du projet Rempare (Heymann, 2012) 19

Figure 2.12 : Essais d'impact sur dalle sur appui fusible a) dispositif d'essai avant impact b) surface d'impact et endommagement après un essai à 135 J 20

Figure 2.13 : Ouvrage sandwich avant impact (Lorentz, 2007) 21

Figure 2.14 : Déplacement de structures rigides sous impact a) déflexion d'une poutre (Lam et al., 2018) b) rotation d'un mur rigide rectangulaire large sous impact (Lam et al., 2018) c) Glissement d'un mur rigide en L soumis à impact (Yong et al., 2019) 23

Figure 2.15 : État d'une barrière sans conception spécifique a) état général après des impacts multiples b) effritement localisé 24

Figure 2.16 : Structure de protection pare-blocs testées sous impact (Green et al. 2018) a) structure testée et déplacements après impact à 750 kJ à 2,25 m de hauteur b) déplacement à l'aval b) enfoncement de l'impactant dans le parement amont 25

Figure 2.17 : Résultats de simulations d'impact à 55 kJ avec trois lois de comportement différentes (Sung et al., 2008) a) forces d'impact b) enfoncement de l'impactant 27

Figure 2.18 : Déplacements maximaux à l'amont et à l'aval de l'ouvrage impacté par un impactant 1,5m de côté en fonction de l'énergie d'impact, estimés analytiquement et par simulation numérique (déplacement des modèles de 0 à 3,3m) (Peila et al.,2007) 28

Figure 2.19 : Modélisation discrète de merlons a) renforcé par géotextiles (Plassiard et al., 2004) b) sans renforcement (Plassiard et Donzé, 2010) 29

Figure 2.20 : Modèle d'ouvrage constitué d'un domaine discret et d'un domaine continu (Breugnot, 2011) 29

Figure 2.21 : Simulation d'impacts sur dalle pare-bloc structurellement dissipante a) par éléments finis avec Abaqus (Berthet-Rambaud, 2004) b) par éléments discrets avec SDEC (Hentz, 2003) c) par éléments finis avec Ansys (Delhomme, 2005) 30

Figure 2.22 : Simulations d'impact sur une structure rigide en L a) modèle LS-DYNA b) résultats d'une étude paramétrique sur l'influence du coefficient de restitution et de l'angle de frottement au contact base/mur sur le déplacement par glissement (Lam et al, 2019) 31

Figure 2.23 : Exemple de modèles FLAC3D a) fondation sur pieux soumise à des efforts dynamiques cycliques b) remblai en terre soumis à impact 32

Figure 2.24 : Modèle de déformation lors d'un impact sur ouvrage en terre non renforcé proposé par Tissières (Tissières, 1999) 35

Figure 2.25 : Modèle géométrique de l'ouvrage étudié et sa surface de rupture (Subrin,2006) ... 35

Figure 3.1 : Structure Bloc Armé a) schéma de l'assemblage de blocs et d'armatures métalliques b) mise en œuvre en soutènement d'une zone ravinée et en interception de phénomènes gravitaires 43

Figure 3.2 : Site d'essais a) vue d'ensemble de la falaise et de la potence b) vue du système de largage avant impact vertical 45

Figure 3.3 : Plot d'essais a) Structure à impacter déposée sur la couche support b) Grave roulée de granulométrie 20-40 mm utilisée en matériau constitutif de la couche support c) Vue d'ensemble de la couche support et description du repère d'axes global 46

Figure 3.4 : Géométrie des impactants utilisés 47

Figure 3.5 : Présentation des phases d'essais 48

Figure 3.6 : Implantation des capteurs dans la couche support 51

Figure 3.7 : Instrumentation de la couche support a) accéléromètre fixé sur une grille polymère et déposé sur une couche de sable b) capteur recouvert d'une fine couche de sable de protection c) capteur de contrainte hors-couche d) capteurs de contrainte mis en œuvre sous une couche de sable de protection 52

Figure 3.8 : Grandeurs caractéristiques (exemple P1E2 – 200 kJ) a) Accélération verticale de l'impactant : identification des temps de début d'impact et fin d'impact, caractéristiques de la durée d'impact b) Contraintes pour les 3 capteurs en fond de couche et calcul du rapport de répartition 55

Figure 3.9 : Comportement de la couche support en grave alluvionnaire lors de l'impact à 300 kJ a) accélération de l'impactant lors de l'impact b) état de la couche après essai 56

Figure 3.10 : Variation de contrainte mesurée en fond de couche lors de l'impact à 300 kJ sur la couche support en grave alluvionnaire 57

Figure 3.11 : Accélération de l'impactant mesurée par accéléromètre lors de l'impact pour deux essais répétés à même énergie de 200 kJ (P1E2 et P1E2b) 58

Figure 3.12 : Variation de contraintes en fond de couche pour deux essais répétés à même énergie de 200 kJ (P1E2 et P1E2b) 58

Figure 3.13 : Variation de contraintes en fond de couche pour le premier essai à 200 kJ et l'essai à 300 kJ (P1E2 et P1E3) 59

Figure 3.14 : Structure Bloc Armé mise en œuvre sur la couche support 60

Figure 3.15 : Comportement de la structure soumise à un impact à une énergie de 500 kJ (P2E1) a) accélération de l'impactant lors de l'impact b) état de la structure après essai : fracturation du bloc impacté et des blocs voisins 61

Figure 3.16 : Mobilisation de la structure pendant l'impact (P2E1) a) déplacements des blocs b) suivi du déplacement d'un bloc par pointage vidéo 62

Figure 3.17 : Variation de contraintes mesurée en fond de couche lors de l'impact à 500 kJ sur la structure (P2E1) 63

Figure 3.18 : Répétition d'essais à 500 kJ (P2E1 et P2E1b) a) accélération de l'impactant lors de l'impact b) état de la structure après le deuxième essai c) cartographies des déplacements verticaux 64

Figure 3.19 : Variation de contraintes en fond de couche pour deux essais répétés à même énergie de 500 kJ sur la structure (P2E1 et P2E1b) a) Mesure du capteur dans l'axe d'impact b) Mesures des capteurs excentrés 65

Figure 3.20 : Comportement de la structure soumise à un impact à une énergie de 2 000 kJ (P2E1b) a) accélération de l'impactant lors de l'impact b) état de la structure après essai : fracturation des blocs 66

Figure 3.21 : Résultats relatifs aux mesures de contrainte en fond de couche support montrant le transfert et la diffusion d'efforts lors d'impacts avec et sans la structure a) Contrainte maximale à l'axe d'impact en fonction de l'énergie d'impact b) Quantité de contrainte dans les différents capteurs en fonction de l'énergie d'impact 68

Figure 3.22 : Résultats relatifs aux mesures sismiques a) Énergie sismique en fonction de l'énergie d'impact b) Énergie sismique en fonction de la contrainte maximale à l'axe d'impact (essais P1E1 à P2E1b) 69

Figure 3.23 : Accélération de l'impactant pendant l'impact (essai P3E2 – 45 kJ) 70

Figure 3.24 : État du mur après impact horizontal à 90 kJ sur mur vertical a) mur vu de côté b) mur vu de dessus c) modèle photogrammétrique en vue de dessus faisant apparaître la déformée en V d) cartographie des déplacements du mur selon l'axe d'impact 71

Figure 3.25 : Mesure de déformation sur les plaques métalliques a) localisation dans le mur b) positionnement des jauges sur les plaques métalliques c) Déformation des plaques atteignant la limite élastique (P3E3 - 93 kJ, jauge 1) 72

Figure 3.26 : Structure étudiée : blocs en béton liaisonnés par des barres verticales et des plaques horizontales a) méthode d'assemblage entre deux blocs b) mur avant impact 74

Figure 3.27 : Dispositif d'essais : impact sur a) mur droit b) mur avec murs de refend 75

Figure 3.28 : Configurations des murs testés a) D : mur droit sans mur de refend b) B158 : mur avec murs de refend bas espacés de 1,58 m c) B100 : mur avec murs de refend bas et espacés de 1,00 m d) H158 : mur avec murs de refend haut espacés de 1,58 m 76

Figure 3.29 : Mur droit après impact à 1 040 J pour Hi = 0,5 m a) déformation générale du mur b) état du mur à l'arrière 77

Figure 3.30 : Grandeurs caractéristiques a) déplacements dans l'axe d'impact b) longueurs de mur mobilisées en glissement (Ld) et en soulèvement (Ls) 78

Figure 3.31 : Impact à 1 040 J sur mur droit a) déformée du mur pour trois temps caractéristiques b) évolution du déplacement dans l'axe d'impact d'un point haut du mur 79

Figure 3.32 : Bilan partiel des énergies dissipées par glissement et projection lors d'un impact à 1 040J sur mur droit pour Hi = 0,5 m 83

Figure 4.1 : Cycle de calcul explicite dans FLAC3D 90

Figure 4.2 : Maillage dans FLAC3D, composé de zones et de nœuds (FLAC3D v6, 2017) 92

Figure 4.3 : Schématisation des interfaces, comprenant des nœuds, des éléments d'interface et des surfaces d'influence d'un nœud (FLAC3D v6, 2017) 93

Figure 4.4 : Principe de fonctionnement des interfaces, contact entre un nœud d'interface et une zone cible (FLAC3D v6, 2017) 94

Figure 4.5 : Comportement des éléments câbles : résistance mécanique axiale du matériau (FLAC3D v6, 2017) 96

Figure 4.6 : Fonctionnement des éléments structurels : masse concentrée aux nœuds et mode d'interaction avec le maillage (zone cible) au travers de liens 97

Figure 4.7 : Comportement élasto-plastique normal des liens déformables 98

Figure 4.8 : Modèle d'un mur en Bloc Armé dans FLAC3D, éléments volumiques parallélépipèdes rectangles en contact par des interfaces et liaisonnés par des éléments structurels 99

Figure 4.9 : Géométrie des blocs à échelle réelle avec chanfrein a) géométrie du bloc numérique b) comparaison de la section du bloc numérique avec la section du bloc réel 100

Figure 4.10 : Impactants utilisés pour les simulations a) à échelle réelle avant correction b) à échelle réelle après correction c) à échelle réduite 101

Figure 4.11 : Assemblage des blocs et des armatures de liaison : cas de la structure à échelle réelle a) assemblage réel testé b) modèle numérique 102

Figure 4.12 : Localisation des trois types d'interface pour le paramétrage du modèle 103

Figure 4.13 : Mise en évidence de la réduction de la surface décollée au contact mur/base par réduction des rigidités aux interfaces sur le modèle à échelle réduite : interpénétration et décollement bloc/base à 350 ms après impact 104

Figure 4.14 : Test de poussée statique d'un mur a) déplacement par glissement sur la base b) pivotement sur l'arête arrière et renversement progressif c) pénétration excessive au niveau de l'arête arrière 105

Figure 4.15 : Modèle d'armatures : barres traversant le mur sur toute la hauteur et plaques reliant horizontalement les blocs placés en quinconce. 106

Figure 4.16 : Représentation simplifiée des assemblages a) structure à l'échelle réelle b) structure à l'échelle réduite c) modèle numérique 108

Figure 4.17 : Test de poussée sur un assemblage de blocs avec barres de liaison pour la vérification du principe de jeu dans la structure 109

Figure 4.18 : Jeux de déplacement existant dans la structure à échelle réduite 115

Figure 4.19 : Déplacements du mur dans l'axe d'impact a) localisation des points suivis b) résultats de simulation avec le modèle de référence 117

Figure 4.20 : Comparaison des résultats numériques et expérimentaux concernant les déformations d'un mur droit après un impact à 1 040 J à Hi = 0,5m 118

Figure 4.21 : Déplacement en haut du mur au droit de l'impact : comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques 119

Figure 4.22 : Dégradation du mur après impact a) plastification des zones dans le modèle numérique b) dégradation du mur réel, fracturé au droit de l'impact 121

Figure 4.23 : Comportement au contact impactant/mur, avant stabilisation du mur a) forces de contact normales et tangentielles b) cinétique : énergies et déplacements au moment de l'impact c) état de contrainte du bloc impacté à deux profondeurs 122

Figure 4.24 : Dissipation d'énergie pour un impact à 1 040 J à Hi = 0,5m sur mur droit a) bilan de la dissipation d'énergie finale pour les différents mécanismes b) dissipation d'énergie au cours du temps pour les différents mécanismes 124

Figure 4.25 : Comportement de l'ouvrage pour différentes valeurs du module d'Young de l'impactant a) force d'impact b) évolution du déplacement du point haut du mur au droit de l'impact 128

Figure 4.26 : Déplacement du point haut du mur au droit de l'impact a) pour différentes conditions de liberté dans l'assemblage d'armature b) pour différentes valeurs de jeu vertical des barres en tête de mur 129

Figure 4.27 : Déplacement du point haut du mur au droit de l'impact pour différentes réductions des angles de frottement aux interfaces par rapport à la valeur mesurée expérimentalement 130

Figure 4.28 : Comparaison des résultats numériques et expérimentaux pour la succession de 5 impacts (P3E1 à P3E5) a) déplacement résiduel maximal du mur dans l'axe d'impact b) soulèvement maximal en bas de mur 135

Figure 4.29 : Comparaison des résultats numériques et expérimentaux concernant les déformations d'un mur soumis à une succession d'impact a) après le deuxième impact (P3E2) : 45 kJ à Hi=1,1 m b) après le quatrième impact (P3E4) : 125 kJ à Hi=1,1 m 137

Figure 4.30 : Dégradation du mur après le deuxième impact (P3E2) a) plastification des zones dans le modèle numérique b) état du mur réel, fracturé en partie arrière au droit de l'impact 138

Figure 4.31 : Dégradations du mur après le cinquième impact (P3E5) a) plastification des zones dans le modèle numérique b) état du mur réel, fortement fracturé 139

Figure 4.32 : Forces d'impact numérique et expérimentale pour un essai à 16 kJ sur la structure vierge de tout impact (P3E1) 140

Figure 4.33 : Déplacement des barres par rapport aux blocs après le cinquième impact 141

Figure 4.34 : Forces axiales dans les éléments structurels de liaison pour le cinquième impact lors du déplacement de la structure à un instant donné (300 ms) 141

Figure 5.1 : Murs avec murs de refend a) modélisation des murs de refend b) modélisation du réseau d'éléments structurels de liaison 147

Figure 5.2 : Déplacements résiduels des murs de refend pour la configuration H158 148

Figure 5.3 : Comportement au contact impactant/mur, avant stabilisation du mur pour la configuration H158 a) forces de contact normales et tangentielles b) énergies cinétiques au moment de l'impact 148

Figure 5.4 : Dissipation d'énergie pour la configuration H158 a) dissipation d'énergie au cours du temps pour différents mécanismes b) État de plastification des zones 149

Figure 5.5 : Comparaison des déformées expérimentales et numériques pour différentes configurations de murs avec murs de refend a) B158 b) B100 c) H158 151

Figure 5.6 : Comparaison des résultats expérimentaux et numériques du déplacement du point haut du mur au droit de l'impact pour différentes configurations de mur (mur droit et 3 murs avec murs de refend) 152

Figure 5.7 : Quantification de la dissipation d'énergie suivant divers phénomènes pour un impact à 1 040 J à Hi = 0,5m et pour les différentes configurations de murs a) résultats numériques b) résultats expérimentaux pour le frottement du mur sur la base 154

Figure 5.8 : Comportement du mur à l'impact : force axiale dans les armatures et déplacement des blocs selon X à trois temps donnés (simulation n°1) 157

Figure 5.9 : Résultats pour un impact à 900 kJ sur un mur de 12,8m de long (simulation n°2) a) déplacement en trois points caractéristiques b) déplacement vertical en partie haute et basse du mur c) déformée du mur et déplacement résiduel selon l'axe d'impact X 158

Figure 5.10 : Résultats pour un impact à 1 500 kJ sur un mur de 12,8m de long (simulation n°3) a) déplacement en trois points caractéristiques b) déplacement vertical en partie haute et basse du mur c) déformée du mur et déplacement résiduel selon l'axe d'impact X 159

Figure 5.11 : Comportement de la barre au droit de l'impact : déformation plastique des zones entraînant un déplacement relatif des nœuds des barres dans les blocs supérieurs au jeu paramétré (simulation n°3, 28 ms) 160

Figure 5.12 : Résultats pour un impact à 1 500 kJ sur mur de 25,6 m de long (simulation n°4) a) déplacement en trois points caractéristiques b) déplacement vertical en partie haute et basse du mur c) déformée du mur et déplacement résiduel selon l'axe d'impact X 161

Figure 5.13 : Renversement d'un mur sous impact à 900 kJ en partie sommitale : déplacement du mur et efforts dans les armatures 162

Figure 5.14 : Déformation des zones sur l'arête arrière du mur lors du pivotement (impact à 1 850 kJ) 163

Liste des Tableaux

Tableau 2.1 : Description des ouvrages sandwich impactés (Heymann, 2012) 19

Tableau 3.1 : Programme d'essais pour les impacts verticaux 49

Tableau 3.2 : Programme d'essais pour les impacts horizontaux 50

Tableau 3.3 : Résultats caractéristiques pour tous les essais par impact vertical 67

Tableau 3.4 : Impacts à 1 040 J : comparaison des résultats entre le mur droit et les murs avec murs de refend, Hi = 0,5 m et Hi = 0,3 m 80

Tableau 3.5 : Impacts à 1 040 J : comparaison des résultats pour Hi = 0,5 m et 0,3 m 82

Tableau 4.1 : Lois de comportement et valeurs retenues pour le paramétrage des éléments volumiques du modèle à échelle réduite : blocs, base et impactant 113

Tableau 4.2 : Paramètres des éléments structurels du modèle de référence à échelle réduite 115

Tableau 4.3 : Déplacement de l'ouvrage : comparaison entre résultats expérimentaux et numériques 119

Tableau 4.4 : Étude de sensibilité sur les paramètres de la loi de comportement du béton : comparaison des résultats avec ceux du modèle de référence 126

Tableau 4.5 : Lois de comportement et valeurs retenues pour le paramétrage des éléments volumiques du modèle à échelle réelle : blocs, base et impactant 133

Tableau 4.6 : Paramètres des éléments structurels du modèle de référence à échelle réelle 134

Tableau 5.1 : Comparaison des principaux résultats expérimentaux et numériques pour différentes configurations de murs avec murs de refend 150

Tableau 5.2 : Simulations à haute énergie sur mur à échelle réelle : définition du mur et des conditions d'impact 155

Tableau 5.3 : Résultats principaux pour les différentes simulations 156

Chapitre 1 – Introduction

1.1. Chute de blocs rocheux : aléas, risque et protection des enjeux

1.1.1. Contexte général

Historiquement les hommes se sont installés auprès des massifs rocheux pour des raisons stratégiques. L'environnement montagneux était alors synonyme de sécurité. En effet, en périodes de conflits, les reliefs permettaient à la fois de se protéger et d'avoir une grande visibilité sur l'ennemi. Ainsi de nombreux bâtiments et infrastructures ont été construits directement sur les versants rocheux.

Depuis, les hommes sont restés dans cet environnement et récemment, les régions montagneuses sont exposées à une urbanisation croissante ; elle est notamment due à leurs attraits touristiques tels que les stations de sports d'hiver.
Les phénomènes naturels de type gravitaire comme les avalanches, les crues torrentielles, les éboulements rocheux ou les chutes de pierres représentent un danger pour l'homme et ses activités. Les chutes de blocs rocheux sont couramment responsables de dommages plus ou moins importants sur les infrastructures et sont à l'origine de 1 à 2 morts par an en moyenne en France métropolitaine. Les évènements, tels que ceux présentés en Figure 1.1 peuvent blesser ou tuer des personnes, bloquer la circulation et entraîner l'isolement de certaines populations ou perturber les activités économiques et sociales.

a) b)

Figure 1.1 : Éboulements rocheux a) route départementale RD119 à Cluses, 2020 (Géolithe) b) route départementale RD55 à Thorens-Glières, 2020 (Géolithe)

Le fort développement urbain et touristique dans de nombreuses régions de montagne a multiplié le nombre d'habitations et d'infrastructures soumises à ces aléas naturels. De plus, le changement climatique qui impacte les températures et les précipitations pourrait entraîner une augmentation des mouvements de terrain.

En parallèle, l'acceptation sociétale des conséquences des risques naturels a considérablement diminué, en lien avec les progrès technologiques dans tous les domaines des dernières décennies qui ont amélioré la qualité de vie.

Dans ce contexte, la gestion du risque et la protection des biens et des personnes contre les chutes de pierres se doivent d'être organisées et efficaces. Les différentes organisations au niveau local et national, les acteurs privés (bureau d'étude, entreprises, …) et la communauté scientifique sont amenés à travailler de manière collaborative pour améliorer la compréhension de l'aléas, faire progresser les techniques et les méthodes pour la protection des enjeux et organiser la mise en place opérationnelle de la protection.

1.1.2. Définitions

L'enjeu, qui peut être humain ou matériel, est caractérisé par sa valeur et sa **vulnérabilité**, c'est-à-dire sa propension à être dégradé par un phénomène d'intensité donnée.

Les **éboulements rocheux** se caractérisent par le détachement et la propagation d'éléments rocheux. Concernant la chute d'éléments isolés, on parle de chutes de pierres lorsque les éléments sont de volume inférieur à 1 décimètre cube et de **chute de blocs rocheux** lorsque le volume est compris entre quelques décimètres cube et une centaine de mètres cube. Les éboulements rocheux en masse, peuvent mettre en jeu des volumes pouvant dépasser les milliers de mètres cube.
Ces mouvements se développent sous l'influence de différents paramètres comme la nature des sols, la topographie ou les précipitations et les variations de température.
Le phénomène complet, illustré en Figure 1.2, intègre deux phases que sont le **déclenchement** de la chute de blocs et le mouvement de **propagation** jusqu'à l'arrêt dans une zone d'épandage. L'initiation de la chute de blocs est provoquée par des phénomènes peu visibles sur une observation à long terme (ouverture de fracture, altération de joint rocheux) cependant une fois initié le processus de déclenchement est très rapide. Ces deux faits rendent difficile la prévision des événements.

La propagation des blocs dans les versants est relativement bien connue et un certain nombre de modèles et d'outils trajectographiques existent pour anticiper le mouvement des blocs rocheux sur les versants en cas de départ.

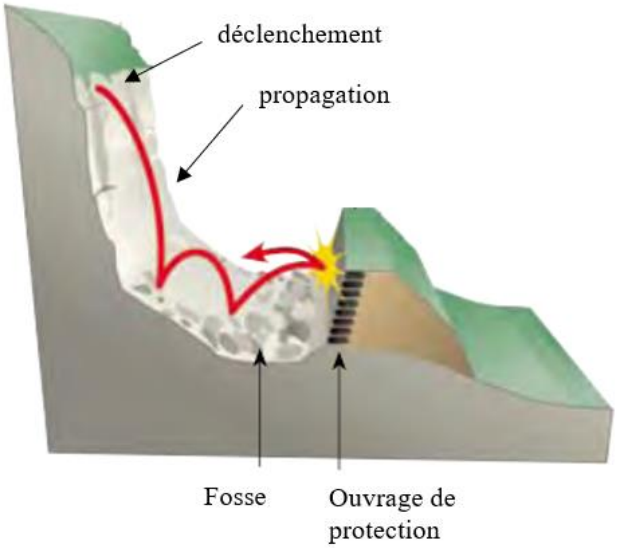


Figure 1.2 : Risque rocheux et principe de protection passive, Guide technique sur les mouvements de terrains (Direction générale de la Prévention des risques, 2011)

L'aléa est principalement défini par la probabilité d'occurrence au niveau de l'enjeu considéré. Dans le cas des chutes de blocs, cela correspond à la probabilité d'atteinte de l'enjeu considéré, c'est-à-dire au croisement de la susceptibilité d'une partie d'un massif rocheux à rompre et par la capacité du volume rocheux détaché à se propager vers l'aval. Il est complètement indépendant des enjeux éventuellement menacés.

La notion de **risque** apparaît lorsque, d'un point de vue spatial et temporel, un enjeu est soumis à un aléa. Il est le résultat du croisement de l'aléa par la vulnérabilité de l'enjeu. Dans le cas d'un aléa fort par son intensité et sa probabilité d'occurrence, nous noterons que le risque reste faible si aucune population ou aucun bien ne sont menacés par celui-ci car la vulnérabilité est faible. La région Grenobloise est une zone où le risque, ainsi défini, est généralement élevé, car elle associe un aléa fort à une forte densité de population.

La **protection** des enjeux contre l'aléa de chute de blocs rocheux passe par de nombreuses actions, dont la construction d'ouvrage de protection, présentées dans les paragraphes suivants.

1.1.3. Démarche générale pour la protection

La démarche de protection des enjeux nécessite de commencer par définir et cartographier l'aléa. La cartographie peut utiliser une méthode probabiliste basée sur les données d'évènements passés. Elle peut aussi se faire par des études géomorphologiques, qui permettent l'identification des zones de départ, complétées par des études trajectographiques qui évaluent les zones de propagation. Plus précisément, la trajectographie détermine les zones de propagation sur la base de modèles qui prennent en compte les formes et volumes des blocs susceptibles de se décrocher mais aussi la nature du sol, la pente et la densité de végétation du versant. Ces calculs, souvent réalisés à l'aide

de logiciels spécifiques, déterminent pour chaque bloc envisagé, les vitesses et hauteurs de passage en des points donnés ainsi que la localisation de son point d'arrêt.

Une fois les zones à risques définies, les blocs potentiellement impliqués évalués (masse et volume) et les trajectoires précisées (hauteur de passage et vitesse), les différentes solutions de protection sont à étudier. Deux types de parades sont envisageables selon les phénomènes impliqués et la topographie à proximité des enjeux : la protection active ou la protection passive.

La **protection active** consiste à empêcher que l'évènement de chute ne se produise ou à forcer son déclenchement en maîtrisant les conditions du processus. Le confortement par ancrages, l'installation de nappes de filets ou de grillages sur les parois ou la mise en œuvre de béton projeté avec des armatures sur des blocs instables sont des exemples de protection active empêchant l'activation du phénomène. Pour un déclenchement maitrisé de l'évènement on procède à des interventions directes dans les versants pour éliminer les volumes instables : purge manuelle, déroctage mécanique, minage.

La **protection passive** qui n'agit pas sur le départ du phénomène, consiste à protéger les enjeux en arrêtant les blocs détachés avant qu'ils ne les atteignent. Il existe plusieurs types d'ouvrages pour la protection contre les chutes de blocs qui se distinguent par leur capacité à arrêter les blocs en termes d'énergie (Figure 1.3), leur fonctionnalité et leur environnement d'implantation. Les galeries pare-blocs ne sont construites que pour protéger des linéaires de circulation exposés. Les écrans de filets peuvent être implantés dans des pentes raides alors que les merlons et d'autres types de structures de protection subverticales sont érigés dans des versants de pentes limitées mais supportent généralement des évènements d'impact d'énergie plus importante.

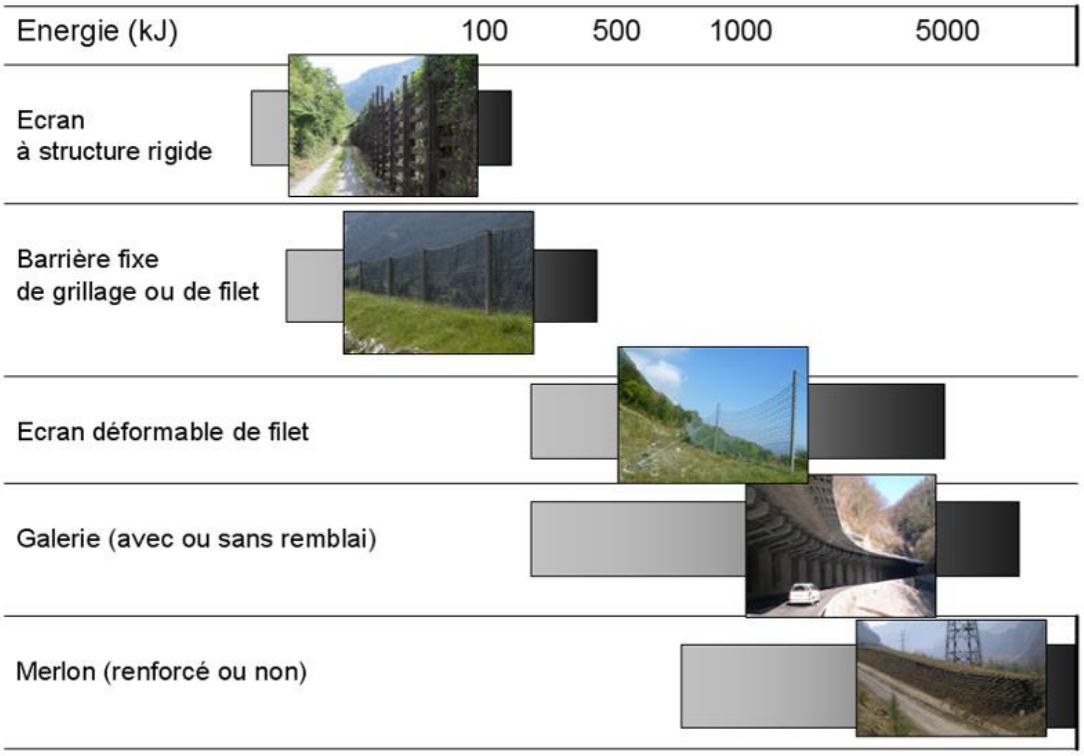


Figure 1.3 : Classification des ouvrages de protection passive en fonction de leur capacité à arrêter un bloc exprimé en termes d'énergie cinétique (S. Lambert, communication personnelle)

1.2. Projet C2ROP

Une partie des recherches réalisées dans le cadre de cette thèse est associée au projet national C2ROP : Chute de blocs, Risque Rocheux, Ouvrage de Protection. C2ROP regroupe les différents acteurs du domaine du risque rocheux pour travailler sur les problématiques du risque, de l'aléa et des solutions de protection afin de combler les lacunes actuelles et d'homogénéiser les pratiques dans la gestion du risque rocheux.
Le travail s'organise autour de trois axes de recherches, « aléas », « parades » et « risques », qui permettent de répondre aux besoins identifiés des maîtres d'ouvrages et gestionnaires d'infrastructures routières ou ferroviaires. Les actions menées de manière collaborative permettent de proposer et de valoriser un ensemble d'outils opérationnels et de méthodes dans le but de produire une réponse coordonnée et efficace à la problématique du risque rocheux.

Les travaux de recherche engagés dans l'axe « parades » ont pour objectifs de participer au développement des structures de protection à emprise au sol réduite et de proposer des méthodes sécuritaires pour le dimensionnement d'ouvrages optimisés.

1.3. Contexte et objectifs de la thèse

Le travail de thèse s'inscrit dans le cadre du développement des ouvrages de protection de type merlon. Les merlons sont des ouvrages en terre en élévation, souvent accompagnés d'une fosse, érigés au pied des versants pour intercepter les masses rocheuses dans leurs courses. Ce type de structure, de volume et de masse importants est capable de retenir des blocs arrivant à haute énergie. Ces ouvrages ont bénéficié par le passé d'améliorations technologiques permettant d'augmenter leur capacité à résister aux impacts et de réduire leur emprise au sol. Les remblais constitutifs des ouvrages ont par exemple été renforcés par des géotextiles, et des parements raidis, dissipateur d'énergie, de différents types ont été proposés (pneu, gabions).

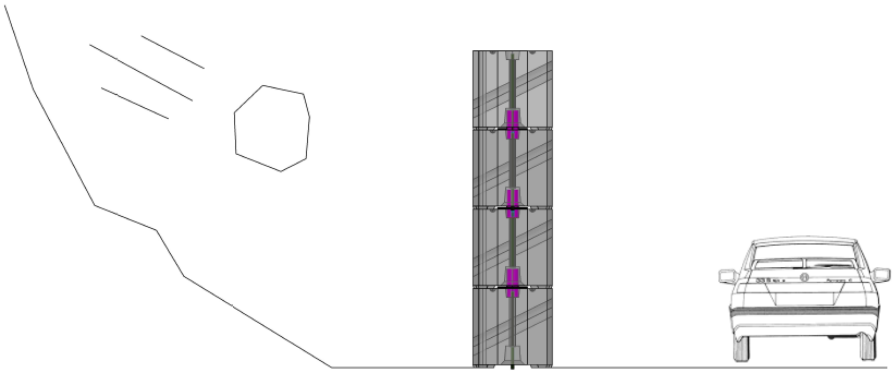
Figure 1.4 : a) Merlon en remblai de terre avec parement amont en gabion remplis de pierres (A. Furet) b) Structure sandwich testée sous impact (Heymann, 2012)

Face aux besoins de réduire d'avantage l'emprise au sol et de favoriser une réparation rapide, notamment induits par l'urbanisation croissante dans des milieux contraints par les reliefs, de nouvelles structures sont apparues. Parmi les exemples étudiés plus en détail dans l'état de l'art, un ouvrage sandwich de 3 m d'épaisseur utilisant des géocellules a été testé à haute énergie dans le cadre d'un projet de recherche (Heymann, 2012). En Nouvelle-Zélande, une structure sandwich

mettant en œuvre, des cellules de gabion remplies de pierres en parement, une couche amortissante composée de gabions remplis de sable et une partie arrière composée de blocs en béton renforcés d'une barre verticale en acier, a été développée pour faire face aux nombreux évènements de chutes de blocs provoqués dans cette région par les tremblements de terre (Green et al., 2018). Aux États-Unis, les ouvrages fins en béton sont couramment utilisés pour protéger les axes routiers des chutes de blocs (Musa, 2015).

En 2016, la structure *Bloc Armé®* a été proposée conjointement par Géolithe Innov et Géolithe. La structure, présentée plus en détail au chapitre 3, est composée de blocs en béton liaisonnés par des armatures métalliques verticales et horizontales. Ces armatures assurent un liaisonnement des blocs tout en permettant des déplacements entre les blocs, conférant ainsi à la structure une capacité à répartir les efforts et à dissiper de l'énergie. La structure peut être utilisée en parement raidi de merlon, pour la construction d'ouvrages de protection autoporteurs ou en ouvrage de soutènement. Sa conception présente les avantages d'une faible emprise au sol, d'un montage rapide et d'une réparation facile en cas d'endommagement.
Selon la composition de la structure mise en œuvre, le *Bloc Armé* peut servir à construire des murs pour la protection rapide d'un enjeu soumis à un risque de chute de bloc à faible énergie ou à la construction d'ouvrages plus conséquents prédestinés à résister à des impacts à haute énergie.

a)



b)

Figure 1.5 : Bloc Armé a) principe de la solution b) mur test avant impact

Les travaux de thèse, appliqués spécifiquement à la structure innovante *Bloc Armé*, visent au développement de structures pare-blocs à faible emprise au sol et de méthodes de dimensionnement fiables et optimisées. L'approche retenue comprend un volet expérimental et un

volet numérique. La réalisation d'essais d'impact a pour objectif d'étudier la réponse dynamique de la structure et le volet numérique propose un outil de dimensionnement à destination de l'ingénierie. Les deux volets ont également pour ambition d'améliorer la connaissance des phénomènes physiques impliqués lors d'un impact et d'étudier les processus de dissipation d'énergie.

1.4. Présentation du document

La présente introduction est suivie, en chapitre 2, par un état de l'art concernant la problématique de l'impact sur structures et leur dimensionnement. Premièrement, les approches théoriques sur les chocs et les applications analytiques sont exposées. Les précédents travaux expérimentaux et numériques concernant les structures soumises à impact sont abordés avant de traiter la question du cadre réglementaire du dimensionnement.

Les résultats de deux campagnes d'essais d'impact sur la structure *Blocs Armé,* réalisés à échelle réelle et à échelle réduite sont présentés dans le chapitre 3. Les analyses permettent d'étudier la réponse dynamique de la structure et d'identifier les modes de déplacement et certains mécanismes dissipatifs.

Les modèles numériques, calibrés et validés à l'aide des données expérimentales, sont présentés dans le chapitre 4. Une analyse approfondie des résultats et des études paramétriques sont proposées pour améliorer la connaissance du comportement de l'ouvrage et la compréhension des mécanismes dissipatifs.

La bonne concordance entre les résultats de simulation numérique et les résultats expérimentaux permet d'envisager l'utilisation du modèle pour l'ingénierie. Cela d'une part à des fins exploratoires, en vue de l'amélioration de cette technologie et d'autre part pour une utilisation du modèle numérique pour le dimensionnement de structures.

Les résultats issus de l'utilisation du modèle pour la description du comportement de murs de géométrie complexe et l'utilisation du modèle pour la simulation d'impact à haute énergie sur structure à échelle réelle sont présentés en chapitre 5.

Chapitre 2 - État de l’art

2.1. Introduction

Les chocs entre un impactant et une structure sont étudiés depuis longtemps dans des contextes divers, incluant le cas des chutes de blocs rocheux sur diverses structures de protection. L'étude bibliographique développée dans ce chapitre se scinde en 5 parties dont la dernière destinée à la synthèse et aux conclusions. Dans la première partie, les approches théoriques concernant les contacts dynamiques entre solides et leur application au cas d'un impact sur sol sont exposées. Les études expérimentales et les modèles numériques développés sont présentés respectivement en deuxième et troisième parties. Dans la quatrième partie, nous présentons les méthodes, découlant des travaux théoriques, expérimentaux ou numériques, proposées pour le dimensionnement des ouvrages de protection contre les chutes de blocs. Les textes normatifs existants et les pratiques en ingénierie sont également présentés succinctement.

La majorité des travaux abordant le comportement dynamique des ouvrages de protection de type merlon se rapporte essentiellement aux ouvrages en terre. Ces structures sont relativement différentes de la structure modulaire en béton *Bloc Armé.* Nous détaillons cependant certains de ces travaux car ils mettent en avant la diversité des mécanismes dynamiques intervenant lors d'un impact sur une structure ainsi que les approches existantes pour le dimensionnement et leurs limites.

2.2. Impacts : théorie et applications

2.2.1. Théorie de Hertz

Est appelé contact Hertzien, un contact caractérisé par un point ou une ligne entre deux objets courbes supposés rigides. La théorie de Hertz (Hertz,1881) vise à déterminer la forme et les dimensions de la surface de contact ainsi que l'intensité et la répartition des efforts sur cette surface. L'objectif principal est de prévoir les déformations et la distribution des contraintes, en profondeur et en surface dans chacun des objets en contact (i=1 et i=2). La solution est fonction de la vitesse de contact (V_0), des rayons de courbure des deux objets (r_i) et de leurs caractéristiques mécaniques (module d'Young E_i, coefficient de Poisson ν_i et masse m_i).

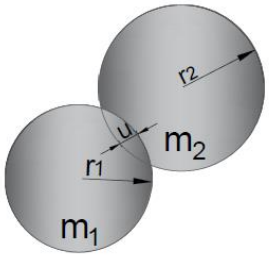


Figure 2.1 : Contact Hertzien entre deux sphères rigides

La théorie de Hertz permet le calcul de la pénétration maximale U_{max} et de la force maximale F_{max} induites par le contact. Elles s'expriment par :

$$u_{max} = \left(\frac{5\times {V_0}^2}{4\times K} \times \left(\frac{m_1\times m_2}{m_{1+}m_2}\right)\right)^{\frac{2}{5}}$$ **Équation 2.1**

$$Et \quad F_{max} = K \times {u_{max}}^{\frac{3}{2}} = K \times \left(\frac{5\times {V_0}^2}{4\times K} \times \left(\frac{m_{1\times}m_2}{m_{1+}m_2}\right)\right)^{\frac{3}{5}}$$ **Équation 2.2**

Avec

$$K = \sqrt{\frac{16}{9\times\pi^2} \times \frac{r_1\times r_2}{(k_1+k_2)^2\times(r_1+r_2)}}$$

où $k_1 = \frac{1-{\nu_1}^2}{\pi\times E_1}$ et $k_2 = \frac{1-{\nu_2}^2}{\pi\times E_2}$

Pour appliquer la théorie de Hertz au cas du choc d'une sphère sur un plan semi-infini (Figure 2.2), lequel est assimilable à l'impact d'un bloc rocheux sur un sol, Goldsmith (Goldsmith, 1960) fait les hypothèses suivantes :

Pour le bloc (objet 1) : m_1=m et r_1= r.
Pour le plan (objet 2) : $m_2 \rightarrow \infty$ et $r_2 \rightarrow \infty$.

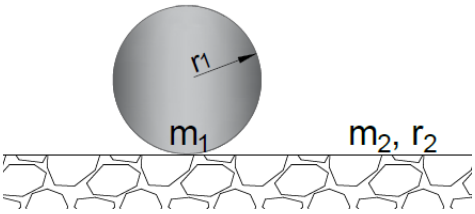


Figure 2.2 : Impact entre une sphère et un plan

De plus, le module d'Young du bloc rocheux est supposé grandement supérieur à celui du sol : $E_1 >> E_2$ par conséquent on a : $k_1 << k_2$ et $k_1+k_2 \approx k_2$.

En introduisant le module de compressibilité du sol :

$$M_E = \frac{4\times {E_2}^2}{\pi\times(1-{\nu_2}^2)}$$ **Équation 2.3**

avec E_2 le module d'Young du sol, il vient :

$$k_2 = \frac{1-{\nu_2}^2}{\pi\times E_2} = \frac{\pi^2\times M_E}{4} \text{ et } K = \left(\frac{16}{9\times\pi^2} \times \frac{1}{(k_1+k_1)^2} \times \frac{r_{1\times}r_2}{(r_1+r_1)}\right)^{\frac{1}{2}} = \frac{4\times\sqrt{r1}}{3\times\pi\times k2} = \frac{\pi}{3} \times \sqrt{r_1} \times M_E$$

avec $k_1+k_2 \approx k_2$

L'application de la théorie de Hertz permet donc d'exprimer la force d'impact maximale par :

$$F_{max} = 1{,}765 \times {M_E}^{\frac{2}{5}} \times r^{\frac{1}{5}} \times {E_I}^{\frac{3}{5}}$$ **Équation 2.4**

avec $E_I = \frac{1}{2} \times m_1 \times {v_0}^2 = m \times g \times H$ exprimant l'énergie d'impact.

La théorie de Hertz s'avère adaptée pour les contacts en statique comme en dynamique à condition que les déformations plastiques ne soient pas trop importantes ; à défaut, il devient nécessaire d'utiliser des approches élasto-plastiques.

2.2.2. Modèle élasto-plastique

Alors que les auteurs précédents supposent que les éléments en contact ne subissent pas de déformation plastique pour estimer la force d'impact, Tonello (Tonello, 1988) exprime l'effort d'impact d'un bloc sur un matériau en prenant en compte à la fois la déformation élastique, dépendante de la rigidité k du sol, et la déformation plastique du matériau (Figure 2.3).
L'énergie cinétique avant le contact est égale à $E_i = \frac{1}{2}.m\,.{v_0}^2$. En considérant un choc mou où le bloc et le sol ne forment plus qu'un élément et se déplacent à la même vitesse après le choc et en utilisant le principe de conservation de la quantité de mouvement, $m.v_0 = (m+M).v_1$ soit $v_1 = \frac{m}{(m+M)} \times v_0$, il exprime l'énergie du système juste après impact par :

$$E_f = \frac{1}{2} \times m \times {v_1}^2 = \frac{m}{(m+M)} \times \frac{1}{2} \times m \times {v_0}^2$$ **Équation 2.5**

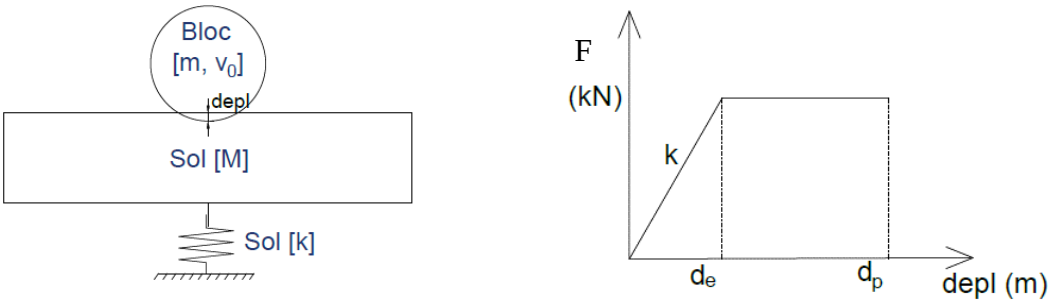


Figure 2.3 : Comportement élasto-plastique d'un choc d'une sphère sur un sol selon Tonello

Dans le cas de l'arrêt du bloc, la variation d'énergie du système ΔEc est égale à Ef en admettant que la vitesse finale du système soit nulle (ΔEc=Ef- Efinale=Ef, avec Efinale = 0).
Tonello fait l'hypothèse que la variation d'énergie cinétique du système, est égale uniquement au travail de déformation subi par le matériau qui s'écrit :

$$W_d = Fmax \times (dp - \frac{de}{2})$$ **Équation 2.6**

Avec d_e, la déformation élastique et d_p la déformation plastique.

En appliquant le bilan énergétique proposé, on obtient l'effort maximal en fonction des déformations plastique et élastique :

$$Fmax \times \left(d_p - \frac{d_e}{2}\right) = \frac{m}{(m+M)} \times \frac{1}{2} \times m \times {v_0}^2$$ **Équation 2.7**

2.2.3. Théorie des chocs et impulsion

Selon la théorie des chocs, l'impulsion sur un intervalle de temps de courte durée, s'exprime par :

$$\vec{I} = \int_{t_-}^{t_+} \vec{F} \times dt$$ **Équation 2.8**

Soit en appliquant le principe fondamental de la dynamique :

$$\vec{I} = \int_{t_-}^{t_+} m \times \vec{a} \times dt = m \times (\vec{v_1} - \vec{v_2})$$ **Équation 2.9**

En supposant une évolution de la force sur la durée d'impact Δt comme présenté en Figure 2.4, on obtient :

$$\vec{I} = \frac{1}{2} \times \vec{F}_{max} \times \Delta t$$ **Équation 2.10**

Dans le cas d'un choc mou (pas de rebond), cette approche utilisant une évolution simplifiée de la force d'impact dans le temps permet d'estimer l'intensité maximale de la force d'impact à partir de la vitesse et de la durée d'impact. On peut exprimer la force d'impact maximale par :

$$F_{max} = \frac{2 \times m \times \Delta v}{\Delta t}$$ **Équation 2.9**

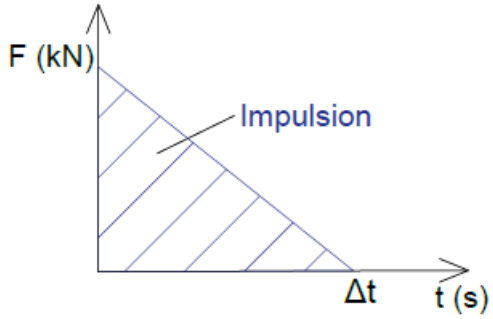


Figure 2.4 : Représentation simplifiée de l'évolution de l'effort sur la durée d'impact

2.3. Expérimentations d'impacts

Afin de mieux comprendre les phénomènes mis en jeu lors d'une sollicitation dynamique de type impact et le comportement des structures de protection sous une telle sollicitation, de nombreuses campagnes expérimentales ont été menées. Des essais d'impact, réalisés sur des structures de protection de différents types, sont mis en œuvre à échelle réelle ou à échelle réduite. Ils ont pour objectifs d'observer le comportement des ouvrages dans différentes conditions et d'identifier les facteurs influant sur leur capacité à résister à un impact.

Nous nous intéressons dans les paragraphes suivants aux essais d'impact réalisés sur des ouvrages de protection verticaux ou directement sur des dalles en béton.

2.3.1. Expérimentations sur merlons

2.3.1.1. Échelle réduite

Les essais sur modèles réduits permettent d'étudier les phénomènes physiques mis en jeu et d'évaluer le comportement des ouvrages par la réalisation d'expérimentations pour lesquelles sont utilisés des éléments de taille réduite par rapport à la réalité. Ils permettent de réaliser des essais en nombre, dans des configurations variées et à moindre coût. On distingue :

- les essais en centrifugeuse, souvent à plus petite échelle, pour lesquels la gravité est amplifiée pour conserver une similitude vis-à-vis des contraintes et la prise en compte du poids-propre,
- les essais réalisés sous gravité (dits « 1g ») pour lesquels seules les géométries sont modifiées par homothétie. Les matériaux utilisés sont quant à eux similaires à ceux mis en place sur ouvrages réels.

Modèle réduit en centrifugeuse

Avant la construction d'un merlon à Aigueblanche, des essais à échelle réduite ont été réalisés afin de vérifier la capacité de l'ouvrage à résister aux impacts envisagés (Lepert et Corte, 1988).
Plusieurs ouvrages construits à l'échelle 1/100 sont testés. Plus de 25 essais d'impact à des vitesses de l'ordre de 30 m/s avec des impactants de géométries différentes ont été réalisés. Les merlons, composés de sable dont les propriétés sont semblables à celles du matériau de l'ouvrage réel, sont de géométrie trapézoïdale modélisant un ouvrage de 6,5 m de haut, une largeur en crête de 2 m et des parements inclinés à environ 30°.

La réalisation de ces essais a démontré la capacité d'un tel merlon à résister aux impacts envisagés. Les essais ont permis aux auteurs de mettre en lumière une déformation plastique au droit de l'impact, d'une profondeur de l'ordre du diamètre de l'impactant, et la propagation d'ondes élastiques dans le merlon.

Modèle réduit 1g

A l'université de Vienne, Blovsky (Blovsky, 2003) a réalisé des études paramétriques en faisant varier la masse et la vitesse de l'impactant, l'inclinaison du parement, la compacité du matériau constitutif et la nature des renforcements.
Les ouvrages, de forme trapézoïdale et réalisés à l'échelle 1/50 sont impactés horizontalement à mi-hauteur par essais successifs jusqu'à la rupture, à l'aide d'un système de balancier (Figure 2.5).

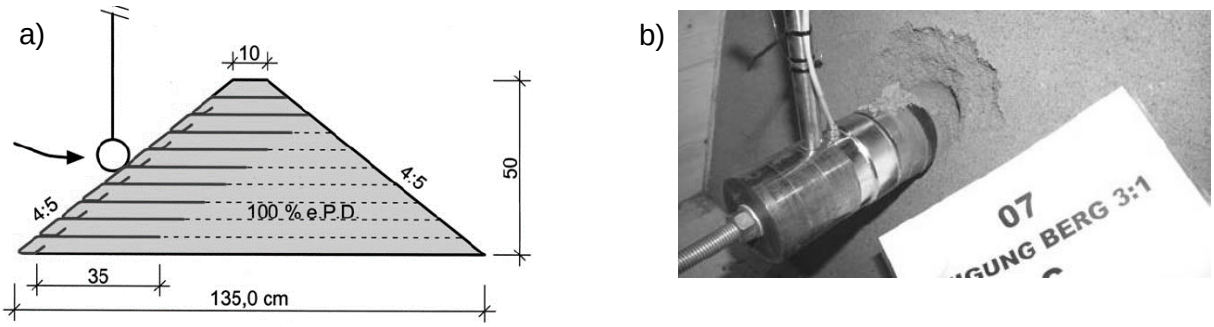


Figure 2.5 : Essais d'impact sur modèles réduits (Blovsky 2003) a) schéma de la maquette renforcée par bandes de géotextiles b) compaction locale autour de l'impact

Blovsky a observé trois mécanismes d'endommagement irréversibles de l'ouvrage : la compaction locale, ainsi que les ruptures locale et globale.

Concernant l'efficacité des ouvrages, il a montré que la présence de nappes géotextile, de même qu'une compaction élevée du matériau granulaire, augmente la force de réaction maximale du merlon et diminue le temps d'impact, ce qui permet de réduire la profondeur de pénétration. L'augmentation de l'inclinaison du parement amont par rapport à l'horizontale réduit également la profondeur de pénétration.

2.3.1.2. Échelle réelle

Remblais renforcés par géosynthétiques avec parements verticaux en bois

Burroughs (Burroughs et al., 1993) et Hearn (Hearn et al.,1996) ont été les premiers à réaliser des expérimentations à l'échelle de l'ouvrage. Ils ont testé des ouvrages constitués d'un remblai renforcé par des géosynthétiques et protégés latéralement par des parements verticaux en bois (Figure 2.6). Deux ouvrages de géométries différentes, un premier de 1,8 m d'épaisseur (3,1 m de haut) et un second de 2,4 m d'épaisseur (3,7 m de haut), sont impactés par des blocs rocheux lâchés librement. Les déformations des ouvrages ont été mesurées pour des impacts d'énergie variable.

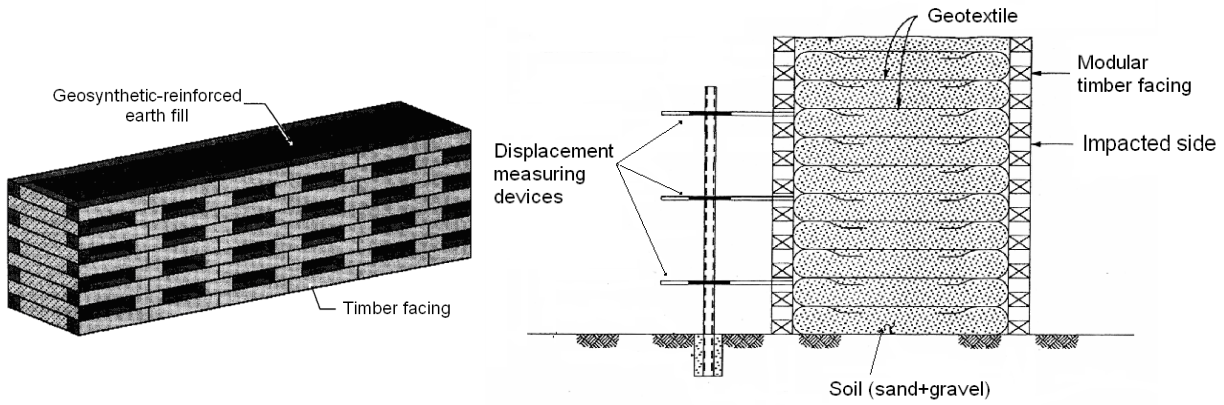


Figure 2.6 : Ouvrage en remblai renforcé et dispositif de mesure de déplacement (Burroughs, 1993)

Même si pour l'ouvrage le moins épais les déformations résiduelles à l'aval (0,75 m) ont été plus importantes que celles de l'ouvrage plus épais (0,35 m), sous impact à énergie maximale de 1 400 kJ, la ruine de l'ouvrage n'a pas été atteinte. L'épaisseur de l'ouvrage a joué un rôle important dans la limitation des déformations à l'aval. Malgré une grande dispersion des résultats, les multiples essais réalisés ont permis aux auteurs d'établir la non linéarité de l'évolution des déformations du parement aval avec l'énergie d'impact.

Ouvrage sandwich avec parement dissipatif

Yoshida (Yoshida,1999), pionnier dans la conception d'ouvrages sandwichs propose la structure présentée en Figure 2.7. L'ouvrage est composé d'un remblai renforcé par géosynthétique, d'une couche intermédiaire comprenant des sacs en géotextile remplis de sable et d'un parement constitué de sacs en géotextile remplis de grave concassée. Pour la première fois, le parement amont sert à dissiper de l'énergie en plus de raidir la face de l'ouvrage.

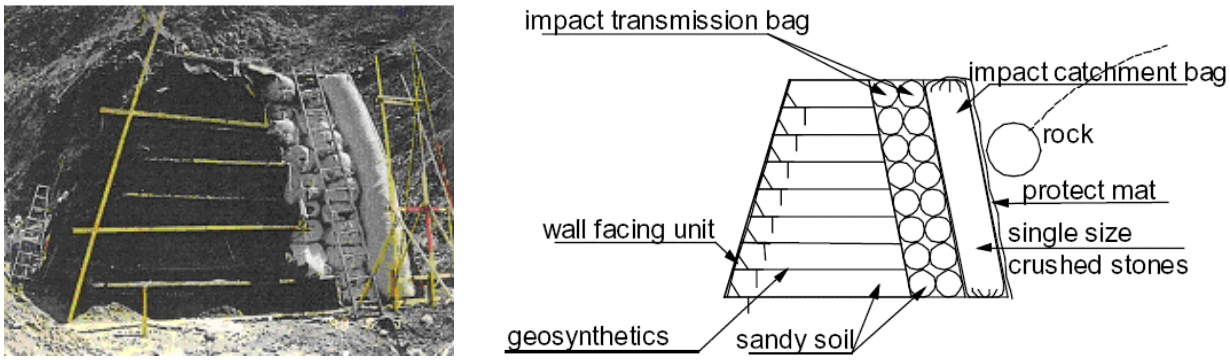


Figure 2.7 : Merlon de protection, ouvrage sandwich avec parement à rôle de dissipation d'énergie, testé par Yoshida (Yoshida, 1999)

L'ouvrage est impacté par des blocs rocheux, de masse comprise entre 1 000 kg et 17 000 kg, dévalant un talus de grande hauteur (40 m) et de pente raide, dont on estime la vitesse avec des caméras rapides.

L'efficacité du système est démontrée puisque pour des énergies inférieures à 2 000 kJ, les blocs sont interceptés et les déformations à l'aval sont négligeables. Pour un impact à plus haute énergie, estimée à 2 700 kJ, malgré un déplacement du parement aval plus élevé de 0,5 m, les blocs sont retenus et l'ouvrage reste stable mécaniquement.

Remblais renforcés par géogrille impactés à haute énergie

L'université polytechnique de Turin, associé à l'entreprise Tenax, a réalisé une grande campagne d'essais d'impact à haute énergie sur des merlons en remblais renforcés par géogrille ou non (Peila et al. 2007).

Les ouvrages sont de forme transversale trapézoïdale et constitués de sable graveleux. Pour les merlons renforcés, le matériau est compacté par couches de 60 cm. Chaque couche de sol est enveloppée par des géogrilles qui englobent les faces amont et aval (Figure 2.8a). Pour comparaison, un merlon de mêmes caractéristiques mais sans nappes de renforcement a été testé.

Les impactants en béton armé, cubiques aux coins chanfreinés sont suspendus à un câble de 98 m de long et incliné à 30°, puis libérés juste avant l'impact (Figure 2.8b). Les lâchers sont réalisés de telle sorte que les blocs impactent l'ouvrage à mi-hauteur avec une inclinaison de 45° et une vitesse de 30 m/s. L'utilisation d'impactants de masses 5 000 et 9 000 kg a permis de tester des niveaux d'énergie de 2 500 kJ et 4 500 kJ.

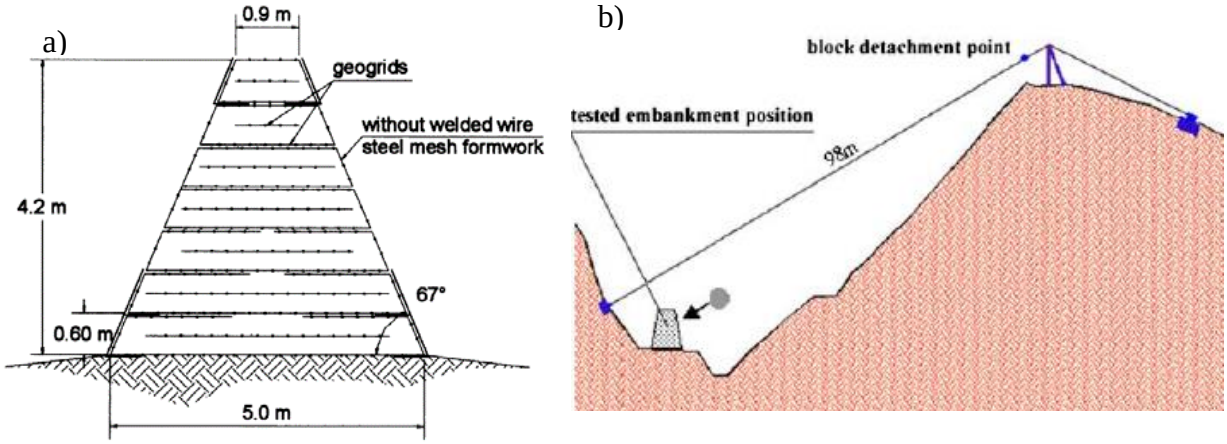


Figure 2.8 : Essais d'impact sur remblai renforcé a) vue en coupe d'un ouvrage (Peila et al., 2007) b) dispositif d'essai sur le site de Meano.

Les essais ont été filmés par caméra rapide et les résultats caractérisés par des mesures d'enfoncement du bloc en face amont et de déformation de la face aval.

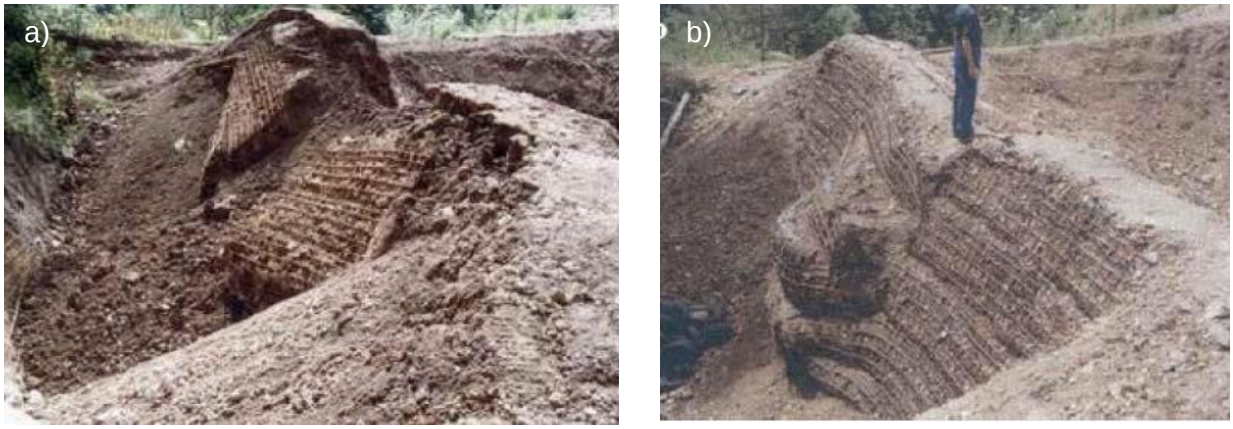


Figure 2.9 : Déformation de la face aval après impact a) d'un ouvrage non renforcé b) d'un ouvrage renforcé

Pour l'ouvrage sans renforcement et impacté à une énergie de 4 200 kJ, le bloc a été arrêté après s'être enfoncé de 1,5 m dans l'ouvrage. Cependant la structure s'est effondrée au premier essai. L'ouvrage renforcé de même type et impacté dans les mêmes conditions a arrêté le bloc à deux reprises, de façon successive, en subissant des déplacements de 0,95 m puis 1,30 m à l'amont et

de 0,80 m puis 1,20 m à l'aval. Il s'est effondré au troisième essai. Il apparaît cependant que la présence de géogrilles entre les couches de sol entraîne des déplacements différentiels élevés par le glissement des couches les unes sur les autres (Figure 2.9b).

Les essais réalisés mettent en évidence que les ouvrages en remblai renforcé représentent une solution de protection efficace pour des impacts de blocs à haut niveau d'énergie et répétés.

Ouvrage cellulaire en gabions

Au Japon, deux ouvrages cellulaires constitués de cage en fonte remplies de pierres, dont on remplace pour l'un d'entre eux la face impactée par un treillis, ont été testés sous impact (Aminata et al., 2008). Le comportement de ces ouvrages est comparé à celui d'un remblai renforcé présentant un parement composé de sacs de géotextile remplis de pierres concassées. Ces ouvrages, présentés en Figure 2.10a sont de petites dimensions (2 m de haut pour 1,5 m de largeur en crête). Ils sont impactés, par un mécanisme de balancier, par une sphère suspendue à une grue (Figure 2.10b). Le système permet d'impacter horizontalement les structures à une énergie maximale de 110 kJ.

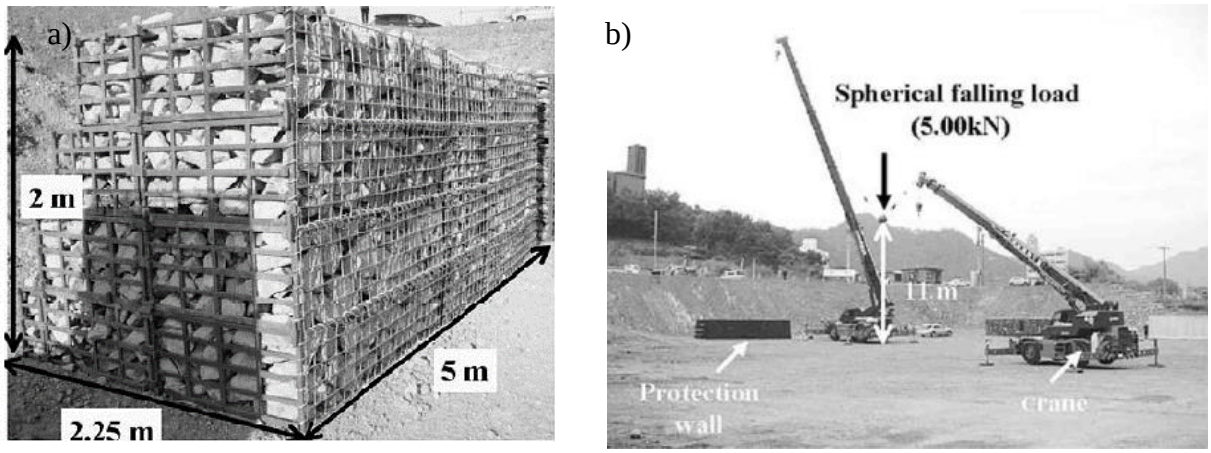


Figure 2.10 : Impacts sur ouvrage en gabions et ouvrage en remblai renforcé (Sung et al 2008 ; Aminata et al., 2008) a) ouvrage composé de cages en fonte remplies de pierres b) système d'impact par balancier réalisé à l'aide de grues mobiles

L'impactant est équipé d'un accéléromètre triaxial qui permet de déterminer la force d'impact, la vitesse du bloc et l'enfoncement du bloc dans le parement amont.
L'ouvrage en remblai renforcé montre un comportement rigide avec une force d'impact dépassant les 550 kN et un déplacement inférieur à 0,2 m. L'ouvrage en gabion de fonte, présente un comportement plus souple. La force d'impact est limitée à 400 kN et l'enfoncement dépasse les 0,3 m. Les essais ont montré que le parement en treillis soudé positionné sur l'ouvrage en gabion permet de réduire l'enfoncement et surtout d'éviter la rupture des cages et le déversement des pierres.

Essais d'impact sur ouvrages sandwichs

Dans le cadre du projet REMPARe (RE-ingénierie des Merlons de protection Pare-blocs par composants Anthropiques Recyclés,) Lambert (Lambert, 2007) a étudié expérimentalement le comportement de cellules de type gabion, constituées de grillage à maille hexagonale parfois couplées à un géotextile qui permet d'assurer le confinement du matériau de remplissage. Elles sont remplies de matériau granulaire grossier, de sable ou de mélange de sable et de pneus déchiquetés. Avec un remplissage granulaire grossier, l'impact dure plus longtemps et la pénétration du projectile dans la cellule est plus élevée alors que la force transmise l'est moins. Une augmentation de la fracturation des éléments constitutifs du matériau granulaire en condition confinée est un des phénomènes qui explique la réduction de la force transmise. Un confinement du matériau de remplissage limite la déformation des gabions et entraîne une augmentation significative de la force d'impact et de la force transmise à l'aval.

Des ouvrages sandwichs variés constitués de géocellules (Figure 2.11,Tableau 2.1), ont été impactés à une énergie de 200 kJ à 2 000 kJ à une inclinaison de 18 à 25° par un impactant en acier suspendu à un câble (Heymann, 2012 ; Lambert et al., 2014 ; Lambert et al., 2020).

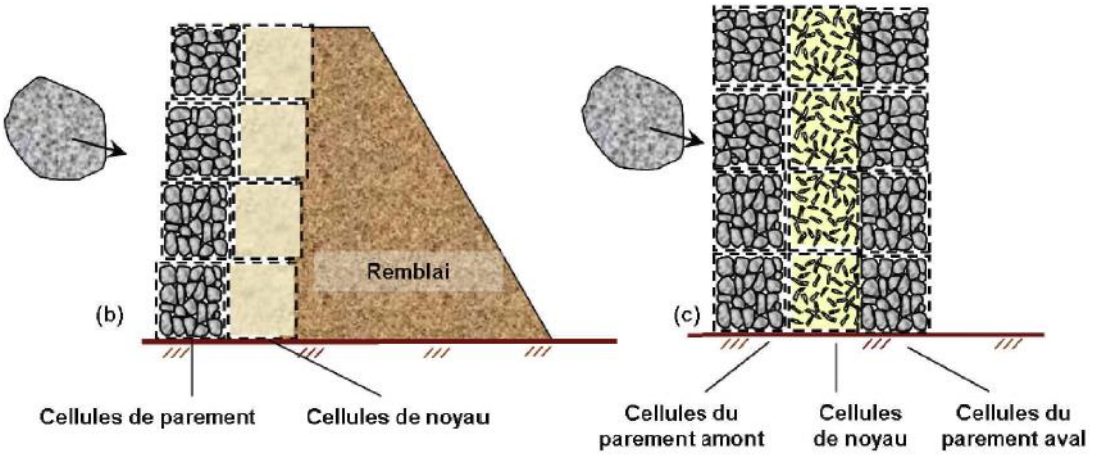


Figure 2.11 : Structures cellulaires sandwich testées dans le cadre du projet Rempare (Heymann, 2012)

	Ouvrage 1	Ouvrage 3	Ouvrage 2
Parement	Cages gabion remplies de granulats		
Noyau	Cages gabion remplies de sable + pneus déchiquetés contenu dans un géotextile		Cages gabion remplies de ballast contenu dans un géotextile
Partie arrière	Remblai	Cages gabion remplies de granulats	

Tableau 2.1 : Description des ouvrages sandwich impactés (Heymann, 2012)

Ces essais ont montré une bonne capacité de ce type de structure à résister à l'impact. Pour des essais à 2 000 kJ, des pénétrations de plus de 1 m ont été mesurées au niveau du parement. Les auteurs expliquent que l'énergie cinétique est transmise à l'ouvrage au travers d'une onde de compression se développant en cône depuis le point d'impact. Cette onde déforme principalement les deux premières couches de l'ouvrage sandwich. Ce sont les conditions limites de butée, induites

par la présence de la partie arrière, qui rend possible les phénomènes de fracturation (parement) et compaction (noyau) à l'origine de la dissipation d'énergie. Les auteurs soulignent que, dépendamment de la composition du noyau, les forces d'impact générées par un même impact, sont très différentes d'un ouvrage à l'autre (Lambert et al., 2014). Ils montrent ainsi que l'utilisation d'une force d'impact issue d'une expression empirique semble peu pertinente pour le dimensionnement de structures complexes soumises à impact.

2.3.2. Expérimentation sur ouvrages en béton

2.3.2.1. Dalle pare-blocs structurellement dissipante

Les galeries de protection, constituées d'une dalle en béton armé subhorizontale couvrant une infrastructure, sont généralement surmontées d'une couche de protection. Cette couche de matériau granulaire vise à dissiper l'énergie cinétique d'impact et à éviter l'endommagement de la structure en béton. Delhomme (Delhomme, 2005) réalise des essais d'impact directement sur une dalle pare-blocs structurellement dissipante (Figure 2.12a) dont le principe est de dissiper l'énergie dans des appuis fusibles et par endommagement de la dalle en béton.

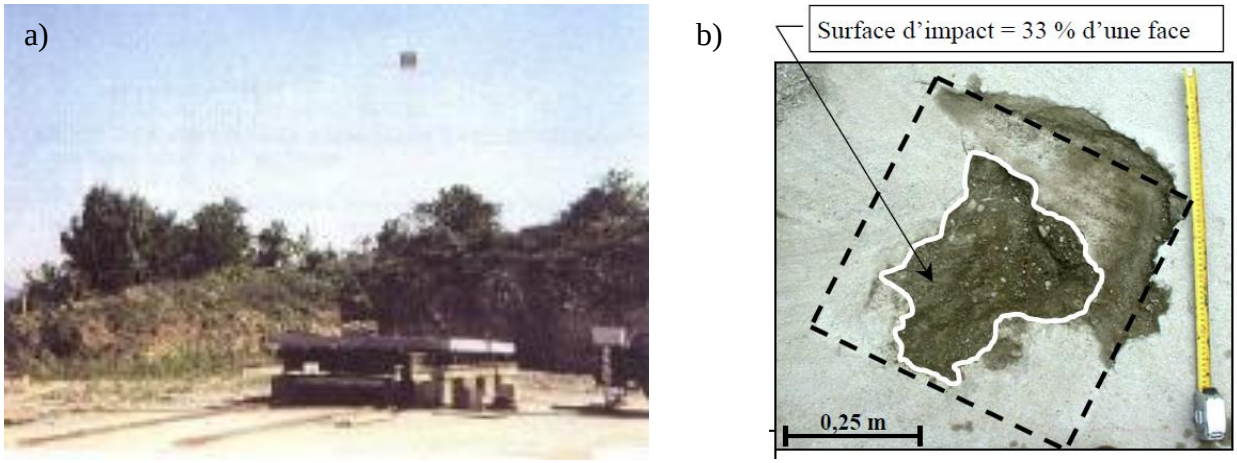


Figure 2.12 : Essais d'impact sur dalle sur appui fusible a) dispositif d'essai avant impact b) surface d'impact et endommagement après un essai à 135 J

L'énergie cinétique transmise à la dalle (déplacement et déformation par flexion) et l'énergie cinétique après impact de l'impactant représentent environ 15 % de l'énergie d'impact. L'auteur montre que l'endommagement local de la dalle (Figure 2.12b) et les ruptures des armatures observés lors du poinçonnement dissipent très peu d'énergie (quelque % de l'énergie d'impact). Une plastification des appuis fusible permet d'augmenter la dissipation de 10 %.
Ainsi, l'auteur montre qu'une part importante (jusqu'à 80 %) de l'énergie incidente est dissipée lors du contact entre l'impactant et la dalle. Delhomme soulève que la littérature concernant la connaissance des phénomènes dissipateurs d'énergie, tels que l'échauffement dû à la détérioration du béton en surface ou la propagation d'ondes élastiques, reste limitée.

2.3.2.2. Étude d'un ouvrage sandwich

Afin d'étudier la capacité de dissipation d'une structure sandwich soumise à impact, Lorentz (Lorentz, 2007) a réalisé plusieurs séries d'essais. Plusieurs types d'ouvrage ont été testés afin d'évaluer la solution la plus efficace en termes de dissipation d'énergie. L'effort d'impact est mesuré à l'aide d'un accéléromètre placé sur l'impactant et les efforts transmis sont mesurés à l'aide de capteurs de force.

Un premier ouvrage sandwich, présenté en Figure 2.13, est constitué d'une dalle en béton armé reposant sur trois colonnes horizontales de pneus prenant appuis sur un socle rigide. Dans chaque colonne de pneu est insérée une chaussette géotextile remplie de grave. A 32 kJ, l'impact du bloc sur la dalle est très court, d'une durée de 9 ms, avec un effort très élevé, dont la valeur au pic est de 1400 kN. Au niveau du socle, la sollicitation est beaucoup plus longue (160 ms), avec un pic d'effort plus faible (135 kN). En comparaison à un impact réalisé sur une couche de grave seule, le temps de sollicitation au niveau du socle est plus long et la transmission des efforts de l'amont vers l'aval (le socle) est plus faible.

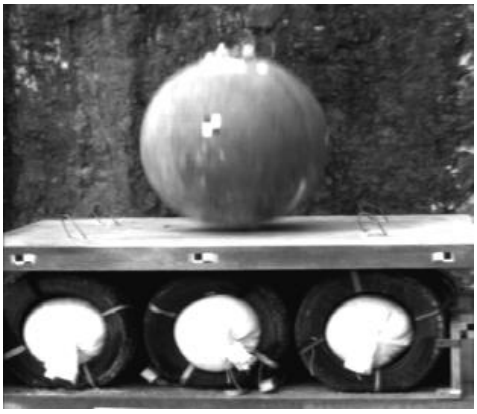


Figure 2.13 : Ouvrage sandwich avant impact (Lorentz, 2007)

Un deuxième ouvrage composite, similaire à l'ouvrage sandwich, à la différence qu'il n'y a pas de dalle de répartition au-dessus des colonnes de pneus, a été impacté à 20 kJ. L'effort maximum transmis est plus de 3 fois supérieur à celui obtenu lors d'un impact à 32 kJ sur l'ouvrage sandwich. A l'inverse, la durée de sollicitation au niveau du socle (59 ms) pour les colonnes de pneus seules est bien inférieure à celle observée sur l'ouvrage sandwich 1 (157 ms). Ces essais montrent que la dalle en béton armé diminue fortement la transmission des efforts, notamment par répartition de l'effort d'impact. Sans la dalle, l'impact est localisé sur une petite surface au niveau de la couche de pneus qui est fortement poinçonnée. La grave n'est alors mobilisée que localement, avec une dissipation par friction plus faible.

Le deuxième ouvrage sandwich testé est similaire au premier ouvrage sandwich à la différence que les pneus sont directement remplis de grave, sans géotextile. Les flancs des pneus laissés vides dans l'ouvrage précédent sont ici remplis de grave. Dans cette configuration, la sollicitation transmise ne dure que 44 ms et atteint 672 kN pour un impact à 32 kJ. L'intérêt du remplissage partiel des pneus à l'aide des chaussette géotextile est démontré. L'espace libre crée dans les flancs

des pneus permet à la grave de se déformer largement et de limiter les efforts transmis en augmentant la durée de l'impact et en dissipant l'énergie par friction.

2.3.2.3. Comportement de structures rigides en béton

Récemment, une équipe de chercheurs (Yong et al., 2019) a constaté que les méthodes de dimensionnement basées sur l'estimation d'une force de contact lors d'un impact conduisent à des surdimensionnements, par sous-estimation des effets inertiels et des pertes d'énergie. Ils ont alors développé de nouvelles méthodes analytiques pour l'estimation des déplacements de structures rigides en béton soumis à impact.

Les solutions sont développées en considérant la conservation des moments et des énergies ainsi que la quantité d'énergie dissipée dans le processus d'impact au travers d'un coefficient de restitution définit en termes de ratios de vitesses :

$$COR = \frac{v_1 + v_2}{v_0}$$ **Équation 2.10**

Avec v_0 et v_1 les vitesses de l'impactant avant et après impact et v_2 la vitesse de la structure impactée après impact.

Dans plusieurs études, les auteurs associent le coefficient de restitution au principe de la conservation des moments pour estimer le déplacement d'un ouvrage dans des cas simples, (Figure 2.14) :

- déflexion d'une poutre ou la rotation d'un ouvrage large (Yong et al., 2016 ; Lam et al. 2018) ;
- glissement d'un mur en L sur une base (Lam et al, 2019).

L'énergie dissipée au contact de l'impactant sur le mur est prise en compte en utilisant une valeur appropriée pour le coefficient de restitution (COR). Pour chacune de ces études, des essais d'impact instrumentés permettent de déterminer les coefficients de restitution de structures particulières. Les résultats expérimentaux démontrent également une bonne concordance avec les solutions analytiques proposées concernant les déplacements de la structure. Des simulations numériques, montrant des résultats concordants avec les calculs analytiques et les résultats expérimentaux, viennent compléter ces travaux.

a) b) c)

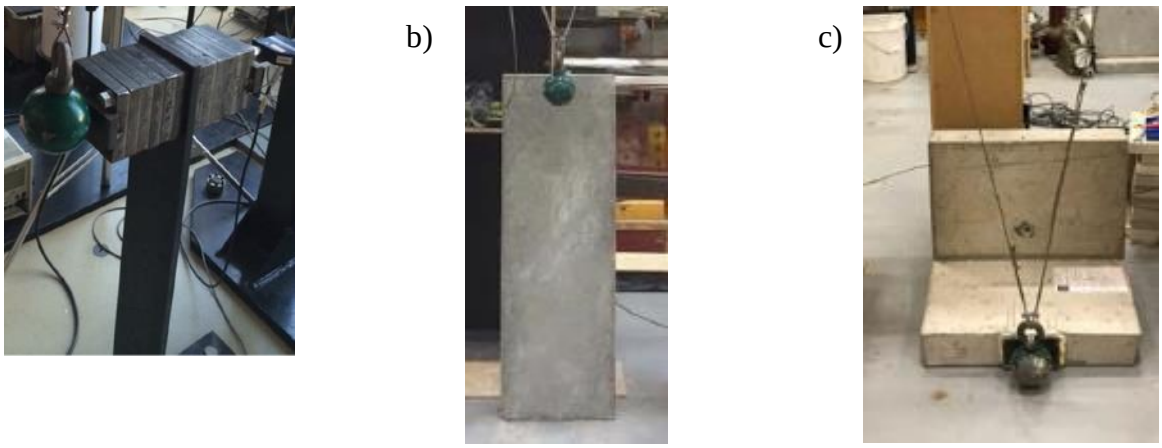


Figure 2.14 : Déplacement de structures rigides sous impact a) déflexion d'une poutre (Lam et al., 2018) b) rotation d'un mur rigide rectangulaire large sous impact (Lam et al., 2018) c) Glissement d'un mur rigide en L soumis à impact (Yong et al., 2019)

Dans chaque cas, les solutions sont basées sur l'hypothèse que l'impact n'occasionne qu'un seul mode de déplacement. En réalité, le mur peut subir concomitamment des dommages localisés, de la flexion, de la rotation et du glissement. La mobilisation des phénomènes dissipatifs par flexion et rotation, réduit la quantité d'énergie à dissiper réellement par le glissement. La solution proposée est alors sécuritaire et les auteurs recommandent de vérifier chacun des 4 modes de réponse de manière indépendante.

Nous notons que les solutions ne sont valables que pour des structures rigides pour lesquelles les modes de déplacement simples décrits sont applicables et le transfert du moment peut être considéré comme instantané.

Dans l'étude de 2019 (Lam et al, 2019) l'auteur expose l'avantage des structures autoporteuses pour lesquelles les déplacements en rotation provoqués par l'impact sont réversibles et n'induisent que de faibles contraintes mécaniques à la structure.

2.3.2.4. Barrière de protection en béton armé

Aux États-Unis, l'utilisation de barrières de protection en béton armé est courante sur de nombreux linéaires routiers. Une campagne d'essais sur ces structures est menée dans l'Ohio (Musa A., 2015). Plusieurs types de barrières (1 à 2 m de haut pour une épaisseur d'environ 0,5m) sont testées pour analyser leur réponse sous impact et quantifier leur résistance. Les essais montrent que sans conception spécifique, la résistance des barrières est faible (de l'ordre de 25kJ).

Parmi les modes de rupture (Figure 2.15a), l'auteur identifie :

- la fissuration et l'effritement du béton, particulièrement dans les zones non renforcées (Figure 2.15a), et l'écaillage du béton,
- la rupture des treillis soudés,
- le glissement important du mur sur sa base.

Figure 2.15 : État d'une barrière sans conception spécifique a) état général après des impacts multiples b) effritement localisé

Une conception adaptée, comprenant l'utilisation de barres de renforcement de plus petit diamètre, placées avec des espacements plus faibles, l'utilisation de treillis soudés particuliers et l'ajout de fibres dans le béton, est proposée. Ces améliorations permettent d'augmenter la résistance à une énergie d'impact de l'ordre de 150 kJ, pour une barrière de mêmes dimensions.

Une faible résistance à des essais répétés au même point d'impact a été démontrée. La vitesse n'a pas affecté les modes de rupture ou l'énergie de rupture. A énergie égale, un impact à haute vitesse et un impact à basse vitesse ont eu des effets similaires sur les barrières en béton.
En utilisant plusieurs types d'impactant, l'auteur montre qu'avec un impactant de type roche naturelle, la surface de contact observée est plus grande et que la roche se brise lors du contact. Cela a entrainé de plus faibles dégradations qu'avec un impactant en béton, pour lequel une forme sphérique s'est montrée plus défavorable. L'utilisation d'impactants sphériques en béton permet d'être sécuritaire et est adaptée à la représentation d'impact de roches massives qui ne se fractureront pas à l'impact.

L'ensemble des essais réalisés a permis d'identifier les limites de ces barrières de protection en termes d'énergie d'impact et de faire des préconisations quant à leur conception et à leur entretien.

2.3.2.5. Structure sandwich modulaire

En Nouvelle-Zélande, une structure de protection contre la chute de blocs rocheux est développée afin de protéger les linéaires de route soumis aux éboulements provoqués par l'activité sismique de la région.

Des structures sandwich modulaires de 2m de large et 3m de haut sont testées sous impact par Green (Green et al. 2018). La structure, présentée en Figure 2.16a, se compose de couches composées de cages de gabions remplies de sable pour la couche intermédiaire et de pierres pour le parement amont. Un empilement de blocs en béton préfabriqués, renforcé verticalement par des barres en acier, est ajouté à l'arrière. Les auteurs réalisent des tests à 250 kJ et 750 kJ à deux

hauteurs d'impact (1,5m et 2,25m) pour vérifier le risque de rupture vis-à-vis du glissement et du basculement.

Les résultats montrent que malgré une forte pénétration dans les gabions, les déplacements à l'aval restent limités et n'entraînent pas la rupture de l'ouvrage (Figure 2.16b). Les auteurs notent que la déformation du gabion reste concentrée au droit de l'impact alors qu'à l'aval, la zone déplacée est plus grande et que le nombre de blocs déplacés augmente avec l'énergie. L'ajout de fibres de renforcement dans le béton s'est montré être une solution efficace pour limiter les épaufrures et l'écaillage du béton que l'on observe lorsque les blocs viennent en contact suite à leur déplacement. Une plastification des barres métalliques est également observée.
Suite à ces résultats, la structure a été approuvée pour une utilisation en ouvrage de protection et les auteurs rappellent qu'elle présente l'avantage d'une faible emprise au sol, d'une construction rapide et d'un entretien facilité par le caractère modulaire.

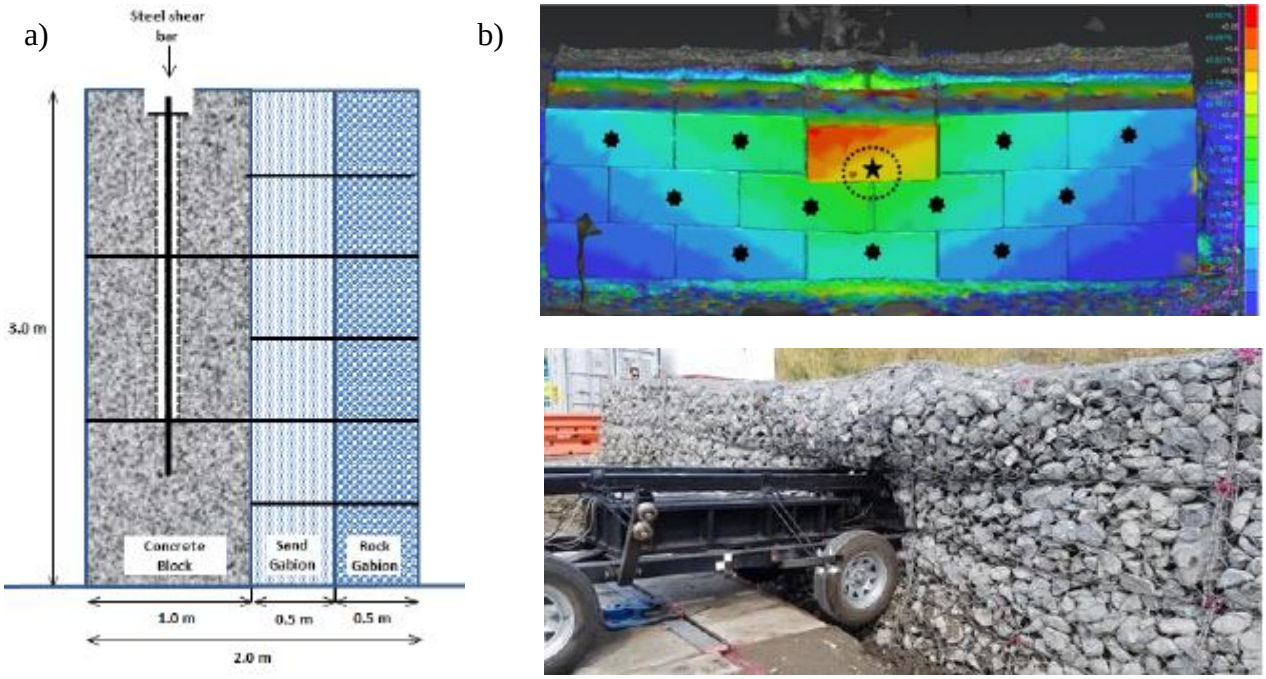


Figure 2.16 : Structure de protection pare-blocs testées sous impact (Green et al. 2018) a) structure testée et déplacements après impact à 750 kJ à 2,25 m de hauteur b) déplacement à l'aval b) enfoncement de l'impactant dans le parement amont

2.3.3. Synthèse

Par le passé, des essais à échelle réduite en centrifugeuse, respectant les règles de similitude, ont été utilisés pour vérifier la capacité d'un merlon à résister à des impacts. La réalisation d'essais à échelle réduite 1g, plus facile à mettre en œuvre est intéressante pour la mise en évidence qualitative des phénomènes et la comparaison entre deux types d'ouvrages.

Cependant, l'échelle réelle est souvent préférée pour assurer la robustesse des conclusions et des modèles (analytiques ou numériques) éventuellement développés sur la base de résultats expérimentaux.

Les nombreux essais réalisés sur des ouvrages en remblai de terre mettent en évidence la capacité de ces ouvrages à résister aux impacts, particulièrement lorsqu'ils sont renforcés par des nappes de géotextile.

En dehors de ce constat, les essais réalisés ont permis de mettre en lumière la complexité du comportement dynamique des ouvrages et de nombreux mécanismes de dissipation d'énergie.
Pour les impacts sur des ouvrages en matériaux meubles, les déformations plastiques du matériau à l'impact, le frottement mobilisé lors du déplacement d'une partie de l'ouvrage et la propagation d'ondes élastiques sont les principaux mécanismes responsables de la dissipation d'énergie. Dans le cas d'un ouvrage renforcé, Peila (Peila et al. 2007) montre à l'aide de simulations numériques une prédominance de la dissipation par compaction, malgré de forts déplacements par glissement.
Concernant les impacts sur structures en béton, plusieurs auteurs ont caractérisé la réponse dynamique d'ouvrages spécifiques (Delhomme 2005, Lorentz 2007). En plus des déplacements de la structure, l'endommagement du béton ou des composants particuliers des ouvrages (appuis fusibles par exemple) est aussi identifié comme cause de dissipation de l'énergie cinétique lié à l'impact. Delhomme, dans le cas d'un impact sur une dalle béton dissipante, quantifie les dissipations et conclue que l'endommagement de la dalle dissipe peu d'énergie et que 80% de l'énergie est dissipée à l'impact par des phénomènes peu connus. A Hong-Kong, des formulations analytiques ont été développées pour prédire les déplacements d'ouvrages rigides en béton dans des modes de déplacement isolés (glissement, rotation et flexion) (Yong et al., 2016 ; Lam et al. 2018 ; Lam et al, 2019). Nous notons cependant que ces formulations ne s'appliquent que dans des cas simples et nécessitent de connaître le coefficient de restitution de l'ouvrage tel que défini par les auteurs.

2.4. Simulations numériques d'impacts sur structures

De nombreux modèles numériques viennent compléter les études expérimentales d'impact sur structure. Après calibration du modèle à l'aide des résultats expérimentaux, les simulations numériques visent à extrapoler les résultats à des configurations d'ouvrage ou de sollicitations variées et viennent parfois valider des formulations analytiques existantes. Les simulations numériques représentent également un outil performant pour améliorer la connaissance du comportement dynamique des structures et analyser de manière approfondie des phénomènes spécifiques.
Différents modèles numériques, utilisant des méthodes de modélisation discrètes ou continues, et leurs principaux résultats, sont présentés dans ce paragraphe.

2.4.1. Impacts sur merlons

Les ouvrages de faibles dimensions testés par Aminata (Aminata et al.2008) ont été modélisés par Sung (Sung et al. 2008) avec le code de calcul par éléments finis LS-DYNA. Les structures, composées de cages métalliques remplies de pierres, sont modélisées par un matériau homogène pour lequel trois lois de comportement sont testées : une loi élastique, une loi visco-élastique (dégradation du module élastique) et une loi élasto-plastique avec un critère de rupture de type Drucker-Prager. Les résultats montrent la capacité d'un tel modèle continu à reproduire globalement la pénétration. Les résultats concernant les forces d'impact et l'évolution de la pénétration de l'impactant dans le matériau montrent l'importance du choix de la loi de comportement pour l'ouvrage et de la prise en compte de la dissipation d'énergie par rupture du sol en cisaillement (Figure 2.17).

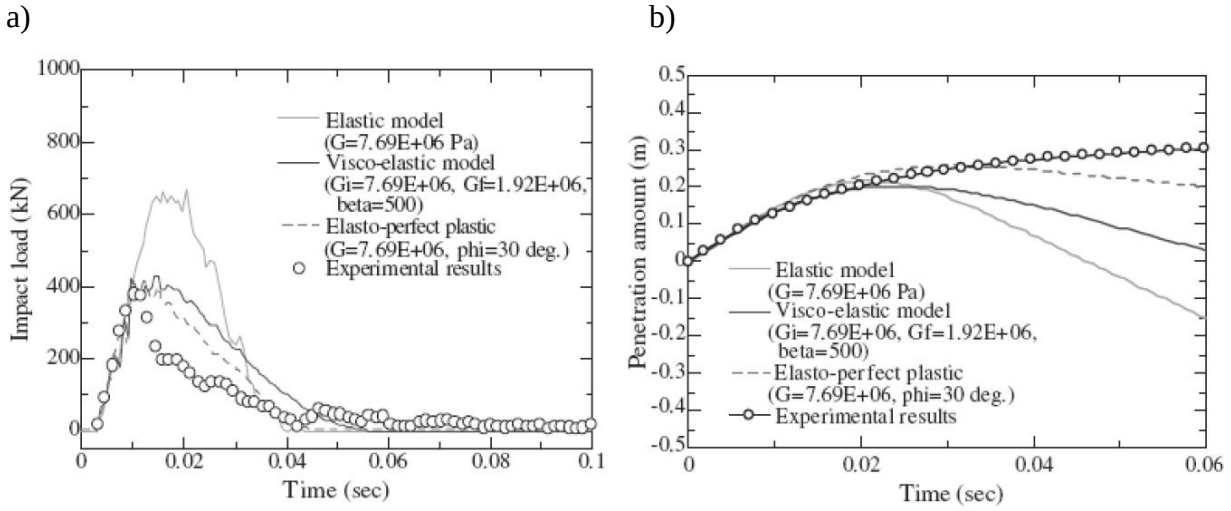


Figure 2.17 : Résultats de simulations d'impact à 55 kJ avec trois lois de comportement différentes (Sung et al., 2008) a) forces d'impact b) enfoncement de l'impactant

Les structures en remblais renforcés testées par Peila (Peila et al. 2000) sont modélisées par une approche numérique continue avec le logiciel ABAQUS/explicit (Peila et al. 2007 ; Ronco et al. 2009). Le remblai suit une loi de comportement élasto-plastique avec un critère de rupture de type Drucker-Prager. Pour prendre en compte le frottement induit par le glissement relatif des couches de sol, les nappes de géogrille ont été modélisées par des éléments structurels de type coque en liaison avec le sol par des interfaces. Le modèle a été validé par la bonne adéquation des déplacements à l'amont et à l'aval de l'ouvrage puis a permis de tester numériquement le comportement des ouvrages pour différentes énergies d'impact, par extrapolation, en faisant varier les masses et vitesses de l'impactant (Figure 2.18).

Les résultats numériques ont montré que 80% à 85% de l'énergie cinétique était dissipée par le compactage et la plastification du sol au voisinage du cratère et 15 à 20% par le frottement dû aux déplacements des couches de sols les unes par rapport aux autres. Les résultats ont également mis en avant que le sol qui est déformé à l'arrière du cratère se limite à un volume en forme de cône avec un angle d'ouverture d'environ 45°.

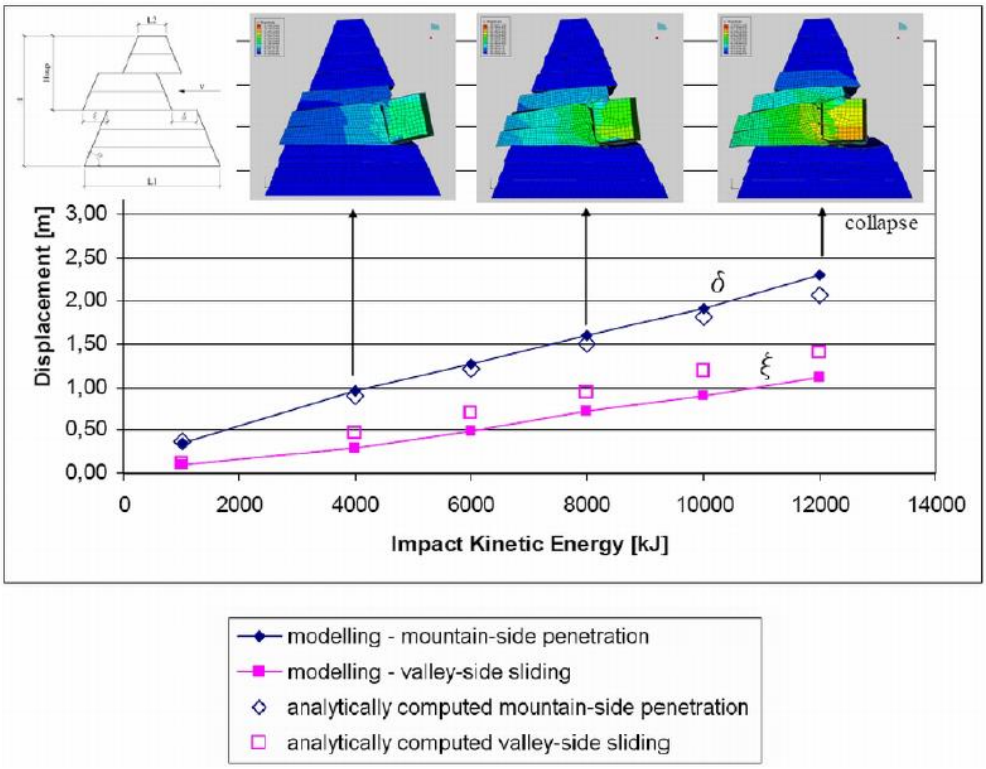


Figure 2.18 : Déplacements maximaux à l'amont et à l'aval de l'ouvrage impacté par un impactant 1,5m de côté en fonction de l'énergie d'impact, estimés analytiquement et par simulation numérique (déplacement des modèles de 0 à 3,3m) (Peila et al.,2007)

La modélisation par éléments discrets (logiciel SDEC) est utilisée par Plassiard (Plassiard et al., 2004) pour modéliser l'ouvrage renforcé testé par Peila (Peila et al., 2002). Chaque nappe de géotextile est modélisée individuellement pour permettre le glissement entre les différentes couches de sol. Le matériau de remplissage granulaire suit une loi de comportement de type élasto-plastique (Figure 2.19a). Ces modélisations ont permis d'approcher le comportement général de la structure. Elles ont également mis en avant la difficulté de modéliser par éléments discrets le comportement des renforcements et de leurs interactions entre eux ou avec le sol environnant.

Plassiard a modélisé également un ouvrage homogène non renforcé de grandes dimensions (Plassiard, 2007 ; Plassiard et Donzé, 2010). Les simulations (Figure 2.19b) permettent d'étudier le comportement sous impact à haute énergie (jusqu'à 10 000 kJ). Une étude paramétrique concernant l'impactant, l'énergie et l'angle d'impact, la géométrie et les propriétés mécaniques de l'ouvrage, permet de déterminer les paramètres les plus influents sur le comportement dynamique de l'ouvrage et sur la trajectoire post-impact de l'impactant.
S'intéressant plus à la capacité du merlon à arrêter l'impactant qu'aux dommages engendrés au niveau de l'ouvrage, l'auteur tire les conclusions suivantes :

- les risques de franchissement et de déstructuration de l'ouvrage augmentent avec la hauteur, la vitesse de rotation de l'impactant et une trajectoire ascendante de l'impact,
- en dehors de l'énergie d'impact, la taille de l'impactant influe sur le comportement,
- une forte inclinaison du parement amont augmente les efforts horizontaux transmis à l'ouvrage mais limite le risque de franchissement.

a) b)

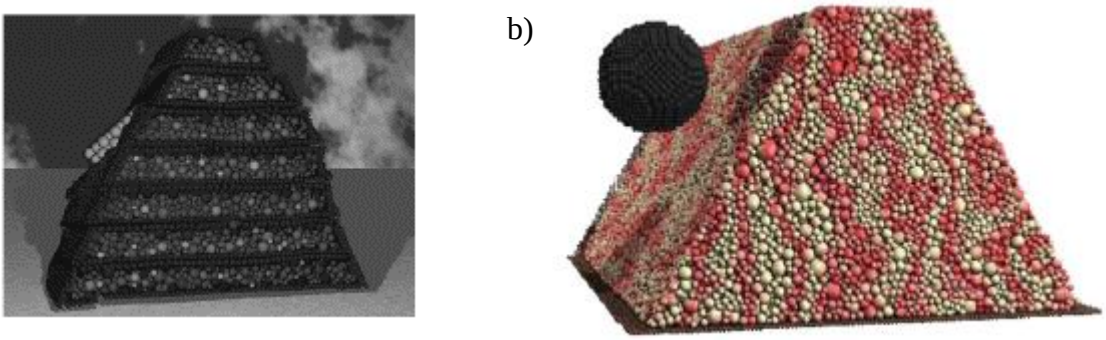


Figure 2.19 : Modélisation discrète de merlons a) renforcé par géotextiles (Plassiard et al., 2004) b) sans renforcement (Plassiard et Donzé, 2010)

La méthode des éléments discrets est également utilisée pour modéliser un ouvrage sandwich testé lors des essais du projet Rempare (Breugnot, 2011 ; Breugnot et al. 2016). Un modèle couplé discret/continu utilisant les logiciels PFC3D et FLAC3D est proposé (Figure 2.20). La méthode discrète est utilisée pour modéliser les deux premières couches du parement afin de simuler l'impact en intégrant les fortes déformations. Pour optimiser les temps de calcul, le remblai de la partie arrière, moins sollicité, est modélisé par un milieu continu. En comparaison avec les résultats expérimentaux, le comportement au niveau du parement est bien reproduit. Cependant les déplacements au niveau du remblai à l'aval sont sous-estimés lors d'impacts à haute énergie. Cela est attribué à la méthode de couplage utilisée qui ne permet pas d'attribuer à la zone de couplage une loi de comportement autre qu'une loi élastique linéaire. Le modèle a pu être utilisé pour réaliser des études paramétriques concernant l'impact ou les caractéristiques de l'ouvrage. Ces simulations permettent de dégager des tendances concernant les paramètres et les cas préjudiciables à traiter lors de la vérification d'un ouvrage de protection.

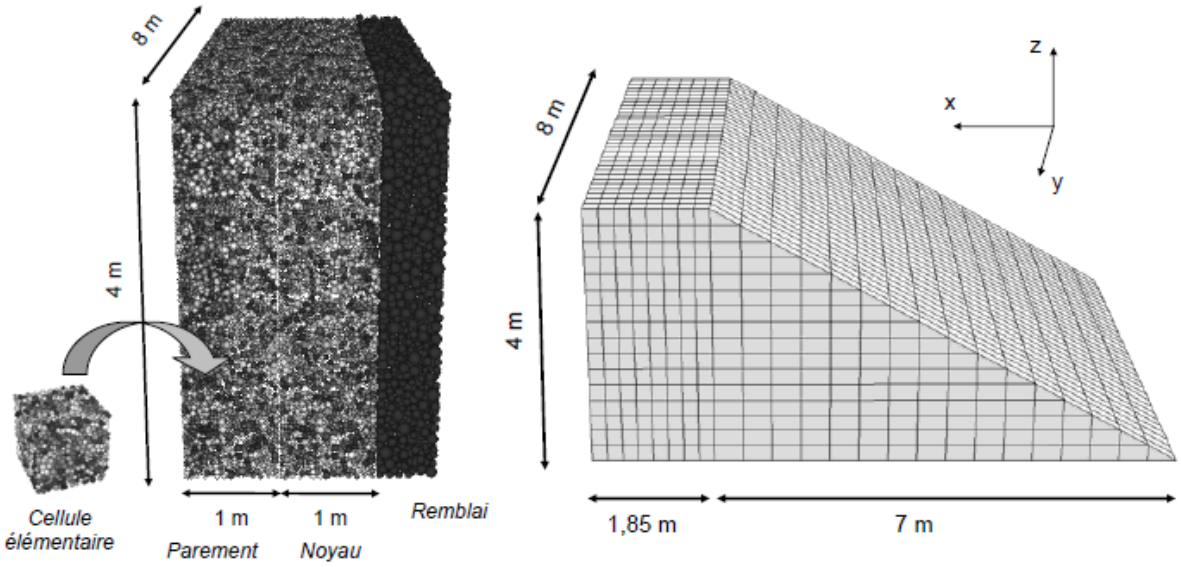


Figure 2.20 : Modèle d'ouvrage constitué d'un domaine discret et d'un domaine continu (Breugnot, 2011)

2.4.2. Impact sur structure béton

Avec le logiciel aux éléments finis Abaqus, Berthet-Rambaud (Berthet-Rambaud, 2004) a simulé la chute d'un impactant sur une dalle, telle que celle testée par Delhomme, en modélisant explicitement la dalle, son ferraillage et ses appuis (Figure 2.21a). Une loi continue d'endommagement est introduite pour le béton. Les résultats numériques ont montré une bonne reproduction du comportement global de la dalle en déplacement (oscillation) et des efforts locaux (point d'impact et d'appuis). En parallèle, un modèle a été développé avec SDEC (Hentz, 2003). Le modèle permet de représenter l'endommagement du béton, les armatures et les appuis. Cependant, pour des raisons de temps de calcul, seule une partie de la dalle peut être représentée et la simulation est réalisée sur un temps très court (Figure 2.21b).
Delhomme a également développé un modèle plus simple, à destination de l'ingénierie, avec le logiciel Ansys (Figure 2.21c). Si le modèle ne permet pas de quantifier l'endommagement par poinçonnement au point d'impact, il reproduit correctement la déformation de la dalle et permet de vérifier la résistance en flexion de la structure.

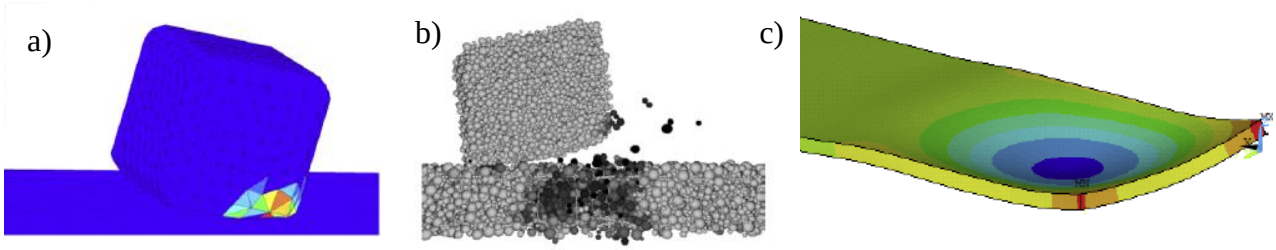


Figure 2.21 : Simulation d'impacts sur dalle pare-bloc structurellement dissipante a) par éléments finis avec Abaqus (Berthet-Rambaud, 2004) b) par éléments discrets avec SDEC (Hentz, 2003) c) par éléments finis avec Ansys (Delhomme, 2005)

Dans le cadre de sa thèse, Lorentz (Lorentz, 2007) a développé un modèle numérique d'une structure sandwich composée d'une dalle de répartition en béton armé sur des colonnes de pneu remplies de grave confinée dans un géotextile. Malgré des écarts entre les résultats numériques et expérimentaux, ce modèle permet de représenter qualitativement le comportement en flexion de la dalle et le rebond de l'ensemble dalle et impactant. Le modèle pourrait servir à des études d'influence de certains paramètres sur le comportement de l'ouvrage.

Les essais d'impact sur structures rigides en béton réalisés récemment à Hong-Kong (Yong et al., 2016 ; Lam et al. 2018 ; Lam et al, 2019) sont complétés par des modélisations numériques par éléments finis. Le logiciel LS-DYNA est utilisé pour simuler des impacts entre les structures rigides et un impactant. Les modélisations ont pour objectif de reproduire les déplacements suivant un mode isolé (glissement, rotation, flexion) mais n'intègrent pas les phénomènes d'amorti à l'impact qui sont en dehors du cadre de l'étude qui ne traite cette question qu'en termes de transmission d'énergie.
Pour les différentes structures, une bonne adéquation entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux est obtenue.

Pour le cas du glissement d'une structure en L (Lam et al, 2019), une simulation réalisée sur une barrière existante à Hong Kong a montré que la solution analytique est indépendante de l'échelle. De plus, le modèle numérique a permis de réaliser des études paramétriques qui montrent que :

- le coefficient de restitution, caractérisé par les vitesses de déplacement avant et après impact de la structure et de l'impactant, a un effet significatif sur le mouvement de glissement,
- l'angle de frottement à l'interface base/mur a un effet important sur le déplacement en glissement,
- l'influence de l'angle de frottement sur les déplacements diminue avec l'augmentation du rapport de la masse du mur sur celle du bloc,
- augmenter le rapport de masse entre l'ouvrage et l'impactant réduit considérablement le déplacement jusqu'à un rapport de 100 puis l'effet devient négligeable.

Le modèle et les résultats sont présentés en Figure 2.22a et Figure 2.22b.

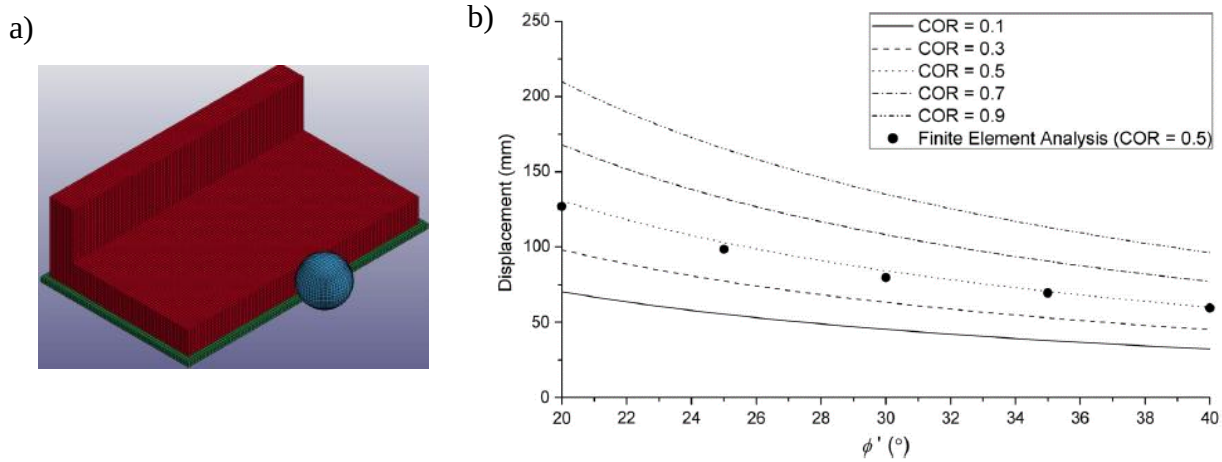


Figure 2.22 : Simulations d'impact sur une structure rigide en L a) modèle LS-DYNA b) résultats d'une étude paramétrique sur l'influence du coefficient de restitution et de l'angle de frottement au contact base/mur sur le déplacement par glissement (Lam et al, 2019)

2.4.3. Modélisation avec Flac3d

L'outil FLAC3D, présenté en chapitre 4, est choisi pour le travail de modélisation numérique. Nous présentons ici les précédentes études, en lien avec nos recherches, réalisées avec ce logiciel de modélisation numérique.

Pour l'étude du renforcement de sols par Colonnes à Module Mixte® (CMM), Zhang (Zhang, 2012) utilise FLAC3D pour la modélisation numérique de la fondation (Figure 2.23a). Les CMM sont modélisées à l'aide d'éléments pieux préexistants. Le mode dynamique est utilisé pour appliquer un chargement horizontal cyclique à une fréquence de 1 Hz par déplacement imposé de forme sinusoïdale. Le modèle a été utilisé pour étudier l'influence de la hauteur des colonnes ballastées placées au-dessus des pieux sur les efforts transmis aux pieux.

Breugnot (Breugnot, 2011) a utilisé un couplage discret/continu pour simuler des impacts sur structures sandwich. Dans cette étude, présentée dans le paragraphe précèdent, FLAC3D est utilisé pour modéliser la partie arrière de l'ouvrage. Concernant la modélisation continue, le travail a principalement porté sur le couplage entre la partie d'ouvrage modélisée par la méthode discrète et cette partie arrière pour laquelle les déplacements des nœuds du maillage continu sont liés aux déplacements des éléments discrets en contact avec ces nœuds.

Dans le cadre d'une étude de dimensionnement d'un merlon en remblai, Jarrin (Jarrin et Meignan, 2010) développe un modèle en 3 dimensions sous FLAC3D (Figure 2.23b). Les renforcements des différentes parties du merlon ne sont pas explicitement modélisés mais sont pris en compte par augmentation des paramètres mécaniques tel que la cohésion, l'angle de frottement ou la résistance à la traction des milieux modélisés. Les impacts sont simulés en lançant un impactant de masse et de géométrie données sur l'ouvrage selon une vitesse et un angle d'incidence choisis.

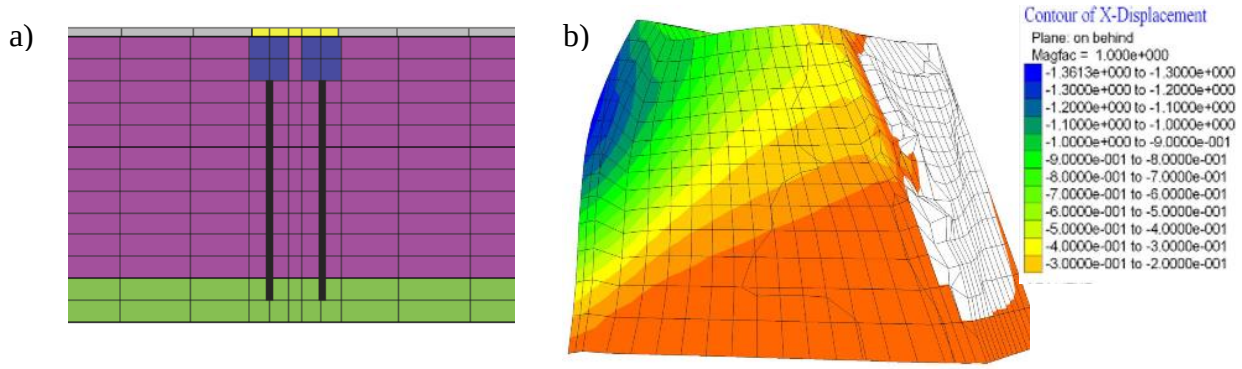


Figure 2.23 : Exemple de modèles FLAC3D a) fondation sur pieux soumise à des efforts dynamiques cycliques b) remblai en terre soumis à impact

2.5. Dimensionnement : pratiques et règlementation

2.5.1. Méthodes pour la vérification d'ouvrages de protection sous impact

2.5.1.1. Introduction

Un ouvrage pare-blocs doit être dimensionné selon différentes exigences fonctionnelles, intégrant par exemple la zone d'implantation, ou les contraintes concernant la maintenance. Pour répondre à son rôle de protection, il doit intercepter les blocs incidents et résister aux impacts. Pour vérifier cela il convient de procéder à deux autres dimensionnements (Recommandations pour la conception, le suivi de réalisation et l'exploitation des dispositifs de protection par merlons pare-blocs, C2ROP-Céréma, 2020). Un dimensionnement trajectographique vise à vérifier que l'ouvrage implanté permet l'interception des blocs selon les trajectoires calculées dans un terrain

éventuellement reprofilé. Enfin, un dimensionnement structurel vérifie les stabilités générales, interne et externe ainsi que la capacité du merlon à résister à l'impact. Les stabilités générales, interne et externe sont vérifiées selon des méthodes géotechniques normatives.

Pour la vérification des merlons sous impact, 5 types de méthodes sont différenciés (Lambert et Bourrier, 2013).

Type 1 : La géométrie du merlon est définie selon l'étude trajectographique et est dimensionnée sous charges statiques. La stabilité sous impact n'est pas vérifiée mais du fait de sa masse et de sa géométrie et par jugement d'expert, l'ouvrage est supposé capable de résister à l'impact.
Type 2 : Le dimensionnement consiste à estimer la pénétration du bloc et à vérifier qu'elle reste acceptable en comparaison à la largeur du merlon. Un rapport de trois entre la pénétration et la largeur au droit de l'impact est considéré suffisant pour assurer la stabilité du merlon post-impact.
Type 3 : Le dimensionnement est réalisé en considérant un équivalent pseudo-statique à l'action dynamique résultant de l'impact. La force correspondante est estimée d'après une expression analytique issue de la littérature. Enfin, en intégrant les méthodes classiques de dimensionnement géotechnique, cette force est combinée aux efforts pondéraux pour vérifier la stabilité de l'ouvrage.
Type 4 : Le dimensionnement s'appuie sur l'évaluation de la capacité du merlon à dissiper l'énergie d'impact, par un ou plusieurs mécanismes. Le merlon est dimensionné de telle sorte que les déplacements requis pour dissiper toute l'énergie du bloc soient compatibles avec l'ouvrage et n'entraînent pas sa ruine.
Type 5 : Le merlon est dimensionné par des simulations numériques dynamiques.

Nous notons que cette typologie permet de distinguer les méthodes principales de dimensionnement. Cependant certaines méthodes de dimensionnement peuvent se trouver en dehors de ce cadre ou combiner plusieurs de ces approches.

2.5.1.2. Présentation des méthodes analytiques

De nombreux auteurs ont proposé des méthodes analytiques visant à estimer la pénétration ou la force d'impact. La pénétration est l'élément essentiel des méthodes de type 2. La force d'impact est utilisée pour un dimensionnement de l'ouvrage suivant des méthodes de stabilité statique (type 3) ou des méthodes énergétiques (type 4). Ces méthodes ont été proposées sur la base de campagnes d'essais d'impact, réalisées sur des couches de matériaux granulaires ou sur des merlons. L'estimation de la pénétration dans l'ouvrage, utilisée pour la vérification d'un ouvrage meuble, n'est pas applicable dans le cas de la structure en béton *Bloc Armé*. Les méthodes proposées, concernant l'estimation d'une force d'impact et le dimensionnement par une approche énergétique, bien que non directement destinées aux ouvrages en béton, sont présentées ici succinctement, à titre indicatif et afin d'en identifier les limites.

Estimation d'une force d'impact équivalente

De nombreuses formules analytiques existent pour estimer une force d'impact statique équivalente à la sollicitation d'impact.

Ces expressions sont souvent développées et validées sur la base d'essais d'impact sur couche de matériau granulaire (Labiouse et al. 1994 ; Montani Stoffel, 1998 ; Ronco et al. 2009). Elles sont applicables aux matériaux granulaires et leur domaine de validité est souvent restreint (épaisseur de la couche, énergie, forme de l'impactant, …). Aussi, ces méthodes sont imprécises. Sur un cas d'étude donné, un rapport de 4 entre les valeurs de force d'impact estimées par différentes méthodes a été observé (Kister et Fontana, 2011).

Plus récemment, le développement d'un modèle numérique par la méthode des éléments discrets (DEM) a permis à Plassiard et Donzé (Plassiard et Donzé, 2010) de proposer une formule empirique. Pour leur modèle, calibré d'après les résultats d'essais de Pichler (Pichler et al., 2005) lors d'un impact d'une sphère dans un remblai symétrique, les auteurs montrent que la force d'impact maximale est uniquement fonction de la masse de l'impactant et de la vitesse d'impact v.

$$F_{max} = 225 \times \left(\frac{m \times v^2}{2}\right)^{2/3}$$ **Équation 2.11**

Cependant, la possible généralisation de cette expression, et plus généralement de la relation entre force d'impact et énergie d'impact, à d'autres ouvrages n'est pas démontrée.

Méthodes énergétiques

Le modèle de Tissières (Tissières, 1999) proposé pour les remblais en terre non renforcés, vise à vérifier que les efforts et les déplacements engendrés par l'arrêt de l'impactant ne compromettent pas sa stabilité. Cette vérification s'appuie sur la comparaison entre énergie cinétique du bloc et énergie dissipée dans l'ouvrage lors de l'impact.

D'une part, la force d'impact est estimée à l'aide de plusieurs hypothèses simplificatrices, à partir de l'énergie cinétique du bloc avant impact, de l'angle d'incidence de l'impactant et d'un coefficient ad hoc compris entre 1 et 2 (Montani et al., 1997).
D'autre part, l'effort résistant est calculé, à partir du critère de Mohr-Coulomb, par la somme des forces de cisaillement développées sur les différentes surfaces délimitant le volume d'ouvrage mobilisé, et dont la géométrie est liée à celle du bloc impactant.
La capacité du remblai à résister à l'impact est estimée en comparant l'effort moteur à un effort résistant, calculé pour un glissement inférieur à celui considéré représentatif de la ruine de l'ouvrage : exemple pour b < l en Figure 2.24.

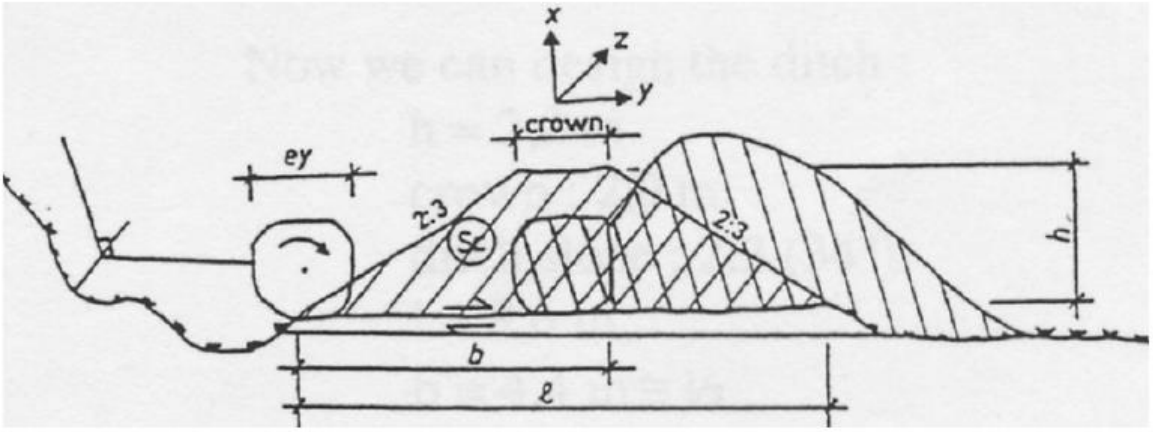


Figure 2.24 : Modèle de déformation lors d'un impact sur ouvrage en terre non renforcé proposé par Tissières (Tissières, 1999)

Dans le but de proposer un outil pour la conception des merlons, Subrin (Subrin, 2006) propose une méthode simplifiée afin d'estimer les capacités d'arrêt d'un ouvrage dont on modélise la géométrie et son mécanisme de rupture en 2D.

Dans son cas d'étude, un bloc rocheux de dimension caractéristique dI, impacte le parement amont du merlon à une distance S de la crête.
L'ouvrage (Figure 2.25) supposé homogène se caractérise par sa géométrie : une hauteur importante, une épaisseur en crête T et des angles d'inclinaison des parements amont et aval respectivement de α et β. L'impact est représenté par une force linéique statique équivalente F, inclinée d'un angle η par rapport à l'horizontale.

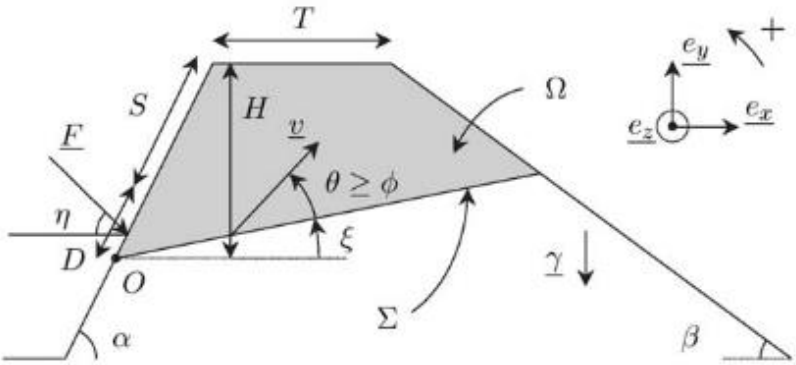


Figure 2.25 : Modèle géométrique de l'ouvrage étudié et sa surface de rupture (Subrin,2006)

Contrairement au modèle de Tissières, la surface de rupture n'est pas prédéfinie et la méthode permet de caractériser la surface de glissement par un plan orienté d'un angle ξ par rapport à l'horizontale. Il est noté que l'incidence du bloc à l'impact, paramètre variable et peu prévisible noté η, influe fortement sur l'orientation du glissement de l'ouvrage.
A partir de la surface de rupture et avec l'hypothèse d'une rupture selon le critère de Mohr-Coulomb, la force résistante, définissant l'effort d'impact admissible, peut être calculée.

L'auteur précise que l'approche, ne prenant en compte que l'énergie dissipée par glissement, ne représente pas les phénomènes réels mis en jeu lors d'un impact et reste destinée à du prédimensionnement.

En effet, ces modèles considèrent que la dissipation énergétique au sein du merlon provient majoritairement du glissement. Les énergies dissipées par compaction du remblai et propagation d'ondes élastiques sont négligées.

Jarrin (Jarrin, 2001) intègre les phénomènes mécaniques dynamiques engendrés lors d'un impact sur un remblai par la prise en compte de trois modes de dissipation d'énergie :
- le rayonnement d'ondes élastiques dans le remblai,
- la compaction du remblai auprès du point d'impact,
- le cisaillement général du remblai.

Les essais sur un merlon à échelle réduite menés par Lepert et Corté (Lepert et Corté, 1988) ont mis en évidence que les ondes élastiques pouvaient se propager dans l'ouvrage et le sol support et représenter une part importante de l'énergie cinétique d'impact. Cette quantité d'énergie absorbée, fonction de la cinématique d'impact, peut atteindre 30% de l'énergie d'impact pour des vitesses d'impact de 30 m/s. En accord avec ces résultats, Jarrin propose d'estimer forfaitairement l'énergie transportée par les ondes élastiques à :

$$E_{ondes} = \frac{v_{impact}}{100} \times E_{cinétique}$$ ***Équation 2.12***

L'énergie de sollicitation restant à dissiper par les deux autres modes est donc $E_{soll}=E_{cinétique}-E_{ondes}$

La résistance au cisaillement de l'ouvrage est estimée par application du critère de Mohr-Coulomb suivant des profils de glissement obliques conformes au mode de rupture observé dans un remblai impacté.

L'auteur propose une méthode permettant de calculer les énergies dissipées (E_{rd}) par compaction et par cisaillement d'ensemble du remblai en fonction :
- des déformations limites (ε_{comp}, maximale en compaction et ε_{gliss}, limite avant glissement),
- du comportement en contrainte/déformation statique et dynamique du matériau (module dynamique, inspiré du compactage dynamique des sols).

La méthode permet finalement de vérifier que l'énergie incidente peut-être reprise par la compaction locale du matériau et le glissement d'ensemble du merlon et de calculer les déplacements engendrés par la sollicitation dans le cas où la rupture par glissement est atteinte.

Par rapport aux méthodes précédentes, ces calculs, par plusieurs aspects (modules dynamiques du matériau, propagation d'ondes élastiques), prennent mieux en compte le caractère dynamique de la sollicitation. De plus, il faut noter qu'ici la dissipation d'énergie par cisaillement n'intervient que dans le cas où l'énergie maximale qui peut être dissipée par compaction est inférieure à l'énergie cinétique réduite de l'énergie dissipée par propagation d'ondes.

2.5.1.3. Discussion

Concernant les méthodes analytiques, nous notons que la généralisation des expressions analytiques permettant d'estimer la force d'impact est difficile. Cette force d'impact est une donnée insuffisante pour la prédiction du comportement dynamique des ouvrages. En effet, les essais d'impact conduits par le passé montrent que la force d'impact caractérise principalement le comportement d'une faible région du merlon impacté. La réponse globale de la structure et sa capacité à résister ou non à l'impact sont fortement conditionnées par les caractéristiques de l'ensemble de l'ouvrage (Lambert et al., 2014). L'utilisation de la force d'impact pour un dimensionnement statique ou basée sur une méthode énergétique, représente alors une forte simplification.

La méthode de type 1, se caractérisant par l'absence de prise en compte de la sollicitation dynamique, conduit généralement à un surdimensionnement des ouvrages. Cette méthode n'est envisageable que dans des contextes où une faible emprise au sol n'est pas requise ou que l'énergie d'impact est faible. Elle n'est pas adaptée au dimensionnement optimisé d'une structure, de type *Bloc Armé*, à faible emprise au sol faisant intervenir des mécanismes de dissipation d'énergie complexes.

Certains travaux numériques présentés ici, conduisant à un outil capable de prédire le comportement d'un ouvrage sous impact, constituent une application de la méthode de type 5. Nous notons que ces modèles sont complexes à développer et à paramétrer pour des sollicitations dynamiques. La réalisation d'essais d'impact à échelle réelle est essentielle pour la validation de tels modèles. Leur utilisation pour des énergies d'impact très supérieures à celles mobilisées lors des essais de validation doit cependant faire l'objet de précautions.

2.5.2. Cadre réglementaire en Europe

2.5.2.1. Normes européennes

En Europe, seules quelques normes proposent des méthodes, souvent incomplètes, pour le dimensionnement d'ouvrage soumis à impact de blocs rocheux.

L'Eurocode 1 (EC1, 98), traite la question des impacts de corps rigides (trains, avions) sur des structures. Des efforts statiques équivalents sont calculés forfaitairement en fonction de l'impactant (type, masse, vitesse) et du type de structure étudiée (pieux, bâti, …).

La **norme italienne** (UNI, 2012) suggère de comparer la pénétration du bloc à la largeur du merlon (approche de type 2). Aucune précision n'est donnée sur la méthode à suivre pour la détermination de la pénétration. Cependant la norme propose une méthode pour la détermination de l'énergie à considérer dans le calcul. Les études géologique et trajectographique sont utilisées pour déterminer respectivement la masse du bloc et de la vitesse d'impact à considérer. En fonction des méthodes

et de la précision des données utilisées, différents coefficients de sécurité sont appliqués. Finalement, ces données, associées à un coefficient de sécurité dépendant des enjeux à protéger, permettent d'obtenir l'énergie d'impact à considérer pour le dimensionnement.

La **norme autrichienne** (ONR, 2013) s'appuie sur l'estimation d'une force équivalente (approche de type 3). Cette force équivalente est déterminée d'après l'énergie cinétique du bloc, à partir de l'estimation de la pénétration du bloc et de la durée de l'impact. Le calcul de l'énergie d'impact suit une méthode équivalente à celle proposée dans la norme italienne.

Des paramètres relatifs aux blocs impactants et au volume de merlon mobilisé sont utilisés pour calculer une énergie d'impact relative (adimensionnelle). Un abaque, issu d'expérimentations à échelle réduite, permet de déterminer la profondeur de pénétration du bloc en fonction de l'énergie relative et du type de merlon (renforcé ou non, avec enrochement ou non). La force d'impact qui en est déduite est combinée aux forces de gravité pour vérifier la stabilité du merlon. L'impact, au travers de cette force équivalente, est considéré comme une action accidentelle, au sens de l'Eurocode. Le dimensionnement concerne ainsi uniquement l'état limite ultime.

Dans le cadre du dimensionnement des galeries de protection pare-bloc recouvertes d'une couche de matériau amortissante, une **directive Suisse** (OFROU/CFF) propose de s'intéresser à deux caractéristiques capitales que sont la valeur maximale de la force d'impact et la profondeur de pénétration dans la couche.

Les expressions retenues, proposées par Jacquemoud (Jacquemoud, 99) et basées sur les travaux de Montani (Montani, 1998), s'écrivent :

$$F_{max} = 2{,}8 \times e^{-0{,}5} \times R^{0{,}7} \times {M_E}^{0{,}4} \times \tan(\varphi) \times \frac{m \times v^2}{2}^{0{,}6} \quad \text{- en kN}$$ **Équation 2.13**

et $$d = \left(\frac{m \times v^2}{F_{max}}\right) \text{ – en m}$$ **Équation 2.14**

avec e, l'épaisseur de la couche amortissante – en m,
R, le rayon du bloc impactant – en m,
M_E, le module de compressibilité du matériau amortissant en kPa,
φ, l'angle de frottement du matériau – en °,
m, la masse du bloc impactant - en tonnes
v, la vitesse d'impact du bloc – en m/s

Des coefficients de sécurité sont ensuite appliqués pour calculer une force statique équivalente à utiliser dans des calculs de dimensionnement statiques standards.

Nous notons que cette directive traitant de l'impact sur une couche de sol n'est pas directement développée pour le cas des ouvrages de protection verticaux de type merlons. De plus, ces expressions sont valables uniquement pour une épaisseur de la couche amortissante supérieure à 0,5 m.

Les normes existantes s'appuient sur un critère unique (pénétration) ou sur l'estimation d'un effort statique équivalent. De manière générale, elles restent assez peu précises et ne permettent pas de prendre en compte ni le caractère dynamique de la sollicitation ni la complexité des ouvrages.

2.5.3. Pratiques en France

Dans la pratique, les méthodes analytiques ou empiriques, malgré des domaines de validité restreints concernant la gamme d'énergie et le type d'ouvrage, peuvent être utilisées pour le dimensionnement d'ouvrages. Ces méthodes, souvent développées dans le cadre de l'étude des merlons en terre, sont peu adaptées au dimensionnement d'ouvrages à faible emprise au sol.

Depuis les années 2010, la modélisation numérique est parfois employée en ingénierie pour le dimensionnement des merlons. La modélisation numérique par éléments discrets a été utilisée pour vérifier un merlon en terre renforcé par géotextile à Val d'Isère (73) (Lorentz et al., 2010). Un merlon du même type à La Grave (05) est dimensionné à l'aide de simulation FLAC3D (Jarrin et Meignan, 2010).

La modélisation des structures spécifiques permet de proposer des dimensionnements optimisés. Nous notons cependant, que cette méthode requiert la mise en œuvre de compétences avancées. Il est également préférable d'associer des essais d'impact au développement du modèle numérique pour en assurer la fiabilité.

2.6. Synthèse et conclusions

La revue bibliographie met en évidence que, suivant les évolutions technologiques et pour s'adapter à différents contextes, les structures utilisées pour la protection contre la chute de blocs rocheux sont très variées. En dépit des améliorations techniques – notamment les renforcements géotextiles permettant de raidir les ouvrages – les structures en remblais restent relativement larges en base, avec par exemple 5 m pour un remblai renforcé tel que celui testé par Peila (Peila et al. 2007).

Les essais d'impact réalisés par le passé mettent en évidence que l'énergie d'impact peut être dissipée par de nombreux mécanismes lors d'un impact et que le comportement dynamique des structures est complexe et spécifique à chacune d'elles.

Les méthodes analytiques existantes ont majoritairement été développées pour des ouvrages de protection en matériaux granulaires. De manière générale, elles représentent un outil limité pour le dimensionnement des ouvrages de protection sous impact, puisqu'elles sont valables dans des conditions restreintes (type de matériaux, épaisseur, énergie, …). En outre, il apparaît que la seule

détermination d'une force d'impact n'est pas suffisante pour déterminer la réponse dynamique des ouvrages. Le développement de méthodes simplifiées, même basées sur des résultats expérimentaux, ne permet pas un dimensionnement optimisé de structures complexes.

La modélisation numérique représente alors une solution intéressante pour considérer des structures particulières soumises à impact. Les travaux passés montrent que la modélisation numérique est complexe à mettre en œuvre et nécessite des données expérimentales pour la validation et la calibration des modèles. Cependant, une fois la phase de validation terminée, la méthode numérique représente une solution économique et performante pour étudier le comportement d'une structure en faisant varier les conditions d'impact et les caractéristiques de la structure. Nous notons que les extrapolations doivent se faire dans certaines limites et qu'une interprétation critique des résultats issus de telles simulations reste nécessaire. Lorsqu'une attention suffisante est apportée à la caractérisation des matériaux et à la représentation des différents éléments constitutifs, les résultats numériques permettent de reproduire et d'analyser des phénomènes physiques complexes.

La bibliographie concernant les modèles numériques montre que la méthode des éléments discrets est adaptée pour la représentation des discontinuités et des grands déplacements observés à l'impact. Cependant la méthode rend difficile la représentation de certains types de renforcements, et de manière générale, la complexité des développements et les temps de calcul en font actuellement un outil peu adapté pour l'ingénierie (Delhomme, 2005). Les méthodes aux éléments finis permettent de développer des modèles, souvent simples, qui permettent de reproduire de manière générale le comportement de structures en béton soumises à impact (Lam et al, 2019).

L'étude bibliographique confirme la nécessité de caractériser expérimentalement la réponse sous impact de la structure innovante *Bloc Armé*. Les données expérimentales pourront alors être utilisées pour la validation d'un modèle numérique en gardant comme objectifs d'améliorer la connaissance de la réponse dynamique de l'ouvrage et de proposer un outil de dimensionnement capable de prédire le comportement de différentes structures sous des sollicitations variées.

Chapitre 3 - Expérimentations

3.1. Introduction

Les travaux développés dans cette thèse se rapportent à une structure originale de protection contre les chutes de blocs rocheux. Le caractère innovant de la structure réside dans l'utilisation combinée de blocs en béton et d'armatures métalliques de liaisonnement. La réponse d'une telle structure, lorsque soumise à impact par un bloc rocheux, est rendue complexe par son caractère modulaire, combiné à la nature dynamique de la sollicitation. Pour étudier cette réponse, différentes expérimentations ont alors été réalisées avec pour objectifs :

- de valider la capacité de l'ouvrage à arrêter des blocs rocheux,
- d'observer la réponse dynamique de la structure sous impact et sa capacité à résister aux efforts engendrés par l'impact par dissipation d'énergie ou répartition d'effort,
- de comprendre les phénomènes entrant en jeu dans la réponse dynamique de la structure et les phénomènes impliqués dans la diffusion.
- de fournir les données nécessaires au développement du modèle numérique.

Pour atteindre ces objectifs, deux campagnes expérimentales ont été réalisées.

La première campagne expérimentale vise à tester la structure réelle sous impact. L'objectif est d'observer le fonctionnement de la structure sous une sollicitation dynamique afin de valider le système en tant que structure pare-blocs et d'apporter la connaissance nécessaire à l'amélioration du système. Deux configurations d'impact ont été testées : la première consiste en la réalisation d'impacts à haute énergie, atteignant au maximum 2 000 kJ, par chute verticale d'un impactant sur une structure déposée horizontalement sur une couche support, la seconde consiste en une série d'impacts subhorizontaux sur un mur vertical, réalisés à plus faible énergie par un système de pendule.

La deuxième campagne expérimentale vise à observer le comportement de la structure sous diverses configurations de murs et à étudier qualitativement l'influence de différents paramètres. Dans cet objectif, des structures à échelle réduite de ratio 1/4 ont été produites en considérant des configurations géométriques et des conditions d'impacts variées.

Ce chapitre comprend d'abord une description de la structure étudiée. Puis les méthodes d'exécution et les résultats sont successivement présentés pour les deux campagnes expérimentales.

3.2. Structure *Bloc Armé*

La technologie *Bloc Armé* a été développée pour la construction d'ouvrages de protection modulables en 3 dimensions, contre les mouvements gravitaires. La structure, notamment adaptée à la protection contre les chutes de blocs rocheux se compose de blocs en béton et d'un assemblage d'armatures qui permet de lier les blocs entre eux (Figure 3.1). La structure possède à la fois une importante stabilité et une faible emprise au sol. En effet, les blocs en béton sont rendus solidaires les uns des autres par des éléments métalliques, ce qui permet d'opposer une masse conséquente aux éléments à retenir (blocs rocheux ou terrains), de répartir les efforts et de dissiper l'énergie d'impact.

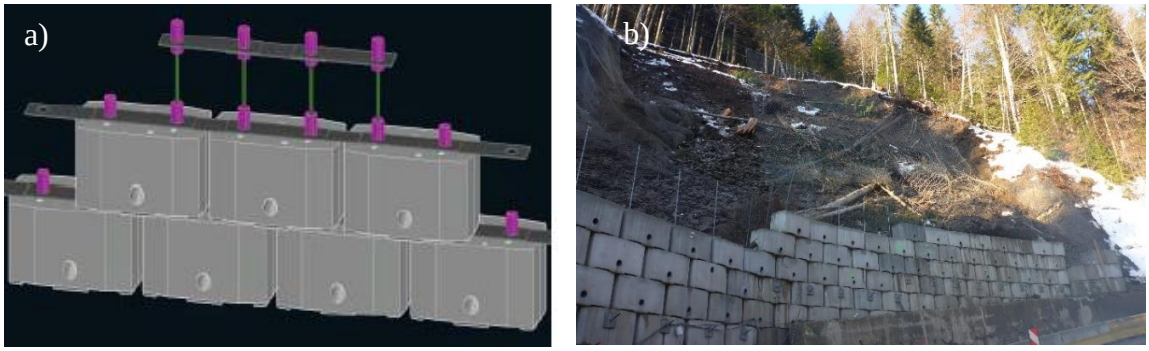


Figure 3.1 : Structure Bloc Armé a) schéma de l'assemblage de blocs et d'armatures métalliques b) mise en œuvre en soutènement d'une zone ravinée et en interception de phénomènes gravitaires

La structure consiste en un assemblage de blocs béton positionnés en quinconce, d'armatures verticales, qui se présentent sous la forme de barres, et d'armatures transversales, sous forme de plaques. Les barres, insérées dans les réservations verticales des blocs, associées à une mise en œuvre des blocs en quinconce, permettent à l'ensemble des blocs de fonctionner comme un corps unique mais déformable. Les plaques métalliques, disposées horizontalement, apportent une résistance à la traction entre les blocs contigus et aident à la transmission des efforts dans l'axe longitudinal de l'ouvrage. Les plaques possèdent des réservations qui accueillent les barres verticales et parfois des tubes qui sont disposés autour des barres. Le caractère innovant de la structure réside dans le liaisonnement des blocs qui permet de transférer les efforts entre blocs, et dans les jeux de déplacement entre les éléments qui confèrent à l'ouvrage une capacité à se déformer, et par conséquence à dissiper de l'énergie. La structure est développée et brevetée conjointement par les entreprises Géolithe et Géolithe Innov.

Les essais d'impact à échelle réelle sont réalisés sur des ouvrages composés d'éléments de structure identiques à ceux utilisés pour la construction d'ouvrages en contexte opérationnel. Pour les essais d'impact à échelle réduite, des éléments de structure de dimensions réduites ont été confectionnés. Les structures à échelle réduite sont similaires aux ouvrages à échelle réelle, mais avec quelques simplifications structurelles. Les différents éléments de structure et les assemblages spécifiques aux deux échelles sont présentés en détail en Annexe 1.

3.3. Essais d'impact sur structure à échelle réelle

Les essais présentés ici ont été réalisés dans le cadre du projet national C2ROP visant au développement d'ouvrages à faible emprise au sol (Furet et al., 2018a). Les expérimentations ont pour objectifs d'acquérir une meilleure connaissance de la réponse sous impact de différentes solutions techniques de protection pare-blocs et de fournir des données expérimentales pour le développement de modèles numériques.

La campagne expérimentale a débuté par la réalisation d'essais d'impacts verticaux à haute énergie sur la structure déposée horizontalement sur une couche support. Ces essais, non reproduits numériquement, visent à vérifier la capacité de la nouvelle structure à supporter des impacts à haute énergie et à observer son comportement dynamique afin de mieux comprendre le dispositif *Bloc Armé*, et d'envisager des optimisations. Pour compléter cette étude, des essais à plus faible énergie ont été réalisés par des impacts horizontaux sur un mur vertical. Ces essais permettent d'observer le comportement dynamique de la structure dans des conditions plus réalistes et d'établir une base de données utilisable par la suite pour la validation du modèle numérique développé parallèlement au travail expérimental.

Le dispositif expérimental, le programme d'essais, les dispositifs de mesures et les méthodes employées pour analyser et interpréter les résultats sont présentés dans les paragraphes suivants. Enfin, les principaux résultats des expérimentations sont présentés et analysés. Enfin nous concluons sur le fonctionnement dynamique de la structure et l'apport de ces essais.

3.3.1. Présentation des essais

3.3.1.1. Station d'essai

Les essais ont été réalisés à la station d'essais de chute de blocs de l'Ifsttar à Montagnole (France, 73). Le site, présenté en Figure 3.2, consiste en une falaise verticale de 70 m de hauteur, au sommet de laquelle est implantée une potence pivotante d'une longueur de 22 m. Depuis cette potence, peuvent être levés et largués des impactants de différentes caractéristiques et dont la masse peut atteindre 20 tonnes. La hauteur de chute est connue à la précision du centimètre et un système électrohydraulique permet de maîtriser la position du point d'impact et la verticalité de l'impactant lors de sa chute.

Figure 3.2 : Site d'essais a) vue d'ensemble de la falaise et de la potence b) vue du système de largage avant impact vertical

Un tel équipement permet de réaliser facilement des impacts verticaux à haute énergie sur des structures qui doivent alors être déposées à l'horizontale.

3.3.1.2. Plot d'essais

L'expérimentation est conçue dans l'objectif de proposer un dispositif qui offre aux structures la possibilité de se déplacer et de se déformer malgré leur disposition à l'horizontale. Le but est de reproduire le comportement des structures qui, placées en parement à l'amont d'un remblai ou mises en œuvre seules en tant qu'ouvrage autostable, se déforment lorsqu'elles subissent un impact subhorizontal. Ainsi, comme montré en Figure 3.3, il a été décidé de mettre en œuvre les structures à impacter sur une couche de matériau déformable, appelée couche support.

Le matériau constitutif de la couche support a été choisi pour être tout à la fois déformable et peu sensible au compactage, pour être remis en état rapidement entre les essais, c'est-à-dire sans nécessité de mesurer la densité du matériau. Une grave roulée de granulométrie de 20 mm à 40 mm, visible en Figure 3.3, répondant à ces critères, est utilisée comme matériau constitutif. L'épaisseur de la couche mise en œuvre vise à augmenter sa capacité de déformation.

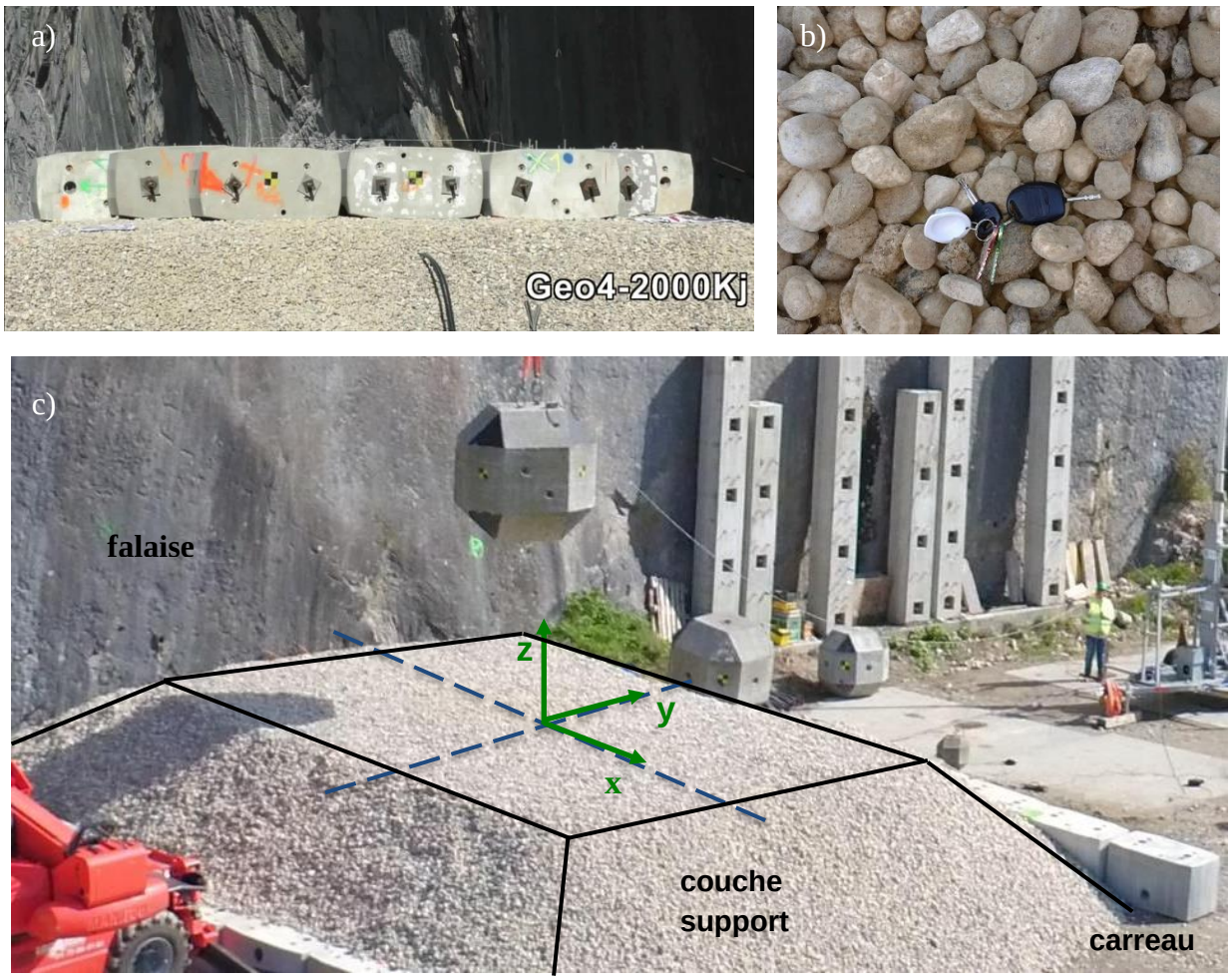


Figure 3.3 : Plot d'essais a) Structure à impacter déposée sur la couche support b) Grave roulée de granulométrie 20-40 mm utilisée en matériau constitutif de la couche support c) Vue d'ensemble de la couche support et description du repère d'axes global

La hauteur de la couche support a été fixée à 2 m. Les dimensions des structures impactées sont : 4 m de largeur et 8 m de longueur afin de limiter les effets de bord. Le rapport des dimensions retenu se rapproche de celui des merlons, ouvrages généralement de grande longueur et de hauteur plus limitée. Un débord autour de la structure est présent afin d'éviter l'affaissement du talus de la couche granulaire, sous le poids des structures. La construction de la couche contre la falaise et la mise en place de bordures, qui raidissent la pente des talus sur deux des quatre côtés, limitent l'emprise de la couche support.

La structure étant montée à l'horizontale, la procédure de pose a dû être adaptée. La gravité, agissant alors dans le sens perpendiculaire à la face impactée de l'ouvrage, affecte le fonctionnement de la structure. Cependant, cet effet est amoindri par l'intensité et le caractère dynamique de la sollicitation.

Pour l'ensemble de la campagne d'essais, un repère d'axes orthonormé global est défini tel que :

- l'axe x est parallèle aux cotés longs du plot d'essais donc perpendiculaire à la falaise,
- l'axe y est parallèle aux côtés courts du plot d'essais donc parallèle à la falaise,
- l'axe z est vertical, orienté vers le haut.

L'origine du repère dans le plan (x, y) est positionnée au point d'impact de référence, placé au centre de la couche support. Selon la verticale (z), l'origine est placée à la surface de la couche support. La géométrie du plot d'essais ainsi que le repère d'axes global sont présentés en Figure 3.3.

3.3.1.3. Conditions d'impact

Afin de caractériser la structure dans la perspective de son utilisation en tant que protection pare-blocs, l'impact est réalisé afin de représenter au mieux un impact par blocs rocheux. Des impactants en béton sont utilisés car leur masse volumique, avoisinant 2 500 kg/m^3, et leurs caractéristiques de surface sont proches de celles des roches.

Les essais sont réalisés avec les impactants utilisés pour la certification EOTA (Organisation Européenne pour l'Agrément Technique) (EOTA, 2013) des écrans de filets par-blocs. Ces impactants, schématisés en Figure 3.4, sont des blocs en béton armé de forme proche d'un rhombicuboctaèdre. La facette impactante est de géométrie carrée de longueur deux fois inférieure à la longueur totale du bloc.

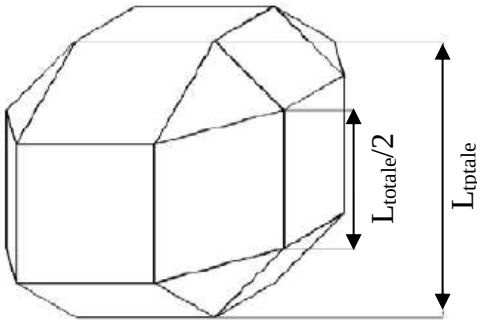


Figure 3.4 : Géométrie des impactants utilisés

Grâce à l'équipement de stabilisation hydraulique, les impacts sont réalisés verticalement et la rotation de l'impactant peut être considérée nulle.

3.3.1.4. Programme d'essais

La campagne d'essais est organisée en plusieurs phases, schématisées en Figure 3.5 :

- Phase 1 : impacts verticaux sur la couche support en matériau granulaire,
- Phase 2 : impacts verticaux sur les structures déposées sur la couche support en matériau granulaire,
- Phase 3 : impacts horizontaux sur mur vertical en *Bloc Armé*.

En phase 1, le but est de caractériser la réponse sous impact du matériau granulaire utilisé en couche support et de vérifier le maintien du comportement de la couche malgré la succession d'essais. En phase 2, l'objectif est de caractériser la réponse dynamique de la structure notamment

en démontrant sa capacité à répartir les efforts et dissiper de l'énergie en comparaison avec les résultats des essais de la phase 1. Les essais de la phase 3 permettent d'observer le comportement de la structure en tant qu'ouvrage vertical et fournissent des données expérimentales facilement valorisables pour la validation des résultats numériques.

Le matériau granulaire de la couche support s'est montré relativement compact et peu facilement remaniable sur l'ensemble de la partie supérieure de la couche. Le remaniement de la couche support entre les essais a donc consisté à remplir le cratère créé par l'impactant et à remanier la couche en surface, notamment en supprimant les bourrelets créés au voisinage du cratère à l'aide du godet de l'engin de manutention.

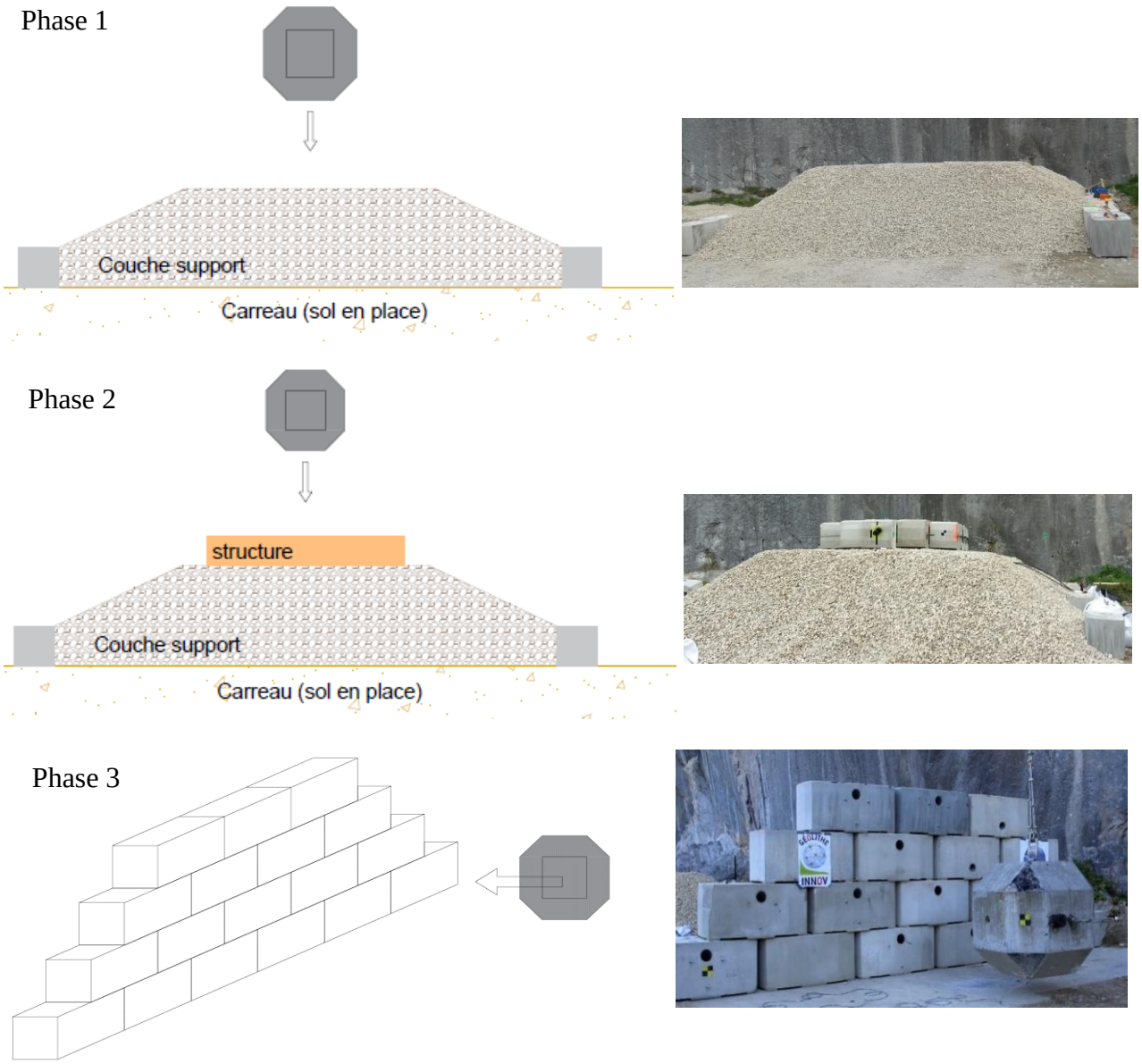


Figure 3.5 : Présentation des phases d'essais

Un essai est identifié par un numéro de phase spécifié après la lettre P et un numéro d'essai spécifié après la lettre E. Ainsi l'essai P1E1 est le premier essai de la phase 1. La notation « b » indique qu'un essai a été répété, à même énergie, en utilisant le même impactant. Dans ce cas, pour les essais sur couche support les conditions d'essais sont voulues identiques grâce à un remaniement rapide de la surface d'impact. Pour les essais sur structure, l'impact est répété directement sur la structure déjà impactée, sans aucune reprise de la structure ou de la couche support. Pour chaque essai, la position du point d'impact dans le repère global, la masse, la dimension de l'impactant ainsi que la vitesse et l'énergie d'impact sont présentées dans les tableaux de synthèse Tableau 3.1 et Tableau 3.2 respectivement pour les essais réalisés par impacts verticaux et les essais subhorizontaux. Pour les essais réalisés par impacts verticaux, la vitesse, calculée sur le principe d'une chute libre à partir de la hauteur de lâcher. Pour les essais d'impact subhorizontaux, les vitesses d'impact indiquées sont issues du pointage de l'impactant sur les vidéos car les mesures de la hauteur de chute sont dans ce cas assez imprécises.

Les essais sur la couche support seule consistent en une répétition d'essais à énergie croissante comprise entre 100 et 300 kJ. Pour les essais sur la couche support seule, les vitesses ont été réduites pour éviter une cratérisation trop importante de la couche et ainsi préserver l'instrumentation et la géométrie du plot d'essai.
Pour déterminer un éventuel effet de compactage du matériau granulaire d'un essai à l'autre, un essai à énergie de 200 kJ a été répété.

Pour les essais d'impact sur structures, les énergies d'impact sont comprises entre 200 kJ et 2 000 kJ pour des vitesses d'impact de 11,6 m/s et 18 m/s respectivement. Des impactants de dimensions et de masses différentes sont choisis afin d'atteindre les énergies visées avec des vitesses d'impact de 10 à 30 m/s telles que celles couramment observées lors des évènements naturels de chutes de blocs rocheux.

Identifiant essai	**Position (x ; y) (m)**	**Masse impactant (kg)**	**L_{totale} impactant (m)**	**Énergie impact (kJ)**	**Vitesse impact (m.s-1)**
Phase 1 : couche support					
P1E1	(0 ; 0)	12490	1,87	102	4,0
P1E2	(0 ; 0)	12490	1,87	202	5,7
P1E2b	(0 ; 0)	12490	1,87	202	5,7
P1E3	(0 ; 0)	12490	1,87	304	7,0
Phase 2 : structure *Bloc Armé*					
P2E1	(0 ; 0)	7420	1,58	502	11,6
P2E1b	(0 ; 0)	7420	1,58	502	11,6
P2E2	(-0,8 ; -0,4)	2580	1,12	194	12,3
P2E3	(0 ; -0,4)	12490	1,87	2027	18,0
P2E3b	(0 ; -0,4)	12490	1,87	2027	18,0

Tableau 3.1 : Programme d'essais pour les impacts verticaux

Pour les essais subhorizontaux (Tableau 3.2), un mur vertical de forme pyramidale, tel que celui présenté en Figure 3.5 a été utilisé. Les impacts sont réalisés successivement sur le même mur sans que celui-ci ne soit repositionné entre les essais.

Identifiant essai	Hauteur impact	Masse impactant	L_{ext} impactant	Énergie impact	Vitesse impact
	(m)	(kg)	(m)	(kJ)	(m.s-1)
Phase 3: mur vertical *Bloc Armé*					
P3E1	1,1	7420	1,58	16	2,1
P3E2	1,1	7420	1,58	45	3,5
P3E3	1,1	7420	1,58	93	5,0
P3E4	1,1	7420	1,58	125	5,8
P3E5	2	7420	1,58	121	5,7
P3E6	2,8	7420	1,58	125	5,8

Tableau 3.2 : Programme d'essais pour les impacts horizontaux

3.3.2. Moyens de mesures et implantation

Les deux prochains paragraphes concernent les moyens de mesure et leur mise en œuvre dans le cadre de nos essais. Les détails concernant les capteurs, la réalisation des mesures et les méthodes suivies pour le traitement des mesures sont donnés en Annexe 0.

3.3.2.1. Instrumentation des essais par impact vertical

L'instrumentation mise en œuvre a pour objectifs :

- de caractériser la réponse de la couche granulaire lorsqu'elle est soumise à impact,
- d'étudier la réponse dynamique des structures de protection étudiées,
- de fournir des données pour la validation des modèles numériques.

Pour atteindre ces objectifs, des mesures sont faites par des capteurs intégrés aux systèmes impactés, ainsi que par des dispositifs de mesure externes.

Au sein de la couche support, l'instrumentation, présentée en Figure 3.6, comprend un accéléromètre uniaxial et deux accéléromètres triaxiaux placés à mi-hauteur de la couche, et trois capteurs de pression totale, appelés capteurs de contrainte, positionnés en fond de couche.

Les accéléromètres à mi-hauteur de couche sont mis en place dans l'objectif de mesurer les déplacements dans la couche support. En fond de couche, les capteurs de pression sont utilisés pour mesurer les efforts transmis. La présence des deux capteurs excentrés aide à l'observation de la diffusion latérale des efforts. L'excentrement de 1,5m permet de placer les capteurs excentrés à

l'intérieur d'un cône de diffusion à 45° du point d'impact tout en restant sous la structure, une fois celle-ci installée.
Ainsi, il existe six points de mesures dans la couche support, dont les positions sont indiquées en Figure 3.6.

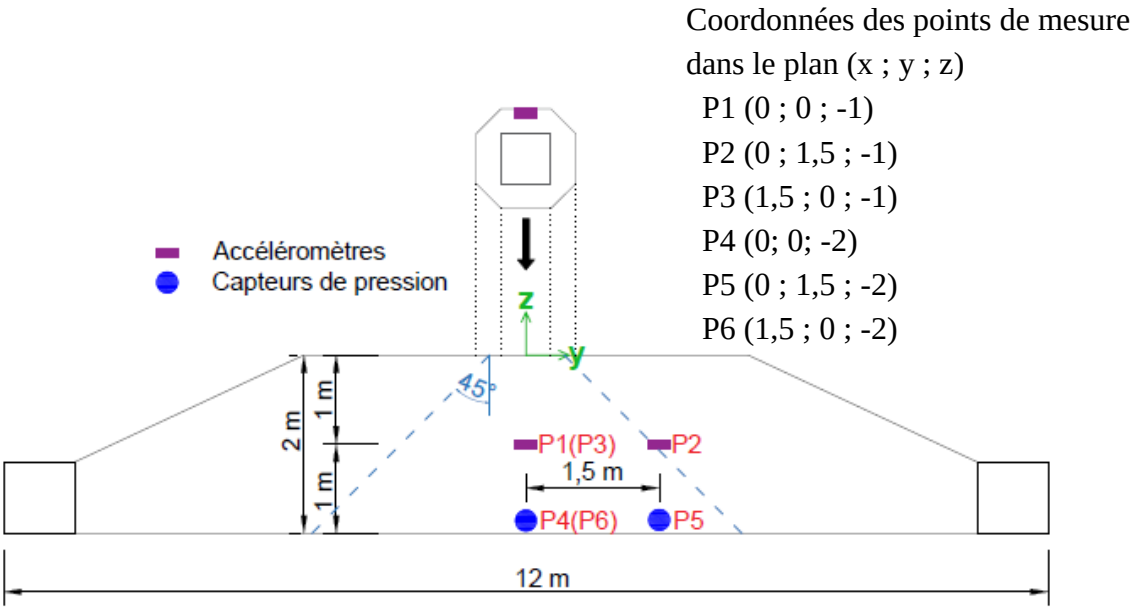


Figure 3.6 : Implantation des capteurs dans la couche support

Les accéléromètres ont été placés sur des supports de type grille en polymère afin qu'ils conservent leur horizontalité et ne se déplacent pas excessivement dans la matrice granulaire lors de la mise en œuvre. Afin d'éviter leur endommagement, une fine couche de sable a été mise en place au-dessus de chaque capteur. Les photographies de la Figure 3.7 montrent les accéléromètres utilisés et leur mise en œuvre.
Les capteurs de pression, visibles en Figure 3.7 ont été déposés sur une fine couche de sable. De la même façon que les accéléromètres, ils ont été recouverts d'une couche de sable de faible épaisseur pour les protéger et pour garantir que la contrainte mesurée soit représentative d'une contrainte moyenne et non pas d'une contrainte extrême locale, par exemple due au contact d'un élément granulaire de la grave roulée sur le capteur.

En plus des six points de mesures intégrés à la couche support, un système de trois accéléromètres permettant la mesure de l'accélération selon trois axes est installé sur l'impactant.

Un équipement vidéo est utilisé afin de pouvoir observer :

- l'impact : point d'impact, orientation et inclinaison du bloc,
- les déplacements horizontaux et verticaux des structures aux extrémités,
- le comportement général des systèmes impactés.

Le positionnement de deux caméras est choisi de façon à obtenir des vues latérales à hauteur des structures selon l'axe x et selon l'axe y. Les images acquises par ces caméras à une fréquence de 500 images/s servent à l'observation visuelle du comportement des structures impactées lors de

l'impact. En outre, des cibles visuelles sont placées sur les impactants et les structures pour aider au suivi du déplacement par pointage sur images vidéo.

Des caméras vidéo à vitesse d'enregistrement plus faible, dit caméscopes, sont ajoutées pour obtenir des images panoramiques.

Les vibrations sismiques sont mesurées à l'aide d'une série de géophones, mesurant les vitesses de vibration verticale, positionnés le long de la falaise, selon l'axe x.

L'acquisition d'images avant et après chacun des essais permet d'obtenir les déformations des structures et de la couche support par comparaison de modèles photogrammétriques.

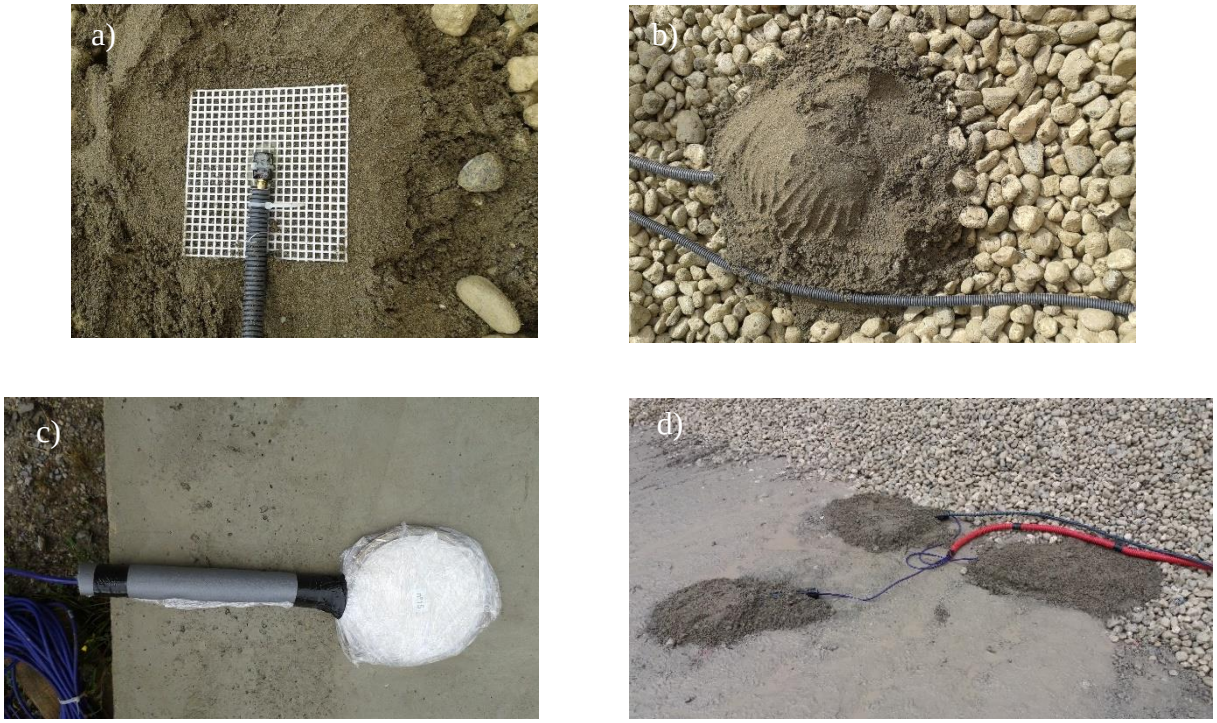


Figure 3.7 : Instrumentation de la couche support a) accéléromètre fixé sur une grille polymère et déposé sur une couche de sable b) capteur recouvert d'une fine couche de sable de protection c) capteur de contrainte hors-couche d) capteurs de contrainte mis en œuvre sous une couche de sable de protection

3.3.2.2. Instrumentation des essais sur mur vertical

Pour les essais d'impact subhorizontaux sur mur vertical, l'instrumentation est réduite.

Un accéléromètre est installé sur l'impactant. Suite à endommagement, seul un axe de mesure est conservé pour ces essais. L'accéléromètre est installé de façon à mesurer l'accélération dans l'axe de l'impact, axe du mouvement de translation de l'impactant.

Les deux caméras à haute fréquence d'acquisition sont installées de façon à filmer l'impact :

- vu de côté, faisant apparaître la face arrière du mur,
- vu de haut, faisant apparaître la face avant du mur.

De plus, plusieurs caméscopes sont placés pour filmer l'impact à l'avant et à l'arrière du mur.

Des séries de photographies ont été réalisées avant et après chaque essai afin de produire les modèles photogrammétriques 3D permettant notamment le suivi des déplacements sur l'ensemble de la surface du mur.

Au sein de la structure, certaines plaques métalliques servant d'armature de liaison, sont équipées de jauges de déformation dans l'objectif de connaître les déformations et les transmissions d'efforts au sein de ces éléments.

3.3.3. Résultats expérimentaux des essais par impact vertical

3.3.3.1. Exploitation des mesures

Dans ce paragraphe sont présentés les traitements particuliers appliqués aux données acquises et les grandeurs physiques, déduites des mesures, qui servent aux analyses des résultats exposées dans les paragraphes suivants.

Pour les essais sur la couche support seule, l'**enfoncement** de l'impactant est déterminé par le suivi temporel par pointage d'une cible fixée sur l'impactant. L'identification du début de l'impact, premier contact entre l'impactant et la couche granulaire, étant difficile à déterminer précisément, la valeur de l'enfoncement est exprimée avec une précision du demi-centimètre. La détermination de l'enfoncement à l'aide des images vidéo est préférée à la mesure réalisée sur place après retrait de l'impactant, car la présence de bourrelets de matériau autour du cratère peut engendrer des erreurs sur la mesure.
Pour les essais sur la structure, l'impactant n'indente quasiment pas la structure. L'enfoncement correspond alors à l'enfoncement maximal de la structure dans la couche support au niveau du bloc impacté. La mesure est réalisée manuellement en fin d'impact après stabilisation.

Les courbes d'accélération présentées dans ce chapitre sont issues du signal brut de l'accélération sur lequel est appliqué un filtre passe-bas de type Butterworth dont le choix est justifié en Annexe 0. Ce traitement rend lisible le signal lié à la décélération de l'impactant qui est fortement bruité par des oscillations à haute fréquence. L'utilisation d'un filtre influe sur les amplitudes des accélérations obtenues, et notamment sur la valeur maximale. Nous notons cependant que le signal reste représentatif de l'impact puisque, pour les mesures sur l'impactant, la valeur issue de l'intégration dans le temps de l'accélération sur laquelle a été appliqué le filtre reste proche de la variation de vitesse de l'impactant lors de l'impact.

Les mesures d'accélération de l'impactant selon l'axe vertical permettent de déterminer les valeurs caractéristiques relatives à l'impact : l'**accélération maximale** notée « max » et **l'intégration de l'accélération sur la durée d'impact** notée « aire ». Les valeurs arrondies de ces grandeurs sont données dans la légende des figures concernées.

Les signaux de l'accélération sont également utilisés pour la détermination des temps caractéristiques de début et de fin d'impact. Une méthode d'analyse spécifique, présentée en Annexe 0, a été développée pour détecter automatiquement : la première montée en accélération importante représentative du début de l'impact, noté $t_{di,}$ et la fin de l'impact, notée $t_{fi,,}$ caractérisée par la stabilisation de l'accélération à une valeur faible.
Afin de présenter les résultats dans le même repère temporel, le temps de référence t_0 sera fixé à 5 ms avant ce t_{di} pour l'ensemble des signaux d'accélération et de contrainte. La durée entre le temps t_{di} et le temps t_{fi} est appelée **durée d'impact**. L'ensemble de ces grandeurs est illustré en Figure 3.8a.

Les courbes de contrainte sont obtenues par filtrage des hautes fréquences et recalage du zéro. Certaines mesures ont montré des contraintes négatives en fin d'impact. Ce phénomène est attribué à la nature hydraulique du capteur qui, après une forte charge dynamique, peut engendrer des erreurs de mesure à cause du comportement du fluide. Les traitements ne considèrent que le signal positif, avec un temps de fin d'impact pour la mesure de contrainte (tfi,c) défini par le temps où la valeur devient négative ou nulle.

Les signaux permettent de mesurer plusieurs valeurs caractéristiques relatives à la transmission des contraintes en fond de couche.
Pour chaque capteur sont déterminés :

- **l'accroissement de contrainte maximal** : C_{max} (Pi) – en Pa :
- l'intégration de la contrainte dans le temps, appelée **quantité de contrainte** :

$$Qc(Pi) = \int_{tdi}^{tfi,c} C(t) \times dt \text{ – en Pa.s} \qquad \textbf{Équation 3.1}$$

où C et t sont respectivement la variation de contrainte et le temps
Avec tdi : début d'impact et tfi,c fin du signal de contrainte, soit le premier temps où la contrainte devient négative ou nulle
Pi : position du capteur avec i indice du capteur : 4 pour le capteur à l'axe, 5 et 6 pour les capteurs excentrés

De plus, les mesures des 3 capteurs permettent de déduire pour chaque essai :

- le **rapport de répartition des contraintes** entre les mesures excentrées et la mesure à l'axe :

$$\alpha = \frac{moyenne(Qc\ excentré)}{Qc\ axe} = \frac{moyenne(Qc\ (P5)\ ;\ Qc\ (P6)\ )}{Qc(P4)} \qquad \textbf{Équation 3.2}$$

De même que pour l'accélération, les valeurs maximales et l'intégration de la contrainte dans le temps sont données dans la légende des figures concernées.

Nous notons que le faible nombre de capteurs mis en œuvre ne permet pas de connaître la distribution précise de la contrainte et de calculer la force totale transmise au fond de la couche support.

Les grandeurs relatives aux mesures de contrainte sont illustrées en Figure 3.8b.

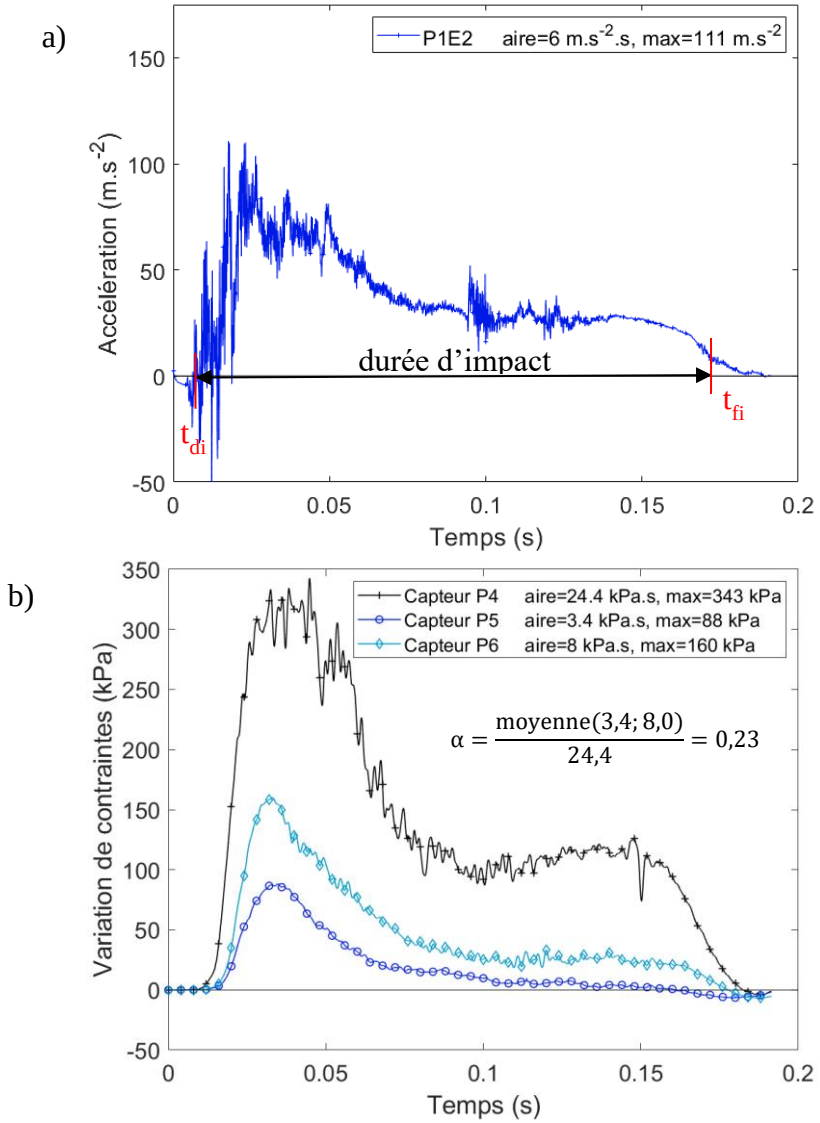


Figure 3.8 : Grandeurs caractéristiques (exemple P1E2 – 200 kJ) a) Accélération verticale de l'impactant : identification des temps de début d'impact et fin d'impact, caractéristiques de la durée d'impact b) Contraintes pour les 3 capteurs en fond de couche et calcul du rapport de répartition

3.3.3.2. Essais sur couche support

Sur la couche support, 4 essais ont été réalisés à énergie croissante avec un remaniement de surface de la couche entre chaque essai selon la méthode décrite au paragraphe 3.2.1.3. Nous présentons, dans les paragraphes suivants, une analyse de la réponse dynamique de la couche support au travers des résultats de l'essai P1E3, puis l'effet des essais successifs sur la couche support.

Comportement dynamique de la couche support

Lors des impacts sur la couche support, l'impactant s'enfonce dans le matériau granulaire en créant un cratère. La création du cratère s'accompagne de la formation de bourrelets autour de l'impactant à la surface de la couche. La réalisation de pointages vidéo pour la mesure de l'enfoncement a confirmé l'observation visuelle d'un choc mou pour lequel l'impactant ne rebondit pas en fin d'impact.

Les différents essais ont montré des résultats relativement proches. Le comportement dynamique de la couche support est analysé au travers du dépouillement complet de l'essai P1E3, soit l'impact réalisé à 300 kJ, la plus haute énergie appliquée sur la couche support seule.

La courbe d'accélération de l'impactant pour l'essai à 300 kJ dans la couche support seule, présentée en
Figure 3.9a, fait apparaître 4 phases lors de l'impact d'une durée de 200 ms. D'abord le contact entraîne une décélération élevée sur la première partie de l'impact (a). Cette décélération diminue rapidement lors de l'enfoncement de l'impactant dans la couche granulaire (b) puis se stabilise (c). On attribue cette phase au réarrangement des grains du matériau de la couche support lors de l'enfoncement de l'impactant. Le réarrangement des grains se traduit notamment par la création d'un bourrelet autour de l'impactant, visible en
Figure 3.9b. Puis le mouvement de l'impactant se stabilise avant son arrêt complet (d). Le cratère, visible en
Figure 3.9b, est profond de 40,5 cm.

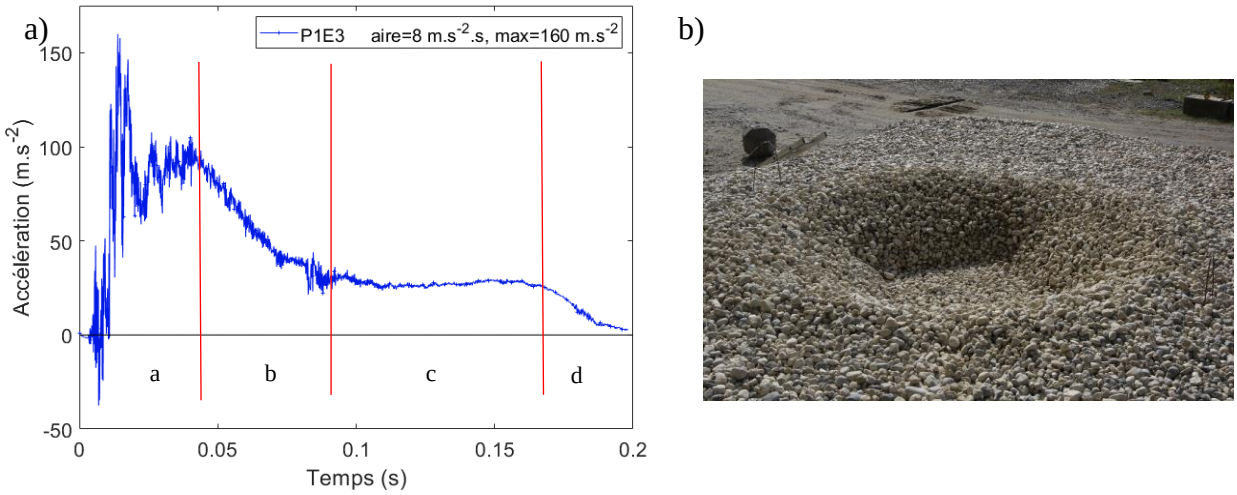


Figure 3.9 : Comportement de la couche support en grave alluvionnaire lors de l'impact à 300 kJ a) accélération de l'impactant lors de l'impact b) état de la couche après essai

Afin de suivre les efforts transmis en arrière de la structure au cours de l'impact des capteurs de contraintes sont disposés en fond de couche support, sur le sol de la carrière.

Les résultats des mesures des trois capteurs de contraintes, sont présentés en Figure 3.10.

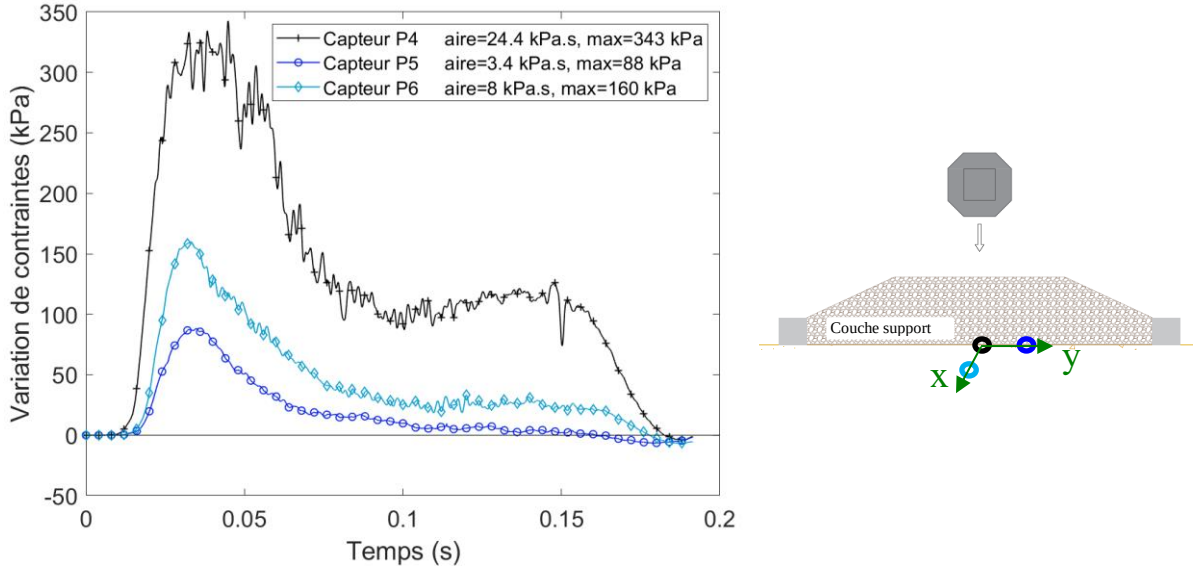


Figure 3.10 : Variation de contrainte mesurée en fond de couche lors de l'impact à 300 kJ sur la couche support en grave alluvionnaire

Les contraintes transmises lors des impacts sur couche support seule présentent un pic suivi d'un plateau de chargement pour la mesure à l'axe et un pic seul, plus court pour les mesures excentrées (Furet et al., 2018b). La durée de chargement est de l'ordre de 200 ms pour le capteur sous l'axe d'impact et de 75 ms pour les capteurs excentrés. La valeur maximale de la contrainte au niveau des capteurs excentrés à 1,5 m de l'axe d'impact est de l'ordre de 50% de la valeur maximale de la contrainte mesurée par le capteur à l'axe.
Le rapport de répartition des contraintes entre les mesures excentrées et la mesure à l'axe, α, est égal à 0,23.

Les intensités des mesures excentrées présentent une forte variabilité d'un capteur à l'autre. Ce phénomène n'est pas expliqué, cependant il est supposé que le caractère asymétrique de la couche, deux fois plus longue que large, est à l'origine de cet écart d'amplitude.

Effet des essais successifs

Nous étudions ici l'influence des essais successifs sur le comportement de la couche support.
Dans cet objectif, on étudie comparativement les résultats de deux essais répétés à même énergie de 200 kJ et du dernier essai à 300 kJ.

Deux essais d'impact à 200 kJ ont été réalisés successivement. Le même protocole de remaniement que pour les autres essais a été appliqué entre les essais, à savoir un remplissage du cratère par du nouveau matériau et un remaniement de la couche en surface.
La Figure 3.11 montre que le comportement est peu modifié en ce qui concerne la décélération de l'impactant lors de sa pénétration dans la couche. Les courbes sont très proches aussi bien pour le temps d'impact, que pour l'allure de la courbe où les valeurs de l'accélération maximale atteinte.

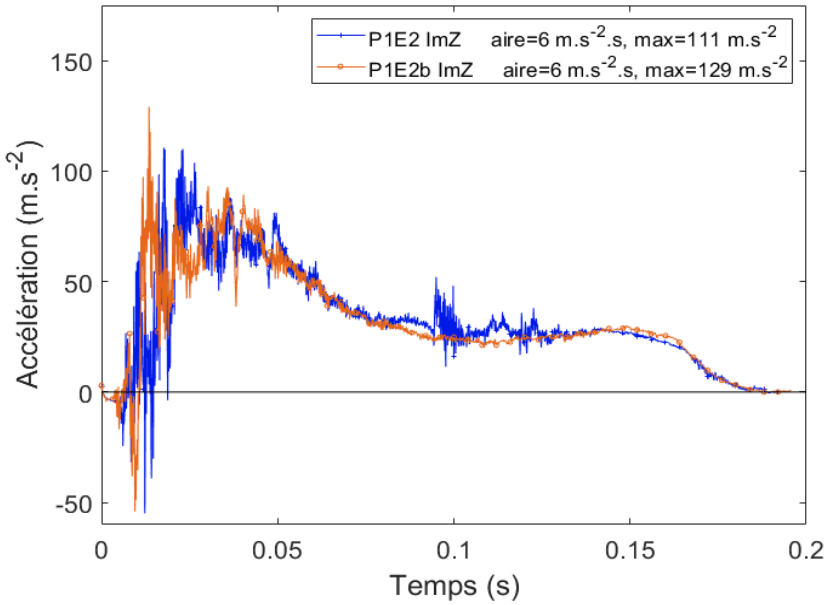


Figure 3.11 : Accélération de l'impactant mesurée par accéléromètre lors de l'impact pour deux essais répétés à même énergie de 200 kJ (P1E2 et P1E2b)

Concernant les contraintes transmises, mesurées au fond de la couche support, pour la mesure à l'axe, le chargement est légèrement plus rapide et la durée du pic plus courte. Le chargement est légèrement plus rapide pour les mesures excentrées lors du deuxième essai et les valeurs maximales mesurées par les capteurs excentrés sont plus élevées de l'ordre de 30%. Le rapport de répartition des contraintes α atteint une valeur de 0,31.

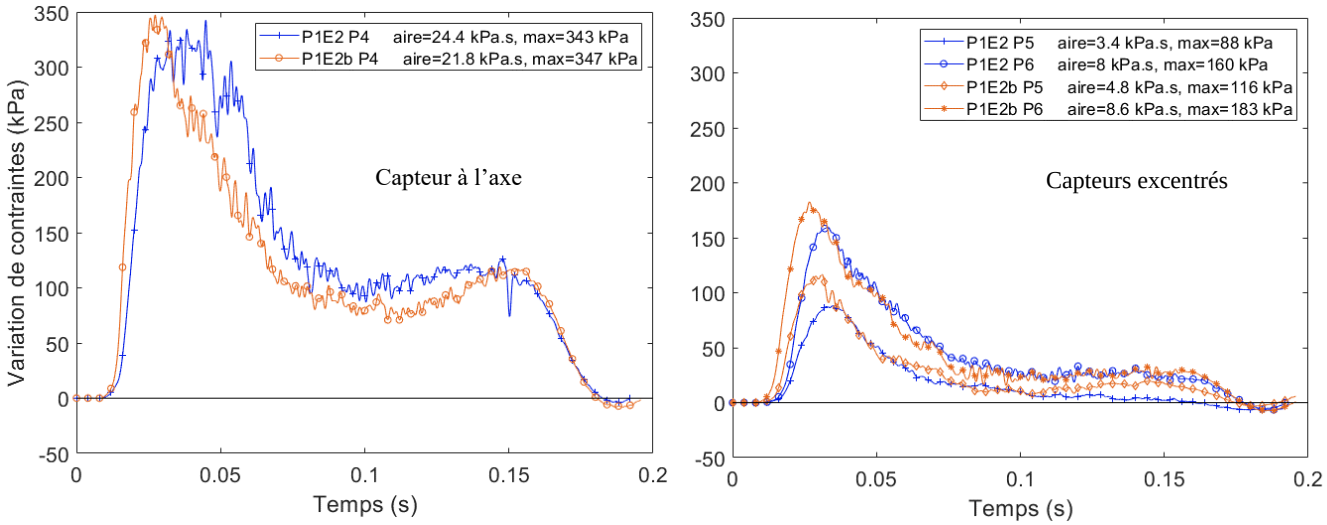


Figure 3.12 : Variation de contraintes en fond de couche pour deux essais répétés à même énergie de 200 kJ (P1E2 et P1E2b)

La comparaison des contraintes en fond de couche entre le premier essai à 200 kJ et l'essai à 300 kJ montre que la contrainte mesurée à l'axe augmente peu et que les variations de contraintes au niveau des capteurs excentrés sont de plus grande amplitude et de plus courte durée. Alors que la

répétition d'essais à même énergie augmente légèrement le rapport de répartition des contraintes, ici le rapport α égal à 0,22 est très proche de celui du premier essai à 200 kJ.

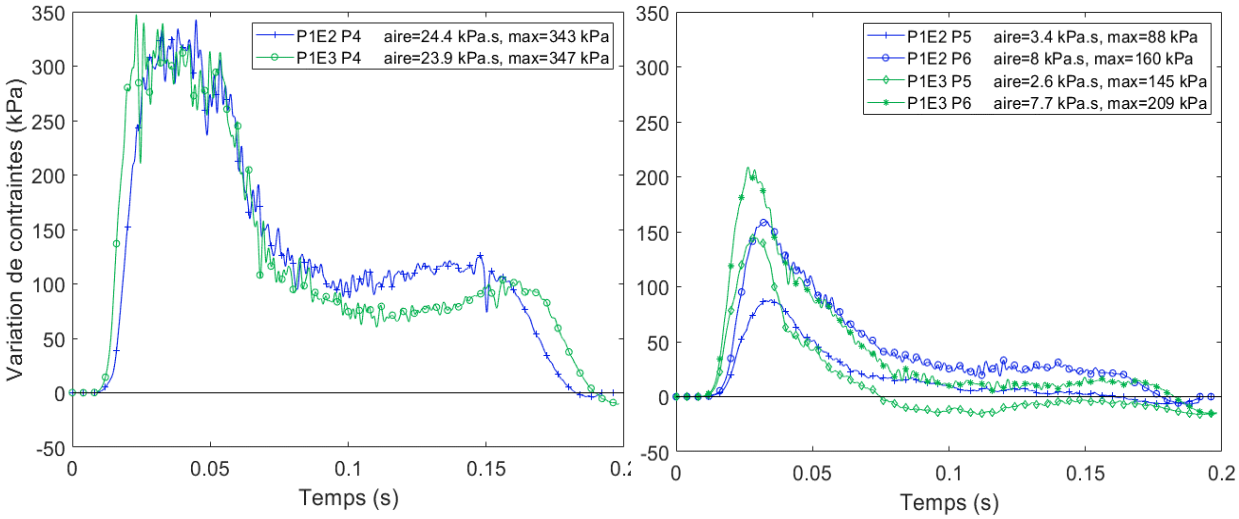


Figure 3.13 : Variation de contraintes en fond de couche pour le premier essai à 200 kJ et l'essai à 300 kJ (P1E2 et P1E3)

La répétition d'essais à même énergie montre que la couche support conserve un comportement comparable d'un essai à l'autre en ce qui concerne le contact en surface. Quant à son comportement en profondeur, la répétition d'essais provoque une augmentation des valeurs maximales des contraintes sur les capteurs excentrés. Les essais successifs semblent entraîner une modification du matériau qui limite la contrainte à l'axe d'impact et modifie l'évolution temporelle des contraintes aux points excentrés. Malgré ces modifications, le comportement général est relativement similaire. Ces résultats attestent que les essais bénéficient d'une modification du comportement du matériau granulaire qui reste limitée en dépit de la succession d'essais réalisés sur la même couche support.

3.3.3.3. Essais sur la structure

Après la phase d'essais pour la caractérisation de la couche support, une structure *Bloc Armé* a été assemblée sur la couche support. La structure composée de 19 blocs (Figure 3.14), présente des dimensions extérieures de 8 m de long par 4 m de large.

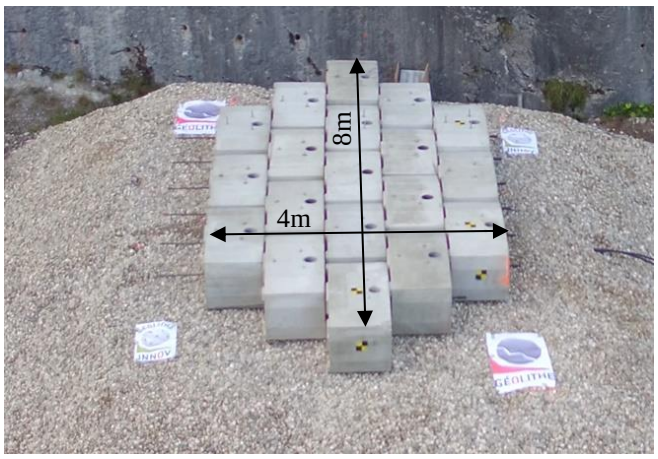


Figure 3.14 : Structure Bloc Armé mise en œuvre sur la couche support

Le remplacement des structures requérant des moyens importants, plusieurs essais ont été réalisés sur une même structure.
Une première structure a été impactée :

- à deux reprises en son centre à une énergie de 500 kJ – essais P2E1 et P2E1bis
- une troisième fois dans une zone excentrée et peu endommagée à une énergie de 200 kJ – essai P2E2

Puis une deuxième structure a été impactée :

- à deux reprises à une énergie de 2 000 kJ – P2E3 et P2E3bis

Les paragraphes suivants visent d'abord à décrire la réponse dynamique de la structure par une analyse des résultats du premier essai d'impact à 500 kJ puis à étudier le comportement de la structure endommagée sous un deuxième impact à 500 kJ.

Comportement dynamique de la structure

La courbe d'accélération de l'impactant pour l'essai à 500 kJ sur la structure est présentée en Figure 3.15. L'impact se caractérise par un pic d'accélération élevée très court (a), suivi par une diminution progressive de l'accélération lors de l'enfoncement de l'impactant dans la structure (b), avant son arrêt total (c). La durée du signal est d'environ 60 ms et le pic d'accélération, très court, dure quelques ms.

La chute de l'impactant crée une fracturation importante du bloc impacté comme présenté en Figure 3.15b. Des fissurations au niveau des pieds des blocs et au droit des réservations recevant les barres sont également observées.

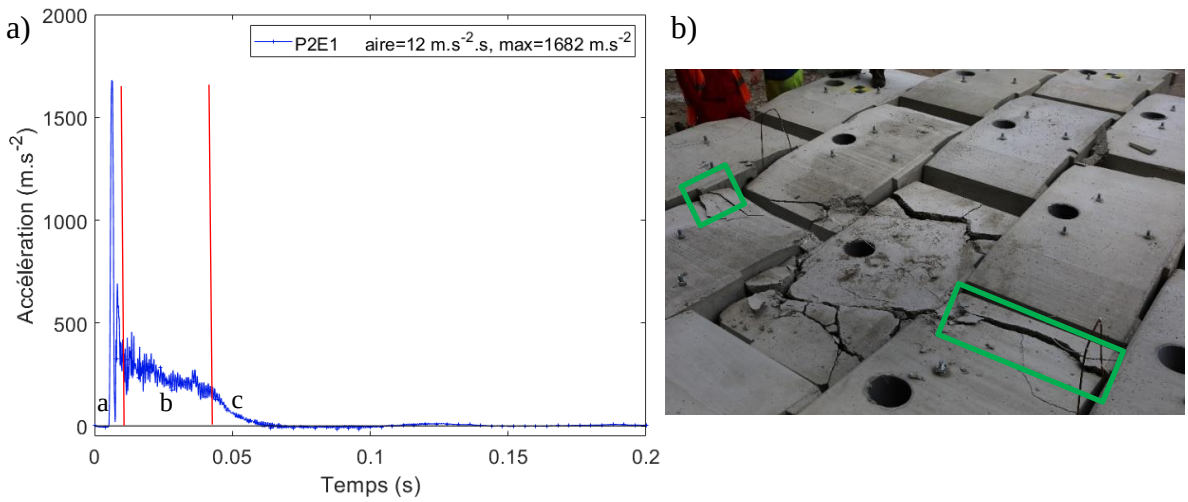


Figure 3.15 : Comportement de la structure soumise à un impact à une énergie de 500 kJ (P2E1) a) accélération de l'impactant lors de l'impact b) état de la structure après essai : fracturation du bloc impacté et des blocs voisins

Les films issus des caméras rapides permettent d'observer le comportement dynamique de la structure et montrent que tous les blocs de la structure sont déplacés lors de l'impact. Le pointage d'une cible présente sur un bloc éloigné du point d'impact, présenté en Figure 3.16, montre que le bloc se déplace horizontalement de 15 cm et se soulève de 7 cm avant de retomber. Le déplacement horizontal du bloc atteste d'une transmission des efforts dans la structure. La valeur de 15 cm, supérieure à l'amplitude des jeux de déplacement de la structure, suppose une forte déformation des barres en flexion ou une rupture des barres désolidarisant le bloc de la structure.

L'analyse des films montre également que le mouvement de la structure, qui s'opère sur 200 ms, est long relativement à la durée de l'impact. Les mouvements de la structure, même loin de l'impact, témoignent d'une transmission d'efforts au sein de celle-ci. Les éléments métalliques jouent leur rôle de transmission et la structure suffisamment liaisonnée répond comme un ensemble relativement rigide dans le plan perpendiculaire à l'impact.

Nous notons toutefois que la couche support s'est montrée relativement raide. Cette rigidité semble influencer les déplacements de la structure. En effet, la pénétration de la structure dans la couche au droit de l'impact implique des mouvements du matériau granulaire qui tend à remonter en surface vers l'extérieur de la couche.

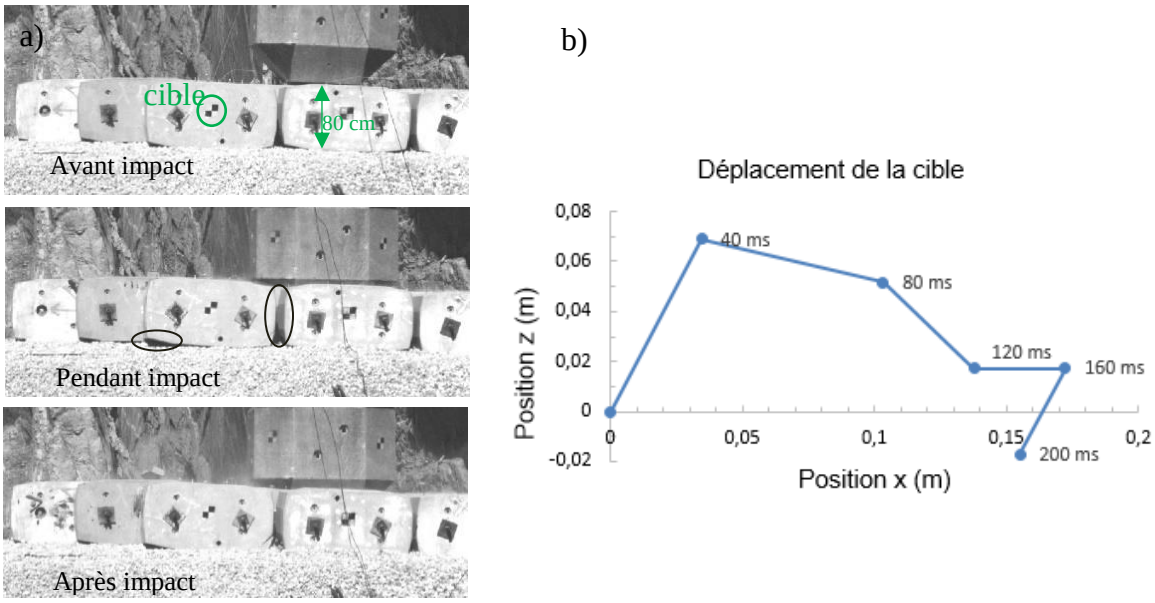


Figure 3.16 : Mobilisation de la structure pendant l'impact (P2E1) a) déplacements des blocs b) suivi du déplacement d'un bloc par pointage vidéo

Les courbes de contraintes transmises en fond de couche lors d'impact sur la structure présentent un pic unique, de plus forte amplitude. Le capteur à l'axe de l'impact est mis en charge avant les capteurs excentrés et présente un signal légèrement plus long que les mesures excentrées. La durée de chargement, de l'ordre de 50 ms, est réduite par rapport aux impacts sur la couche support seule. La valeur maximale de la contrainte au niveau des capteurs excentrés à 1,5 m de l'axe d'impact est de l'ordre 80% de la valeur maximale de la contrainte mesurée par le capteur à l'axe. Le rapport de répartition des contraintes entre les mesures excentrées et la mesure à l'axe, α, égal à 0,66, montre que la structure favorise largement la diffusion latérale des efforts.

Les intensités des mesures excentrées, présentant une forte variabilité d'un capteur à l'autre pour les essais sur la couche support seule, sont beaucoup plus homogènes lors des impacts sur la structure. Même si la variabilité des chargements en phase 1 n'est pas expliquée, il apparait que la présence du parement, qui apporte un confinement vertical annule ce phénomène.

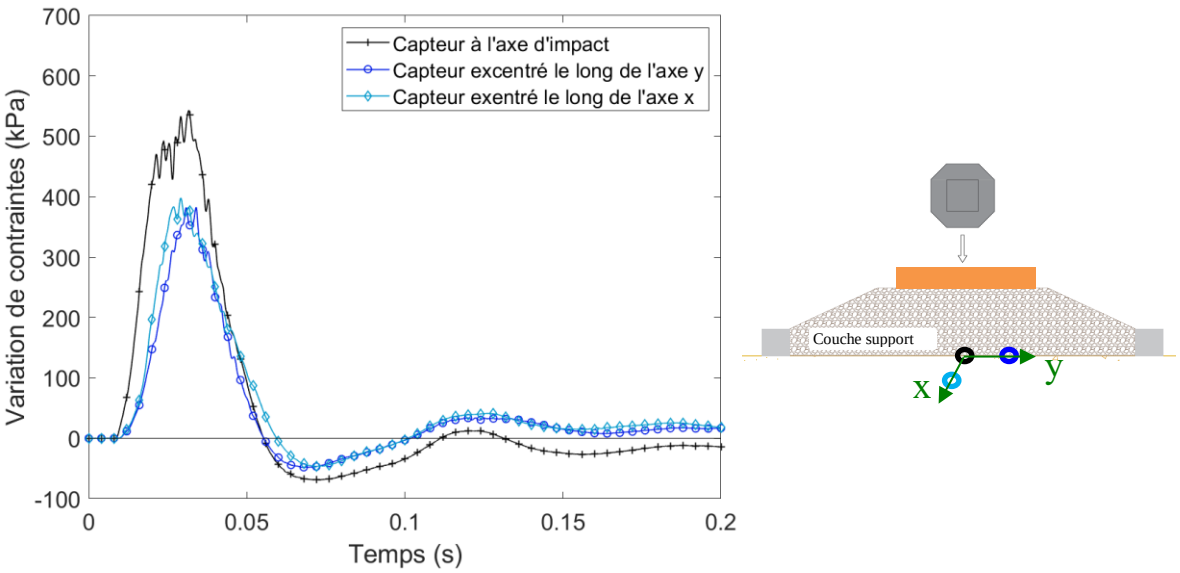


Figure 3.17 : Variation de contraintes mesurée en fond de couche lors de l'impact à 500 kJ sur la structure (P2E1)

Répétition d'impact

Après le premier impact à 500 kJ, un second essai à même énergie a été répété sur la structure. Aucune remise en état de la structure ou de la couche support n'a été effectuée entre ces deux essais.
Les accélérations de l'impactant mesurées lors des deux essais répétés et l'état de la structure après le deuxième essai sont présentés en Figure 3.18. Le caractère endommagé de la structure rend l'impact moins rigide, le pic d'accélération est de plus faible amplitude et plus long lors du deuxième essai. Le deuxième essai endommage fortement le bloc impacté dont le béton se désagrège au niveau des arêtes de l'impactant et fracture davantage les blocs voisins du bloc impacté.

Le deuxième impact n'entraîne qu'une faible augmentation de l'enfoncement du bloc dans la couche support. Les cartographies de déplacements verticaux, présentées en Figure 3.18c, montrent que l'enfoncement passe de 18 cm après le premier essai à 24 cm après le deuxième impact à 500 kJ. Les cartographies montrent également que plusieurs blocs sont déplacés par l'impact. La diffusion des efforts par les barres est particulièrement mise en évidence après le deuxième impact par les déplacements importants des blocs de part et d'autre du point d'impact.

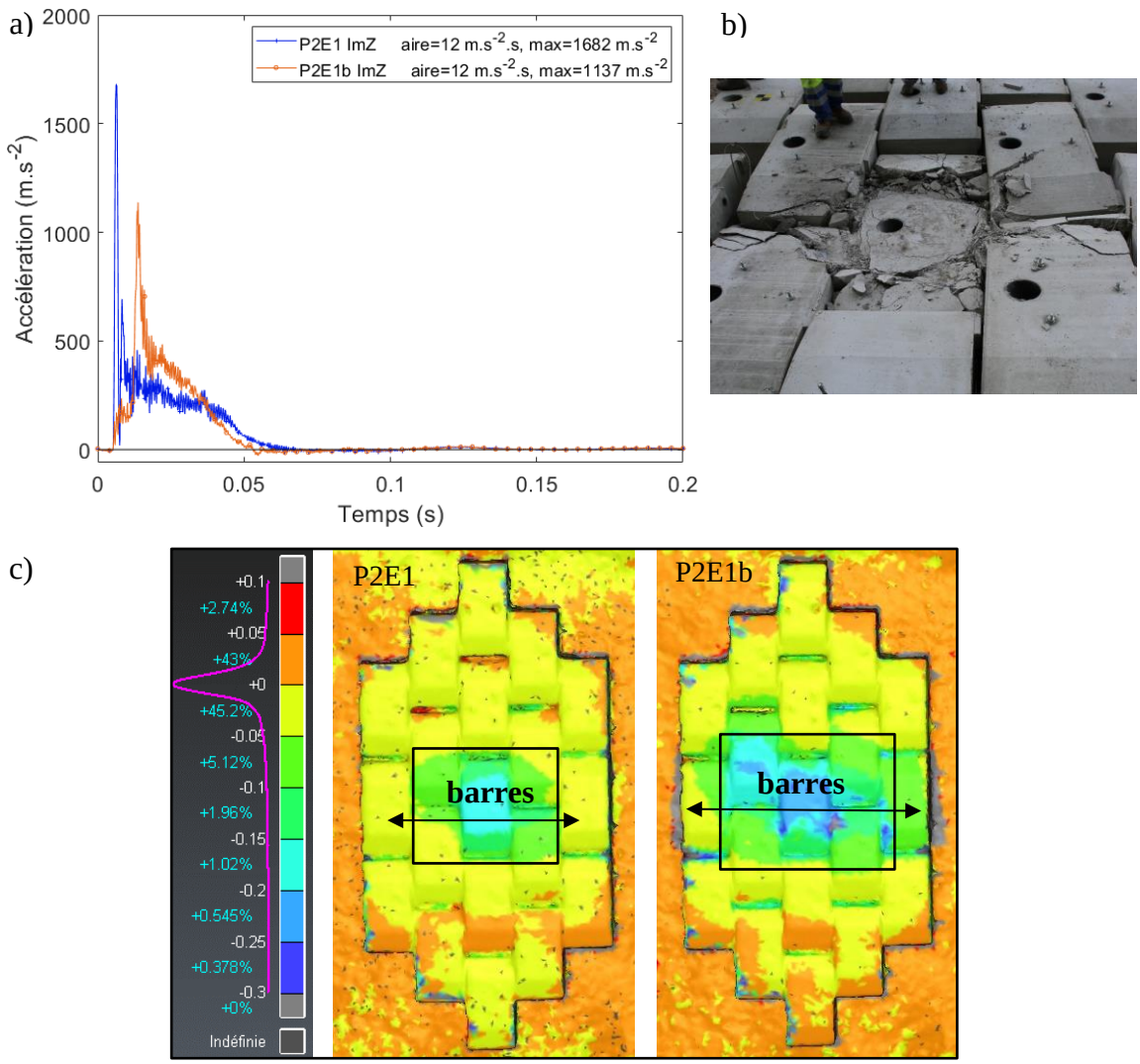


Figure 3.18 : Répétition d'essais à 500 kJ (P2E1 et P2E1b) a) accélération de l'impactant lors de l'impact b) état de la structure après le deuxième essai c) cartographies des déplacements verticaux

Alors que l'état dégradé de la structure limite la valeur maximale de l'accélération de l'impactant, il conduit à une augmentation des contraintes au fond de la couche support. Les pics de contrainte atteignent en effet des valeurs maximales plus élevées. Cependant la sollicitation est plus courte et les quantités de contrainte intégrées dans le temps, sont peu modifiées comme visible sur la Figure 3.18a. Le rapport de répartition des contraintes entre les mesures excentrées et la mesure à l'axe α passe de 0,66 pour le premier essai à 0,72 pour le deuxième essai.

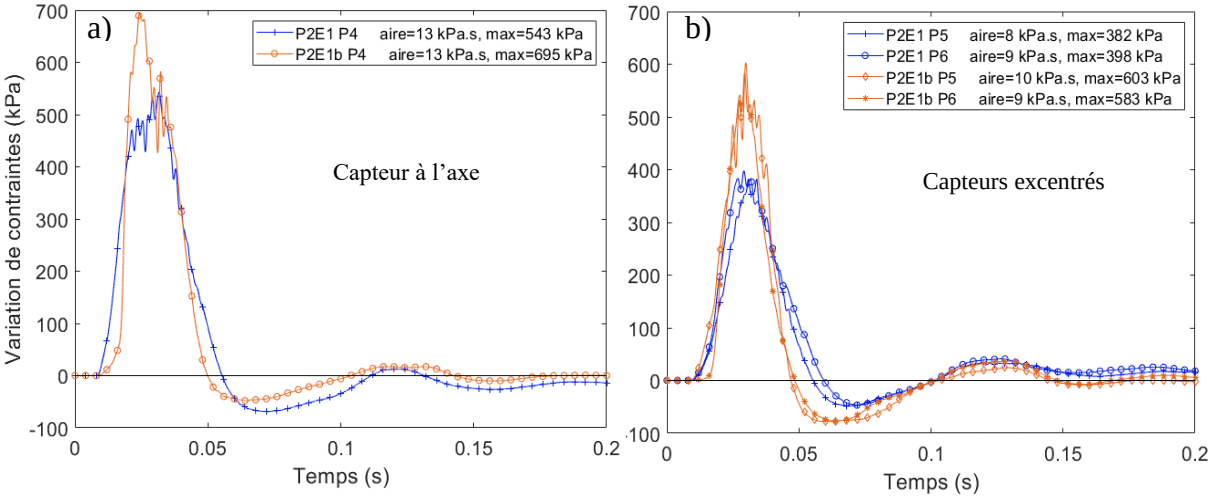


Figure 3.19 : Variation de contraintes en fond de couche pour deux essais répétés à même énergie de 500 kJ sur la structure (P2E1 et P2E1b) a) Mesure du capteur dans l'axe d'impact b) Mesures des capteurs excentrés

Résultats sous impact à haute énergie

Afin de vérifier sa capacité à résister à des impacts à haute énergie, une structure est impactée à une énergie de 2 000 kJ. La volonté d'impacter l'ouvrage au niveau de l'intersection entre plusieurs blocs, liée au souhait de favoriser la répartition des efforts dans la structure en mobilisant directement plusieurs blocs, a entrainé le décalage du point d'impact pour les deux essais. L'axe d'impact est alors excentré par rapport aux capteurs placés dans la couche support. Les mesures disponibles à titre qualitatif ne sont pas présentées ici car elles ne peuvent pas être utilisées pour comparaison avec les essais précédents.

Même si la durée d'impact avant la stabilisation complète est supérieure à 80 ms, l'accélération de l'impactant, visible en Figure 3.20a, présente une allure très proche de celle observée pour l'impact à 500 kJ. En comparaison avec l'essai à 500 kJ, l'accélération maximale d'environ 1 900 m/s² est faible relativement à l'énergie d'impact. Il est supposé que la localisation de l'impact à l'intersection de plusieurs blocs rend la structure plus souple au niveau de l'impact et limite l'accélération maximale de l'impact.
La structure, dont l'état après impact est présenté en Figure 3.20b, est fortement endommagée. Les trois blocs impactés sont fracturés en plusieurs morceaux et déformés selon la géométrie de l'impactant. L'enfoncement des blocs dans la couche atteint 35 cm.

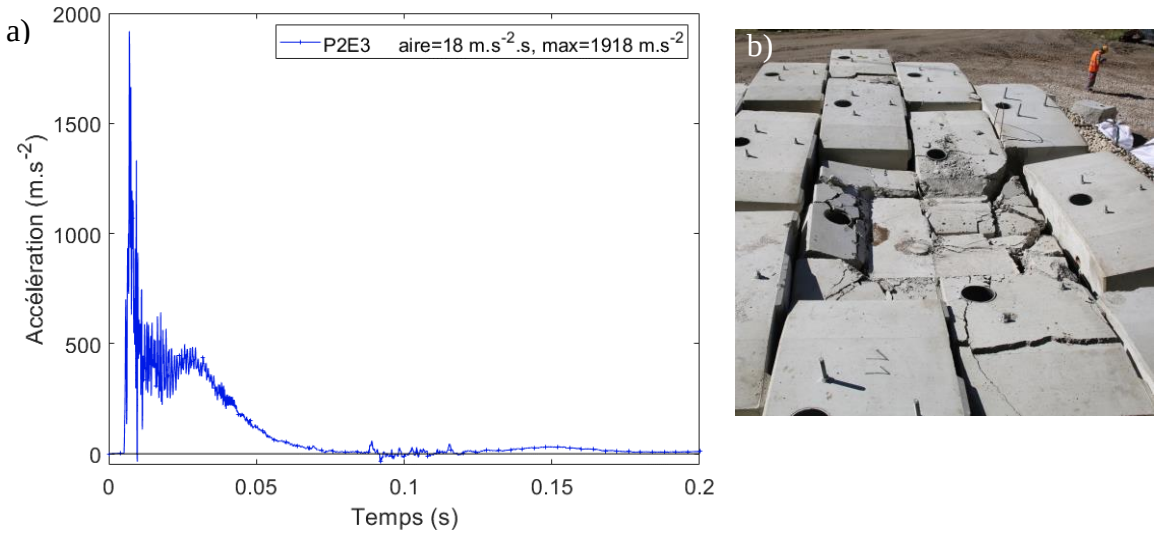


Figure 3.20 : Comportement de la structure soumise à un impact à une énergie de 2 000 kJ (P2E1b) a) accélération de l'impactant lors de l'impact b) état de la structure après essai : fracturation des blocs

Ces résultats suggèrent que l'accélération maximale lors de l'impact est plus fortement liée aux caractéristiques de la surface au niveau de l'impact qu'à l'énergie d'impact. La structure est fortement dégradée sous impact à haute énergie mais l'enfoncement reste faible. Cet essai à haute énergie met en évidence, dans cette configuration horizontale sur couche support, une aptitude limitée de la structure à se déformer. Cela peut être lié à la structure *Bloc Armé*, à la nature de la couche support, ou à la configuration horizontale, très différente d'une configuration de merlon puisqu'interdisant les déformations et déplacements dans l'axe de l'impact sous la couche support. Il en découle une difficulté à juger de la capacité de la structure à résister à l'impact et à stopper l'impactant (bloc rocheux).

3.3.3.4. Résultats principaux

L'instrumentation mise en œuvre a permis de récolter de nombreux résultats, dont certains ont été présentés et analysés dans les paragraphes précédents.
Une synthèse des résultats caractéristiques obtenus pour l'ensemble des essais est présentée dans le Tableau 3.3.
D'une manière générale, on constate que :

- L'enfoncement final de la structure dans la couche support, de 36 cm au maximum pour un impact à 2 000 kJ est faible par rapport à l'enfoncement de l'impactant dans la couche qui dépasse les 40 cm pour un impact à 300 kJ.
- Pour chacune des surfaces impactées (couche support seule ou structure *Bloc Armé*) la durée d'impact augmente quasiment linéairement avec l'énergie d'impact.

La présence de la structure réduit fortement les durées d'impact et augmente le rapport entre l'accélération maximale et l'énergie lors d'un impact sur structure intacte. Un état endommagé de la structure au niveau du point d'impact ou un point d'impact localisé à l'intersection de plusieurs blocs entraîne une réduction de l'accélération maximale.

	Données		Impact	
Essai	**Position (x ; y)**	**Énergie impact**	**Enfoncement ***	**Durée impact**
	(m)	**(kJ)**	**(cm)**	**(ms)**
Phase 1 : couche support				
P1E1	(0 ; 0)	102	27,5	150
P1E2	(0 ; 0)	202	31,5	167
P1E2b	(0 ; 0)	202	35	168
P1E3	(0 ; 0)	304	40,5	182
Phase 2 : structure *Bloc Armé*				
P2E1	(0 ; 0)	502	18	56
P2E1b	(0 ; 0)	502	24	47
P2E2	(-0,8 ; -0,4)	194	-	51
P2E3	(0 ; -0,4)	2027	30	86
P2E3b	(0 ; -0,4)	2027	-	94

	Contraintes								Sismique
Essai	**Qc P4**	**Qc P5**	**Qc P6**	**Qc total**	**C_{max} P4**	**C_{max} P5**	**C_{max} P6**	**Rapport α**	**Énergie sismique**
	(kPa.s)				**(kPa)**				**(J)**
Phase 1 : couche support									
P1E1	26	3	5	34	255	51	110	0,16	/
P1E2	24	3	8	36	343	88	160	0,23	0,38
P1E2b	22	5	9	35	347	116	183	0,31	0,59
P1E3	24	3	8	34	347	145	209	0,22	0,73
Phase 2 : structure *Bloc Armé*									
P2E1	13	8	9	31	543	382	398	0,66	3,88
P2E1b	13	10	9	32	695	603	583	0,72	11,16
P2E2	/	/	/	/	/	/	/	/	1,22
P2E3	/	/	/	/	/	/	/	/	19,22
P2E3b	/	/	/	/	/	/	/	/	29,51

* enfoncement de l'impactant dans la couche pour la phase 1
du bloc impacté dans le couche pour la phase 2

- mesures absentes

/ résultats non présentés car non comparables aux autres du fait de l'excentrement

Tableau 3.3 : Résultats caractéristiques pour tous les essais par impact vertical

Les mesures de contraintes en fond de couche, dont les résultats sont mis en évidence en Figure 3.21, montrent :

- une relation relativement linéaire entre l'énergie d'impact et la contrainte maximale mesurée à l'axe d'impact au fond de la couche support,
- une diminution de la quantité de contrainte (intégration de la mesure de contrainte dans le temps) totale, lors des essais sur la structure, malgré une énergie d'impact plus élevée,
- une diffusion des efforts augmentée par la présence de la structure, démontrée par les valeurs de quantités de contrainte mesurées au niveau des capteurs excentrés (orange et gris) qui augmentent relativement à la valeur mesurée à l'axe d'impact (bleu).

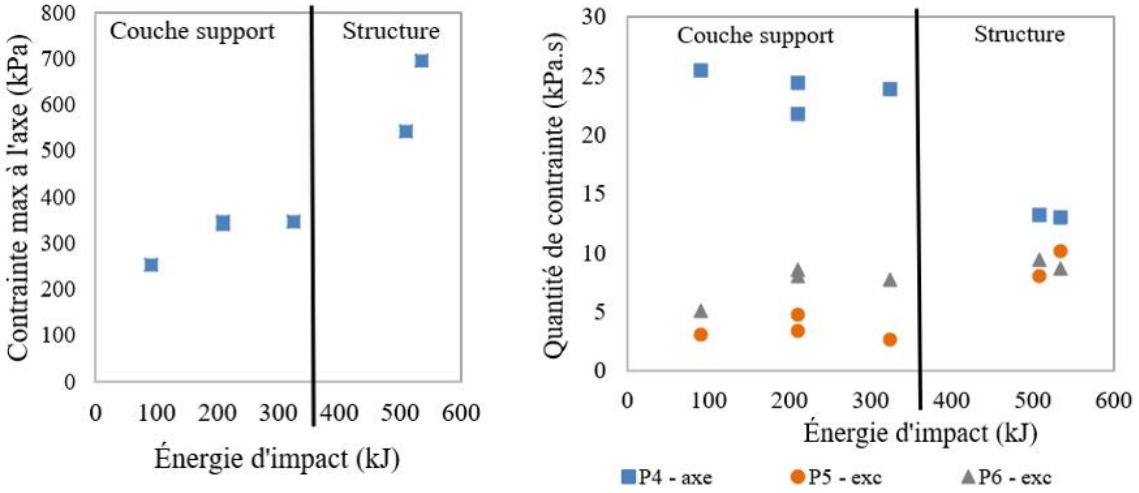


Figure 3.21 : Résultats relatifs aux mesures de contrainte en fond de couche support montrant le transfert et la diffusion d'efforts lors d'impacts avec et sans la structure a) Contrainte maximale à l'axe d'impact en fonction de l'énergie d'impact b) Quantité de contrainte dans les différents capteurs en fonction de l'énergie d'impact

Les mesures sismiques, montrent que l'énergie sismique transmise au sol dont le calcul, proposé par Le Roy (Le Roy et al., 2019) et explicité en annexe 0, augmente avec l'énergie d'impact. L'intensité de l'énergie sismique transmise au sol dépend également de la nature de la surface impactée. L'énergie sismique transmise pour les impacts sur la couche support est inférieure à celle transmise lors des impacts sur la structure rigide en béton. Ceci est associé au fait que la part d'énergie dissipée par frottement au sein de la couche est plus élevée lors d'un impact direct sur la couche support qu'en présence de la structure, du fait des plus grandes déformations (et pénétration) en surface. Par ailleurs, l'énergie sismique transmise augmente lors de la répétition d'un essai à même énergie sur la structure déjà impactée. L'endommagement de la structure réduit la capacité de celle-ci à dissiper de l'énergie.

De plus, d'après les résultats des essais P1E1 à P2E1b, une relation de type loi-puissance peut être établie entre l'énergie sismique transmise et la contrainte maximale mesurée en fond de couche à l'axe d'impact :

$$Es = 6\times 10^{-12}\times Cmax(P4)^{4,3271}$$ **Équation 3.3**

Ces résultats mettent en avant l'intérêt de ce type de mesures pour la caractérisation du comportement des structures soumises à impact. La mesure par géophones étant relativement peu coûteuse et peu sensible à l'endommagement, il semble intéressant de pouvoir l'utiliser en complément ou en substitution des mesures de contraintes. Nous notons que pour remplacer la mesure de contrainte par des mesures sismiques par géophones la relation entre les deux mesures devra être connue pour le cas traité (structure, condition d'impact, disposition des capteurs, …).

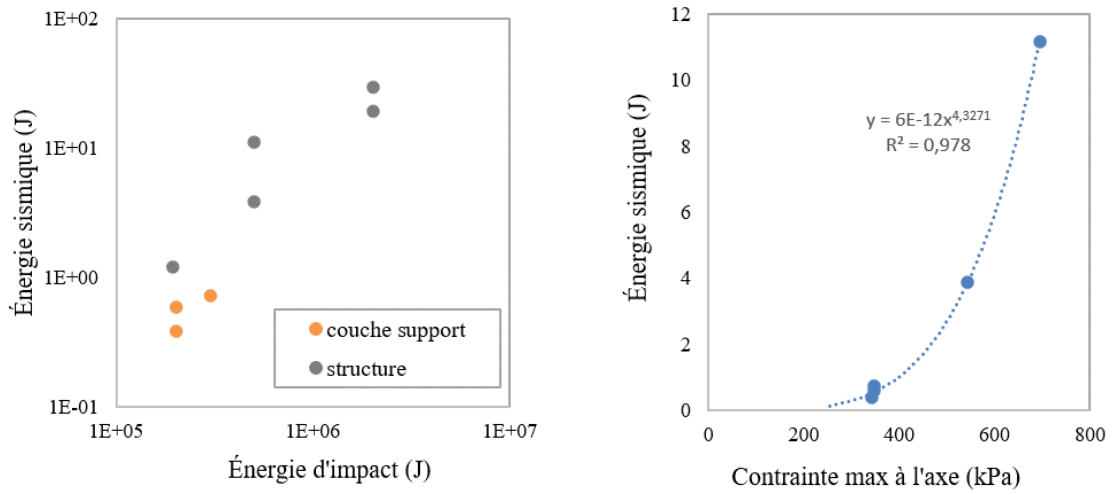


Figure 3.22 : Résultats relatifs aux mesures sismiques a) Énergie sismique en fonction de l'énergie d'impact b) Énergie sismique en fonction de la contrainte maximale à l'axe d'impact (essais P1E1 à P2E1b)

3.3.4. Résultats expérimentaux des essais par impact horizontal

Les essais sur mur vertical visent à tester la structure dans des conditions plus habituelles, c'est-à-dire avec une construction verticale et impactée selon une trajectoire subhorizontale. Ces essais ont permis d'observer le comportement de la structure et en particulier les modes de déplacement et de déformation. Les données collectées constituent également une base de données pour la comparaison avec les résultats des simulations numériques.

Les essais par impact horizontal sont réalisés sur un mur pyramidal constitué de 4 rangées de blocs superposés en hauteur. La rangée de base comporte 6 blocs alignés. Les impacts, dont les conditions sont présentées dans le Tableau 3.2, sont réalisés successivement sur le même mur. Celui-ci, non remis en état entre les essais, est alors de plus en plus endommagé et déformé. Les 4 premiers impacts sont réalisés à une hauteur d'impact de 1,1m et à énergie croissante de 16 kJ à 125 kJ. Pour les deux derniers essais, l'énergie d'impact est maintenue à 125 kJ et la hauteur d'impact est augmentée à 2,0 m puis 2,8 m.

Les images vidéo permettent d'observer que le mur est déplacé dans la direction de l'impact et se soulève lors des impacts, du côté de la face impactée. Le soulèvement faible lors des premiers

essais atteint une dizaine de centimètres lors de l'impact à 125 kJ pour lequel la hauteur d'impact est de 2,0m. Le mur est renversé pour le dernier essai, avec un impact à 2,8m de haut.

Les mesures d'accélération de l'impactant lors de l'impact font apparaître 3 phases présentées en Figure 3.23. On identifie un premier pic d'accélération de 10 à 20 ms (a) puis une succession de plusieurs pics d'accélération, dont certains sont négatifs (b) avant la stabilisation de l'accélération jusqu'à l'arrêt (c). Cependant les signaux sont très différents d'un essai à l'autre et il est difficile d'identifier des durées d'impact. Cela est dû à la variabilité de la surface de contact entre l'ouvrage et l'impactant et du mouvement fluctuant de l'impactant lors de l'impact. En effet, en plus du phénomène de soulèvement certainement influent sur la sollicitation d'impact, il semblerait que la disposition des blocs au droit de l'impact, créant une surface d'impact plus ou moins régulière, modifie également l'allure du signal.

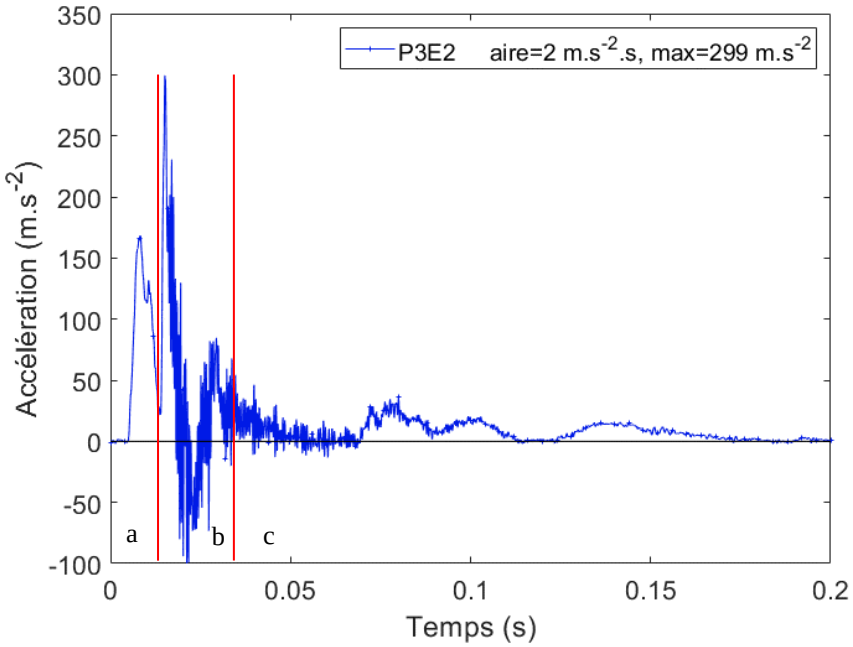


Figure 3.23 : Accélération de l'impactant pendant l'impact (essai P3E2 – 45 kJ)

Concernant la dégradation de la structure, le mur a montré des écaillements de surface et des fissurations plus ou moins profondes, notamment au niveau des pieds des blocs. Le bloc impacté, se fracture verticalement sur toute sa profondeur dès le deuxième impact réalisé à 45 kJ. La limitation des déplacements par la présence des armatures métalliques semble faciliter la fracturation du béton par traction.

Les images vidéo et les modèles photogrammétriques montrent que le mur se déforme dans sa globalité. La Figure 3.24 présente les résultats après le 3ème impact, réalisé à 90 kJ. Le déplacement horizontal maximal selon l'axe d'impact atteint 60 cm. Une grande longueur de mur se déforme en forme de V allant des extrémités du mur au centre du mur où est localisé l'impact. Cela met en évidence que les éléments métalliques transfèrent des efforts latéralement, ce qui engendre le déplacement des blocs de part et d'autre du bloc impacté. Les déplacements finaux de la structure (Figure 3.24d) attestent de déplacements relatifs entre blocs (exemple du bloc impacté plus déplacé

que les ses blocs voisins), attribuables aux jeux. Les fissurations des blocs au niveau des interfaces entres les rangées superposées semblent témoigner d'effort de frottement importants entre les blocs.

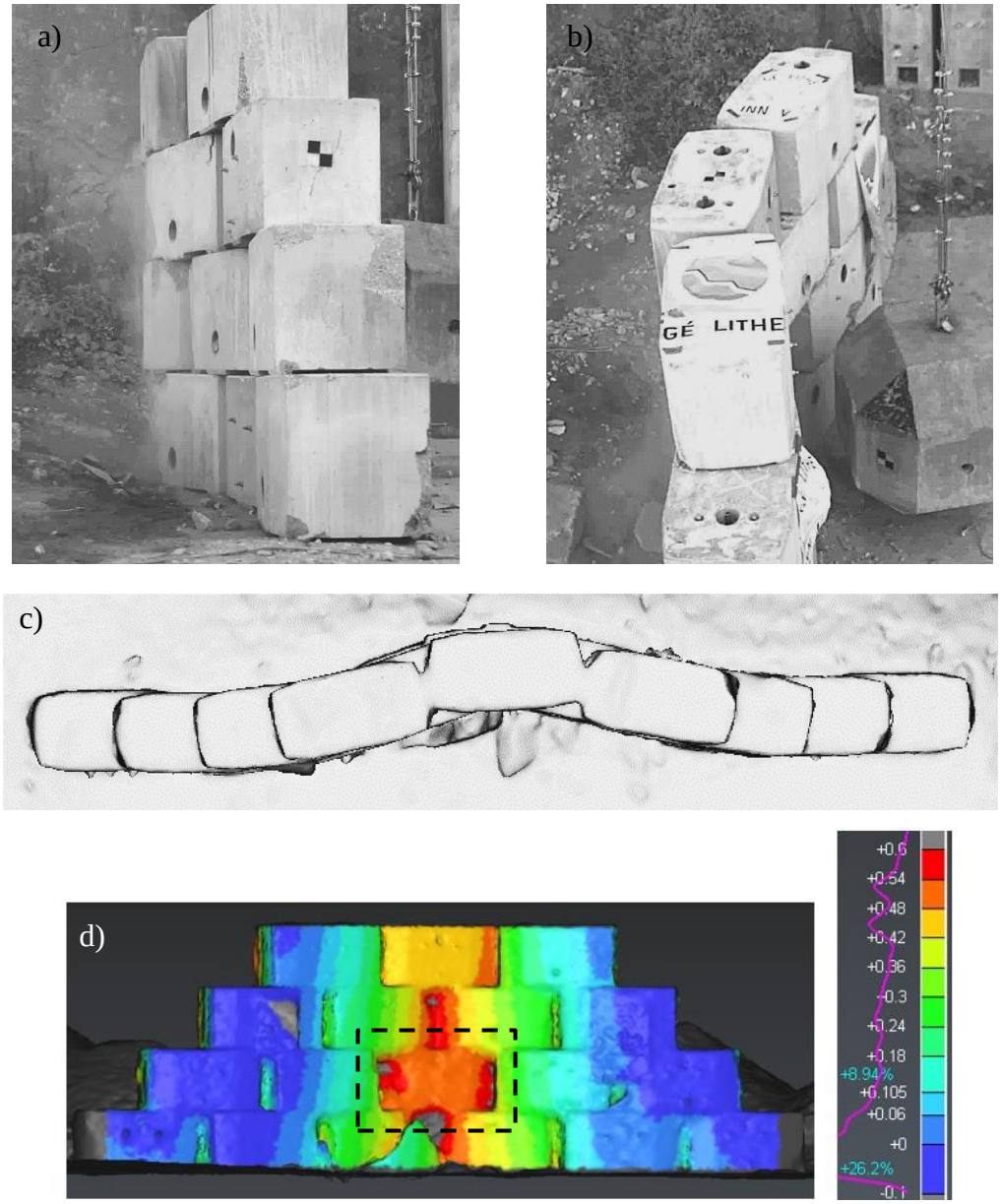


Figure 3.24 : État du mur après impact horizontal à 90 kJ sur mur vertical a) mur vu de côté b) mur vu de dessus c) modèle photogrammétrique en vue de dessus faisant apparaître la déformée en V d) cartographie des déplacements du mur selon l'axe d'impact

L'état déformé des plaques après démontage et les mesures de déformation par jauge attestent que les plaques sont mobilisées en traction parfois jusqu'à plastification. La mesure de déformation d'une plaque située près de l'impact pour l'essai P3E3 à 93 kJ, présentée en Figure 3.25, montre une déformation de 0,12% qui dépasse légèrement la valeur de déformation élastique de l'acier (0,11%).

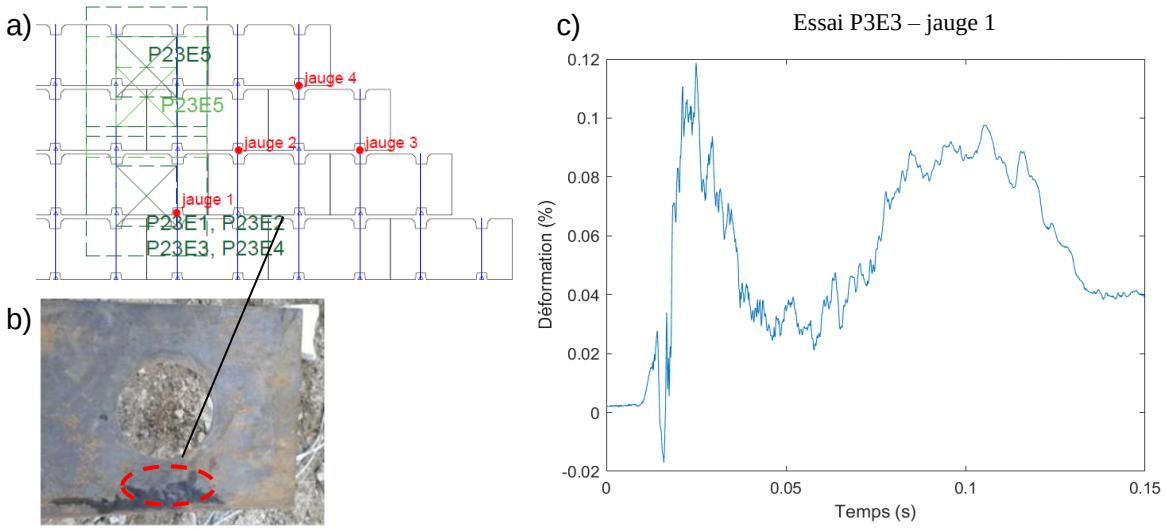


Figure 3.25 : Mesure de déformation sur les plaques métalliques a) localisation dans le mur b) positionnement des jauges sur les plaques métalliques c) Déformation des plaques atteignant la limite élastique (P3E3 - 93 kJ, jauge 1)

Les résultats de ces essais, notamment photogrammétriques, constituent une base de données de comparaison pour le travail de modélisation numérique. Ces résultats seront exposés plus en détail dans le chapitre traitant du travail numérique.

3.3.5. Synthèse et conclusions

Lors des **essais par impacts verticaux,** les observations visuelles, appuyées par les images des caméras à haute fréquence d'acquisition permettent de faire les constats suivants :

- l'enfoncement lors d'essais sur la structure reste faible en comparaison de celui observé lors d'essais sur la couche support (40 cm pour un impact à 300 kJ sur couche support pour 18 cm pour un impact à 500 kJ sur structure),
- la structure est mobilisée dans un large rayon autour du point d'impact. En effet, tous les blocs sont déplacés lors de l'impact et plusieurs blocs au voisinage de l'impact sont enfoncés dans la couche support à la fin de l'impact,
- l'observation de l'état des armatures lors du démontage des structures a montré que les armatures sont déformées par plastification même loin de l'impact,
- le béton est fortement endommagé par l'impact. En plus d'une fracturation importante des blocs directement impactés, on observe des fissurations en des points privilégiés comme les pieds des blocs ou au droit des réservations.

Les résultats mettent en évidence une sollicitation d'impact très courte et très intense lors du contact de l'impactant sur la structure qui résulte notamment des caractéristiques mécaniques du béton, matériau rigide, utilisé pour la réalisation des blocs. Nonobstant une certaine souplesse dans la conception de la structure, la décélération de l'impactant s'opère sur une faible durée créant un pic d'effort important.

Malgré cette force d'impact de forte amplitude, les efforts transmis en fond de couche support, relativement à l'énergie d'impact, ne sont pas supérieurs à ceux observés pour les essais sur la couche support seule. Les efforts en fond de couche ne sont pas plus intenses et la durée de sollicitation est plus courte en présence de la structure, les quantités de contraintes sont alors plus faibles. De plus, la diffusion latérale des efforts est augmentée.

Les résultats des **essais par impacts horizontaux sur le mur vertical** permettent de confirmer (1) que les durées d'impacts sur la structure sont courtes et (2) que la structure est mobilisée globalement lors d'un impact. La structure composée de blocs liaisonnés a montré une faculté à arrêter un bloc avec des déplacements limités.

Pour **l'ensemble des essais**, une bonne capacité de répartition de la charge a été démontrée. Et les faibles quantités de contraintes mesurées dans la couche lors de la présence de la structure lors des essais verticaux ou les déplacements restants limités dans le cas des essais d'impact horizontaux témoignent d'une dissipation d'énergie au sein de la structure. Les essais dans l'ensemble ont mis en évidence plusieurs mécanismes de dissipation d'énergie tels que :

- la dégradation du béton,
- la déformation plastique et élastique des éléments métalliques,
- les frottements aux contacts entre blocs.

Si les mécanismes ont pu être identifiés, les essais et l'instrumentation n'ont cependant pas permis de quantifier la dissipation d'énergie attribuable à chaque mécanisme.

En conclusion, les essais réalisés selon un dispositif original ont répondu aux objectifs puisqu'ils ont permis de faire une analyse phénoménologique de la réponse dynamique de la structure. La couche support a joué son rôle en permettant à la structure d'être impactée à énergie élevée avec des conditions de déplacement relativement souples.

La réponse dynamique de la structure a pu être caractérisée. Cependant les conditions expérimentales et le faible nombre d'essais ne permettent pas de connaître le comportement d'un ouvrage de grandes dimensions, sollicités par des impacts qui peuvent être variables (énergie, position d'impact, …). En effet, les phases 1 et 2 ont permis d'observer le comportement de la structure sous des impacts à haute énergie, mais dans des conditions expérimentales particulières. Le mur testé en phase 3 était de dimensions limitées et a été sollicité par des impacts de vitesse et énergie faibles en comparaison aux phénomènes réels.
Les nombreux essais sur des ouvrages à échelle réduite, présentés dans les paragraphes suivants, ont été réalisés pour pallier aux limites de cette première campagne.

3.4. Essais d'impact sur ouvrages à échelle réduite

Après avoir testé la réponse dynamique de la structure à échelle réelle, des essais à échelle réduite ont été entrepris sur des ouvrages de grande longueur en *Bloc Armé* (Furet et al., 2020b) La réduction de l'échelle au ratio 1/4 a permis de réaliser un grand nombre d'essais sur des murs comprenant de 9 à 10 blocs dans la longueur pour 4 rangées de blocs en hauteur.

La modélisation à échelle réduit 1g mise en œuvre ici ne respecte pas les règles de similitude (les niveaux de contrainte sont plus faibles dans la maquette). Cette technique de modélisation ne permet pas de reproduire les comportements de façon quantitative entre les maquettes et les ouvrages réels. Ce type d'essais permet cependant de faire des observations qualitatives où d'établir, après calage sur des essais à échelle réelle, des relations de passage évaluant par exemple le déplacement de l'ouvrage réel à partir de la mesure du déplacement sur le modèle réduit.

Ici les essais ont pour but de mettre en évidence les différents modes de déplacement et les mécanismes de dissipation d'énergie entrant en jeu lors de l'impact. Les essais, réalisés sur des murs droits et des murs renforcés par des murs de refend, ont également pour but d'étudier l'influence de la géométrie des murs sur leur comportement dynamique.

3.4.1. Présentation des essais

3.4.1.1. Structure étudiée

La structure étudiée, présentée en détail en Annexe 1, se compose de blocs préfabriqués de 38 cm de long, 20 cm de largeur de et 20 cm de haut et ayant deux réservations verticales sur leur hauteur. Des barres métalliques continues, placées dans les réservations des blocs, assurent le liaisonnement vertical de l'ouvrage. Des plaques disposées horizontalement renforcent le liaisonnement horizontal résultant de la disposition des blocs en quinconce (Figure 3.26).
L'espacement moyen de 2 cm entre blocs à la mise en œuvre, pour un entraxe entre les barres de 20 cm, et la présence de jeux entre les divers éléments autorisent des déplacements relatifs de plusieurs centimètres entre les blocs.

a) b)

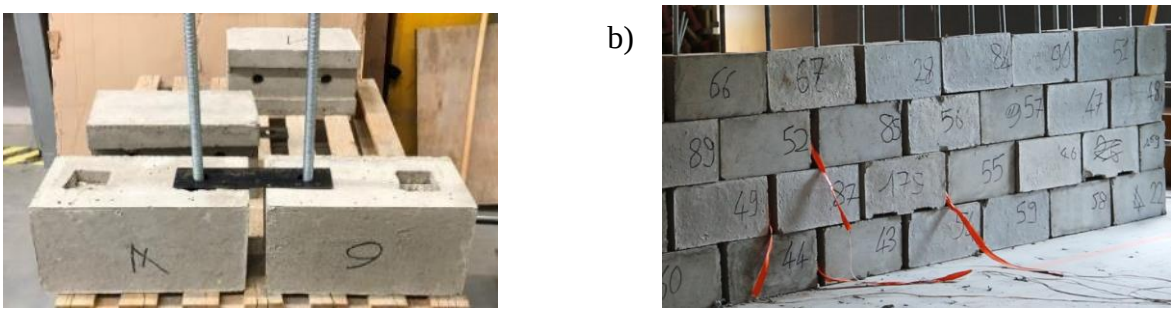


Figure 3.26 : Structure étudiée : blocs en béton liaisonnés par des barres verticales et des plaques horizontales a) méthode d'assemblage entre deux blocs b) mur avant impact

Les différences structurelles et le non-respect des règles de similitudes ne permettent pas d'extrapoler les résultats obtenus à échelle réduite à l'échelle 1. Cependant, la structure étudiée à échelle réduite étant conceptuellement proche de la structure de protection réelle (voir Annexe 1), les observations qualitatives sont admises transposables à l'échelle réelle.

3.4.1.2. Système d'impact et instrumentation

Les impacts sont réalisés à l'aide d'un pendule avec lequel un impactant suspendu par une chaîne frappe le mur selon une trajectoire quasi-horizontale. Le système permet de réaliser des impacts à une vitesse maximale de 7,7 m/s. L'impactant d'une masse de 35 kg (Figure 3.27) est formé d'une coque d'acier remplie de béton lesté d'acier. L'impactant présente une tête arrondie de 15 cm de diamètre.

Dans le but d'analyser le comportement dynamique des murs lors de l'impact, deux caméras à haute fréquence d'acquisition (160 i/s) sont placées de façon à obtenir une vue de côté et une vue de dessus. Les vidéos sont utilisées pour réaliser des pointages de position avec une précision estimée à 1 cm. Deux caméscopes sont ajoutés à l'avant et à l'arrière du mur. Des modèles photogrammétriques des murs avant et après impact sont produits pour chaque essai afin de déterminer la déformée de l'ouvrage et son déplacement résiduel par comparaison à sa position initiale, avec une précision de l'ordre du centimètre.

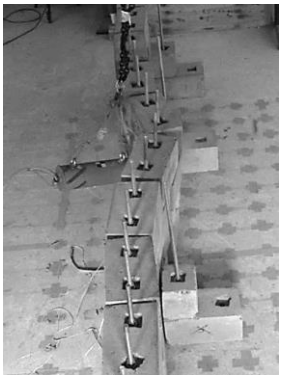
a) b) 

Figure 3.27 : Dispositif d'essais : impact sur a) mur droit b) mur avec murs de refend

3.4.1.3. Programme d'essai

Les murs sont construits selon quatre configurations (Figure 3.28). La première configuration consiste en un mur droit simple. Pour les trois autres configurations, sont ajoutés, à l'arrière du mur et perpendiculairement à la face avant de l'ouvrage, des murs de refend de dimensions et d'espacements variables. Ces renforts composés de 1,5 ou 3 blocs, sont respectivement appelés mur de refend bas et mur de refend haut, et sont distants de 1,00 m ou 1,58 m. La Figure 3.28 présente les configurations étudiées et leur nomenclature **(D, B158, B100, H158)** qui permet d'identifier :

- la présence de murs de refend bas, **B** ou de murs de refend haut, **H**,
- l'espacement entre les murs : **158** cm ou **100** cm.

Pour chaque configuration, deux ouvrages ont été impactés à mi-longueur à une énergie cinétique de 1 040 J et à deux hauteurs d'impact Hi différentes : Hi=0,3 m et Hi=0,5 m.

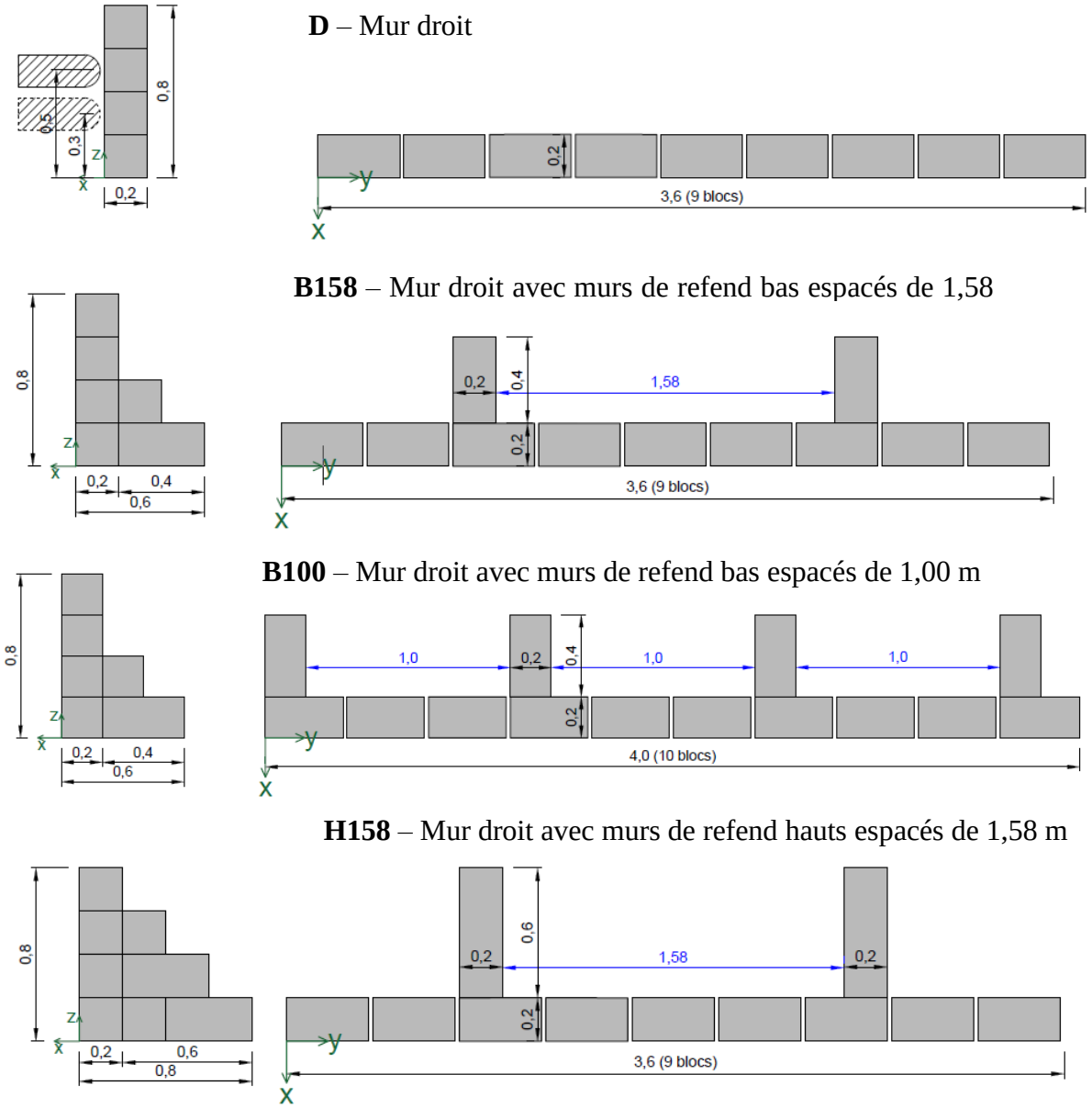


Figure 3.28 : Configurations des murs testés a) D : mur droit sans mur de refend b) B158 : mur avec murs de refend bas espacés de 1,58 m c) B100 : mur avec murs de refend bas et espacés de 1,00 m d) H158 : mur avec murs de refend haut espacés de 1,58 m

3.4.2. Résultats expérimentaux

3.4.2.1. Modes de déformation du mur

Les essais ont fait apparaître une déformée de l'ouvrage en V suivant son axe longitudinal, se développant du point d'impact vers les extrémités du mur et témoignant d'une large mobilisation de la structure (Figure 3.29a). La déformée est comparable à celle observée lors des essais sur ouvrage à échelle réelle et lors des essais d'impact réalisés sur une structure similaire présentée par Green et al., 2018. Le déplacement maximal dans la direction de l'impact et la longueur de mur déplacé lors de l'impact sont variables selon la configuration et la hauteur d'impact. Selon les conditions d'impact, on constate une augmentation plus ou moins importante des déplacements et des espacements entre blocs, voire parfois la rupture de blocs au droit de l'impact (Figure 3.29b). Dans certains cas, l'impact provoque également la projection de fragments de béton, phénomène qui, dans le cas des structures à échelle réelle, peut être évité par l'ajout de fibres dans le béton.

a)

b)

Figure 3.29 : Mur droit après impact à 1 040 J pour Hi = 0,5 m a) déformation générale du mur b) état du mur à l'arrière

La réponse dynamique du mur en déplacement résulte de la combinaison de trois mécanismes principaux : (1) glissement sur la base, (2) déplacement relatif des blocs les uns par rapport aux autres et (3) soulèvement par pivotement du mur (Figure 3.30a). Le glissement du mur sur la base s'accompagne le plus souvent, d'un pivotement du mur par rapport à son arête arrière, sur une longueur variable en partie centrale. Ce pivotement global du mur et les déplacements relatifs des blocs entraînent des déplacements réversibles en tête.

Les modèles photogrammétriques permettent de mesurer, selon l'axe d'impact x, les déplacements rémanents en pied et en tête de mur. Les mesures issues du pointage vidéo rendent compte du déplacement durant l'impact, donnant accès au déplacement maximal du mur.

Les déplacements mesurés suivant la verticale dans la direction de l'impact, permettent de définir plusieurs grandeurs caractéristiques de la réponse dynamique des murs : le glissement à la base (d_{bas}), le déplacement maximal en tête (d_{max}), le déplacement réversible en tête (d_r), et le déplacement horizontal résiduel lié au glissement des blocs les uns par rapport aux autres (d_b) (Figure 3.30a). La mobilisation du mur est également décrite par les longueurs d'ouvrage déplacées (Ld) et soulevées par pivotement (Ls), estimées d'après les mesures photogrammétriques et vidéo (Figure 3.30b).

Le pointage vidéo du déplacement d'un point situé en haut du mur dans l'axe d'impact x (Figure 3.31a) permet d'obtenir l'évolution temporelle du déplacement en tête (Figure 3.31b). Par exemple, pour un impact à 1 040 J à une hauteur Hi = 0,5 m sur mur droit, le déplacement en tête du mur augmente régulièrement jusqu'au déplacement maximal, observé à 250 ms environ, avant un retour jusqu'au déplacement résiduel atteint après une durée avoisinant 450 ms.

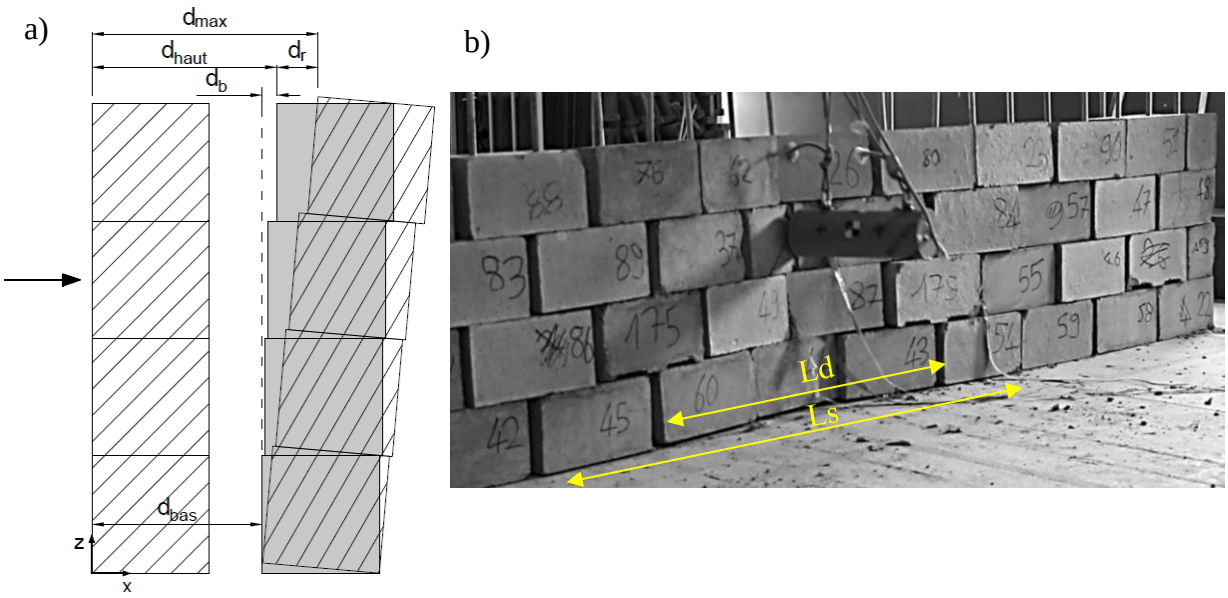


Figure 3.30 : Grandeurs caractéristiques a) déplacements dans l'axe d'impact b) longueurs de mur mobilisées en glissement (Ld) et en soulèvement (Ls)

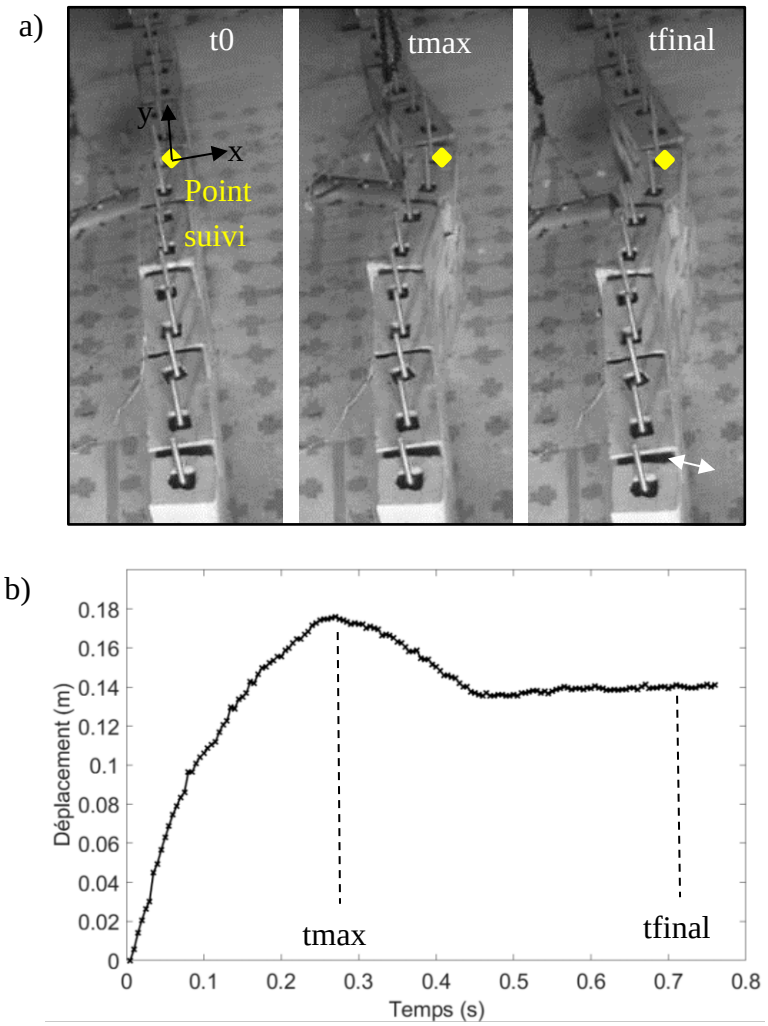


Figure 3.31 : Impact à 1 040 J sur mur droit a) déformée du mur pour trois temps caractéristiques b) évolution du déplacement dans l'axe d'impact d'un point haut du mur

3.4.2.2. Études d'influence

Les résultats présentés ici permettent d'étudier l'influence sur la réponse dynamique du mur de (1) la configuration du mur et (2) la hauteur d'impact. Compte tenu des incertitudes sur les mesures expérimentales, l'analyse est principalement tendancielle et s'appuie sur la comparaison qualitative des résultats par rapport à un cas de référence. Une comparaison plus quantitative est faite lorsque les écarts sont importants au regard de la précision des mesures.

Influence des murs de refend

Les mesures faites dans les différentes configurations et pour les deux hauteurs d'impact sont présentées dans le Tableau 3.4. L'influence des murs de refend sur la réponse du mur y est mise en évidence par comparaison avec le mur droit (D), pris pour référence.

1 040 J - Hi = 0,5 m	Configurations			
Déplacements selon l'axe x (m)	**D**	**B158**	**B100**	**H158**
déplacement bas résiduel (d_{bas})	0,14	0,07 (-)	0,09 (-)	0,1 (-)
déplacement haut maximal (d_{max})	0,18	0,14 (-)	0,19 (+)	0,16 (-)
déplacement haut résiduel (d_{haut})	0,14	0,07 (-)	0,13 (-)	0,12 (-)
déplacement réversible en tête ($d_r = d_{max} - d_{haut}$)	0,04	0,07 (+)	0,06 (+)	0,04 (=)
déplacement lié au glissements des blocs ($d_b = d_{haut} – d_{bas}$)	0	0 (=)	0,03 (+)	0,02 (+)
longueur de mur déplacée (Ld)	1,2	1,6 (+)	1 (-)	1,4 (+)
longueur de mur soulevée (Ls)	1,6	1,4 (-)	1,6 (=)	1,6 (=)

1 040J - Hi = 0,3 m	Configurations			
Déplacements selon l'axe x (m)	**D**	**B158**	**B100**	**H158**
déplacement bas résiduel (d_{bas})	0,13	0,11 (-)	0,13 (=)	0,11 (-)
déplacement haut maximal (d_{max})	0,15	0,14 (-)	0,14 (-)	0,11 (-)
déplacement haut résiduel (d_{haut})	0,12	0,08 (-)	0,11 (-)	0,08 (-)
déplacement réversible en tête ($d_r = d_{max} - d_{haut}$)	0,03	0,06 (+)	0,03 (=)	0,03 (=)
déplacement lié au glissements des blocs ($d_b = d_{haut} – d_{bas}$)	-0,01	-0,03 (+)	-0,02 (+)	-0,03 (+)
longueur de mur déplacée (Ld)	0,8	1 (+)	1 (+)	1,2 (+)
longueur de mur soulevée (Ls)	1,6	1,4 (-)	1,6 (=)	1,6 (=)

(-) diminution (+) augmentation (=) maintient – de la valeur par rapport à la référence du mur droit

Tableau 3.4 : Impacts à 1 040 J : comparaison des résultats entre le mur droit et les murs avec murs de refend, Hi = 0,5 m et Hi = 0,3 m

Pour toutes les configurations, le déplacement résiduel maximal à la base du mur est réduit en présence de murs de refend. Cette tendance est plus marquée dans le cas d'un impact haut (Hi=0,5m). Les mêmes tendances générales se dégagent concernant le déplacement haut résiduel (d_{haut}) et le déplacement haut maximal (d_{max}) (sauf pour B100, Hi = 0,5 m). Le déplacement réversible (d_r) est quant à lui accru en présence de refends, pour les deux hauteurs d'impact. Ce constat peut sembler contre-intuitif de prime abord. La longueur de mur soulevée (Ls) semble globalement assez peu variable. Le déplacement dans l'axe d'impact lié au glissement des blocs les uns sur les autres est assez faible et est augmenté en amplitude par la présence de murs de refend.

Ces tendances générales peuvent être complétées par l'examen plus détaillé de certains cas, pour évaluer l'influence des refends sur la réponse du mur. Lors de l'impact à Hi=0,5 m, la longueur de

mur déplacée est réduite en présence de refends rapprochés (Ld= 1 m pour le cas B100 contre 1,2 m pour le cas D), mais plus grande en présence de refends distants, hauts ou bas (Ld= 1,6 m et 1,4 m pour les cas B158 et H158 contre 1,2 m pour le cas D). Pour Hi = 0,5 m, les murs de refend bas et distants (configuration B158) permettent de mobiliser une longueur de mur plus grande, ce qui s'accompagne d'un moindre déplacement bas résiduel par glissement et d'une augmentation du déplacement réversible en tête ; entre le cas D et le cas B158 le déplacement bas résiduel diminue de 0,14 m à 0,07 m et le déplacement réversible en tête augmente de 0,04 à 0,07m. Ces effets sont amoindris, lorsque la distance entre les murs de refend est réduite (configuration B100) ou que la hauteur des murs de refend est augmentée (configuration H158).
Par comparaison avec les impacts à Hi = 0,5 m, la réponse des murs impactés à Hi = 0,3 m montre une moindre dépendance à la configuration. Cependant, les résultats à Hi = 0,3 m confirment (1) que la présence de murs de refend tend à réduire le glissement et (2) que des murs de refend bas et fortement espacés conduisent à un déplacement réversible en tête élevé.

La comparaison des configurations avec murs de refend montre que, dans les conditions d'impact étudiées, des murs de refend bas et espacés permettent de mobiliser une plus grande longueur de mur et de limiter ainsi le glissement maximal en pied. Cependant on observe que cette configuration occasionne un déplacement réversible en tête, associé à un soulèvement de l'ouvrage important. Réduire les espacements entre les murs de refend ou augmenter leur dimension, entraîne une moindre diminution du glissement et réduit le déplacement réversible uniquement dans le cas où la dimension des murs de refend est augmentée (H158).

Influence de la hauteur d'impact

Le Tableau 3.5 présente les valeurs précédentes du Tableau 3.4 sous une forme différente permettant de comparer directement les mesures en fonction de la hauteur d'impact, dans les différentes configurations.

	Configurations			
1 040J	**D**		**B158**	
Déplacements selon l'axe x (m)	**Hi = 0,5 m**	**Hi = 0,3 m**	**Hi = 0,5 m**	**Hi = 0,3 m**
déplacement bas résiduel (d_{bas})	0,14	0,13 (-)	0,07	0,11 (+)
déplacement haut maximal (d_{max})	0,18	0,15 (-)	0,14	0,14 (=)
déplacement haut résiduel (d_{haut})	0,14	0,12 (-)	0,07	0,08 (+)
déplacement réversible en tête ($d_r = d_{max} - d_{haut}$)	0,04	0,03 (-)	0,07	0,06 (-)
déplacement lié aux glissements des blocs ($d_b = d_{haut} - d_{bas}$)	0	-0,01 (+)	0	-0,03 (+)
longueur de mur déplacée (Ld)	1,2	0,8 (-)	1,6	1 (-)
longueur de mur soulevée (Ls)	1,6	1,6 (=)	1,4	1,4 (=)

	Configurations			
1 040J	**B100**		**H158**	
Déplacements selon l'axe x (m)	**Hi = 0,5 m**	**Hi = 0,3 m**	**Hi = 0,5 m**	**Hi = 0,3 m**
déplacement bas résiduel (d_{bas})	0,09	0,13 (+)	0,1	0,11 (+)
déplacement haut maximal (d_{max})	0,2	0,14 (-)	0,16	0,11 (-)
déplacement haut résiduel (d_{haut})	0,12	0,11 (-)	0,12	0,08 (-)
déplacement réversible en tête ($d_r = d_{max} - d_{haut}$)	0,08	0,03 (-)	0,04	0,03 (-)
déplacement lié aux glissements des blocs ($d_b = d_{haut} – d_{bas}$)	0,03	-0,02 (-)	0,02	-0,03 (+)
longueur de mur déplacée (Ld)	1	1 (=)	1,4	1,2 (-)
longueur de mur soulevée (Ls)	1,6	1,6 (=)	1,6	1,6 (=)

(-) diminution (+) augmentation (=) maintient – de la valeur par rapport à un impact à Hi = 0,5 m

Tableau 3.5 : Impacts à 1 040 J : comparaison des résultats pour Hi = 0,5 m et 0,3 m

Globalement, la réduction de la hauteur d'impact de Hi = 0,5 m à Hi = 0,3 m augmente le glissement à la base (sauf pour le mur droit D), limite le basculement de l'ouvrage et réduit les déplacements maximum et réversibles en tête.

Un impact en partie basse du mur (Hi = 0,3 m) favorise également le déplacement par glissement relatif des blocs les uns sur les autres. On observe que pour une telle hauteur d'impact le déplacement lié au glissement des blocs (d_b) est négatif, ce qui s'explique par un déplacement résiduel bas supérieur au déplacement résiduel haut.

Malgré une augmentation générale du déplacement bas résiduel, la longueur de mur déplacée est réduite. Cela est imputé au fait que le point d'impact est situé à l'interface entre deux blocs, favorisant le pivotement des blocs impactés et limitant la transmission latérale d'effort et de déplacement.

3.4.2.3. Dissipation d'énergie

Les mesures réalisées lors des essais permettent d'estimer l'énergie associée à certains mécanismes : glissement du mur sur la base, et projection de fragment(s) de béton, le cas échéant.

Si on définit P_{depl}, le poids de mur déplacé, $\varphi_{bloc/base}$ l'angle de frottement à l'interface entre les blocs et la base et d_{moy} le déplacement moyen du mur (déplacement maximal divisé par 2 pour une déformée en V), on peut exprimer l'énergie dissipée par frottement à la base par :

$$E_{frot,base} = P_{depl} \times \tan(\varphi_{bloc/base}) \times d_{moy}$$ ***Équation 3.4***

Dans le calcul, qui représente une méthode simplifiée pour la détermination de l'énergie dissipée par frottement, l'angle de frottement statique, qui a été mesuré expérimentalement, est retenu pour le calcul de la force de frottement agissant à la base.

L'essai de caractérisation de l'angle de frottement statique consiste à mesurer la force nécessaire à déplacer un ou plusieurs blocs placés sur un autre bloc ou sur la dalle servant de base au mur. Ainsi, le rapport de la force nécessaire au déplacement sur le poids déplacé permet de déterminer l'angle de frottement à l'interface considérée bloc/bloc ou bloc/base. L'angle de frottement est de 23° pour l'interface entre blocs et de 27° pour l'interface bloc sur base.

L'énergie cinétique des fragments éjectés est assimilée à une énergie dissipée.

Les bilans concernant les impacts pour Hi=0,5 m sur les différentes configurations (Figure 3.32) montrent que la quantité d'énergie dissipée par frottement du mur sur la base est minimale pour la configuration B100 (80 J) et maximale pour la configuration D (150 J). Également, la projection de fragments de béton s'accompagne d'une réduction de l'énergie dissipée par glissement du mur. Ces résultats révèlent aussi que l'exploitation des données vidéos permet d'estimer la dissipation d'énergie par certains mécanismes dont le cumul représente moins de 15 % de l'énergie d'impact. Certains mécanismes dissipatifs (dont la plastification du béton et des armatures) échappent à une approche de quantification basée sur ces mesures expérimentales. Les simulations numériques d'impact sont utilisées pour approfondir l'étude quantitative de la dissipation d'énergie dans le modèle. Cette analyse est présentée dans le Chapitre 4 consacré aux résultats numériques.

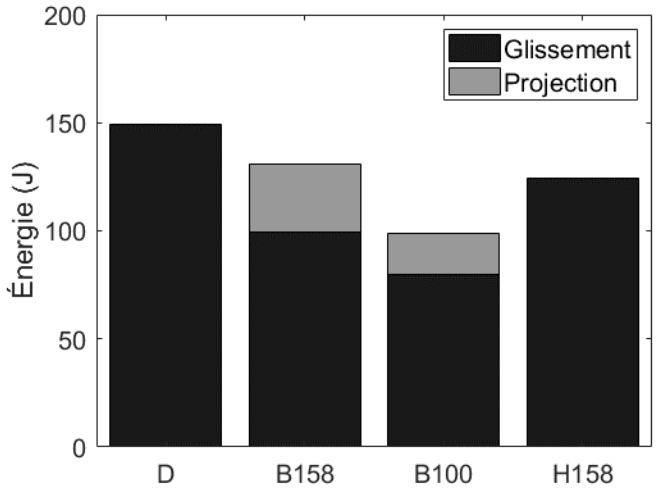


Figure 3.32 : Bilan partiel des énergies dissipées par glissement et projection lors d'un impact à 1 040J sur mur droit pour Hi = 0,5 m

3.4.3. Conclusions

Les essais d'impact réalisés sur des murs à échelle réduite ont permis de caractériser le comportement dynamique de différents types de murs pare-blocs. La transmission latérale des efforts, mise en avant grâce aux essais sur structures à échelle réelle est confirmée à l'échelle réduite, par la mobilisation des murs sur toute leur hauteur et sur des longueurs allant de 2 à 4 blocs. L'impact entraîne un glissement du mur sur la base, un soulèvement de celui-ci ainsi que des glissements relatifs entre blocs.

La mise en place de murs de refend réduit le glissement basal et augmente le soulèvement, en particulier lorsque les murs de refend sont de faibles dimensions et espacés. Même si les effets sont de plus faible amplitude pour les impacts à faible hauteur (Hi = 0,3m), l'influence des murs de refend est similaire pour les deux hauteurs d'impact testées. Nous notons cependant que, d'une manière générale, un impact à plus faible hauteur (Hi = 0,3m), provoque un glissement à la base plus élevé et un déplacement réversible plus faible par rapport à un impact à une hauteur élevée (Hi = 0,5m).

L'étude menée permet d'analyser et de quantifier en partie les mécanismes à l'origine de la dissipation d'énergie. Néanmoins, l'étude de l'influence des murs de refend sur les mécanismes dissipateurs d'énergie montre l'importance du frottement basal. De plus, le cumul des énergies dissipées par les différents mécanismes observables ne représente qu'une faible proportion de l'énergie d'impact (15%). Une étude numérique est donc nécessaire pour traiter de manière plus approfondie la question de la dissipation d'énergie dans la structure.

3.5. Conclusion générale

Ce chapitre s'est attaché à décrire deux campagnes d'essais d'impact réalisées dans le cadre de l'étude de la structure *Bloc Armé* en tant que protection contre les chutes de blocs rocheux.

Lors de la première campagne, des structures à échelle réelle sont testées sous impact ; d'abord sous impacts verticaux à haute énergie (200 à 2 000 kJ) puis par impacts horizontaux à énergie modérée (25 à 125 kJ). Ces essais ont démontré une capacité de la structure à répartir les efforts provoqués par un impact et à dissiper de l'énergie. Les essais ont également exposé certains phénomènes particuliers de dissipation d'énergie telle que la plastification des barres et permis de détecter des points de faiblesse comme la fracturation des blocs au niveau des pieds.

Lors de la deuxième campagne des impacts de 700 à 1 040 J sont réalisés sur des murs à échelle réduite 1/4. Ces essais ont mis en avant le comportement dynamique de différentes configurations de murs pare-blocs élancés utilisant la technologie *Bloc Armé*. Les essais ont mis en évidence trois mécanismes principaux décrivant la réponse dynamique des murs en déplacement : (1) glissement sur la base, (2) déplacement relatif des blocs les uns par rapport aux autres et (3) soulèvement par pivotement du mur. La réalisation d'impacts sur des ouvrages de géométries variées a permis d'étudier l'influence de la disposition des murs de refend sur la réponse dynamique des murs. L'effet de la hauteur d'impact sur le comportement est également étudié. Une étude quantitative de la dissipation d'énergie révèle que les mesures expérimentales permettent d'identifier au plus 15 % de la dissipation de l'énergie d'impact.

Les résultats expérimentaux de ces deux campagnes d'essais d'impact constituent une base de données importante pour un travail de calibration de modèles numériques et de confrontation des résultats numériques et expérimentaux.

La réalisation de ces deux campagnes d'essais a aussi servi à l'amélioration de la structure. Certaines observations ont conduit à modifier la configuration des renforts métalliques horizontaux (plaques entre les blocs dans les configurations testées), à envisager un renforcement du béton par ajout de fibres métalliques, à arrondir les arêtes des blocs et supprimer les pieds.

Chapitre 4 - Modélisation numérique de la structure

4.1. Introduction

La structure *Bloc Armé* est une structure modulaire dont le fonctionnement mobilise le caractère fragile du béton et de nombreuses interactions entre les blocs et les armatures métalliques. Sur une telle structure, les impacts engendrés par l'interception des blocs rocheux représentent une sollicitation dynamique engendrant une réponse complexe. Les méthodes de dimensionnement empiriques ou analytiques, qui permettent d'estimer les forces d'impact ou les déformations d'un merlon, utilisant par exemple un chargement statique équivalent à la sollicitation d'impact (Kister et Fontana, 2011), prennent peu en compte les mécanismes dynamiques associés à ces sollicitations. Plus récemment, le développement de modèles numériques a permis d'approcher le comportement d'ouvrages soumis à des impacts. Cependant, ces travaux concernent des ouvrages tels que les remblais renforcés par nappes géosynthétiques (Ronco et al., 2009) ou les ouvrages composites dissipatifs (Lorentz, 2007), lesquels diffèrent fortement de la structure *Bloc Armé*.

L'ensemble de ces observations justifie le développement d'un modèle spécifique de la structure. L'outil de modélisation utilisé devra être adapté sachant que le modèle numérique est développé dans le but à la fois d'approfondir la connaissance du comportement dynamique de cette structure et de constituer un outil d'ingénierie permettant de dimensionner des ouvrages constitués pour tout ou partie de la structure *Bloc Armé*.

Concernant la modélisation numérique, dans le domaine de la géotechnique et des structures on distingue la modélisation continue, incluant la méthode des éléments finis et la méthode des différences finies, de la modélisation discrète.
Lorsque l'on s'intéresse au comportement macroscopique du système étudié, et à condition d'utiliser des lois de comportement adaptées, la modélisation continue est pertinente, aussi bien sous sollicitations statiques que dynamiques. Les grandes déformations peuvent être reproduites à l'aide d'un travail de remaillage, souvent complexe, ou par une mise à jour automatique de la position du maillage pour certaines méthodes aux différences finies. Si la description du comportement des matériaux en contrainte-déformation pour différents types de chargement est largement maitrisée par le développement de lois complexes, la limite de l'approche continue réside dans la difficulté à reproduire, avec les outils numériques classiques, les phénomènes de fissuration et de fracturation des milieux.
Les méthodes dites discrètes permettent de modéliser les milieux par un ensemble de particules qui interagissent entre elles via leurs points de contact selon des lois d'interaction microscopiques. Ces modèles sont alors capables de reproduire tous types de rupture et de discontinuité. Malgré la forte augmentation de la puissance de calcul des ordinateurs, les temps de calcul restent relativement longs pour des modèles aux éléments discrets. Les procédures complexes de génération et de calibration macroscopique des échantillons (ensemble de particules) en font aussi un outil peu adapté dans un contexte d'ingénierie opérationnelle.

Dans le cadre de la thèse, une modélisation par une approche continue a été retenue pour sa meilleure adéquation à une utilisation en ingénierie. Cette approche s'est avérée particulièrement bien appropriée pour atteindre les objectifs fixés pour les développements numériques et qui résident principalement dans la reproduction du comportement global de l'ouvrage soumis à impacts, en accordant une importance moindre aux phénomènes locaux, tel que la dégradation du béton.
Pour répondre à nos besoins d'ingénierie, l'outil numérique doit être suffisamment modulable quant au paramétrage et dans la définition des lois de comportement des milieux continus. Il doit permettre également d'intégrer à la modélisation des éléments structurels (barres ou plaques métalliques) et doit être apte à reproduire les comportements d'interaction entre les différents éléments en contact. Le choix s'est ainsi porté sur le logiciel FLAC3D, Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions, développé par la société Itasca Consulting Group Inc et disponible au sein de l'entreprise Géolithe. Un partenariat (IEP) avec Itasca, éditeur du logiciel, nous a permis de bénéficier pour nos recherches d'une licence et d'un support technique privilégié. Ce logiciel permet d'étudier le comportement mécanique de modèles continus en trois dimensions par la méthode des différences finies. La formulation de résolution explicite, intégrant le Principe Fondamental de la Dynamique et le maillage Lagrangien permettent de gérer efficacement l'aspect dynamique et les grandes déformations.

L'objectif de ce chapitre est de présenter le modèle numérique développé pour modéliser les impacts sur les structures *Bloc Armé* à échelle 1 et 1/4, de discuter sa pertinence par comparaison avec les résultats expérimentaux et de progresser sur la connaissance du comportement dynamique de la structure par l'analyse approfondie et exhaustive des résultats numériques. Nous commençons ce chapitre par une présentation du code de calcul FLAC3D et par une description du modèle numérique retenu pour représenter l'ouvrage.
Dans deux paragraphes distincts, sont ensuite présentés en détail le paramétrage des modèles aux deux échelles et les résultats de simulations d'impacts. Les résultats sont confrontés aux résultats expérimentaux pour la validation du modèle. Des analyses détaillées permettent également de mieux comprendre certains phénomènes mis en jeux lors de l'impact. Pour l'échelle 1/4, des études de sensibilité aux paramètres du modèle sont également détaillées.

4.2. Modélisation numérique avec FLAC3D

4.2.1. Calcul numérique

4.2.1.1. Méthode des différences finies

La méthode des différences finies permet de résoudre des systèmes d'équations différentielles par une discrétisation de l'espace et du temps. Les dérivées continues d'une grandeur sont remplacées par des expressions algébriques de variables de cette grandeur en des points donnés de l'espace. Les dérivées sont estimées par approximation des opérateurs de dérivation. Ainsi la solution du

problème continu est approchée à l'aide d'un système d'équations discret en supposant une variation linéaire sur des intervalles de temps et de distance finis.

A chaque pas de temps, le cycle de calcul, présenté en Figure 4.1, comprend :

- le calcul des déformations à partir des vitesses connues aux nœuds,
- le calcul des contraintes en fonction de la loi de comportement en contrainte/déformation du matériau,
- le calcul des forces aux nœuds à partir des contraintes,
- le calcul des nouvelles vitesses et déplacements des nœuds à partir des forces par la résolution des équations de mouvement (Principe Fondamental de la Dynamique).

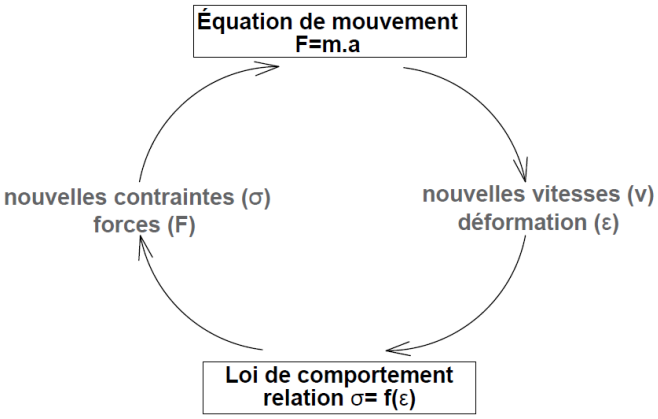


Figure 4.1 : Cycle de calcul explicite dans FLAC3D

4.2.1.2. Résolution explicite et convergence

FLAC3D propose une solution de calcul en contrainte/déformation non linéaire qui tient compte des états successifs dans les éléments, spécialement adaptée à la résolution de problèmes dynamiques. La **résolution explicite** signifie qu'au cours d'un pas de temps la modification des grandeurs à un nœud n'affecte pas l'état des nœuds voisins. Le pas de temps, noté Δt, doit être suffisamment court pour que, entre deux pas de temps, les variables à calculer puissent être supposées constantes (discrétisation temporelle) et que le comportement d'un nœud ne soit pas affecté par le comportement d'un nœud voisin (discrétisation spatiale). La méthode explicite a l'avantage de décrire un comportement non-linéaire sans itération supplémentaire et se montre ainsi moins exigeante en termes de capacité mémoire de l'ordinateur nécessaire au calcul.

Dans FLAC3D, pour que la discrétisation temporelle permette une bonne description des mécanismes de propagation de l'onde mécanique physique, un **pas de temps critique** Δt_{crit} est défini sur la base des caractéristiques géométriques et mécaniques des sous-zones unitaires tétraédriques par :

$$\Delta t_{crit} = min(\frac{V}{Cp \times S_{max}})$$ **Équation 4.1**

Avec $C_p = \sqrt{\frac{K+4\times G/3}{\rho}}$, la vitesse des ondes-p dans le milieu, V et Smax respectivement le volume de la sous-zone unitaire et S_{max} la surface de sa plus grande face. Et, G le module tangentiel G, K le module normal et ρ la masse volumique.
Dans les calculs dynamiques, **le pas de temps dynamique** Δt_{dyn} considéré par défaut est :

$$\Delta t_{dyn} = \frac{\Delta t_{crit}}{2}$$ **Équation 4.2**

Le schéma de résolution est basé sur le principe fondamental de la dynamique (deuxième loi de Newton). Le **critère de convergence** du calcul est basé sur la force nodale non équilibrée maximale de l'ensemble des nœuds du modèle. La force nodale non équilibrée correspond à la somme des forces extérieures appliquées au modèle et celles induites par la déformation des zones. Le ratio de la somme des forces nodales non équilibrées de tous les nœuds du modèle sur la somme des forces appliquées à tous ces nœuds permet de définir l'état de stabilité du modèle à chaque pas de temps. Le calcul converge, sur un état d'équilibre lorsque cette valeur devient très faible ou sur un régime d'écoulement plastique permanent lorsque cette valeur est constante. Par défaut l'état d'équilibre est supposé atteint lorsque le ratio est inférieur à $1e^{-5}$.

En dynamique, les masses attribuées aux nœuds du maillage sont dépendantes de la densité des zones environnantes et de la géométrie du maillage. Ainsi la résolution des problèmes dynamiques est basée sur une description physique réaliste des mécanismes d'amortissement. Ceci aussi bien pour les amortissements « intrinsèques » au modèle (frottement, déformation plastique...) que pour les amortissements « additionnels » (viscosité, amortissement local aux nœuds des éléments structurels...) parfois utilisés pour tenir compte de certains mécanismes inhérents au problème physique traité.

Pour les analyses statiques, un ratio sur les masses, alors appelées masses fictives, est introduit dans le calcul pour optimiser le pas de temps et approcher plus rapidement l'équilibre statique.

4.2.1.3. Maillage Lagrangien

Le code de calcul est basé sur la méthode Lagrangienne pour laquelle, contrairement à la méthode Eulérienne, le maillage suit la déformation du matériau (Billaux et Cundall, 1993). Les nœuds du maillage représentent des points spécifiques du matériau dont la position est établie par rapport à l'état géométrique initial. Le mode « *grandes déformations* » permet de résoudre des problèmes avec des déformations importantes puisque la géométrie des éléments est actualisée à chaque pas de temps en fonction de la nouvelle position des nœuds afin que le maillage suive les déformations du matériau.

4.2.2. Présentation des éléments FLAC3D utilisés dans le modèle

4.2.2.1. Éléments volumiques

Les éléments volumiques d'un modèle sont formés de mailles élémentaires tridimensionnelles appelées zones qui sont généralement des tétraèdres ou des hexaèdres. Ces zones et leurs sommets forment le maillage du modèle comme illustré en Figure 4.2. Les masses et les forces sont concentrées sur les nœuds du maillage.

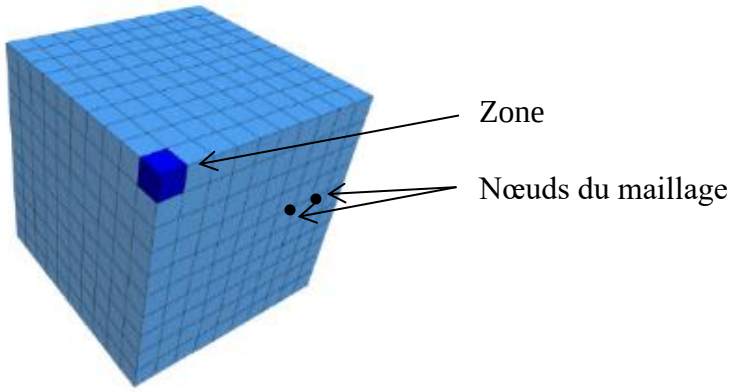


Figure 4.2 : Maillage dans FLAC3D, composé de zones et de nœuds (FLAC3D v6, 2017)

Les lois de comportement des éléments volumiques sont utilisées dans le cycle de calcul pour établir la relation contrainte/déformation. De nombreuses lois, élastiques et plastiques, existent dans FLAC3D. Dans notre modèle, les lois appelées « Élastique » et « Mohr-Coulomb » sont utilisées.

La loi de comportement appelée « Élastique » est une loi élastique isotrope basée sur la loi de Hooke. Le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν définissent la relation contrainte déformation. Le module tangentiel G et le module normal K, qui caractérisent le comportement des matériaux élastiques, sont en corrélation avec ces paramètres d'après les relations suivantes :
$G = \frac{E}{2\times(1+\nu)}$ et $K = \frac{E}{3\times(1-2.\nu)}$
Dans FLAC3D, le paramétrage se fait à l'initiative de l'utilisateur, par la définition du module d'Young et du coefficient de Poisson ou par la définition des modules de rigidité.

La loi de comportement élasto-plastique appelée « Mohr-Coulomb » est caractérisée par un comportement élastique de Hooke et un critère de rupture plastique combinant le critère de Mohr-Coulomb et un critère de rupture en traction. Le comportement élastique est défini par le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν. En cisaillement, le critère de rupture est fonction de la cohésion C et de l'angle de frottement φ. La loi d'écoulement plastique non associée est régie par l'angle de dilatance ψ qui influe sur l'orientation des déformations volumiques. En traction, le critère de rupture est défini par une résistance à la traction σ_{max}^{t}.

4.2.2.2. Éléments d'interface

Dans FLAC3D, les éléments d'interface permettent de prendre en compte les interactions entre deux plans (glissement, décollement ou contact rigide). Les interfaces, schématisées en Figure 4.3, se composent d'éléments d'interface triangulaires définis par des nœuds spécifiques (qui leurs sont propres), auxquels sont associées des surfaces d'influence. Dès lors qu'une zone extérieure appelée « face cible » entre dans la surface d'influence d'un nœud de l'interface, un contact est établi.

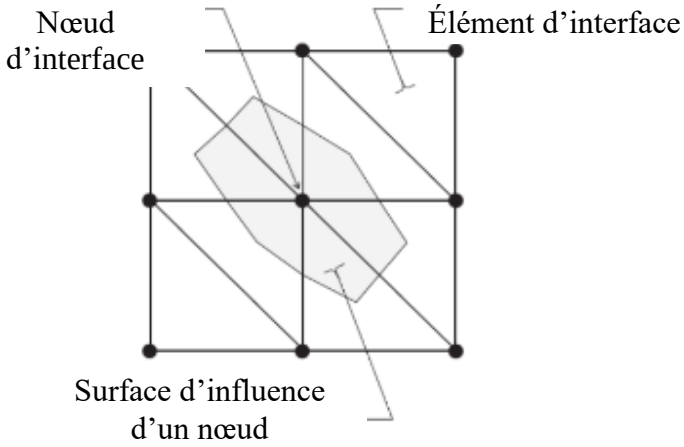


Figure 4.3 : Schématisation des interfaces, comprenant des nœuds, des éléments d'interface et des surfaces d'influence d'un nœud (FLAC3D v6, 2017)

Dans le cadre de ces travaux, les éléments d'interfaces, qui visent à la détection des contacts entre les éléments volumiques, sont liés rigidement aux faces extérieures d'un élément volumique. Les interfaces ainsi créées ne détectent alors les contacts avec des faces cibles que sur une face, l'autre étant solidaire des faces hôtes des éléments volumiques auxquelles elles sont attachées.

Les forces d'interaction, normales et de cisaillement, sont calculées au niveau des nœuds de l'interface et sont ensuite réparties à la fois sur la face cible et sur les faces hôtes auxquelles le nœud d'interface est connecté. Une pondération en fonction des masses nodales permet ensuite de répartir les forces sur les nœuds de chaque face.

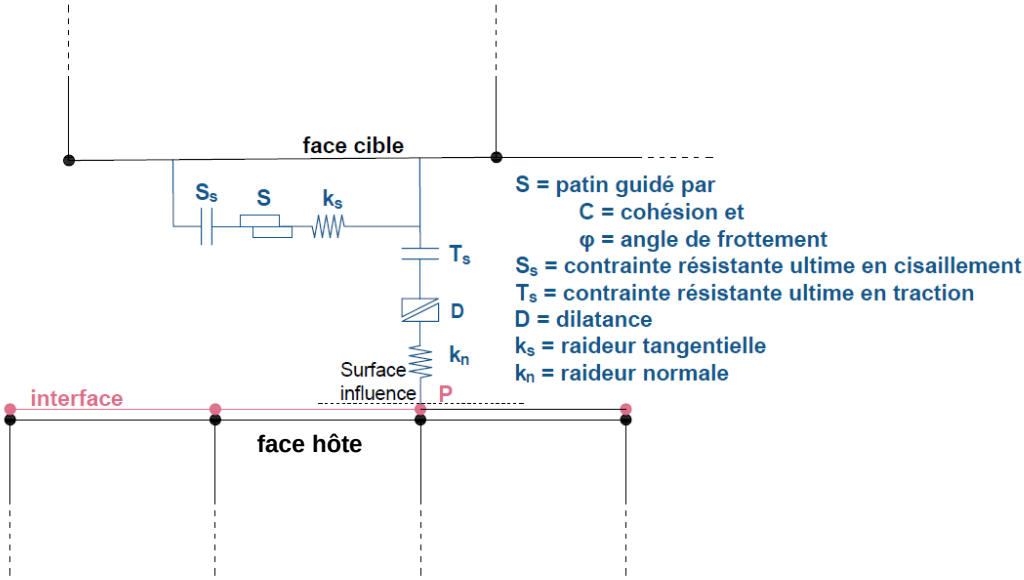


Figure 4.4 : Principe de fonctionnement des interfaces, contact entre un nœud d'interface et une zone cible (FLAC3D v6, 2017)

Le comportement des contacts, schématisé en Figure 4.4, est régi par des rigidités normale et tangentielle, notées respectivement k_n et k_s, un critère de rupture de Mohr-Coulomb caractérisé par la cohésion et l'angle de frottement à l'interface notés C et φ. Peuvent s'ajouter un critère de rupture en traction Ts, un critère de rupture en cisaillement Ss ainsi qu'un angle de dilatance ψ.

Dans notre cas, les interfaces sont dites « fictives » (ou « rigides »). Elles servent à modéliser des contacts entre matériaux où peuvent intervenir du glissement, un décollement ou une interpénétration directe entre les deux milieux en contact.

Les paramètres de rupture (frottement, cohésion et résistances mécaniques) doivent être calibrés avec soin pour modéliser fidèlement le comportement de l'interface entre les deux éléments.

Les rigidités de l'interface doivent être définies de façon à ce que la déformation de l'interface reste peu influente sur les simulations. Des valeurs de rigidités très élevées permettent cela. Afin de limiter la disparité entre les rigidités des éléments utilisés, se traduisant par des temps de calcul très longs, il est recommandé de fixer les rigidités k_n et k_s de l'interface à des valeurs dix fois supérieures à la plus haute rigidité des matériaux environnant l'interface. La valeur préconisé (FLAC3D v6, 2017) est définie par :

$$k_{critère} = 10 \times max\left(\frac{K+\frac{4}{3}\times G}{\Delta zmin}\right) \qquad \textbf{Équation 4.3}$$

Avec K et G les rigidités normale et tangentielle des matériaux avoisinants et Δzmin la plus petite dimension de mailles des éléments adjacents dans la direction normale à l'interface.

Il est conseillé par la documentation d'Itasca de doubler les interfaces au contact entre deux éléments volumiques pour éviter des problèmes de détection de contact notamment aux frontières (bord libres ou arêtes) ou lorsque les maillages entre les zones en contact sont fortement différenciés (zones finement et grossièrement maillées). Des tests préliminaires (Annexe 3.1) ont été menés pour vérifier la pertinence et la cohérence du choix d'une double interface. Ces tests permettent de valider le transfert des efforts normaux et le fonctionnement des interfaces en cisaillement lorsque deux solides glissent l'un sur l'autre, en considérant une ou deux interfaces en contact. Dans le cas d'une double interface, les efforts de contact normaux et tangentiels entre les solides en présence s'obtiennent par somme des efforts obtenus dans chaque interface.

4.2.2.3. Éléments structurels linéiques

De nombreux éléments structurels prédéfinis existent dans FLAC3D. Les éléments linéiques de type « pieux » et « câbles » sont utilisés dans ces travaux pour représenter respectivement les barres et les plaques métalliques de liaison entre les blocs en béton. Dans ce paragraphe, nous présentons de façon générale les éléments structurels linéiques ainsi que leur interaction avec les éléments volumiques.

Les éléments structurels linéiques sont composés de nœuds et d'éléments. Chaque élément, segment droit entre deux nœuds, est caractérisé par une section et des paramètres mécaniques constants sur la longueur de l'élément. La masse associée aux éléments est concentrée aux nœuds où s'opère le transfert des forces et des vitesses (Figure 4.6). Pour faciliter la création d'éléments de structure de caractéristiques constantes, en interaction avec les éléments volumiques voisins, un même élément peut être créé entre deux nœuds puis remaillé afin de générer sur sa longueur plusieurs nœuds à intervalles réguliers.

Les éléments structurels appelés **« câbles »** présentent un comportement élasto-plastique parfait (Figure 4.5.a) caractérisé par un module d'Young E, une section A et par des forces limites de résistance en compression F_c et en traction F_t. Ces éléments n'ont pas de résistance à la flexion.

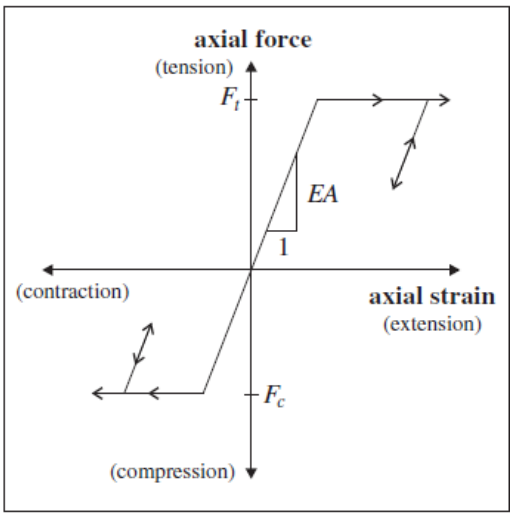


Figure 4.5 : Comportement des éléments câbles : résistance mécanique axiale du matériau (FLAC3D v6, 2017)

Les éléments structurels appelés **« pieux »** permettent de représenter des éléments résistants en flexion et en cisaillement. En plus d'une résistance axiale définie par un module d'Young E et une section A, une résistance à la flexion est spécifiée au travers des moments quadratiques I_y et I_z et d'un moment polaire J. De plus, l'option « rockbolt » permet de définir le mode de rupture de l'élément. Ainsi, le pieu plastifie lorsque la contrainte atteint une contrainte limite de plastification, et se rompt lorsque la déformation atteint un allongement limite de rupture. En cas de rupture, les éléments continuent de s'allonger, entraînant des déformations irréalistes, mais les efforts et les moments dans l'élément sont réinitialisés et maintenus à zéro.

Les éléments structurels de FLAC3D interagissent entre eux ou avec le maillage des éléments volumiques, seulement **au niveau des « nœuds », au moyen de « liens »** (Figure 4.6). A un nœud ne peut être associé qu'un seul lien, qui permet de connecter le nœud source à une entité cible telle qu'une zone du maillage ou un autre nœud d'élément structurel.

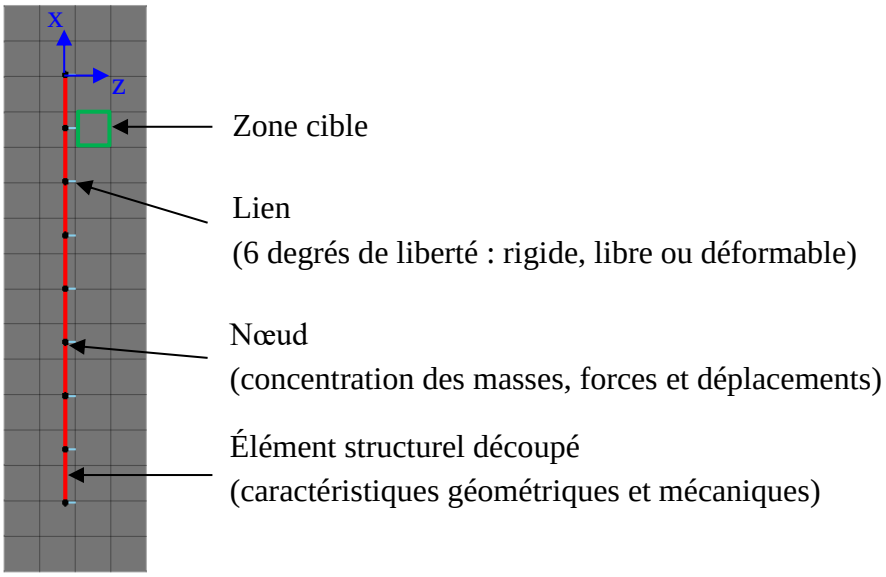


Figure 4.6 : Fonctionnement des éléments structurels : masse concentrée aux nœuds et mode d'interaction avec le maillage (zone cible) au travers de liens

Le lien d'un nœud d'élément structurel vers une zone cible comporte six degrés de liberté : 3 en translation et 3 en rotation selon les axes x, y et z du repère local du nœud. Dans FLAC3D, l'axe local x des repères locaux des nœuds est colinéaire à l'élément structurel.

Trois types d'interaction peuvent être définis, pour chaque degré de liberté :

- liaison libre : la vitesse de déplacement du nœud, en translation ou en rotation, n'est pas contrainte par rapport à celle de l'entité cible, le nœud se déplace librement en translation ou en rotation dans le milieu,
- liaison rigide : la vitesse de déplacement du nœud, en translation ou en rotation, est égale à celle de l'entité cible, le mouvement du nœud, en translation ou en rotation, est similaire à celui de la zone cible,
- liaison dite déformable : la vitesse de déplacement du nœud par rapport à celle de l'entité cible est contrainte en translation par des conditions d'interaction, le nœud se déplace mais est contraint dans ses mouvements.

Un lien d'un nœud d'élément structurel vers un autre nœud d'élément structurel ne peut être que complètement libre ou complètement rigide (pour les six degrés de libertés).

Lorsqu'un lien est créé entre un nœud d'un élément structurel et une zone du maillage, la position relative initiale du nœud au sein de sa zone cible est déterminée par interpolation par rapport aux nœuds de la zone. Cette position est utilisée par la suite pour répartir et transmettre, en fonction de la nature du lien, les forces et les vitesses aux nœuds de la zone cible. Pour chaque liaison de type déformable, FLAC3D garde en mémoire le déplacement cumulé du nœud par rapport à la position relative initiale du nœud dans la zone cible. Par simplification, on appellera ce déplacement le déplacement relatif du nœud par rapport à la zone cible.

Dans le cadre de ces travaux, des liens déformables « Pile-Yield-Dependant » (PYDP) et « Normal-Yield » (NY) sont utilisées.

Le lien de type PYDP permet de considérer deux ressorts au comportement élasto-plastique agissant dans le plan défini par deux directions du repère local du nœud choisies par l'utilisateur. La rigidité tangente du lien k_{lien} dans chacune des directions permet de calculer, à chaque pas de temps, l'incrément de force au niveau du lien en fonction des incréments de déplacement relatif. Comme présenté en Figure 4.7, la limite à partir de laquelle le lien se plastifie est définie par la force cohésive normale résistante C_{lien} (en N/m). Avant d'atteindre cette limite, le déplacement relatif entre le nœud et la zone cible dans la direction considérée est fonction de la rigidité tangente du lien k_{lien} (en N/m) et de la force au niveau du lien (en N).

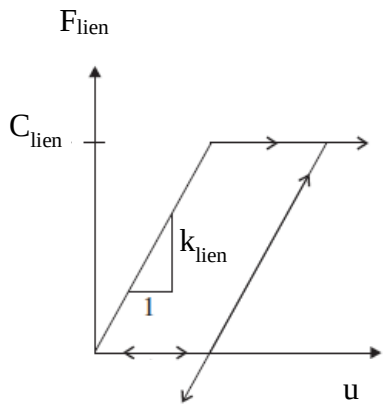


Figure 4.7 : Comportement élasto-plastique normal des liens déformables

Avec la condition Normal-Yield, les liens ont un comportement similaire au lien de type PYDP mais dans une direction donnée et non plus dans un plan.

4.3. Présentation du modèle numérique d'un mur *Bloc Armé* sous impact

Le logiciel FLAC3D est utilisé pour modéliser un impact sur un mur *Bloc Armé* en 3 dimensions. Les paragraphes suivants présentent les choix retenus pour discrétiser l'ouvrage ainsi que la méthode de simulation d'impact. Cette présentation concerne simultanément deux géométries représentatives des structures modélisées, à l'échelle réelle pour l'une et à l'échelle réduite pour l'autre, correspondant aux structures mises en œuvre pour les expérimentations. Les différences essentielles entre ces deux modèles sont détaillées le cas échéant.

4.3.1. Représentation générale

Le modèle numérique, présenté en Figure 4.8, est composé d'un ensemble de blocs liés entre eux par un réseau d'armatures, de façon similaire au système *Bloc Armé*. Les blocs sont disposés en quinconce en respectant un espacement entre blocs égal à celui de la structure réelle. Les structures peuvent prendre une forme pyramidale ou une forme rectangulaire incluant des demi-blocs, afin de modéliser les murs testés respectivement à échelle réelle et à échelle réduite. La rangée de blocs inférieure est posée sur une base support. Des conditions aux limites « absorbantes » sur le pourtour de la base garantissent la non réflexion des ondes élastiques, permettant l'utilisation d'une base de dimensions limitées.

Le repère global pour la modélisation, présenté en Figure 4.8, est défini comme suit : l'axe X est perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'ouvrage, l'axe Y est horizontal et parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage et l'axe Z est vertical, orienté vers le haut.

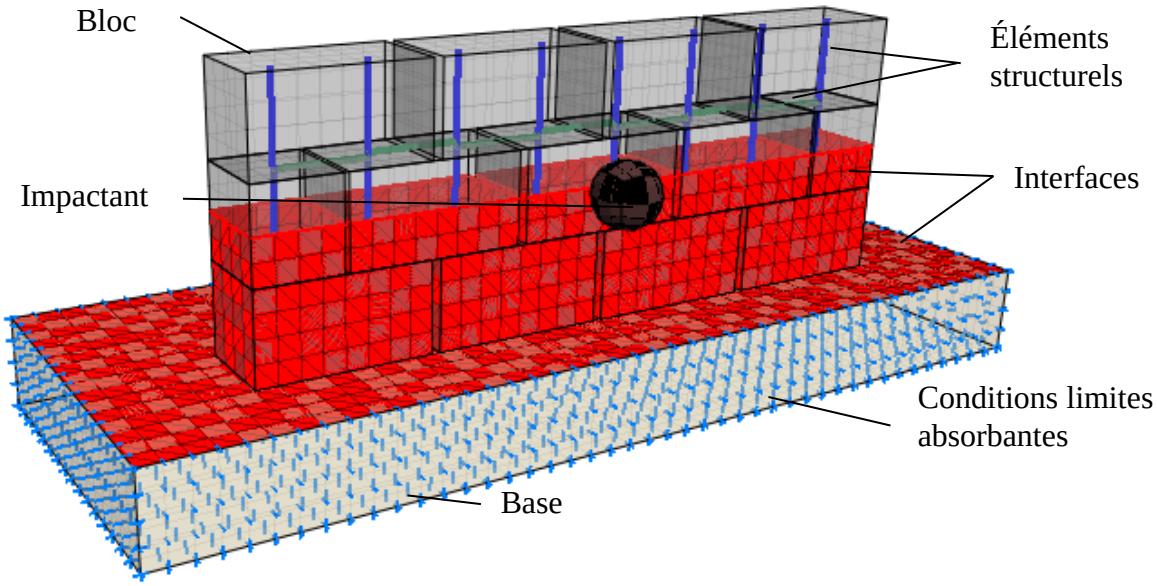


Figure 4.8 : Modèle d'un mur en Bloc Armé dans FLAC3D, éléments volumiques parallélépipèdes rectangles en contact par des interfaces et liaisonnés par des éléments structurels

4.3.2. Description des éléments constitutifs

4.3.2.1. Blocs béton

Les blocs sont des éléments volumiques de forme parallélépipédique rectangle dont les dimensions sont identiques à celles des blocs réels.
Pour respecter au mieux la géométrie des blocs utilisés dans l'ouvrage à échelle réelle, des chanfreins ont été intégrés dans la géométrie des blocs numériques. Les différences de géométrie

entre les blocs réels et numériques restent inférieures à 3 cm de sorte à ce que les positions des points extrêmes par rapport au centre du bloc soient très proches (Figure 4.9).

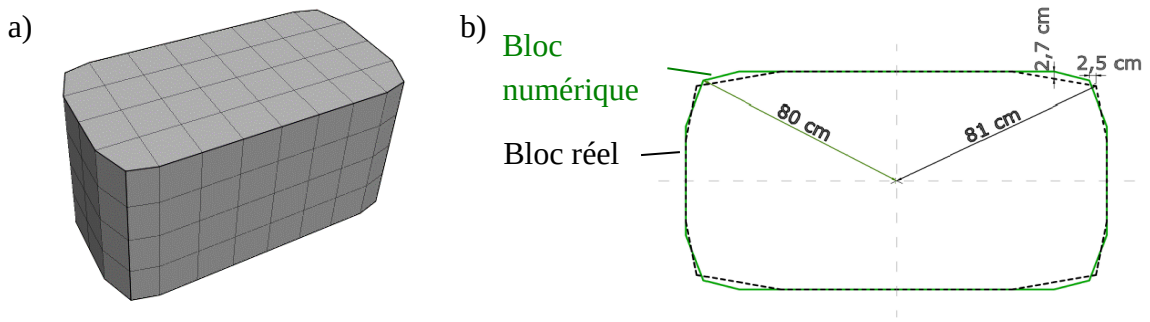


Figure 4.9 : Géométrie des blocs à échelle réelle avec chanfrein a) géométrie du bloc numérique b) comparaison de la section du bloc numérique avec la section du bloc réel

Les blocs sont discrétisés selon un maillage hexaédrique. La longueur du bloc est divisée en huit zones tandis que la hauteur et la largeur, de dimensions deux fois moindre que la longueur, sont divisées en quatre zones.

Pour les blocs, on retient une loi de comportement élasto-plastique appelée « Mohr-Coulomb » dans FLAC3D. Cette loi de comportement a été choisie car elle décrit assez simplement le comportement du béton tout en intégrant des mécanismes de dissipation d'énergie (par plastification dans le modèle numérique) qui traduisent globalement la dégradation du béton lors de l'impact. La prise en compte de la dissipation d'énergie liée à ce phénomène, sans description fine du comportement du matériau et de sa dégradation mécanique, est considérée suffisante pour l'utilisation du modèle dans un objectif de description du comportement global de l'ouvrage.

4.3.2.2. Base support

La base sur laquelle repose le mur, est un parallélépipède rectangle de grandes dimensions comparativement à la surface de contact du mur avec le sol. Les débords à l'avant et sur les côtés du mur sont au minimum de la largeur d'un bloc. Afin d'avoir suffisamment de débord après glissement du mur sur la base, le débord à l'arrière du mur est au moins égal à deux fois la largeur d'un bloc. La hauteur de la base est au moins égale à la hauteur d'un bloc.
Afin de conserver une bonne précision dans le comportement d'interface entre le mur et la base (interpénétration et frottement), les dimensions des mailles de la base sont choisies égales à celles des blocs.

Les dalles en béton, support des murs testés expérimentalement, ont été très peu dégradées lors des essais. Une loi de comportement élastique est donc choisie pour la base.

4.3.2.3. Impactants

Les géométries des impactants numériques sont choisies pour se rapprocher de la géométrie des impactants utilisés expérimentalement, à savoir une forme proche d'un rhombicuboctaèdre pour les essais à échelle réelle et un élément cylindrique à tête sphérique pour les essais à échelle réduite.

Le caractère anguleux de la géométrie de l'impactant du modèle à échelle réelle a causé plusieurs problèmes numériques. La présence d'interfaces sur les zones en coin de l'impactant, colorées en jaune sur la Figure 4.10a, entraînait une mise en rotation rapide de l'impactant au moment du contact avec le mur. Les interfaces ont alors été supprimées au niveau des coins. Malgré cette modification, il est apparu que les zones des coins, certainement du fait de leur géométrie tétraédrique (et non hexaédrique comme le reste de l'impactant), entraînaient également des instabilités de calcul résultant de déformations trop importantes lors des simulations à forte énergie. Pour éviter ces problèmes, source d'une mauvaise simulation de l'impact et d'une interruption des simulations, les coins sont supprimés du modèle de l'impactant comme présenté en Figure 4.10b.
Pour l'échelle réduite, la géométrie de l'impactant est déduite de celle de l'impactant réel (Figure 4.10c) ; un élément de 45 cm de long possédant une tête arrondie dont le rayon de courbure a été estimé à 10 cm.

Pour les deux échelles, la masse volumique de l'impactant est calculée de façon à ce que sa masse soit égale à celle de l'impactant réel.

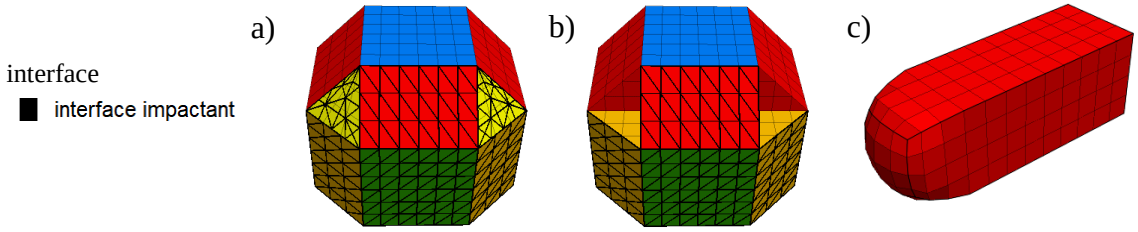


Figure 4.10 : Impactants utilisés pour les simulations a) à échelle réelle avant correction b) à échelle réelle après correction c) à échelle réduite

Le maillage de l'impactant est choisi pour obtenir des zones de dimensions proches de celles des zones modélisant les blocs. Aux deux échelles, les mailles de l'impactant sont plus petites que celles des blocs. Leurs côtés sont respectivement de 0,13 m pour 0,2 m pour les zones des blocs à échelle réduite et de 0,3 m pour 0,5 m pour les zones des blocs à échelle réelle.

Lors des essais, les impactants étaient en béton renforcé (échelle réelle) ou composé d'une coque en acier (échelle réduite). Dans les deux cas, les impactants n'ont pas montré de marque de dégradation importante ou de déformation plastique. Les matériaux constitutifs des impactants ont donc été modélisés en considérant des lois de comportement élastiques.

4.3.2.4. Plaques et barres de liaison métalliques

Les éléments structurels linéiques préexistant dans FLAC3D sont particulièrement adaptés à la représentation de renforts métalliques tels que ceux existants dans les structures *Bloc Armé* (Figure 4.11).

Des éléments « câbles » sont utilisés pour la modélisation des plaques métalliques disposées horizontalement entre les barres. En effet, ces plaques sont très peu sollicitées en flexion. Leur contribution dans la réponse de la structure est liée à leur comportement en traction et en compression.
Des éléments « pieux » sont utilisés pour la modélisation des barres métalliques mises en œuvre verticalement qui, dans la structure, sont à la fois sollicitées en flexion et en traction.
Les tubes métalliques placés autour des barres dans la structure à échelle réelle ne sont pas explicitement modélisés. Leur présence est prise en compte dans le modèle numérique par une augmentation locale de la section et des moments résistants des barres, aux endroits où se trouvent les tubes dans la structure (Figure 4.11).

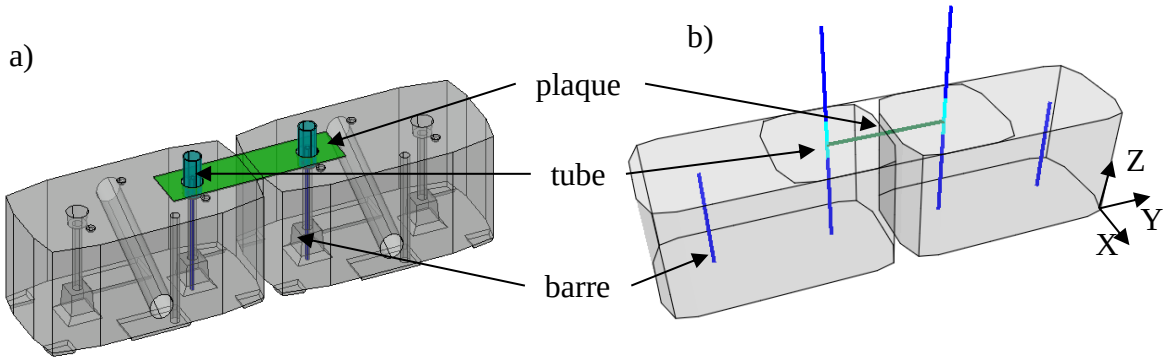


Figure 4.11 : Assemblage des blocs et des armatures de liaison : cas de la structure à échelle réelle a) assemblage réel testé b) modèle numérique

4.3.3. Interaction entre les éléments volumiques

4.3.3.1. Disposition générale

Les interfaces sont doublées pour tous les contacts bloc/base, bloc/bloc ou bloc/impactant. Des interfaces sont positionnées autour de l'impactant et des blocs et sur la face supérieure de la base (Figure 4.12). Pour le paramétrage des interfaces, trois types de contacts sont identifiés.

- Les contacts du mur sur la base qui concernent les interfaces de la base et les interfaces sur la face inférieure des blocs de la rangée basse du mur.
- Les contacts des blocs les uns avec les autres qui s'appliquent à toutes les autres interfaces des blocs, dont celles sur les faces verticales.
- Les contacts entre l'impactant et le mur qui s'appliquent à l'impactant et aux éléments interface des blocs qui sont susceptibles d'entrer en contact avec l'impactant.

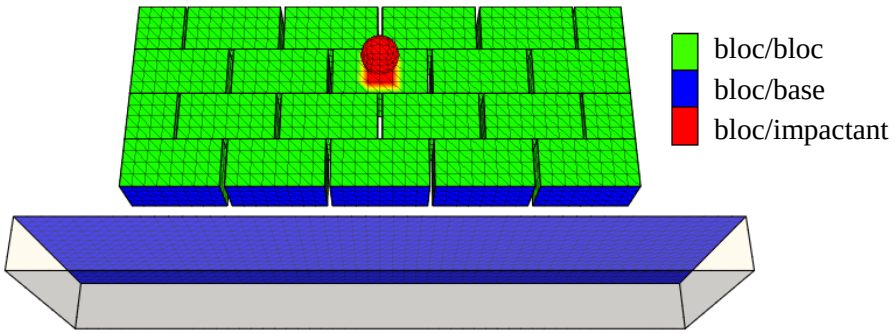


Figure 4.12 : Localisation des trois types d'interface pour le paramétrage du modèle

4.3.3.2. Études spécifiques concernant l'interface bloc/base

Afin de vérifier le comportement de la structure spécifique *Bloc Armé* au niveau de la base, les simulations tests présentées ici sont réalisées sur les modèles dits « de référence », spécifique à échelle considérée. Ces modèles comprennent un assemblage d'armatures tel que présenté dans le paragraphe 4.3.4. Les paramètres des modèles de référence, autres que ceux relatifs à l'interface base/mur, sont présentés aux paragraphes 4.4.1 et 4.5.1 pour les modèles à échelle réduite et réelle, respectivement.
Le contact normal à l'interface bloc/base est étudié puis la capacité du mur à glisser sur la base ou à pivoter sur son arête arrière jusqu'au renversement est évaluée.

Rigidité des interfaces

L'utilisation d'une rigidité de contact calculée selon l'équation proposée par Itasca (Équation 4.3) au niveau des interfaces entre les blocs et la base, entraine un effet de décollement du mur. Le mur est presque complètement soulevé de la base juste après l'impact. Un décollement, de l'ordre de $1x10^{-5}$ m est observé aux deux échelles.

Pour le modèle à échelle réduite, une réduction de la rigidité par un facteur 10 permet de réduire la surface à la base du mur sur laquelle le décollement est observé (Figure 4.13). Toutefois, le comportement en déplacement du mur n'est pas significativement modifié. Dans un objectif de modélisation réaliste du contact à l'interface entre la base et le mur, la rigidité de l'interface à la base du mur est ainsi divisée par 10 par rapport à la valeur critère proposée.
Pour le modèle à échelle réelle, la réduction n'est pas efficace pour réduire le phénomène de décollement. Réduire davantage la rigidité ne semble pas pertinent pour conserver un contact rigide entre les solides en contact (blocs et base) : la valeur de rigidité issue du critère est conservée.

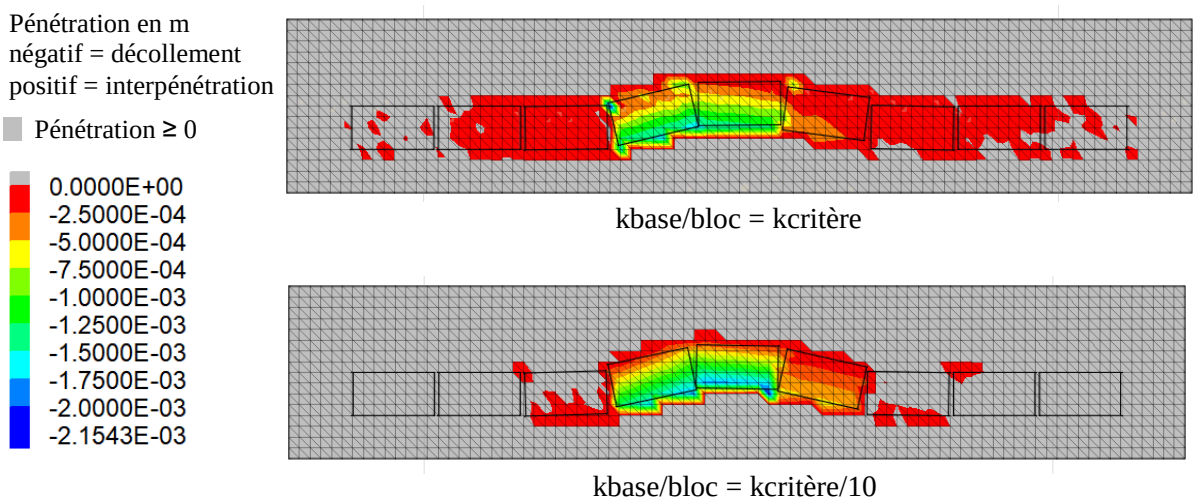


Figure 4.13 : Mise en évidence de la réduction de la surface décollée au contact mur/base par réduction des rigidités aux interfaces sur le modèle à échelle réduite : interpénétration et décollement bloc/base à 350 ms après impact

Glissement et renversement du mur sur la base

Comme l'ont montré les résultats expérimentaux, le comportement de la structure sous impact fait intervenir deux modes de déplacements principaux : le glissement sur la base et le pivotement du mur. La bonne représentation du glissement et des frottements à la base est nécessaire pour rendre compte de la déformation finale du mur. De plus, la reproduction du comportement dynamique de la structure et des déplacements réversibles par pivotement et soulèvement du mur, est indispensable pour prendre en compte le risque de rupture par basculement. Cela est également nécessaire pour intégrer les mécanismes de transfert d'effort et de dissipation d'énergie liés aux différents modes de déplacement (sollicitation des armatures, glissement...).

Plusieurs simulations statiques ont été réalisées pour vérifier la capacité du mur à glisser et à pivoter sur sa base. Un mur pyramidal a été testé à échelle réelle sous poussée statique.

Lorsqu'un bloc central en partie basse du mur est poussé progressivement avec un frottement faible à la base (15°), le mur glisse sur la base (Figure 4.14a).
Lorsqu'un bloc central en partie haute du mur est poussé progressivement avec un frottement moyen à la base (28°), les résultats montrent que la sollicitation entraîne tout d'abord le déplacement du bloc poussé, puis la mobilisation de l'assemblage d'armatures. L'ensemble du mur pivote alors sur son arête arrière jusqu'au basculement (Figure 4.14b). Même si ces tendances apparaissent réalistes, cette simulation a mis en évidence une limite du code à détecter les contacts entre des interfaces non parallèles. Lorsque l'angle entre deux interfaces devient trop élevé (ici entre la base et les blocs à la base du mur), les contacts ne sont plus détectés et le mur s'enfonce dans la base (Figure 4.14c). Cette limite se montre peu gênante pour l'utilisation du modèle numérique à des fins de dimensionnement des ouvrages. En effet, le problème de détection des

contacts survient alors que l'ouvrage a subi une forte rotation, synonyme de rupture par basculement. Cette limite n'a donc pas de conséquence sur les calculs tant que la sollicitation sur l'ouvrage ne se traduit pas par une rotation élevée.

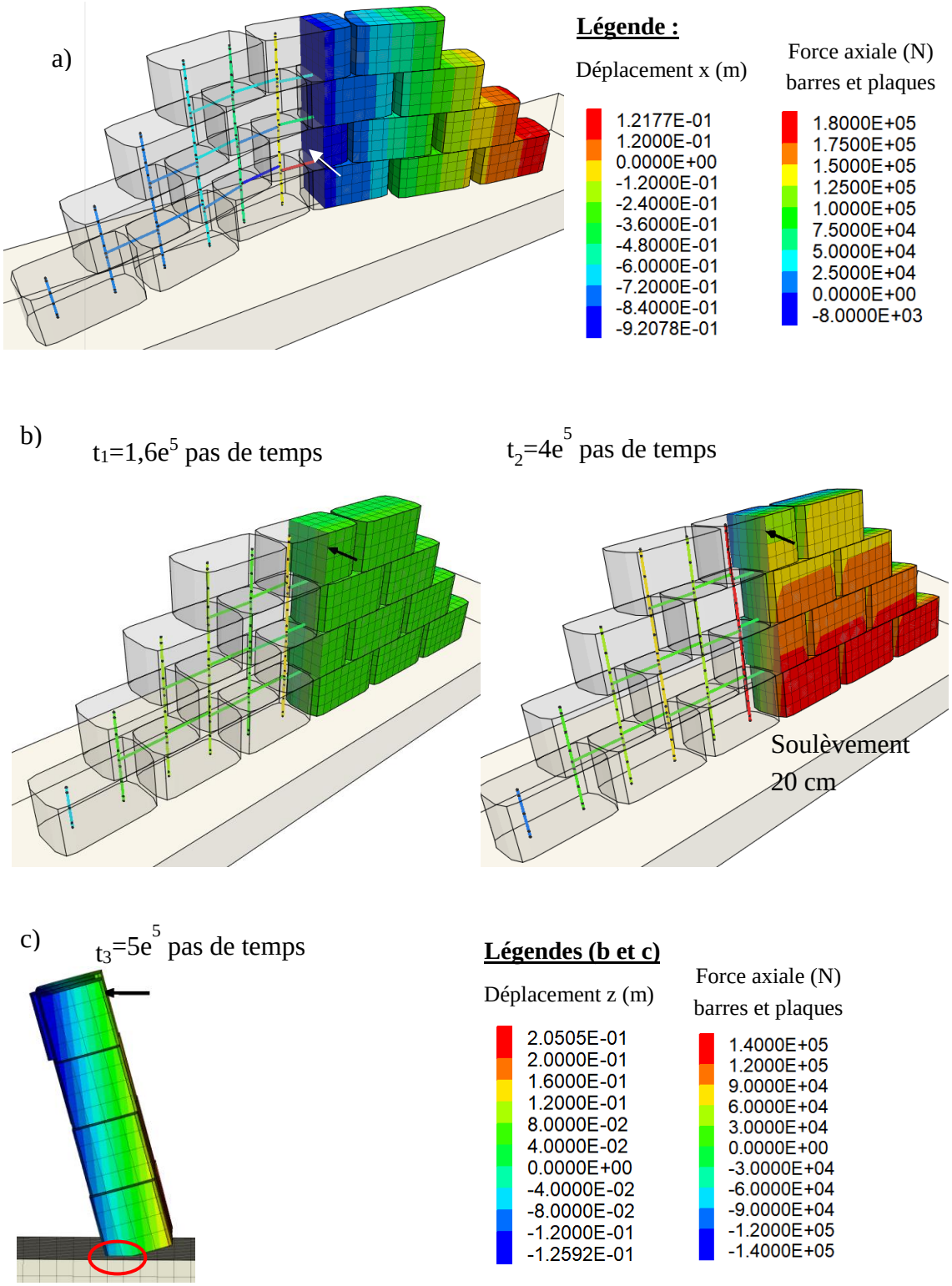


Figure 4.14 : Test de poussée statique d'un mur a) déplacement par glissement sur la base b) pivotement sur l'arête arrière et renversement progressif c) pénétration excessive au niveau de l'arête arrière

4.3.4. Assemblage des éléments structurels de liaison

4.3.4.1. Assemblage et interactions avec les blocs

Dans le modèle numérique, hormis les tubes, tous les éléments métalliques sont représentés comme présenté en Figure 4.15. Deux barres verticales par blocs traversent la structure de sa base jusqu'à son couronnement. De façon à assurer la liaison barre/bloc et à prendre en compte correctement la flexion des barres, les barres sont discrétisées par plusieurs nœuds sur la hauteur d'un bloc, disposés symétriquement de part et d'autre des interfaces entre les blocs superposés. Dans le plan horizontal, les blocs voisins sont reliés par les plaques (modélisées par des éléments câbles) placées en quinconce en partie haute ou basse de l'interface. Les plaques sont formées par un élément unique défini entre deux nœuds. Pour s'assurer que les plaques soient correctement attachées à deux blocs distincts (disposition en quinconce), celles-ci sont légèrement décalées vers le haut ou le bas par rapport à l'interface concernée.
Les repères relatifs aux éléments structurels de liaison, identifiés par un indice « b » pour les barres et « p » pour les plaques sont présentés en Figure 4.15.

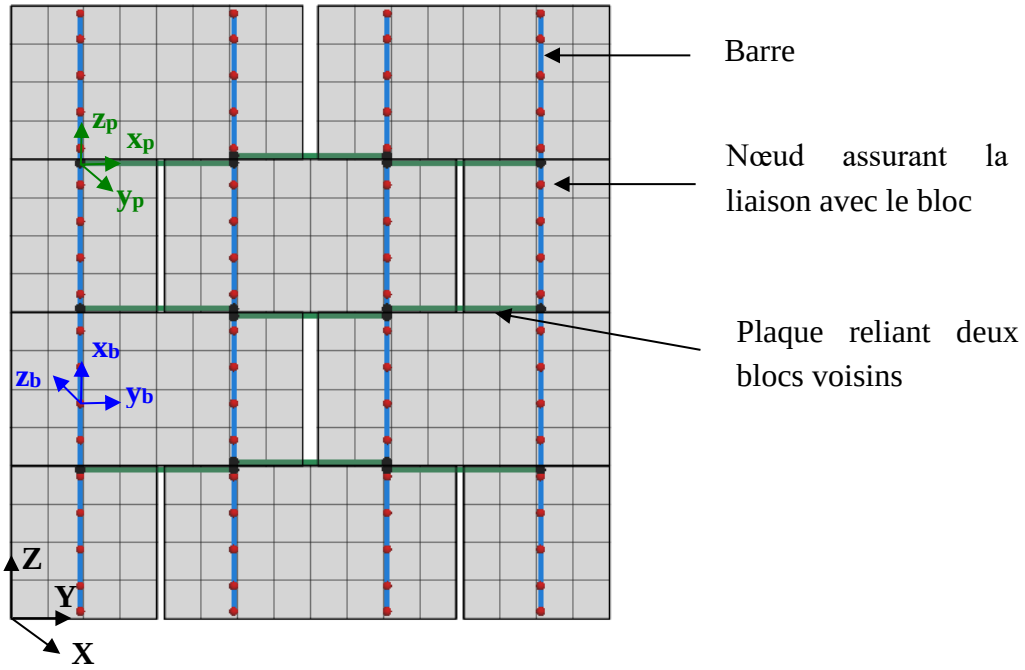


Figure 4.15 : Modèle d'armatures : barres traversant le mur sur toute la hauteur et plaques reliant horizontalement les blocs placés en quinconce.

A la différence des renforts synthétiques dans des remblais renforcés ou des armatures dans du béton armé par exemple, les armatures de la structure étudiée ici sont non adhérentes aux blocs en béton. Dans la structure réelle, les barres sont libres de se déplacer transversalement dans les réservations circulaires présentes dans les blocs. De même, les plaques positionnées autour des barres (ou les tubes) peuvent se déplacer légèrement suivant l'horizontale avant d'être mobilisées.

Ainsi les jeux de déplacement suivants existent dans l'assemblage :

- le jeu entre les barres et les réservations des blocs,
- le jeu entre les plaques et les barres (échelle réduite) ou entre les plaques et les tubes (échelle réelle).

Des représentations simplifiées des assemblages à échelle réelle et réduite, faisant apparaître les jeux existants et leurs amplitudes, sont présentées en Figure 4.16.

Dans le modèle numérique, les armatures métalliques sont modélisées par des éléments structurels qui interagissent avec le maillage des blocs au niveau des nœuds par l'intermédiaire de liens. Lorsque les nœuds sont libres en déplacement, les armatures peuvent se déplacer au travers des blocs. Cette situation irréaliste ne permet pas de modéliser l'apport mécanique des éléments structurels. Lorsque les nœuds sont fixes, les armatures sont attachées rigidement au bloc. La structure modélisée, plus rigide qu'en réalité, permet de rendre compte globalement du comportement de la structure mais est peu adaptée à une bonne description des déplacements en amplitude.

Pour mieux prendre en compte le comportement de la structure, des jeux transversaux sont introduits à l'aide de liens auxquels on attribue des conditions en déplacement déformables de type « Pile-Yield-Dependant » (PYDP). La rigidité tangente des liens est actualisée au cours des simulations pour permettre une liberté de déplacement dont l'amplitude reste limitée :

- si le déplacement est inférieur au jeu toléré, l'affectation d'une valeur de rigidité nulle libère le nœud en déplacement,
- si le déplacement est supérieur ou égal au jeu toléré, l'affectation d'une valeur de rigidité tangente très élevée empêche tout nouveau déplacement relatif du nœud et permet ainsi de simuler la mise en butée de la barre sur le bloc.

La condition PYDP est appliquée selon les axes locaux y_b et z_b pour les liens des barres et selon les axes x_p et y_p pour les plaques.
Pour que les liens ne plastifient pas, la force cohésive normale résistante est choisie suffisamment élevée.

Dans les structures, les barres sont bloquées aux extrémités hautes et basses par la présence d'écrous. Dans les modèles, les nœuds des barres, sont libres de se déplacer selon l'axe longitudinal à la barre, sauf ceux situés aux extrémités.

Lors des essais à échelle réduite, un mauvais serrage des écrous a été observé. Pour les nœuds extérieurs hauts, le blocage en déplacement selon l'axe local x_b des barres a été remplacé par une condition déformable de type « Normal-Yield » afin de permettre un léger jeu vertical. Ainsi, sur le même principe que pour les éléments de type « Pile-Yield-Dependant » (PYDP), ces nœuds sont libres de se déplacer par rapport à la zone cible, jusqu'à une certaine valeur à partir de laquelle le déplacement est bloqué. L'intégration de ce jeu, en assouplissant les déplacements, permet

également de prendre en compte les irrégularités géométriques (dimensions et positionnement des blocs) et l'apparition d'épaufrures observées sur les structures à échelles réduites.
Pour les plaques, les nœuds sont bloqués en déplacement par rapport à la zone cible selon leur axe local z_p.

Les rotations sont libres pour l'ensemble des nœuds dans toutes les directions.

Les conditions appliquées aux différents nœuds du modèle, exprimés dans leurs repères locaux, sont résumées en Figure 4.16c.

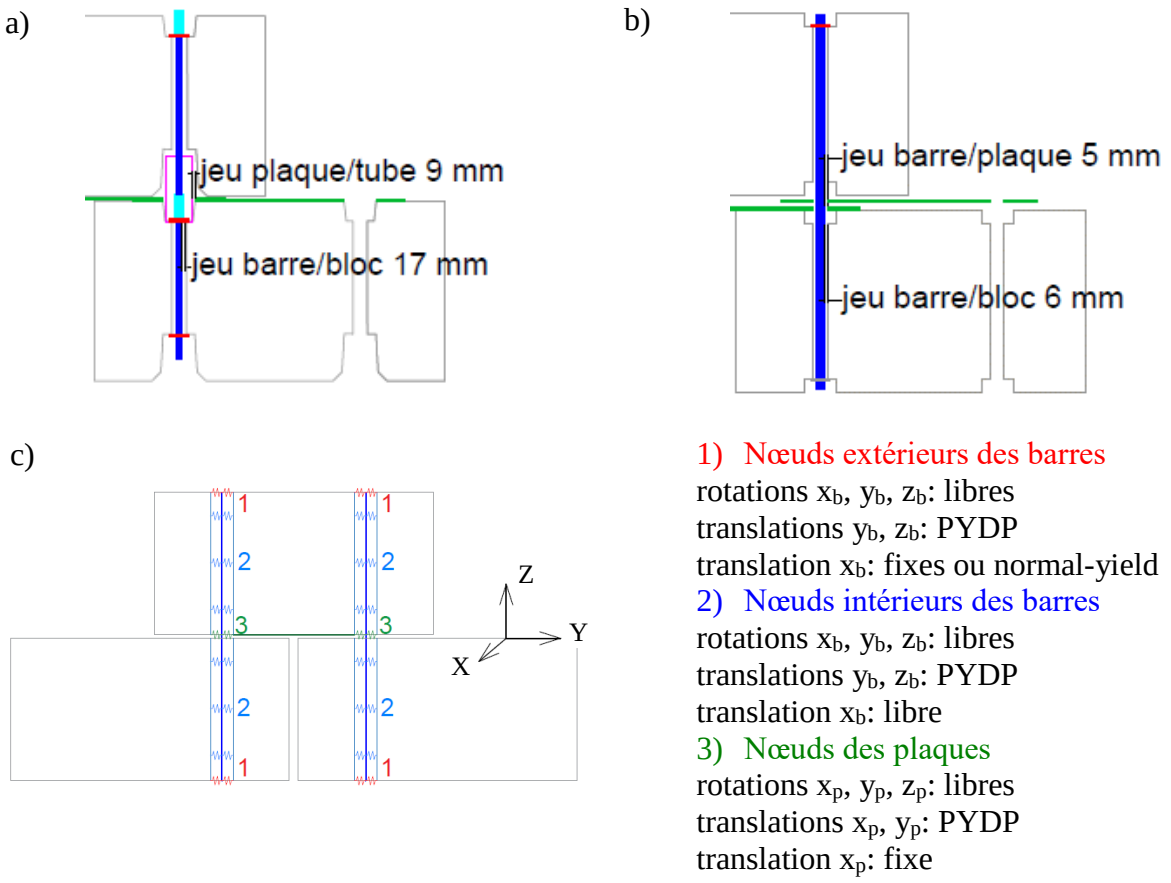


Figure 4.16 : Représentation simplifiée des assemblages a) structure à l'échelle réelle b) structure à l'échelle réduite c) modèle numérique

4.3.4.2. Validation de la procédure de prise en considération du jeu entre les éléments structurels et les blocs

Le bon fonctionnement des liens déformables et de l'algorithme spécifique développé pour la représentation du jeu est vérifié à l'aide d'une simulation statique sur un modèle simplifié : ensemble de quelques blocs, liés entre eux par des barres. Comme présenté en Figure 4.17, le mur est sollicité horizontalement par des forces statiques appliquées sur les nœuds du bloc central,

suivant un cycle aller-retour. Le suivi de la rigidité du lien et du déplacement relatif du nœud par rapport à la zone cible atteste du comportement suivant :

1) Le bloc est poussé selon l'axe X positif, la rigidité du lien est nulle en début de calcul, le déplacement du bloc est libre par rapport à la barre (le bloc est poussé mais la barre reste en place),
2) Le déplacement relatif entre le bloc et la barre atteint le jeu limite (fixé à 1 cm dans la simulation), la rigidité tangente du lien devient grande et le déplacement relatif entre le bloc et la barre n'évolue plus (le bloc entraîne la barre comme si elle était plaquée contre le bord de la réservation),
3) Alors que le bloc est poussé dans la direction opposée, la rigidité tangente est réinitialisée à zéro car le déplacement relatif entre le bloc et la barre diminue,
4) Le déplacement relatif entre le bloc et la barre fini par atteindre le jeu limite (dans l'autre direction), on affecte à la rigidité tangente une valeur élevée et le déplacement relatif entre le bloc et la barre est maintenu à 1cm

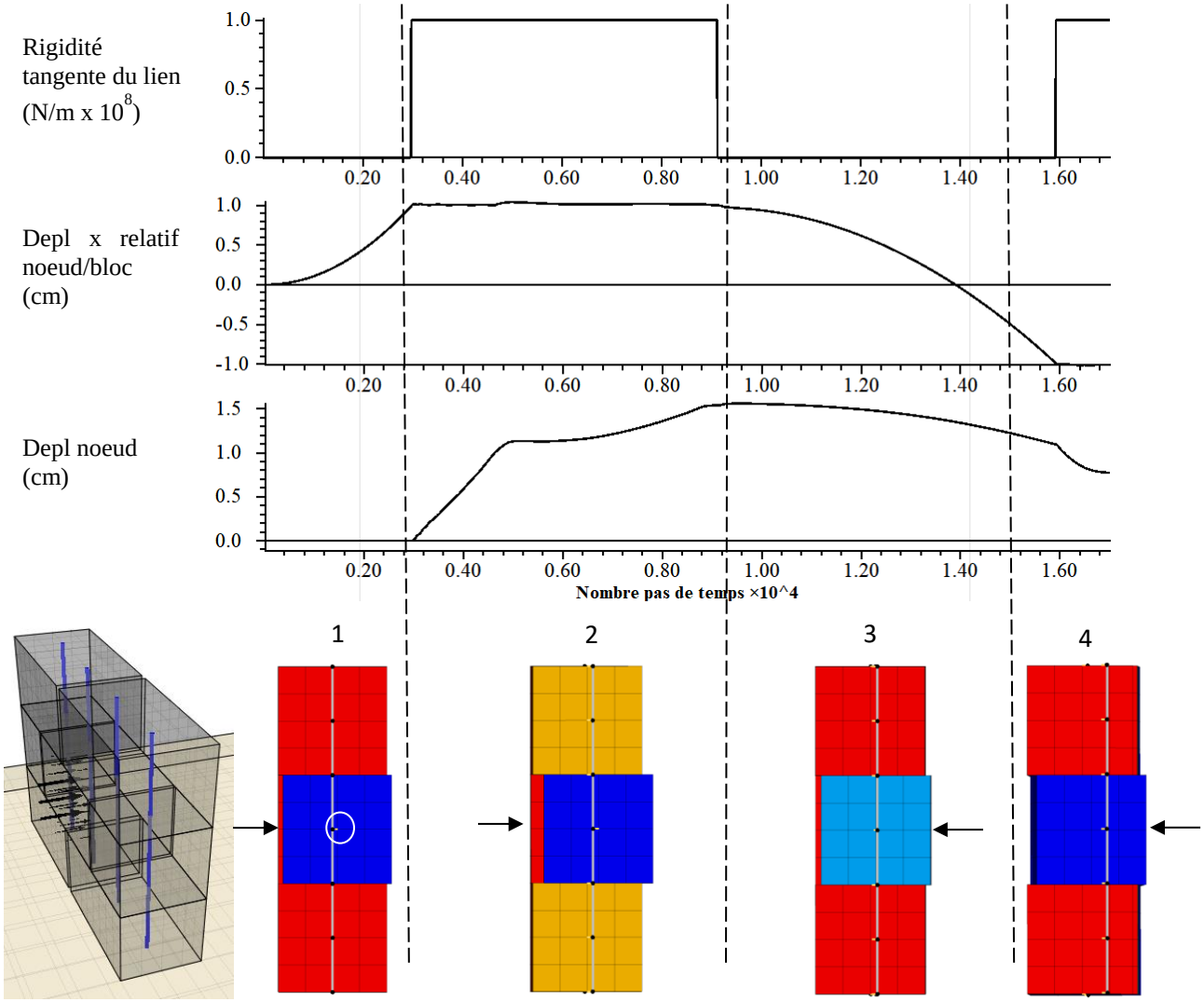


Figure 4.17 : Test de poussée sur un assemblage de blocs avec barres de liaison pour la vérification du principe de jeu dans la structure

Ces résultats valident le modèle et l'algorithme de gestion du jeu. Le contact entre un nœud des armatures et le bloc est activé lorsque le déplacement atteint le déplacement limite autorisé et il est désactivé si le déplacement est réduit.

De plus, comme le montre la simulation statique de renversement du mur sur la base, présentée au paragraphe 4.3.3.2, le réseau d'armature ainsi conçu reste pertinent pour des grands déplacements du mur.

4.3.5. Conditions limites

4.3.5.1. Condition limites absorbantes aux bords de la base

Une condition « absorbante », proposée dans FLAC3D, est imposée aux bords latéraux et à la face inférieure de la base supportant le mur. Cette condition permet de considérer la continuité d'un milieu en laissant circuler librement les ondes élastiques au travers des zones. La condition absorbante s'applique dès que le mode « dynamique » est activé. Au moment de la mise en place de la condition absorbante, des forces extérieures, opposées aux charges statiques, remplacent les conditions de fixité aux nœuds. Pendant les simulations dynamiques, les déplacements de la base sont alors amortis par la mise en œuvre de forces visqueuses qui s'opposent au mouvement des nœuds.

Par construction, la force extérieure appliquée à chaque nœud sous la base est constante, et a été calculée en conditions statiques. Durant les simulations d'impact, le mur est déplacé sur la base, ce qui créé un déséquilibre en certains nœuds sous la base, entre les efforts extérieurs et les efforts dus au poids. Ce déséquilibre se traduit par un léger pivotement de la base, avec des déplacements vers le bas pour les nœuds de la base à l'arrière du mur et des déplacements vers le haut des nœuds de la base à l'avant du mur. Ces déplacements très lents, restent cependant faibles, inférieurs au millimètre, même après une durée de simulation supérieure à deux fois le temps nécessaire au déplacement du mur. L'influence de ce phénomène sur les résultats de simulation, en termes de réponse globale de la structure, est ainsi négligeable.

4.3.5.2. Condition limites de l'impactant

En conditions expérimentales, les impactants sont suspendus par un câble ou par une chaîne, les empêchant de chuter tout en leur conférant une certaine liberté de rotation.
Dans les simulations numériques, par simplification, le câble d'attache n'est pas modélisé : il faut alors faire le choix de laisser l'impactant complétement libre de se déplacer ou de lui appliquer des conditions aux limites en déplacement contraignant par exemple son déplacement vertical. L'application de conditions en déplacement fixes selon l'axe Z sous l'impactant a pour effet de contraindre également la rotation du bloc et n'a pas été retenue. Numériquement, l'impact est

caractérisé par un ou plusieurs contacts très courts entre l'impactant et le mur. Le temps d'impact étant bref, les déplacements verticaux de l'impactant dus à la condition libre de l'impactant restent négligeables. De plus, pour éviter de perturber la simulation par la chute de l'impactant sur la base après l'impact, celui-ci est déplacé au loin du mur juste après l'impact.

4.3.6. Méthode de simulation d'impacts

Les simulations d'impact consistent à simuler la collision entre un impactant en mouvement et le mur. La méthodologie de calcul suit la chronologie suivante :

1) Stabilisation statique du mur sous poids-propre : le mur et la base sont créés et un calcul est réalisé en mode statique jusqu'à l'état d'équilibre que l'on considère atteint lorsque le ratio des forces non balancées devient inférieur à $1x10^{-5}$.
2) Simulation dynamique d'impact : l'impactant est positionné à proximité du mur et une vitesse spécifique lui est attribuée. La simulation est réalisée avec les options « grande déformation » et « dynamique ». Elle est considérée terminée lorsque les déplacements du mur se stabilisent

En dehors de l'amortissement lié aux conditions limites « absorbantes » et aux mécanismes inhérents au modèle (plasticité, frottement...), aucun amortissement numérique n'est ajouté.

4.4. Simulations d'impact sur mur à échelle réduite

Les études préliminaires menées sous sollicitations statiques ont mis en avant la capacité du modèle à reproduire les comportements principaux de la structure (Furet et al.,2020a ; Furet et al., 2020b), à savoir :

- les déplacements relatifs des blocs les uns sur les autres (par présence du jeu notamment),
- le pivotement du mur, jusqu'à renversement éventuel,
- le glissement du mur sur la base.

Afin d'étudier la capacité du modèle à reproduire le comportement réel de la structure sous impact, les résultats d'une simulation numérique sur un modèle dit « de référence », établi sur la base de données expérimentales et/ou issues de la littérature, sont confrontés aux résultats expérimentaux. Les résultats numériques sont également utilisés pour analyser de manière approfondie le comportement de la structure. Les analyses permettent notamment une étude détaillée concernant les modes de dissipation d'énergie. Enfin, des études paramétriques sont menées pour évaluer la pertinence des hypothèses émises lors de l'établissement du modèle de référence et déterminer l'influence des différents paramètres sur la réponse du modèle.

4.4.1. Présentation d'un modèle de référence

Les choix généraux pour la modélisation de la structure sont définis dans le paragraphe 4.3. Nous présentons ici le paramétrage du modèle à échelle réduite.

4.4.1.1. Éléments volumiques

Blocs béton

Des essais de compression et des essais de traction par fendage ont été effectués sur des éprouvettes cylindriques de béton obtenues après carottage des blocs (Annexe 4).

Les essais de compression, instrumentés de capteurs de déplacement, permettent de déterminer la résistance à la compression et le module d'Young en compression du béton. Les trois essais de compression réalisés indiquent des valeurs moyennes de 37 MPa pour la résistance à la compression et de 5,8 GPa pour le module d'Young. La valeur du module d'Young est retenue pour le modèle.

Les essais de fendage rendent compte de la résistance du béton à la traction. Pour les blocs à échelle réduite, un seul essai de traction a pu être réalisé. Une valeur de résistance à la traction de 3.7 MPa a été obtenue. D'après l'Eurocode 2, la résistance moyenne à la traction peut être estimée par : $f_{ctm} = 0,3 \times (f_{ck})^{2/3} = 2,9$ MPa avec fck = 30 MPa (classe du béton). La valeur issue de l'Eurocode a été choisie, car jugée plus représentative qu'une seule mesure expérimentale.

Le critère de rupture retenu pour le béton (Mohr Coulomb) est associé à la définition d'un angle de frottement et d'une cohésion qui, dans notre approche, sont utilisés pour rendre compte d'une certaine dégradation plastique du béton. L'hypothèse d'une droite de rupture tangente aux cercles de Mohr des essais de traction et de compression (Annexe 4) a été retenue pour estimer la cohésion et l'angle de frottement (respectivement de 6 MPa et 55° pour le modèle de référence). Compte tenu des incertitudes associées à cette approche de modélisation et aux valeurs retenues pour ces deux paramètres, des valeurs différentes ont été testées lors de l'étude de sensibilité pour en déterminer l'influence (paragraphe 4.4.4).

La déformation volumique du béton n'ayant pu être mesurée correctement lors des essais de caractérisation, le coefficient de Poisson est défini d'après la littérature. Une valeur de 0,2 couramment employée pour le béton est choisie.
L'angle de dilatance est fixé à une valeur nulle. L'influence de ce paramètre est étudiée en combinaison de l'angle de frottement dans les études de sensibilité (paragraphe 4.4.4).

Pour les blocs à échelle réduite, la masse volumique est calculée directement à partir du poids moyen des blocs, tous pesés lors des essais.

Base et impactant

Pour la base, on retient les mêmes valeurs de module d'Young et de coefficient de Poisson que pour les blocs.

Pour l'impactant, la valeur du module d'Young est doublée par rapport au module des blocs et le coefficient de Poisson est choisi égal à celui des blocs.

Les lois de comportement et les caractéristiques mécaniques associées aux différents éléments volumiques du modèle sont présentées dans le Tableau 4.1.

	Échelle réduite		
Paramètre	**Blocs**	**Base**	**Impactant**
Loi de comportement	Mohr-Coulomb	Élastique	Élastique
Masse volumique (kg/m³)	2220	2500	3675
Module d'Young (Pa)	$5{,}8 \times 10^{9}$	$5{,}8 \times 10^{9}$	$1{,}2 \times 10^{10}$
Coefficient de Poisson (-)	0,2	0,2	0,2
Résistance à la traction (Pa)	$2{,}9 \times 10^{6}$	-	-
Cohésion (Pa)	$6{,}0 \times 10^{6}$	-	-
Angle de frottement (°)	55	-	-
Angle de dilatance (°)	0	-	-

Tableau 4.1 : Lois de comportement et valeurs retenues pour le paramétrage des éléments volumiques du modèle à échelle réduite : blocs, base et impactant

4.4.1.2. Eléments d'interfaces

Les interfaces du modèle étant purement frottantes, des valeurs nulles sont attribuées aux résistances à la traction et en cisaillement ainsi qu'à la cohésion.

Le paramétrage des rigidités des interfaces entre éléments est basé sur le critère Itasca et est réduit d'un facteur 10 pour les interfaces bloc/base. La rigidité élevée de l'impactant explique la rigidité plus élevée au contact bloc/impactant. Ainsi les rigidités utilisées sont les suivantes :

- kbase/bloc = $1{,}3 \times 10^{11}$ Pa/m
- kbloc/bloc = $1{,}3 \times 10^{12}$ Pa/m
- kbloc/impactant = $4{,}0 \times 10^{12}$ Pa/m

Dans notre modèle, les angles de frottement entre blocs et entre la base et les blocs jouent un rôle important vis-à-vis du déplacement de la structure.

Comme présenté dans le Chapitre 3 (paragraphe 3.4.2.3), les angles de frottement ont été mesurés statiquement au contact bloc/bloc et bloc/base. Pour les essais à échelle réduite, l'angle de frottement est de 23° pour l'interface entre blocs et de 27° pour l'interface entre bloc et base.
Sous une sollicitation dynamique, le comportement à l'interface entre deux éléments solides est modifié et les angles de frottement aux interfaces sont généralement plus faibles qu'en statique. Une réduction de 25% a été adoptée. Cette valeur est en accord avec les observations faites dans la littérature pour d'autre types d'interfaces (Stoltz et al.,2012) et a été validée numériquement par une étude paramétrique (paragraphe 4.4.4).
L'angle de frottement entre l'impactant et les blocs est choisi arbitrairement à 25°. Ainsi les valeurs utilisées sont les suivantes :

- φbloc/base = 20°
- φbloc/bloc = 17°
- φbloc/impactant = 25°

4.4.1.3. Éléments structurels de liaison

Concernant les câbles représentant les plaques métalliques, le module d'Young et le coefficient de Poisson sont définis d'après les valeurs de l'acier de construction (Tableau 4.6). La section de l'élément est choisie égale à la section minimale de la plaque, soit à la section au droit de la réservation. Chaque plaque est définie par un seul élément câble délimité entre deux nœuds. La force limite de résistance en traction est calculée en fonction de la section de l'élément et de la contrainte limite élastique de l'acier. La résistance à la compression est supposée infinie. La géométrie de l'élément étant très différente de la géométrie réelle (Figure 4.11), la densité numérique de l'élément est calculée afin que la masse d'un élément câble soit égale à la masse d'une plaque réelle.

Concernant les pieux représentant les barres, des valeurs similaires à celles définies pour les plaques sont utilisées pour le module d'Young et le coefficient de Poisson. La section des pieux ainsi que la force limite de résistance en traction et les moments résistants qui en découlent respectent la géométrie réelle des barres, de section circulaire. La géométrie (section et longueur) des barres modélisées restant similaire à celles des barres réelles, la densité numérique est égale à la densité réelle de l'acier. Chaque barre est discrétisée par un ensemble de nœuds de sorte à ce qu'il y ait 4 nœuds par blocs et que les nœuds soient placés en symétrie de part et d'autre des interfaces entre les rangées de blocs.

	Barres Pieux	Plaques Câbles
Densité (kg/m^3)	7800	18275
Module Young (Pa)	2,1x10^{11}	2,1x10^{11}
Coefficient de Poisson (-)	0,3	0,3
Section (m^2)	3,1x10^{-4}	9,0x10^{-5}
Force limite de résistance en traction (N)	1,5x10^5	2,1x10^4
Déformation à la rupture (-)	0,12	-
Moment d'inertie y (m^4)	7,8x10^{-9}	-
Moment d'inertie z (m^4)	7,8x10^{-9}	-
Moment polaire (m^4)	1,5x10^{-8}	-

Tableau 4.2 : Paramètres des éléments structurels du modèle de référence à échelle réduite

Nous notons que les nœuds des plaques sont liés aux blocs par des liens qui permettent un certain jeu avant de constituer une butée. Pour le modèle à échelle réduite, le jeu fonctionne entre la plaque et la barre qui elle-même peut se déplacer dans le bloc. Pour prendre en compte le jeu total entre les divers éléments, le jeu retenu entre la plaque et le bloc est égal à la somme du jeu barre/plaque (1) et du jeu barre/bloc (2) (Figure 4.18)

Ainsi les valeurs sont :

- jeu barre/bloc = 6 mm,
- jeu plaque/bloc = 11 mm.

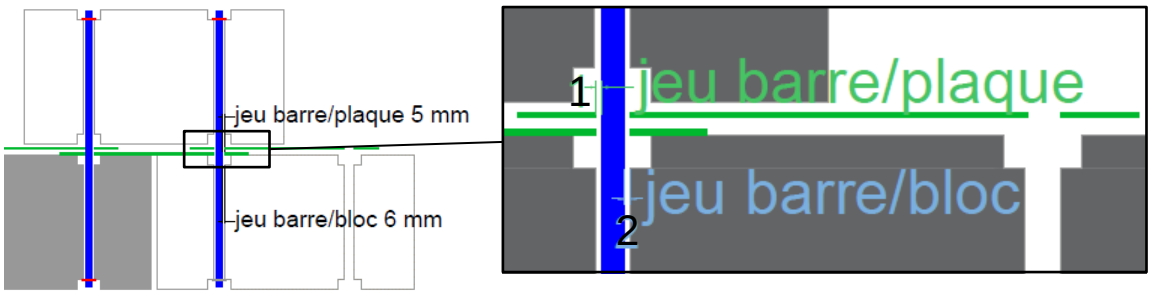


Figure 4.18 : Jeux de déplacement existant dans la structure à échelle réduite

Comme présenté au paragraphe 4.3.4.1, un jeu vertical est ajouté en tête des barres. Sans ce jeu, la structure se montre très rigide par rapport à la structure expérimentale à échelle réduite et les déplacements restent faibles en comparaison des résultats expérimentaux. Un jeu vertical de 6 mm s'est avéré adapté pour représenter le comportement de la structure.

4.4.1.4. Simulation

L'impactant est positionné de façon à ce que son axe long soit dans le plan horizontal et parallèle à l'axe X. Un impact horizontal est simulé en imposant à l'impactant un vecteur vitesse colinéaire à l'axe d'impact X. La géométrie et la masse de l'impactant, ainsi que la vitesse d'impact considérées pour les modélisations, correspondent aux données expérimentales. Toutefois, l'horizontalité de l'impact représente une simplification par rapport à la réalité des essais à échelle réduite pour lesquels l'impactant a parfois percuté le mur selon une trajectoire légèrement inclinée par rapport à l'horizontale, suite à sa rotation par rapport au point d'attache avant ou pendant l'impact.

4.4.2. Méthode d'analyse des résultats

L'outil de modélisation numérique FLAC3D permet d'obtenir de nombreuses variables à tout moment de la simulation. Les principaux résultats utilisés pour comparaison avec les résultats expérimentaux et pour l'analyse du comportement du modèle sont présentés dans les paragraphes suivants.

4.4.2.1. Déformation globale de la structure

FLAC3D permet de représenter l'état déformé du modèle et d'établir à l'aide d'une échelle de couleur une cartographie en intensité de certaines variables en tous points du modèle. Ces cartographies seront principalement utilisées pour l'analyse des déplacements résiduels, préférentiellement par l'affichage du déplacement selon l'axe d'impact X.

4.4.2.2. Déplacement de certains points de la structure

Afin d'analyser le comportement dynamique de la structure, les déplacements de l'ouvrage selon l'axe d'impact X et l'axe vertical Z sont suivis dans le temps en trois points caractéristiques : le point d'impact et deux points en face avant du mur à l'axe de l'impact, l'un en haut de l'ouvrage et l'autre en pied (Figure 4.19).
Dans le modèle numérique, l'impact est orienté selon l'axe X négatif, cependant, par convention, pour les représentations graphiques les valeurs selon X sont données positives dans le sens de l'impact.

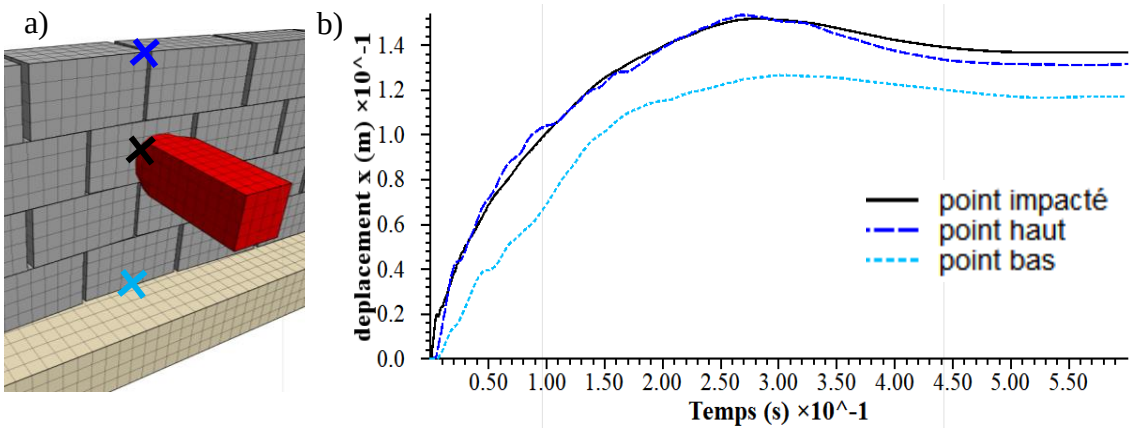


Figure 4.19 : Déplacements du mur dans l'axe d'impact a) localisation des points suivis b) résultats de simulation avec le modèle de référence

4.4.2.3. Force d'impact

Les contraintes dans les éléments d'interface sont utilisées pour calculer les forces de contact normales et tangentielles entre l'impactant et le mur. La force en chaque nœud des interfaces est obtenue en multipliant la contrainte dans l'élément par l'aire d'influence du nœud. La somme de ces forces nodales pour les interfaces en contact (côté mur et côté impactant) permet d'obtenir la force d'impact.

4.4.2.4. État de plastification des blocs (dégradation)

Tels qu'ils sont modélisés, les blocs ne peuvent être ni fracturés ni fissurés. Cependant le logiciel FLAC3D permet d'accéder au mode de déformation plastique de chaque zone du modèle et donc de donner des informations sur l'état de rupture en cisaillement ou en traction de l'ouvrage.

4.4.2.5. Dissipation d'énergie

L'énergie dissipée par plastification dans les éléments volumiques est donnée directement par FLAC3D. Le développement de fonctions spécifiques, à l'aide du langage Fish, rend possible le calcul des quantités d'énergie dissipées par frottement aux contacts. La méthode de calcul, présentés en Annexe 3.23.1, est appliquée pour déterminer explicitement l'énergie dissipée par frottement aux contacts bloc/bloc, bloc/base et bloc/impactant.

4.4.3. Analyse et comparaison des résultats numériques et expérimentaux

Les résultats présentés ici concernent la structure à échelle réduite soumise à un impact à une énergie de 1 040 J sur un mur droit (D) comportant 4 rangées de 9 blocs. L'impactant de 35 kg percute le mur à une vitesse de 7,7 m/s sur un bloc centré de l'ouvrage à une hauteur d'impact Hi = 0,5 m.

4.4.3.1. Déplacements du mur

La comparaison des résultats fait apparaître une déformée similaire entre l'expérimentation et la simulation (Figure 4.20). Les blocs extérieurs sont peu déplacés et une déformée en V s'étend de l'axe d'impact ou le déplacement est maximal jusqu'à une largeur de deux blocs de part et d'autre de l'axe d'impact. Le déplacement maximal est de 14 cm pour la simulation, et est inférieur d'environ 18% aux 17 cm observés expérimentalement.

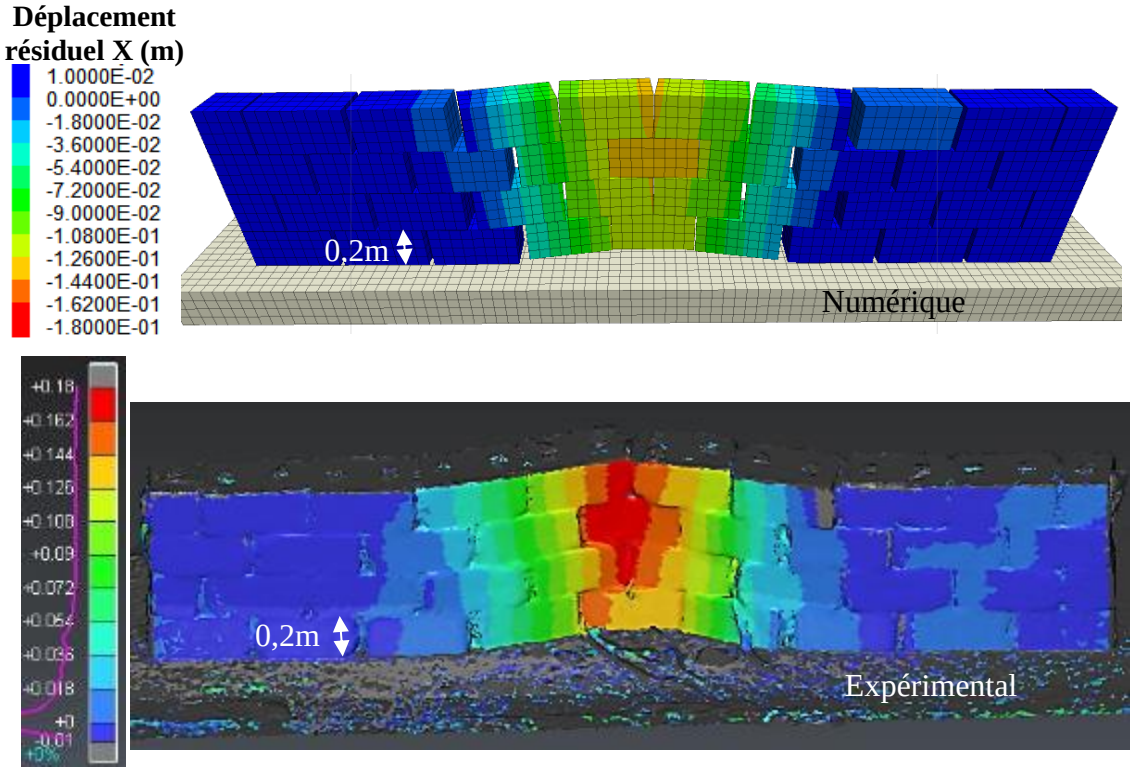


Figure 4.20 : Comparaison des résultats numériques et expérimentaux concernant les déformations d'un mur droit après un impact à 1 040 J à Hi = 0,5m

La comparaison de l'évolution du déplacement du point haut du mur avec les résultats expérimentaux issus du pointage vidéo (Figure 4.21) montre une cinématique proche. Le déplacement du mur augmente régulièrement jusqu'au déplacement maximal, observé à 250 ms environ, avant un retour jusqu'au déplacement résiduel atteint après une durée avoisinant 450 ms.

Cependant, on note un déplacement réversible en tête légèrement plus faible pour la simulation numérique.

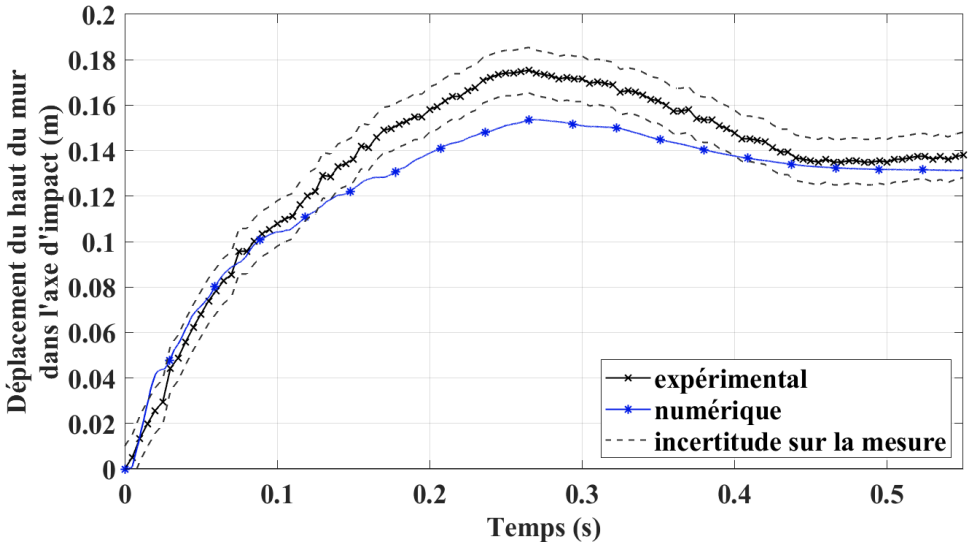


Figure 4.21 : Déplacement en haut du mur au droit de l'impact : comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques

Les résultats principaux en termes de déplacements de l'ouvrage mesurés expérimentalement et obtenus numériquement sont comparés dans le Tableau 4.3. La valeur résiduelle relative au point haut est issue du pointage vidéo. La précision des mesures et le léger décalage par rapport à l'axe d'impact de la position du point suivi lors du pointage expliquent les différences de valeur avec celle observée sur la cartographie issue de la photogrammétrie (Figure 4.20a).

1 040J - Hi = 0,5 m	**Mur droit (D)**	
déplacement selon l'axe x (m)	**Expérimental**	**Numérique**
déplacement bas résiduel (d_{bas})	0,14	0,12
déplacement haut maximal (d_{max})	0,18	0,15
déplacement haut résiduel (d_{haut})	0,14	0,13
déplacement résiduel au point d'impact (d_{imp})	0,17	0,14
déplacement réversible en tête ($d_r = d_{max} - d_{haut}$)	0,04	0,02
longueur de mur déplacée (Ld)	1,2	1,2
longueur de mur soulevée (Ls)	1,6	1,6

Tableau 4.3 : Déplacement de l'ouvrage : comparaison entre résultats expérimentaux et numériques

Dans l'ensemble, les résultats confirment une bonne description du comportement dynamique de la structure par le modèle numérique concernant les différents modes de déplacement : le glissement à la base, les déplacements entre blocs et le soulèvement.
Les déplacements résiduels dans l'axe d'impact sont légèrement sous-estimés mais on note que numériquement le mur est déplacé par glissement et est légèrement soulevé à l'avant par rotation sur l'arête arrière sur des longueurs identiques à celles observées expérimentalement. Les déplacements relatifs des blocs les uns par rapport aux autres sont également bien reproduits.

L'absence de fracturation du bloc impacté peut en partie expliquer la sous-estimation du déplacement. En effet, sans fracturation, la structure est globalement plus rigide. Les déplacements plus faibles dans les simulations sont également attribués à une forte rigidité et une absence de dégradation (écornement...) des blocs numériques qui limitent les déplacements lorsque deux blocs entrent en contact. En particulier, cela est observé en haut du mur dans l'axe de l'impact et semble limiter également le déplacement réversible.

4.4.3.2. Dégradation des blocs

Numériquement, la fracturation ne peut être reproduite explicitement du fait des choix de modélisation. Cependant la loi de Mohr-Coulomb intègre la plastification en cisaillement et en traction du matériau (Figure 4.22a). La dégradation des blocs au droit de l'impact et au niveau des contacts entre les blocs déplacés décrit de manière cohérente la fracturation du bloc impacté et les épaufrures observées expérimentalement (Figure 4.22b).

En effet, expérimentalement, le bloc impacté s'est altéré en surface au niveau de l'impact et s'est fracturé en deux. Numériquement, le bloc présente un état de rupture en traction sur toute sa profondeur accompagnée localement, en surface, d'une rupture par cisaillement. En outre, des zones de plastifications locales par cisaillement ou traction représentent assez bien les écornements et les épaufrures observés expérimentalement au niveau des coins et des arêtes des blocs.

Les blocs sont également plastifiés au voisinage des barres lors de la simulation numérique. Ces éléments métalliques représentent un vecteur de transfert d'effort qui peut ponctuellement exercer une force importante et endommager le béton au niveau de la réservation. Ce phénomène est certainement amplifié par la discrétisation des éléments pieux dans le modèle.

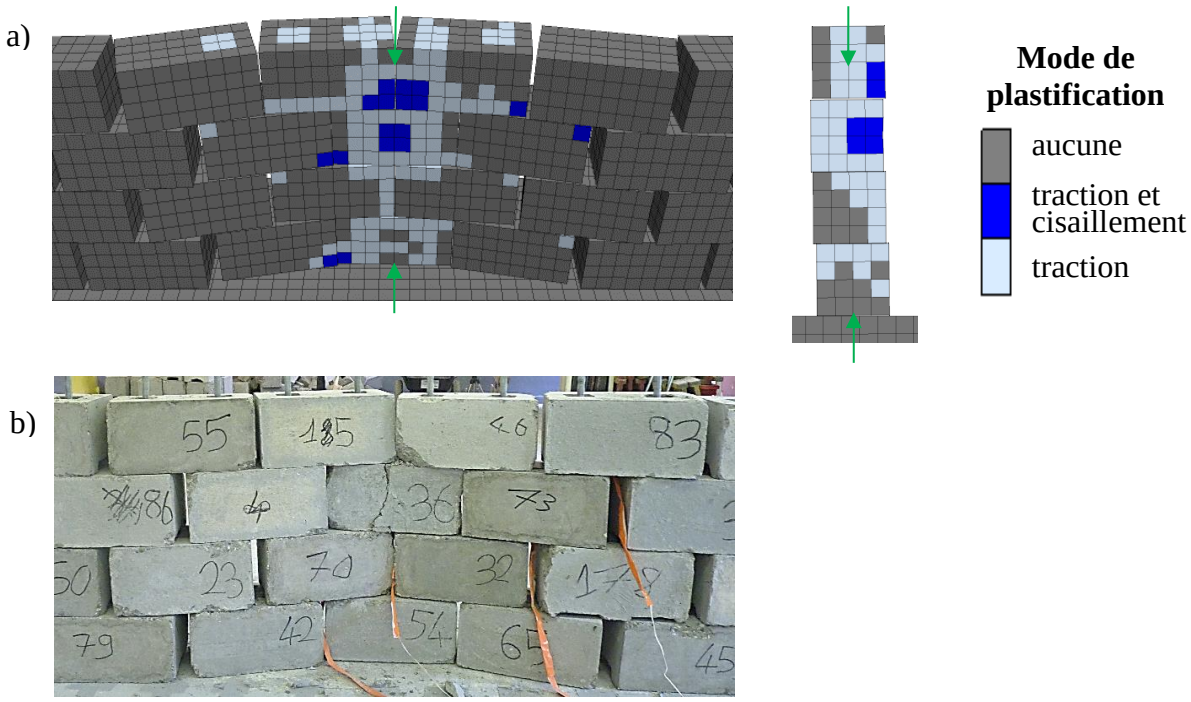


Figure 4.22 : Dégradation du mur après impact a) plastification des zones dans le modèle numérique b) dégradation du mur réel, fracturé au droit de l'impact

4.4.3.3. Comportement à l'impact

Les résultats présentés en Figure 4.23a montrent que l'impact se caractérise par deux phases de contact très courtes (< 2 ms) qui génèrent une force normale atteignant 350 kN lors du premier contact. Le frottement au contact de l'impactant sur le mur génère un effort tangentiel de faible intensité en comparaison de l'effort normal (67 kN).

Lors de la simulation, l'énergie cinétique de l'impactant après impact est de l'ordre de 5 J (Figure 4.23b). La vitesse de l'impactant est fortement réduite lors du premier contact et devient très faible après le deuxième contact avec le mur. Cela est assez cohérent avec le comportement post impact observé lors des essais. En effet, même si l'impactant a montré une tendance à se déplacer en rotation, il s'est peu déplacé en translation (pas de rebond) après l'impact.

L'étude des contraintes principales au droit de l'impact (Figure 4.23c) montre que lors de l'impact, le bloc est localement fortement comprimé. Les contraintes principales minimale et maximale au point de contact sont toutes deux négatives (compression). La forte compression reste très locale puisqu'à mi-profondeur de bloc, la contrainte maximale est positive (traction) et la contrainte principale minimale est négative seulement lors des phases de contact entre l'impactant et le bloc. Cela coïncide assez bien avec les modes de plastification observés au droit de l'impact. Des déformations plastiques par cisaillement sont observées en surface du bloc et des déformations plastiques en traction sont observées à l'arrière du bloc (Figure 4.22a).

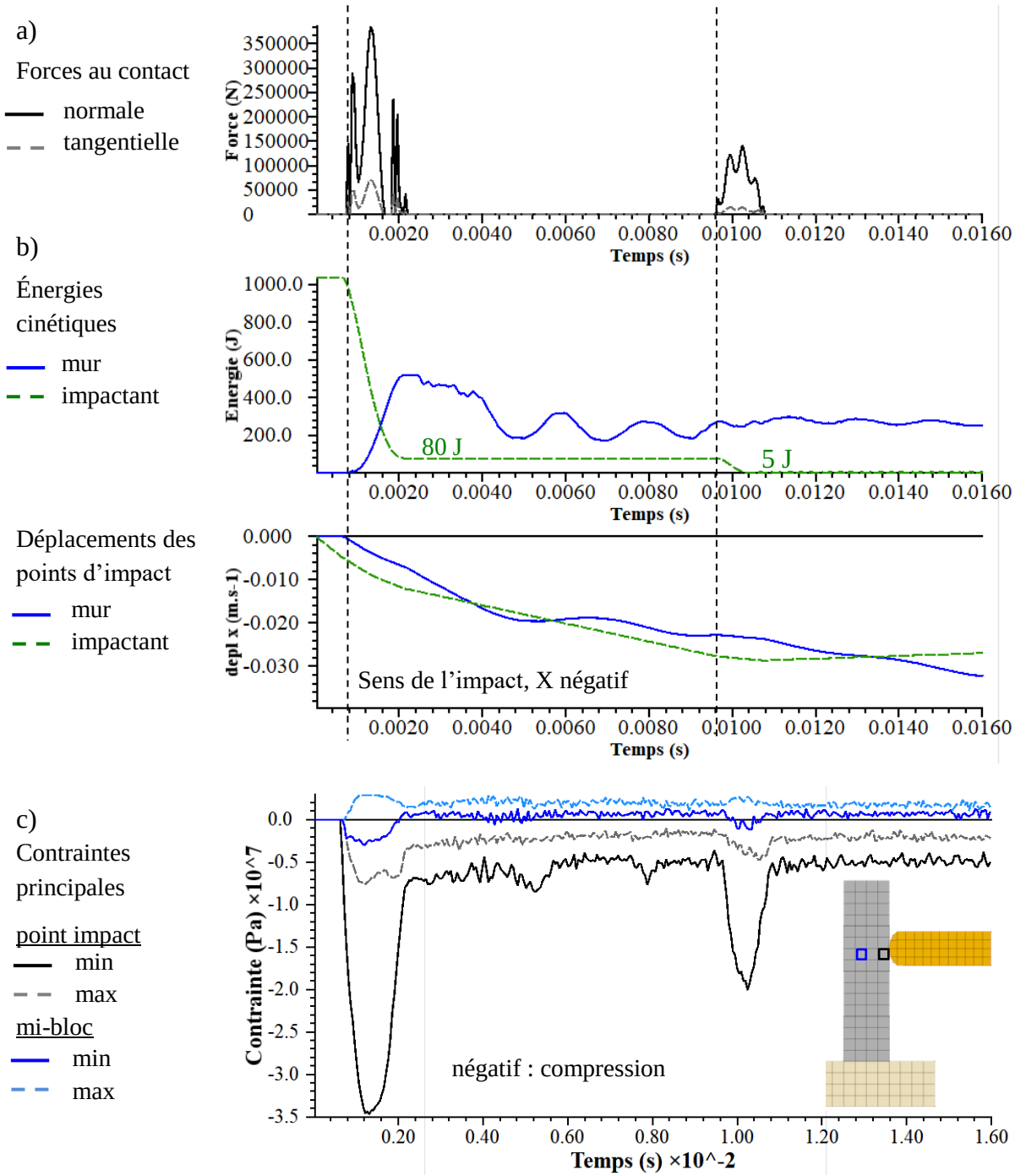


Figure 4.23 : Comportement au contact impactant/mur, avant stabilisation du mur a) forces de contact normales et tangentielles b) cinétique : énergies et déplacements au moment de l'impact c) état de contrainte du bloc impacté à deux profondeurs

4.4.3.4. Étude quantitative de la dissipation d'énergie

Les estimations réalisées d'après les résultats expérimentaux se sont limitées à calculer l'énergie dissipée par frottement du mur sur la base et par projection de fragments de blocs. Les simulations numériques permettent le calcul de nombreuses sources de dissipation d'énergie telles que la

déformation plastique des blocs en béton et le frottement lié au déplacement des blocs les uns par rapport aux autres, difficilement quantifiables sur la base d'observations visuelles.

Pour l'essai d'impact à 1 040 J sur le mur droit et pour une hauteur d'impact Hi = 0,5 m, l'énergie dissipée par frottement entre le mur et la base est de 132 J et de 266 J au niveau des contacts entre blocs. La plastification des blocs dissipe une énergie de 360 J (Figure 4.24a). Le frottement entre l'impactant et le mur est négligeable en termes de dissipation d'énergie (< 1 J). L'énergie post-impact de l'impactant, de 5 J, est également très faible (Figure 4.23).

La quantité d'énergie dissipée quantifiée dans le modèle atteint au total 70% de l'énergie d'impact. Le reste de l'énergie (30%) est présumée dissipée ou propagée en dehors du mur via des phénomènes difficilement quantifiables avec FLAC3D (déformation des éléments structurels, propagation d'ondes élastiques dans le modèle, dissipation au niveau des conditions absorbantes).

On observe que la proportion d'énergie dissipée par déformation plastique, de l'ordre de 35%, est plus faible que pour les ouvrages en terre ou la dissipation par compaction du matériau atteint généralement de 75 à 80% de l'énergie d'impact (Ronco et al., 2009, Kister and Fontana, 2011). Dans les murs en *Bloc Armé* une part importante de l'énergie est consommée par les frottements qui dissipent près de 38% de l'énergie d'impact.

Les calculs numériques montrent également que la méthode appliquée dans l'exploitation des résultats expérimentaux pour l'estimation de la dissipation d'énergie par frottement a tendance à sous-estimer le résultat. En effet, pour un angle de frottement dynamique de 20°, on obtient 106 J avec la méthode simplifiée. La dissipation issue des résultats numériques est de 149 J. Cette différence est notamment attribuée au fait que, pour la méthode expérimentale, la force normale est considérée constante et égale au poids du mur déplacé au cours de l'impact, contrairement aux simulations qui prennent en compte les éventuelles augmentations de contraintes du mur sur la base dues à la sollicitation d'impact.

L'évolution temporelle de la dissipation d'énergie totale calculée d'après les résultats de simulation fait apparaître une évolution très rapide en début d'impact, jusqu'à 30 ms, qui diminue ensuite progressivement jusqu'à se stabiliser au bout de 300 ms (Figure 4.24b).

Les différents mécanismes dissipatifs sont mobilisés à différents instants. La plastification dans les premiers instants est liée à la dégradation du béton au voisinage du point d'impact et constitue une part importante de l'énergie dissipée par dégradation plastique au sein du mur sur la durée de la simulation.
Par la présence du jeu dans l'assemblage d'armatures, le bloc impacté se déplace seul avant la mobilisation globale de la structure qui glisse sur sa base, suite à la mobilisation des armatures. Les augmentations des dissipations d'énergie, respectivement rapides pour le frottement entre blocs et plus tardives pour le frottement des blocs sur la base, confirment cette cinématique. Les calculs montrent que les déplacements relatifs entre blocs, même s'ils sont limités par les faibles

jeux transversaux tolérés dans l'assemblage d'armatures, sont fortement dissipatifs lorsque cumulés.

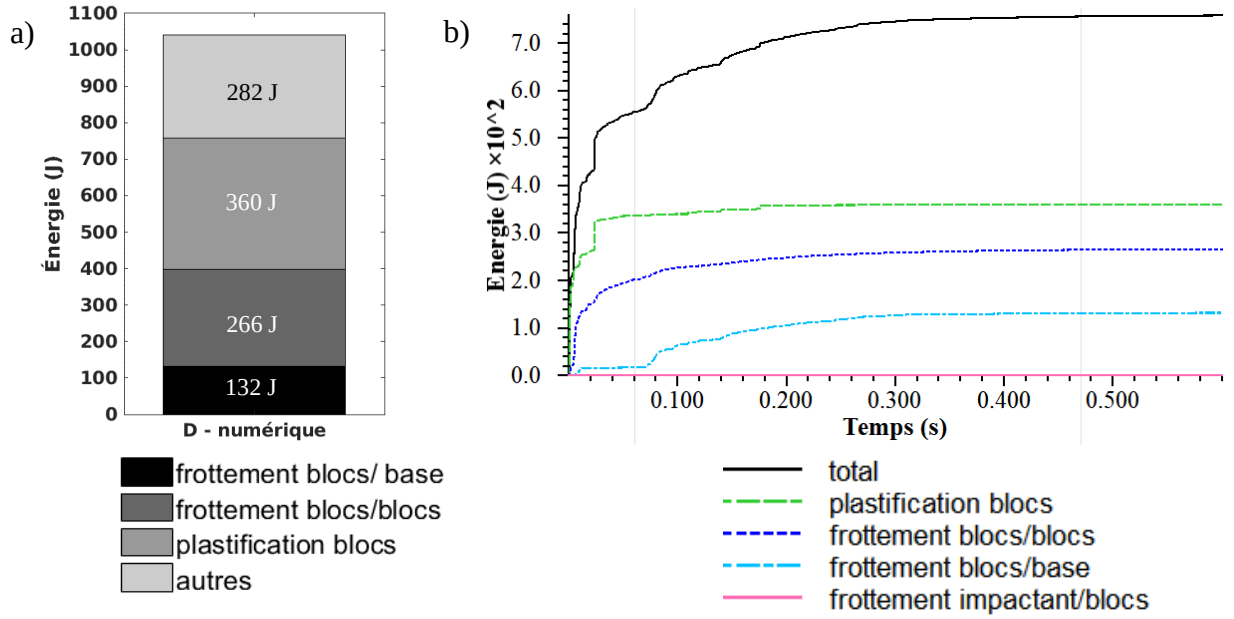


Figure 4.24 : Dissipation d'énergie pour un impact à 1 040 J à Hi = 0,5m sur mur droit a) bilan de la dissipation d'énergie finale pour les différents mécanismes b) dissipation d'énergie au cours du temps pour les différents mécanismes

4.4.4. Études de sensibilité aux paramètres

De nombreuses simulations ont été réalisées pour étudier l'influence de certains paramètres sur le comportement de l'ouvrage sous impact. Les paramètres de base sont ceux du modèle de référence. Un seul paramètre est modifié à chaque fois. L'influence du paramétrage est étudiée par comparaison des déplacements d'un point haut du mur dans l'axe d'impact. Ce résultat, comparable à la mesure expérimentale, permet à la fois de considérer l'amplitude du déplacement résiduel et le déplacement réversible. D'une manière générale, ces études ont permis d'orienter le choix des paramètres du modèle de référence et de comprendre le rôle de certaines dispositions constructives.

Paramètres relatifs à la loi de comportement des blocs

Une étude de sensibilité, réalisée sur les paramètres de la loi de comportement retenue pour le béton, démontre l'influence de ces paramètres sur les déplacements du mur, les modes de rupture du matériau et les quantités d'énergie dissipées par plastification et par frottement.

Chacun des paramètres est modifié individuellement pour en évaluer l'influence sur la réponse de la structure. Généralement, deux simulations sont réalisées, l'une avec une valeur supérieure par

rapport à la référence et l'autre avec une valeur inférieure. Les valeurs sont choisies pour rester dans une gamme supposée réaliste pour le matériau béton.

Pour chaque simulation, le déplacement résiduel maximal est comparé à celui obtenu pour le modèle de référence. Des informations complémentaires concernant les déplacements réversibles et les modes de dissipation d'énergie sont également présentés dans le Tableau 4.4 dans la colonne « commentaires ».

Paramètre testé (valeur référence entre parenthèses)	**Dépl résiduel max (cm) / écart avec référence (%)**	**Commentaire**
référence	14 cm / 0 %	/
résistance à la traction 1,9 MPa (2,9 MPa)	13 cm / -7 %	Le déplacement réversible est réduit. L'état de plastification du mur et la quantité d'énergie dissipée par plastification sont peu modifiés malgré un élargissement de la région plastifiée par traction. La quantité d'énergie dissipée par frottement est plus faible.
résistance à la traction 3,9 MPa (2,9 MPa)	14,6 cm / +4 %	Il n'y a plus aucune zone plastifiée par traction seule. Le volume plastifié (cisaillement ou cisaillement et traction) est beaucoup plus faible et, au final, la quantité d'énergie dissipée par rupture plastique des zones, comme celle dissipée par frottement, est peu modifiée.
module d'Young * 2,5 Gpa (5,8 GPa)	12,8 cm / -9 %	Les rotations et les déplacements relatifs entre les blocs sont augmentés. Ainsi, l'énergie dissipée par frottement augmente, surtout au niveau des interfaces entre les blocs. La zone de mur plastifiée est moins étendue et la quantité d'énergie dissipée par plastification est inférieure de 30%.
module d'Young * 20 Gpa (5,8 GPa)	12,4 cm / -11 %	Le mur est plastifié, principalement par traction sur une zone bien plus large. La quantité d'énergie dissipée par plastification augmente de plus de 50%. Les quantités d'énergie dissipée par frottement sont très peu modifiées.
coefficient de Poisson 0,1 (0,2)	13,9 / -10%	Les déplacements résiduel et réversible réduisent légèrement. Malgré une quantité d'énergie dissipée par plastification plus faible de 10%, les modes de plastification et l'étendue de la zone de mur plastifiée ont peu évolué. Les quantités d'énergie dissipée par frottement sont peu modifiées.
coefficient de Poisson 0,3 (0,2)	14,1 / +0%	Le déplacement réversible est réduit. Les modes de plastification et l'étendue de la zone de mur plastifiée ont peu évolué. La quantité d'énergie dissipée par plastification et celles dissipées par frottement sont peu modifiées.
cohésion 4 Mpa (6MPa)	11,9 cm / -15 %	L'état de plastification du mur est fortement modifié avec une augmentation du nombre de zone plastifiées en cisaillement. L'énergie dissipée associée à la plastification est peu modifiée. L'énergie dissipée par frottement est réduite.

cohésion **8 Mpa (6MPa)**	12,3 cm / -12 %	L'état de plastification du mur semble peu modifié mais la quantité d'énergie dissipée par plastification est réduite de l'ordre de 25%. L'énergie dissipée par frottement entre blocs augmente, malgré des déplacements plus faibles.
angle de frottement interne **35° (55°)**	12,5 cm / -11 %	Le déplacement réversible en tête est fortement réduit. Les rotations des blocs et leurs déplacements relatifs sont légèrement augmentés. La région de mur plastifiée par traction est réduite. Ainsi, la dissipation d'énergie par frottement augmente alors que la dissipation d'énergie par rupture plastique des zones diminue.
angle de frottement interne **60° (55°)**	13,3 cm / -5 %	Les rotations et les déplacements relatifs entre blocs augmentent. Le déplacement résiduel en bas de mur est faible, même si le déplacement résiduel maximal est peu modifié. Le nombre de zones plastifiées par cisaillement augmente alors que celui de zones plastifiées par traction diminue. Au final la quantité d'énergie dissipée par plastification est peu modifiée. L'énergie dissipée par frottement bloc/base est plus faible, alors que celle dissipée aux contacts bloc/bloc est plus élevée.
angle de dilatance **15° (0°)**	12,1 cm / -14 %	Le déplacement réversible en tête est fortement réduit. La région de mur plastifiée est plus petite et l'énergie dissipée par plastification réduit de 30%. Avec de la dilatance, l'énergie dissipée par le frottement entre blocs augmente de 20%. L'énergie dissipée par le frottement des blocs sur la base réduit de 30%, en partie à cause d'un déplacement basal moindre du mur.
angle de dilatance **15° (0°)** **angle de frottement interne 40° (55°)**	13,4 cm / -4 %	Le déplacement réversible est plus faible mais le déplacement résiduel est peu modifié. Malgré une région plastifiée plus étendue, l'énergie dissipée par plastification réduit légèrement (15%). Avec la dilatance, l'énergie dissipée par le frottement entre blocs augmente de 15%. Malgré un déplacement similaire, l'énergie dissipée par frottement des blocs sur la base réduit de l'ordre de 15%.

** les modules d'Young de l'impactant et de la base sont, comme pour le modèle de référence, proportionnels à celui des blocs dans des rapports de 1 pour la base et 2 pour l'impactant.*

Tableau 4.4 : Étude de sensibilité sur les paramètres de la loi de comportement du béton : comparaison des résultats avec ceux du modèle de référence

Parmi ces simulations, nous avons en particulier considéré un module d'Young de 20 GPa pour le béton car cette valeur, bien supérieure aux 5,8 GPa du modèle de référence est couramment observée dans la littérature pour des bétons standards. Un fort module d'Young réduit assez fortement le déplacement de l'ouvrage comparativement au déplacement observé lors de l'essai. Le module d'Young de 5,8 GPa obtenu expérimentalement semble par conséquent plus adapté pour reproduire le déplacement expérimental et simuler la dégradation du mur, au voisinage du point d'impact.

L'influence de l'angle de dilatance, dont la valeur a été fixée à zéro dans le modèle de référence, a été investiguée. Pour tester l'hypothèse que, à l'échelle de l'ouvrage, son influence peut être éventuellement prise en compte dans le paramétrage de l'angle de frottement interne, nous avons testé le cas d'une dilatance non nulle combinée à une valeur de l'angle de frottement plus faible. La modification de l'angle de dilatance d'une valeur nulle a une valeur non nulle modifie significativement la répartition entre les modes de dissipation d'énergie. L'affectation d'une dilatance non nulle réduit sensiblement l'étendue de la zone plastique et les déplacements résiduels. Par rapport au cas de référence, une dilatance de 15° associée à une réduction de l'angle de frottement de 15° entraîne une augmentation de la zone plastifiée mais une diminution globale de l'énergie dissipée par plastification (-15% par rapport au cas de référence). En revanche l'énergie dissipée par frottement entre les blocs augmente (+15% par rapport au cas de référence). Au final, avec ce paramétrage, le comportement global du mur et les déplacements résiduels du mur sont très proches de ceux du cas de référence.

Dans l'ensemble, l'étude de sensibilité montre que les paramètres de la loi de comportement « Mohr-Coulomb » sont influents sur les différents modes de dissipation d'énergie au cours d'un impact. Cependant, l'influence sur le comportement global reste modérée. En effet, la modification de la cohésion, paramètre qui semble le plus influent, se traduit par une réduction des déplacements résiduels de seulement 15% environ.
Le lien de causalité entre l'évolution de ces paramètres et les conséquences sur la réponse de l'ouvrage n'a pas été formellement établi. Certains mécanismes sont complexes, comme par exemple la forte influence de la dilatance sur la dissipation par frottement, malgré des déplacements similaires de l'ouvrage.

L'ensemble des résultats montre que le paramétrage initial, basé sur des résultats de caractérisation expérimentale et des valeurs issues de la littérature est relativement bien adapté pour reproduire le comportement expérimental. Ceci concerne les déplacements, mais également la dégradation des blocs pour laquelle la plastification en traction du bloc impacté dans toute sa profondeur est en adéquation avec la fracturation du bloc observé expérimentalement.

Paramètres relatifs à la loi de comportement de l'impactant

L'impactant, élément rigide et peu dégradable suit une loi élastique. De façon arbitraire, le module d'Young affecté à ce matériau est, pour le cas de référence, le double de celui attribué aux blocs de béton. Ici, on étudie l'influence de ce paramètre sur le comportement du mur, en attribuant au module d'Young de l'impactant différentes valeurs.

Les résultats montrent que lorsque l'on fait varier le module d'Young de l'impactant, la force d'impact est légèrement modifiée (Figure 4.25.a). L'impact reste caractérisé par deux contacts très courts. L'augmentation du module augmente les oscillations et l'amplitude pour le premier pic de force.

En comparaison avec le cas de référence, un module d'Young plus faible réduit fortement le déplacement (Figure 4.25.b). Un écart de l'ordre de 15% est observé sur le déplacement résiduel en tête et le déplacement résiduel maximal par rapport au cas de référence. Un module d'Young plus grand entraîne une légère réduction du déplacement en tête mais modifie peu le déplacement résiduel de l'ouvrage.
Le modèle de référence est le plus en adéquation avec les résultats expérimentaux.

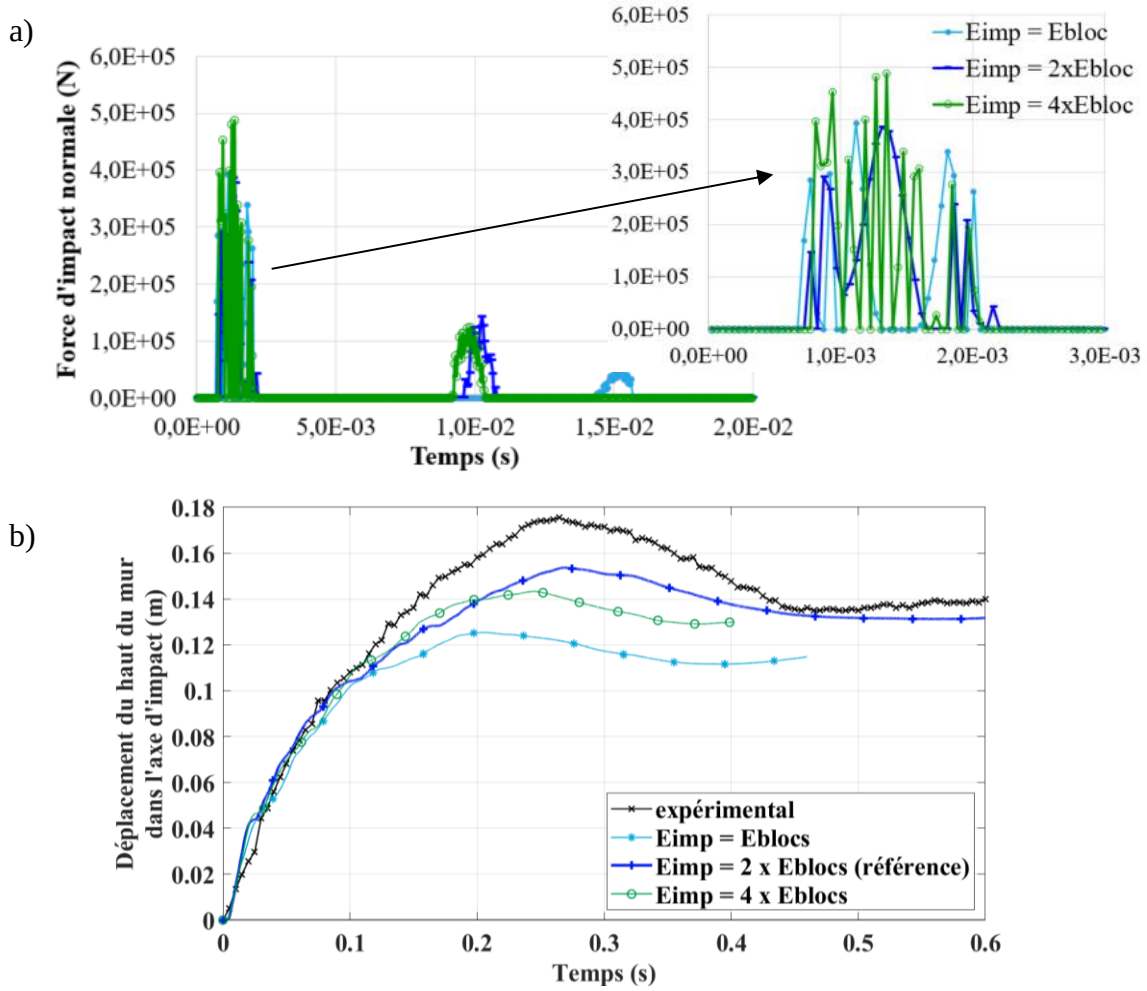


Figure 4.25 : Comportement de l'ouvrage pour différentes valeurs du module d'Young de l'impactant a) force d'impact b) évolution du déplacement du point haut du mur au droit de l'impact

Influence des jeux dans l'assemblage

Les valeurs des jeux autorisés entre les éléments structurels et les blocs de béton ont un rôle prépondérant sur la déformation de l'ouvrage. Ils peuvent être plus ou moins ajustés expérimentalement et présentent un intérêt conceptuel important. La comparaison des résultats numériques obtenus en considérant différentes conditions de liberté pour les armatures permet de montrer la nécessité de l'intégration des jeux de déplacements dans le modèle (Figure 4.26.a). Un réseau d'armature complètement rigide limite fortement l'amplitude des déplacements du mur. En

présence d'un jeu horizontal sans jeu vertical en tête de mur, pour les barres, les déplacements résiduels et réversibles restent faibles comparativement aux résultats expérimentaux. L'intégration d'un jeu vertical en tête de mur permet de décrire plus fidèlement le comportement du mur, avec une évolution du déplacement en tête qui se rapproche de celle observée lors de l'essai.

Les résultats présentés en Figure 4.26.b montrent que l'intégration d'un jeu vertical même faible (2mm) permet une meilleure description en termes de cinématique et d'amplitude de l'ouvrage. En dessous de 6 mm de jeu vertical, le déplacement maximal est atteint plus rapidement et le déplacement résiduel est relativement faible par rapport aux résultats expérimentaux. Au-delà de 6 mm, il n'y a quasiment plus de déplacement réversible et l'amplitude du déplacement est très variable. Numériquement, un jeu vertical de 6mm a été retenu car le plus à même de reproduire le comportement global de l'ouvrage.

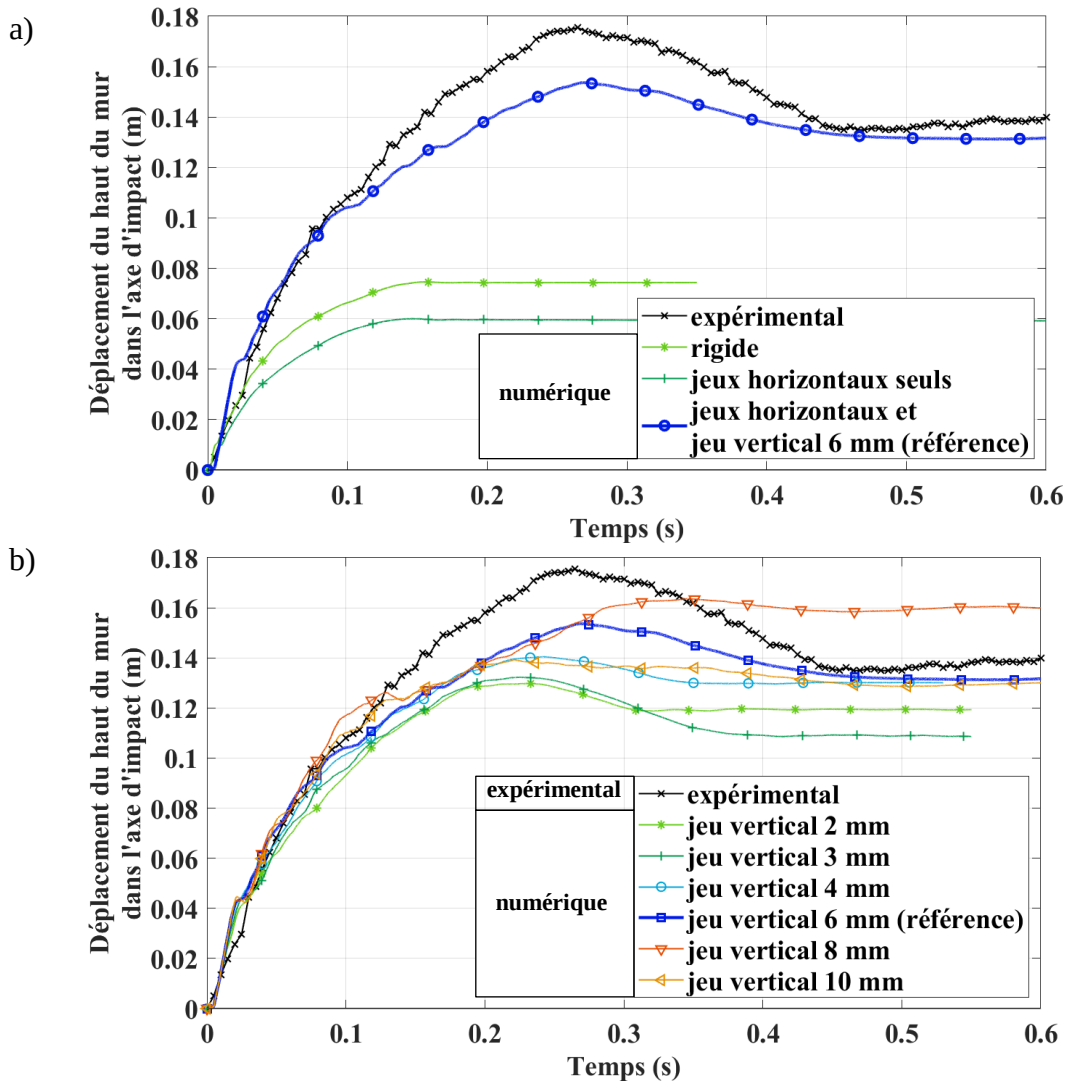


Figure 4.26 : Déplacement du point haut du mur au droit de l'impact a) pour différentes conditions de liberté dans l'assemblage d'armature b) pour différentes valeurs de jeu vertical des barres en tête de mur

Angle de frottement aux interfaces

Les angles de frottement à considérer aux différentes interfaces, lors d'une sollicitation dynamique sont complexes à déterminer expérimentalement et sont en général plus faibles que celles mesurées dans des conditions statiques. L'influence de la valeur attribuée aux angles de frottement définis aux interfaces base/bloc et bloc/bloc est étudiée dans ce paragraphe en réduisant par un même coefficient les angles de frottement considérés pour les différentes interfaces, à partir des valeurs déterminées expérimentalement, en statique.

Les résultats obtenus montrent que l'utilisation des angles de frottement mesurés expérimentalement en statique ne permet pas de reproduire les déplacements de l'ouvrage de manière satisfaisante (Figure 4.27). Un fort déplacement réversible est observé et le déplacement résiduel en tête de mur atteint 7 cm pour une quinzaine attendue.

La réduction des angles de frottement bloc/bloc et bloc/base se traduit par l'augmentation du déplacement maximal du mur, jusqu'à une réduction de l'angle de frottement de 25%. Pour une réduction de 30%, la tendance s'inverse légèrement. Le frottement a également un effet sur l'amplitude du déplacement réversible qui augmente progressivement avec l'augmentation de la réduction des frottements. Une réduction des angles de frottement de 25% par rapport à la mesure statique, qui semble plausible pour des valeurs de frottement dynamique, permet une meilleure représentation du comportement de la structure sous impact et a été retenue pour le modèle de référence.

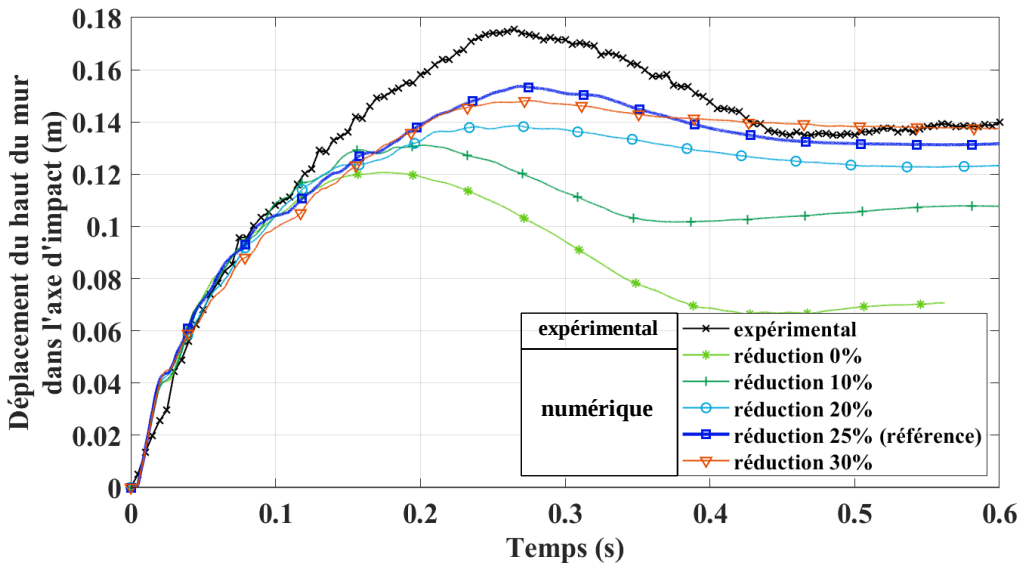


Figure 4.27 : Déplacement du point haut du mur au droit de l'impact pour différentes réductions des angles de frottement aux interfaces par rapport à la valeur mesurée expérimentalement

4.4.5. Synthèse

Le modèle proposé est développé sur la base d'une représentation réaliste de la structure à échelle réduite. Une bonne connaissance des éléments constitutifs et des essais de caractérisation complémentaires ont permis d'en faire le paramétrage.

Des études paramétriques révèlent qu'une réduction de 25% de l'angle de frottement pour les contacts bloc/bloc et bloc/base par rapport à la mesure statique et l'introduction d'un jeu vertical en haut des barres de 6 mm sont nécessaires pour représenter correctement le comportement de l'ouvrage en déplacement.

Les campagnes d'essais instrumentés, réalisées dans le cadre de ce travail, ont permis une confrontation des résultats numériques avec les mesures expérimentales.

Le modèle numérique du mur à échelle réduite montre une bonne capacité à reproduire le comportement dynamique de l'ouvrage. Le modèle reproduit fidèlement les déplacements relatifs des blocs au cours de la simulation. Ainsi, la déformée numérique finale est très proche de celle observée expérimentalement et le déplacement maximal est approché avec une précision acceptable (sous-estimation de 18%).

L'étude détaillée de la dissipation d'énergie, montre que la plastification des blocs et le frottement entre blocs sont des phénomènes fortement dissipatifs.

Les études de sensibilité concernant les paramètres relatifs au modèle de comportement pour les blocs en béton et pour l'impactant montrent que de nombreux paramètres influent sur le comportement de l'ouvrage. Les plus influents sont la cohésion du béton constitutif des blocs et le module d'Young de l'impactant : ils induisent une variation des déplacements de l'ordre de 15%.

Nous notons cependant que, pour les valeurs testées, choisies dans une gamme réaliste par rapport aux matériaux utilisés, le comportement général et l'ordre de grandeur des déplacements ne sont pas fortement affectés. Cette relativement faible sensibilité au paramétrage démontre une certaine robustesse du modèle, nécessaire pour une utilisation en ingénierie.

4.5. Simulations d'impact sur structure à échelle réelle

Afin de proposer un outil numérique pour le dimensionnement de structures, le développement d'un modèle à échelle réelle, validé par des résultats expérimentaux est nécessaire. Ici, on utilise les résultats des essais d'impact menés sur le mur vertical à échelle réelle pour vérifier la pertinence du modèle pour l'ingénierie.

4.5.1. Présentation du modèle

4.5.1.1. Éléments volumiques

Blocs béton

De même que pour le modèle à échelle réduite, des essais de compression et de traction par fendage ont été effectués sur des éprouvettes cylindriques de béton obtenues après carottage des blocs.

Les trois essais de compression réalisés indiquent des valeurs moyennes de 48 MPa pour la résistance à la compression et de 11 GPa pour le module d'Young. La valeur du module d'Young est retenue pour le modèle numérique.

Les essais par fendage rendent compte de la résistance du béton à la traction. Pour les blocs à échelle réelle, deux essais de traction ont été réalisés. La valeur de résistance moyenne obtenue de 3,8 MPa est retenue pour le modèle.

La cohésion et l'angle de frottement sont estimés selon la même méthode que celle utilisée pour le modèle à échelle réduite (droite de rupture tangente aux cercles de ruptures en traction et compression). Une cohésion de 6,9 MPa et un angle de frottement de 59° sont obtenus.

Les valeurs attribuées au coefficient de Poisson et à l'angle de dilatance sont respectivement de 0,2 et 0.

Pour les blocs à échelle réelle, la masse volumique est calculée à partir de la masse volumique du béton mesurée expérimentalement et du volume théorique des blocs avec réservations.

Base et impactant

Le module d'Young et le coefficient de Poisson de la base sont pris égaux à ceux des blocs.
Pour l'impactant, la valeur du module d'Young est doublée par rapport à celle des blocs et le coefficient de Poisson est choisi égal à celui des blocs.

Les lois de comportement et les caractéristiques mécaniques associées aux différents éléments volumiques du modèle sont présentées dans le Tableau 4.5.

	Échelle réelle		
Paramètre	**Blocs**	**Base**	**Impactant**
Loi de comportement	Mohr-Coulomb	Élastique	Élastique
Masse volumique (kg/m³)	2200	2500	2656
Module d'Young (Pa)	$1{,}1x10^{10}$	$1{,}1x10^{10}$	$2{,}2x10^{10}$
Coefficient de Poisson (-)	0,2	0,2	0,2
Résistance à la traction (Pa)	$3{,}8x10^{6}$	-	-
Cohésion (Pa)	$6{,}9x10^{6}$	-	-
Angle de frottement (°)	59	-	-
Angle de dilatance (°)	0	-	-

Tableau 4.5 : Lois de comportement et valeurs retenues pour le paramétrage des éléments volumiques du modèle à échelle réelle : blocs, base et impactant

4.5.1.2. Eléments d'interfaces

Les interfaces du modèle étant purement frottantes, les résistances à la traction et en cisaillement ainsi que la cohésion sont paramétrées à des valeurs nulles.

Le paramétrage des rigidités des interfaces entre éléments est basé sur le critère Itasca. Ainsi les rigidités utilisées sont les suivantes :

- kbase/bloc = $6{,}1x10^{11}$ Pa/m
- kbloc/bloc = $6{,}1x10^{11}$ Pa/m
- kbloc/impactant = $1{,}9x10^{12}$ Pa/m

Pour les blocs à échelle réelle, l'angle de frottement bloc/bloc a été mesuré. La valeur obtenue est de 31°. Les angles de frottement statique aux contacts bloc/base et bloc/impactant, caractérisant également les contacts béton sur béton, sont fixés arbitrairement à 30°.

De la même façon que pour le modèle à échelle réduite, une réduction de 25% est appliquée aux angles de frottement statiques, ainsi les valeurs retenues pour le modèle sont les suivantes :

- φbloc/base = 22 °
- φbloc/bloc = 23 °
- φbloc/impactant = 22 °

4.5.1.3. Éléments structurels de liaison

La méthode suivie pour le paramétrage des barres et des plaques est similaire à celle appliquée pour le modèle à échelle réduite (paragraphe 4.4.1.3)

Le modèle prend en compte les tubes présents dans la structure à échelle réelle. Leur résistance est en effet prise en compte par une augmentation locale de la section et des moments quadratiques et polaire résistants des barres (Figure 4.11).
Les valeurs retenues pour le paramétrage des éléments structurels de liaison sont présentées dans le Tableau 4.6.

	Barres Pieux	**Plaques Câbles**
Densité (kg/m^3)	7800	20061
Module Young (Pa)	$2{,}1 \times 10^{11}$	$2{,}1 \times 10^{11}$
Coefficient de Poisson (-)	0,3	0,3
Section (m^2)	$4{,}9 \times 10^{-4}$	$9{,}6 \times 10^{-4}$
Force limite de résistance en traction (N)	$2{,}7 \times 10^{5}$	$2{,}1 \times 10^{4}$
Déformation à la rupture (-)	0,12	-
Moment d'inertie y (m^4)	$1{,}9 \times 10^{-8}$ $4{,}6 \times 10^{-6}$ (tubes)	-
Moment d'inertie z (m^4)	$1{,}9 \times 10^{-8}$ $4{,}6 \times 10^{-6}$ (tubes)	-
Moment polaire (m^4)	$3{,}8 \times 10^{-8}$ $9{,}2 \times 10^{-6}$ (tubes)	-

Tableau 4.6 : Paramètres des éléments structurels du modèle de référence à échelle réelle

Les plaques sont associées aux blocs par des liens qui autorisent leur déplacement par rapport à la zone cible. Cela est représentatif du comportement de l'assemblage à échelle réelle, dans lequel le jeu est présent entre la plaque et le tube qui est quasiment fixe dans le bloc.
Ainsi les jeux considérés dans le modèle sont les jeux réels, soit :

- jeu barre/bloc = 17 mm,
- jeu plaque/bloc = 9 mm.

L'ajout d'un jeu vertical n'a pas été nécessaire pour le modèle à cette échelle. En effet, le serrage des boulons aux extrémités des barres, dans la structure à échelle réelle, laissait peu de jeu en déplacement.
Les barres sont modélisées en considérant la même discrétisation que celle utilisée pour le modèle à échelle réduite, à savoir régulière et de façon à avoir 4 nœuds par bloc.

4.5.1.4. Simulations

Les simulations consistent à répéter la succession d'impacts réalisée lors de la campagne expérimentale sur le mur vertical à échelle réelle. Six essais sont réalisés successivement à des

énergies d'impact allant de 16 kJ à 125 kJ et pour différentes hauteurs d'impact. Les conditions d'impact des 5 essais sont présentés dans le Tableau 3.2.
Après chaque impact simulé et avant de procéder au suivant, des vitesses nulles sont appliquées à toutes les zones de la base et des blocs. De même, l'impactant est supprimé et recréé près du mur déformé en vue du l'impact suivant.

4.5.2. Analyse et comparaison des résultats numériques et expérimentaux

4.5.2.1. Déplacements du mur

En termes de déformation du mur sous impact, le modèle reproduit bien les déplacements résiduels pour les premiers impacts puis a tendance à sous-estimer l'amplitude des déplacements pour les impacts suivants (Figure 4.28). Les déformées expérimentale et numérique de l'ouvrage sont très proches après le deuxième impact (Figure 4.29a). Après le quatrième impact, le modèle sous-estime de 20% les déplacements dans l'axe d'impact (Figure 4.29b). L'écart augmente encore pour le cinquième essai (Figure 4.28).

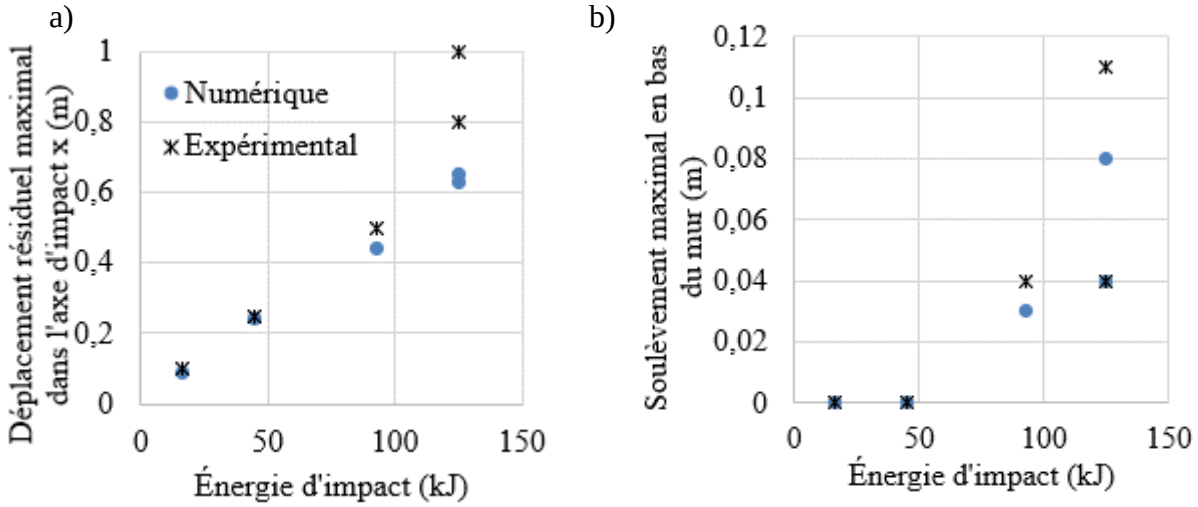


Figure 4.28 : Comparaison des résultats numériques et expérimentaux pour la succession de 5 impacts (P3E1 à P3E5) a) déplacement résiduel maximal du mur dans l'axe d'impact b) soulèvement maximal en bas de mur

A partir du troisième essai expérimental, le mur pivote sur toute sa longueur par rapport à son arête arrière et est soulevé à l'avant. Le modèle reproduit ce phénomène dans des amplitudes comparables pour le troisième et le quatrième essai (Figure 4.28 b). Le phénomène est légèrement sous-estimé pour le cinquième essai avec 8 cm de soulèvement pour 12 cm mesurés expérimentalement.

Le modèle reproduit bien le soulèvement, sauf pour ce cinquième impact (Figure 4.29b). Pour cet impact, la simulation montre un soulèvement du mur sans réel glissement sur la base alors que le mur a été soulevé et déplacé de 20 cm lors des expérimentations
Le modèle numérique, après plusieurs impacts et à partir d'un déplacement élevé se montre moins performant pour reproduire les déplacements de la structure. Il est supposé que l'absence de fracturation des blocs soit à l'origine de cette sous-estimation.

Lors du sixième impact expérimental, réalisé à 125 kJ en partie sommitale du mur (Hi=2,8m), le mur a été renversé. Numériquement, le mur pivote par rapport à son arête arrière et est soulevé de 8 cm en bas du mur sur la face avant mais ne se renverse pas.
Cette différence peut en partie être attribuée au fait que, dans les simulations, le mur avant impact est moins déformé par les essais précédents que le mur réel, et que par conséquent les conditions d'essai ne sont pas similaires.

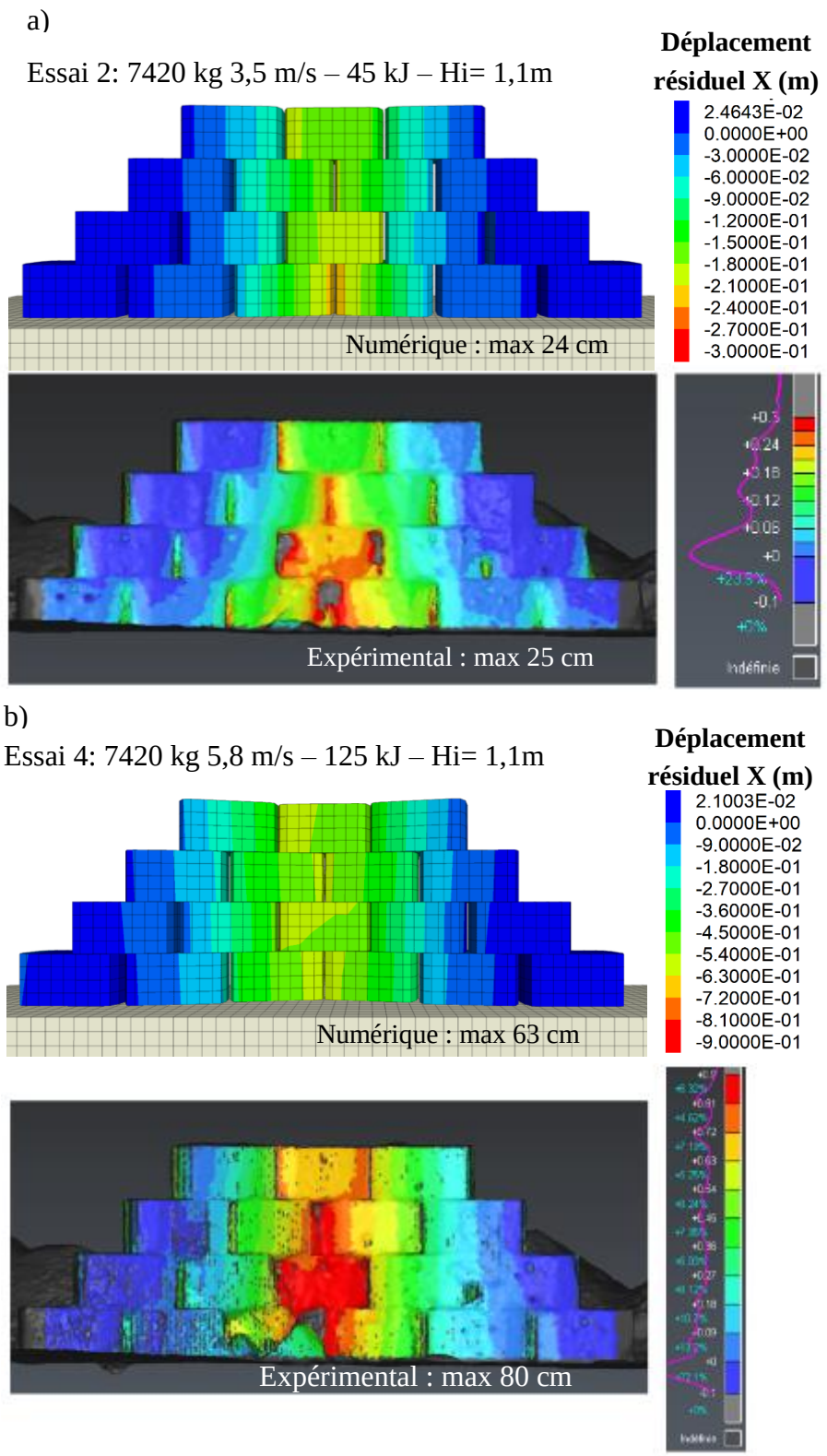


Figure 4.29 : Comparaison des résultats numériques et expérimentaux concernant les déformations d'un mur soumis à une succession d'impact a) après le deuxième impact (P3E2) : 45 kJ à Hi=1,1 m b) après le quatrième impact (P3E4) : 125 kJ à Hi=1,1 m

4.5.2.2. Dégradation des blocs

Le modèle numérique semble en mesure de bien rendre compte de la dégradation des blocs en béton observée lors des expérimentations (Figure 4.30). Après le deuxième essai expérimental, le bloc impacté en premier est fracturé à l'arrière et légèrement fissuré à l'avant. Numériquement, une déformation plastique du bloc en zone arrière est observée. De plus, les zones de rupture plastique par cisaillement ou traction rendent compte de la dégradation du béton provoqué au contact de l'impactant et aux contacts des blocs les uns sur les autres : écaillage, fissuration par contact, fissuration par frottement.

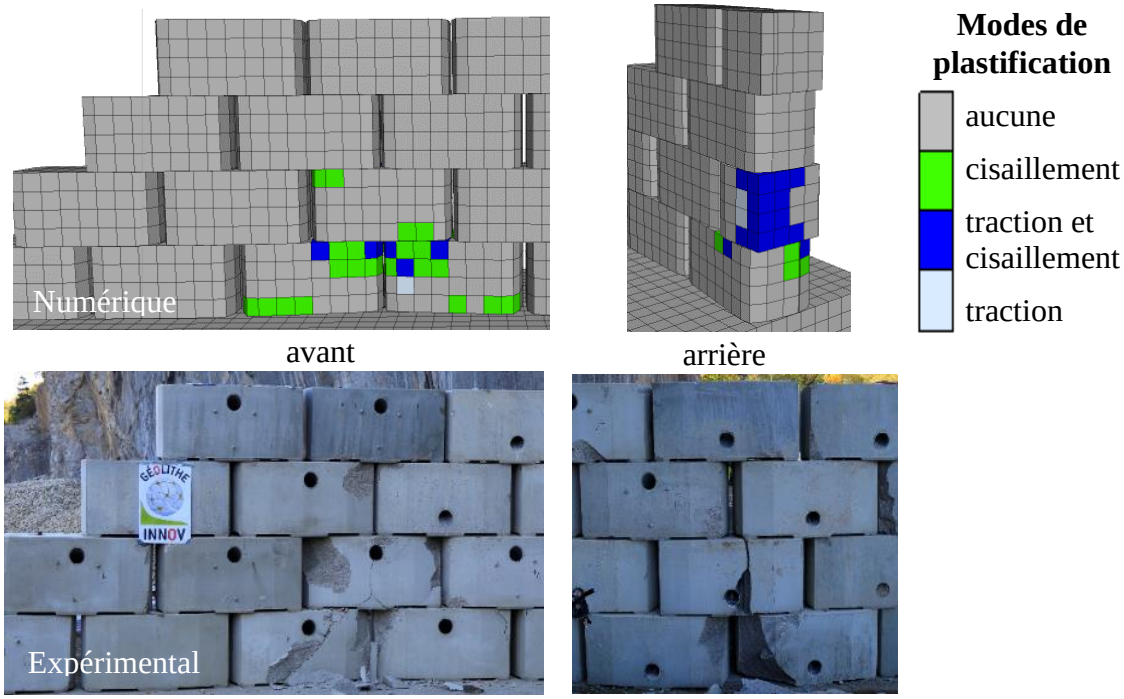


Figure 4.30 : Dégradation du mur après le deuxième impact (P3E2) a) plastification des zones dans le modèle numérique b) état du mur réel, fracturé en partie arrière au droit de l'impact

Après les 5 essais, les 5 blocs centraux sont très endommagés par fracturation, fissuration et écaillage de surface. La plastification généralisée de ces blocs dans la simulation numérique rend bien compte de cet état endommagé (Figure 4.31).

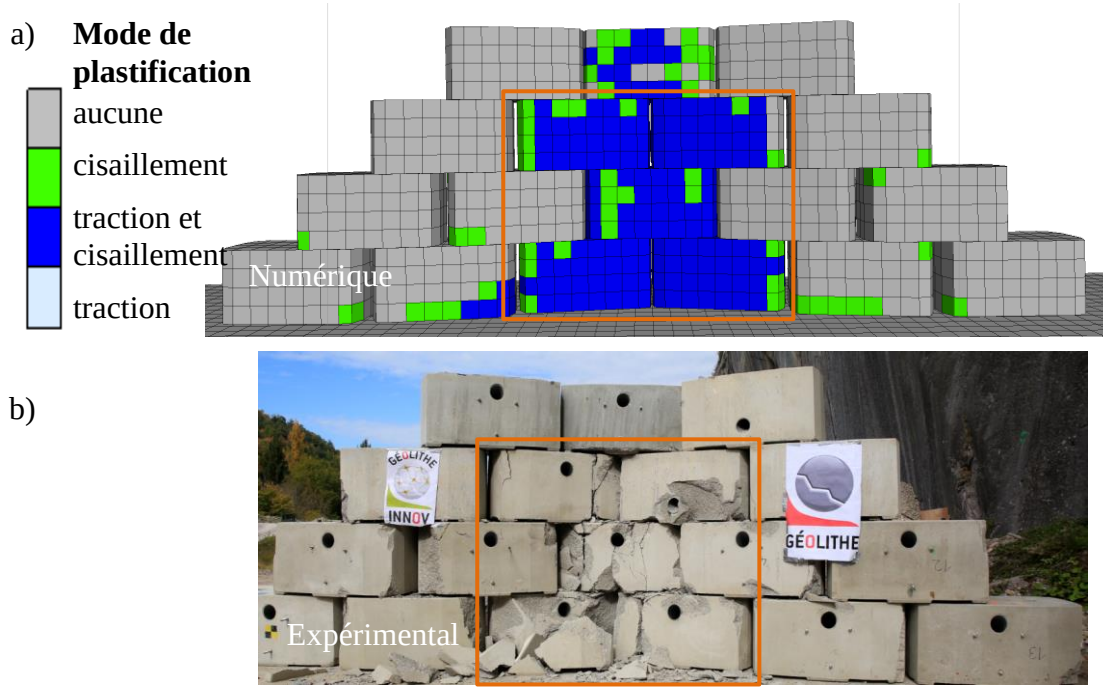


Figure 4.31 : Dégradations du mur après le cinquième impact (P3E5) a) plastification des zones dans le modèle numérique b) état du mur réel, fortement fracturé

4.5.2.3. Force d'impact

La mesure d'accélération, disponible pour les essais à échelle réelle, permet de comparer les forces d'impact numérique et expérimentale qui ont été normalisées pour faciliter leur comparaison.
Pour le premier essai d'impact, les résultats (Figure 4.32) montrent une force d'impact numérique 10 fois plus élevée que la force obtenue expérimentalement

La comparaison fait apparaître également une durée d'impact très courte (< 5 ms) en comparaison de celle obtenue expérimentalement qui se caractérise par un premier pic de 10 ms suivi par un deuxième pic de 30 ms. Cela indique une limite du modèle à reproduire le comportement au contact de l'impactant sur la structure. Le modèle ne se montre pas adapté pour l'estimation d'une force d'impact ou d'une durée d'impact. On peut néanmoins souligner que la valeur de la force d'impact expérimentale, calculée sur la base du signal d'accélération filtré, est dépendante de la méthode de traitement. Concernant le modèle numérique, la raideur du contact bloc/impactant est influente sur la valeur de la force d'impact. Le critère proposé par Itasca a été utilisé cependant un travail sur le paramétrage des interfaces au contact de l'impactant sur le mur représente une amélioration possible pour la reproduction d'un chargement dynamique proche de celui mesuré expérimentalement, en amplitude et durée.

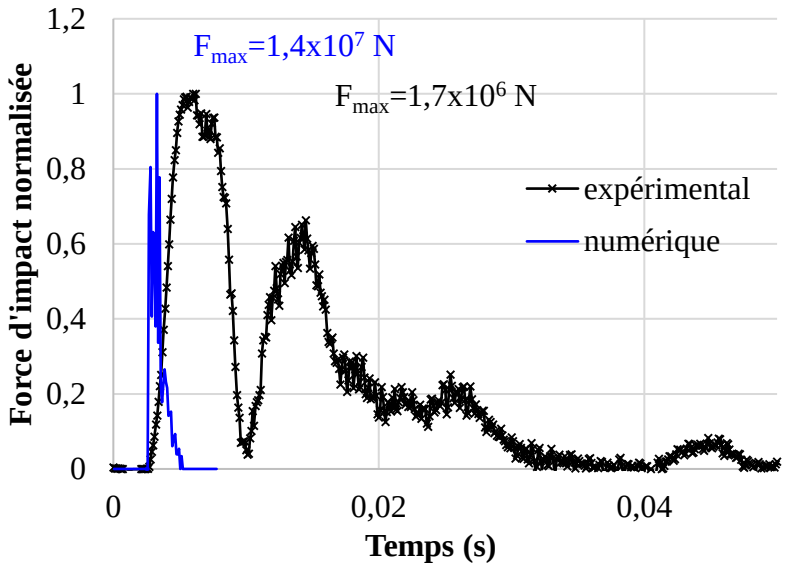


Figure 4.32 : Forces d'impact numérique et expérimentale pour un essai à 16 kJ sur la structure vierge de tout impact (P3E1)

4.5.2.4. Comportement des éléments structurels

L'analyse des résultats de simulation montre que le déplacement des barres par rapport à leur position initiale dans les blocs est légèrement supérieur au jeu autorisé. Alors que le jeu transversal autorisé est de 17 mm, le déplacement selon l'axe local z_b des nœuds atteint presque 19 mm après le cinquième impact (Figure 4.33). La procédure incrémentale développée pour bloquer les déplacements à hauteur du jeu s'avère imparfaite. En effet, celle-ci n'est exécutée que tous les 100 pas de temps pour des raisons de temps de calcul. Ainsi, le déplacement entre une exécution où le déplacement est inférieur au jeu et une exécution où la rigidité est activée peut expliquer en partie le dépassement de deux millimètres observés.

Il est également possible que ces dépassements de déplacements relatifs par rapport au jeu autorisé soit liée à la déformation plastique des zones des blocs entourant les nœuds constitutifs des barres. L'établissement du lien du nœud de l'élément structurel vers un point quelconque (interpolation) de la zone cible et non vers un nœud du maillage peut accentuer davantage cet effet indésirable.

Nous notons que le déplacement des plaques présente le même problème ; dans une amplitude moindre puisque le déplacement atteint 9,2 mm pour un jeu permis de 9 mm.

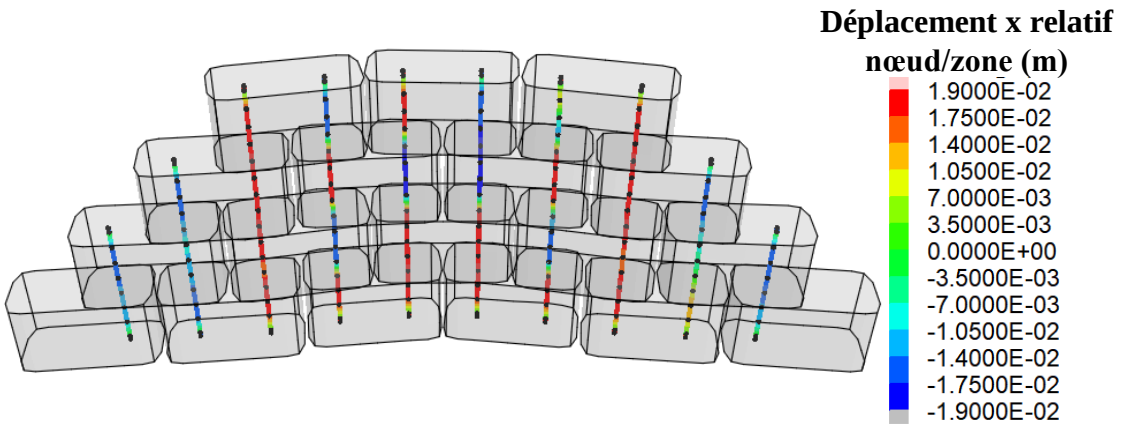


Figure 4.33 : Déplacement des barres par rapport aux blocs après le cinquième impact

Au cours des simulations, de manière générale, les barres sont sollicitées en traction, par des efforts restant inférieurs à la limite élastique. Les plaques sont globalement sollicitées par des efforts de traction plus faibles et fonctionnent également en compression. Ponctuellement, lors du troisième impact, la traction atteint un maximum de 300 kN au droit de l'impact pour une résistance de la plaque de 390 kN.

Les résultats de la simulation du cinquième impact sont également utilisés pour étudier les efforts dans les éléments structurels de liaison. Les barres sont le plus fortement mobilisées lors du cinquième impact au moment du soulèvement du mur par rotation sur son arête arrière, 300 ms après le début de la simulation. Les efforts de traction, atteignant 150 kN, restent inférieurs à la limite de rupture des barres de 270 kN (Figure 4.34). Les plaques, en fonction des déplacements relatifs des blocs, sont sollicitées en traction ou en compression.

L'absence de rupture des éléments structurels lors des impacts sur le mur expérimental n'a pas pu être vérifiée visuellement à la fin des essais (absence de démontage). Cependant, le déplacement de tous les blocs du mur, observé lors des essais successifs, suggère un faible nombre d'éléments structurels de liaison rompus, voire de l'absence de rupture.

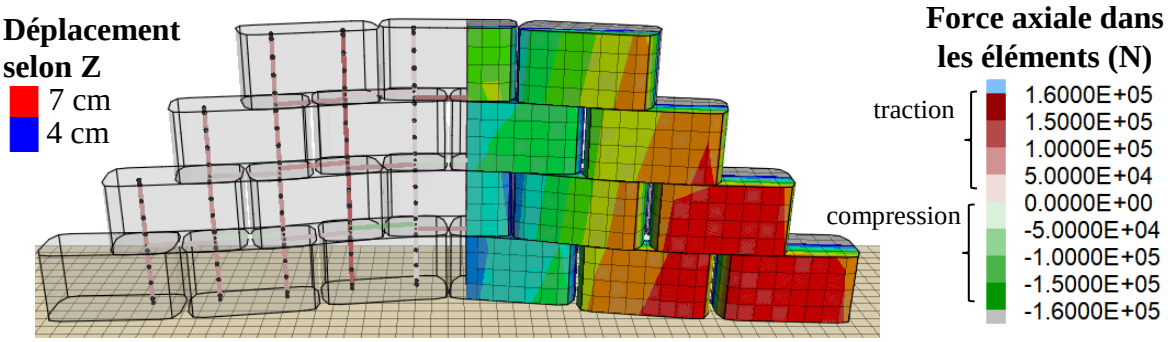


Figure 4.34 : Forces axiales dans les éléments structurels de liaison pour le cinquième impact lors du déplacement de la structure à un instant donné (300 ms)

4.5.3. Synthèse

Le modèle à échelle réduite a été modifié pour rendre compte du comportement de la structure à échelle réelle. La succession d'impacts, de 16 kJ à 125 kJ, réalisés à Montagnole, a été simulée numériquement. Les résultats montrent dans l'ensemble une bonne capacité du modèle à reproduire la réponse du mur sous impact à cette échelle. La déformée finale et le soulèvement sont bien reproduits pour les premiers impacts. Cependant le modèle semble présenter une limite à rendre compte du déplacement lors d'une déformation importante ou d'une suite d'évènements avec des dégradations importantes du béton.

La comparaison des forces d'impact numérique et expérimentale révèle que le modèle numérique n'est actuellement pas adapté pour l'estimation correcte de la force d'impact.

Les résultats ont également permis de vérifier le bon fonctionnement de l'assemblage d'armature par rapport au comportement escompté. L'analyse des efforts dans les armatures a montré que, dans ces gammes d'énergie, les barres fonctionnant principalement en traction, restent sollicitées en deçà de leur résistance limite. Les résultats ont également montré que les plaques sont sollicitées en traction et en compression, dans une moindre mesure par rapport aux barres.

4.6. Conclusion

Une approche de modélisation couplant éléments volumiques continus et éléments structurels de liaison métalliques a été adoptée pour modéliser des murs en *Bloc Armé*. Une attention particulière a été apportée à la représentation la plus réaliste possible des éléments et de leurs interactions. Une procédure particulière concernant les interactions entre les éléments structurels et les blocs permet de prendre en compte les jeux de déplacement présents dans l'assemblage d'armature. Les éléments d'interfaces, éléments spécifiques à FLAC3D, sont paramétrés pour représenter au mieux les contacts des éléments les uns par rapport aux autres. Pour se conformer aux dispositions structurelles adoptées expérimentalement, le modèle numérique développé à l'échelle réelle présente quelques différences avec celui proposé à échelle réduite. Celles-ci comprennent : la prise en compte des tubes par un moment résistant plus élevé ponctuellement au niveau des barres, des blocs légèrement chanfreinés et l'absence de jeu vertical.

La confrontation des résultats numériques avec les résultats expérimentaux atteste de l'aptitude du modèle à reproduire le comportement global de la structure lors d'un impact, indépendamment de l'échelle. La concordance des résultats est établie dans l'espace et le temps : la réponse dynamique de l'ensemble de la structure est bien reproduite par le modèle. Pour un essai à 1 040 J sur une structure à échelle réduite, les déplacements sont reproduits avec un écart de 18% sur le déplacement maximal final. La comparaison de l'évolution du déplacement d'un point haut dans le temps témoigne d'une dynamique et d'un déplacement réversible comparable.

Pour une succession de trois impacts de 16 kJ à 93 kJ sur un mur à échelle réelle, les déplacements de la structure par glissement et soulèvement sont correctement représentés par le modèle. Pour des essais à plus forte énergie (125 kJ) sur une structure déjà endommagée et déformée, le modèle sous-estime assez largement les déplacements (jusqu'à 35% pour le cinquième impact). Cette sous-estimation du déplacement est attribuée à l'absence de fracturation des blocs élémentaires, qui, en réalité, diminue la rigidité globale de la structure.

La loi de comportement « Mohr-Coulomb » de FLAC3D utilisée dans nos modèles, bien que très simple, est capable de rendre compte de la dégradation des blocs en béton. Pour les deux échelles testées, l'état de déformation plastique dans les blocs est globalement représentatif de l'état de dégradation réelle des blocs. La fracturation des blocs impactés est assimilée à la plastification des zones en traction. Localement de la plastification par cisaillement ou traction sont également observées dans le modèle aux endroits où apparaissent des dommages locaux de type écornements et épaufrures dans la structure.

L'étude sur la dissipation d'énergie menée sur le modèle à échelle réduite montre que la plastification des blocs est le phénomène prédominant dans la dissipation d'énergie. Bien que les déplacements relatifs entre blocs soient de faibles amplitudes, les résultats montrent également que le frottement entre blocs représente une part importante de la dissipation d'énergie.

Les résultats présentés dans ce chapitre se limitent à des simulations d'impact sur des ouvrages droits. Dans le chapitre 5, sont présentés des développements additionnels permettant d'étendre l'utilisation du modèle numérique à des structures plus complexes.
Pour les structures à l'échelle réelle, l'énergie induite lors des impacts réalisés ou simulés (125 kJ) est bien inférieure à la capacité visée pour une telle structure (quelques milliers de kilojoules) d'où la nécessité de poursuivre les études engagées. Le comportement de la structure *Bloc Armé* sous impact à haute énergie est abordé numériquement dans le chapitre 5.

Chapitre 5 – Modélisations pour l’ingénierie

5.1. Introduction

Le modèle numérique de la structure *Bloc Armé* a été validé pour les échelles réduite et réelle dans le chapitre précédent. Les simulations concernaient des impacts sur des murs droits. A l'échelle réelle, afin de permettre une comparaison avec les résultats des essais expérimentaux, le mur était de dimensions réduites et les énergies testées relativement faibles (125 kJ). Dans ce chapitre nous présentons des modélisations et des simulations menées afin de vérifier l'aptitude du modèle 1) à modéliser des structures de géométries complexes et 2) à simuler des impacts à haute énergie sur des murs à échelle réelle.

5.2. Structures de géométries complexes : murs de refend

La structure *Bloc Armé* présente l'intérêt d'une faible emprise au sol. Dans certains contextes, la protection par un mur droit peut se montrer inadaptée, car pouvant conduire au renversement de celui-ci. La réponse sous impact de murs présentant des géométries plus complexes et moins sujettes au risque de renversement, impliquant par exemple la mise en œuvre de murs de refend perpendiculaires à l'ouvrage, a été testée expérimentalement à échelle réduite (paragraphe 3.4).

Ces résultats expérimentaux sont utilisés pour vérifier la capacité du modèle à reproduire le comportement des ouvrages pour ces géométries complexes. Dans ce chapitre, nous nous intéresserons au comportement global des murs en considérant principalement leur déplacement.

5.2.1. Modélisation

5.2.1.1. Présentation du modèle

Dans le modèle, destiné à reproduire les essais à échelle réduite, les murs de refend sont représentés explicitement par des empilements de blocs et demi-blocs (Figure 5.1a). Le réseau d'armatures mis en œuvre expérimentalement est modélisé par : des barres verticales (élément « pieu ») qui traversent les blocs, et des plaques (élément « câble »), perpendiculaires au mur principal, qui relient les barres (Figure 5.1b).

Dans les murs de refend, les jeux dans l'assemblage des éléments structurels sont gérés de la même façon que les jeux du mur droit (paragraphe 4.3.4.1), en adaptant les axes définissant le plan selon lequel le déplacement des nœuds est géré par une condition déformable des liens à l'orientation particulière de ces éléments.

Lors des essais, l'espacement entre les murs de refend et le mur droit était variable. Le plus souvent, cet espacement est absent. Pour respecter au mieux cette mise en œuvre, le modèle considère des murs de refend placés contre le mur droit, sans espacement.

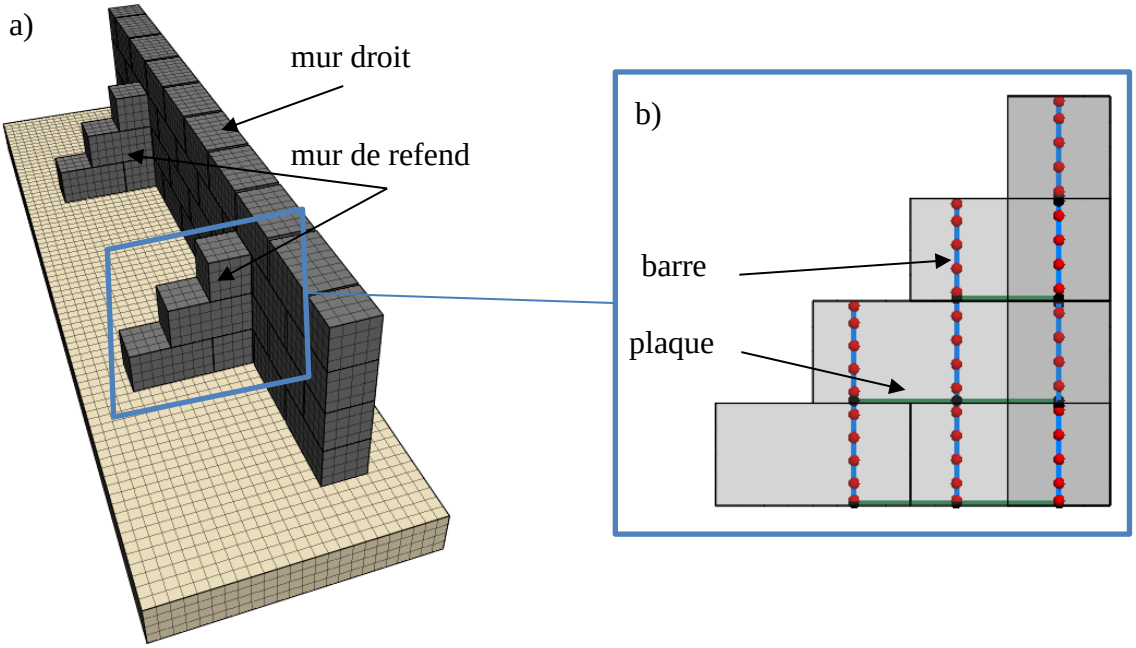


Figure 5.1 : Murs avec murs de refend a) modélisation des murs de refend b) modélisation du réseau d'éléments structurels de liaison

5.2.1.2. Simulations

Les trois configurations de mur testées expérimentalement (B100, B158 et H158) sont modélisées et impactées en considérant une énergie de 1 040 J (impactant de 35 kg à une vitesse de 7,7 m/s) à une hauteur d'impact Hi = 0,5 m. Pour les simulations numériques, les conditions aux limites, les paramètres de calcul ainsi que les conditions d'impact sont similaires à celles présentées précédemment au paragraphe 4.4.1 pour l'ouvrage de référence.

5.2.1.3. Résultats numériques : configuration H158

Nous présentons dans ce paragraphe les résultats généraux de la configuration H158 ainsi qu'une analyse comparative avec les résultats obtenus sur mur droit (paragraphe 4.4.1).
Dans les modèles numériques, de la même manière que lors des essais, les murs de refend sont peu déplacés. Pour l'ensemble des configurations, leur déplacement réversible est quasiment nul et une asymétrie est observée.
Pour la configuration H158, le déplacement maximal des murs de refend est de l'ordre de 3 cm à la fin de la simulation (Figure 5.2). La longueur de mur déplacé est identique à celle sur mur droit.

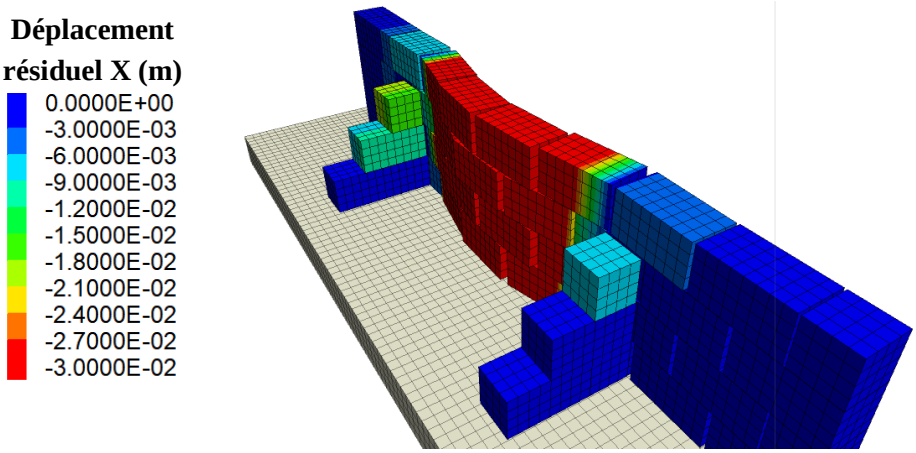


Figure 5.2 : Déplacements résiduels des murs de refend pour la configuration H158.

Par rapport au comportement pour le mur droit (Figure 4.23), la cinématique d'impact est peu modifiée. L'impact reste caractérisé par deux contacts courts (Figure 5.3a). Cependant le temps entre les deux contacts est plus long (14 ms pour 8 ms avec le mur droit). L'énergie après impact de l'impactant (Figure 5.3b) est supérieure à celle observée pour le mur droit (10 J pour 5 J avec le mur droit). Elle reste cependant négligeable face à l'énergie d'impact de 1 040 J.
La dissipation d'énergie par les différents mécanismes est peu modifiée, en termes d'évolution dans le temps et d'intensité. On observe tout de même que la plastification d'un des murs de refend entraîne une augmentation de l'énergie dissipée par plastification. Au final, l'énergie par plastification est supérieure pour le mur avec refends (408 J pour 360 J avec le mur droit).

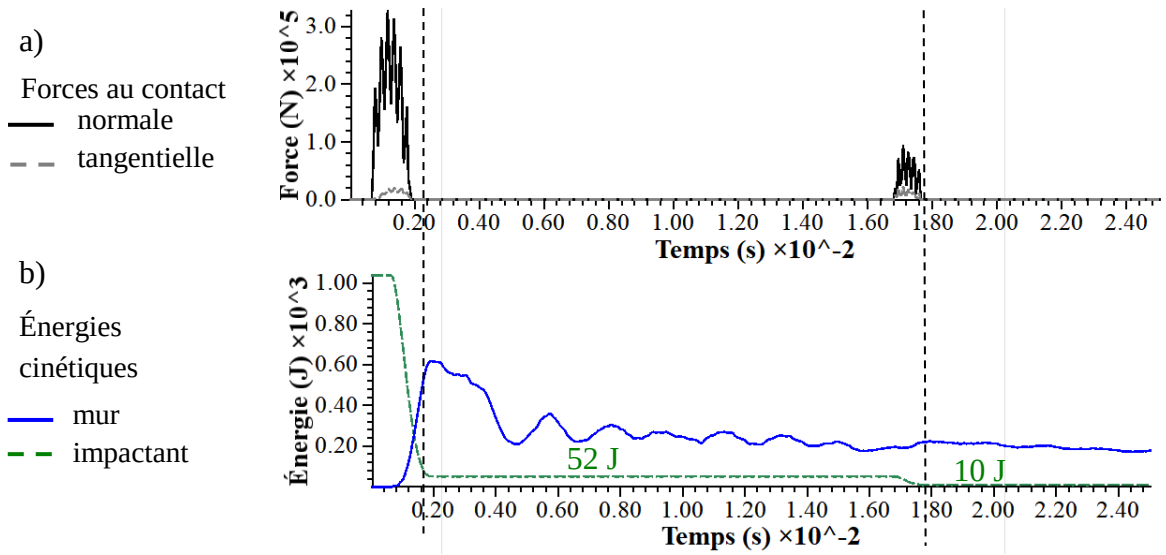


Figure 5.3 : Comportement au contact impactant/mur, avant stabilisation du mur pour la configuration H158 a) forces de contact normales et tangentielles b) énergies cinétiques au moment de l'impact

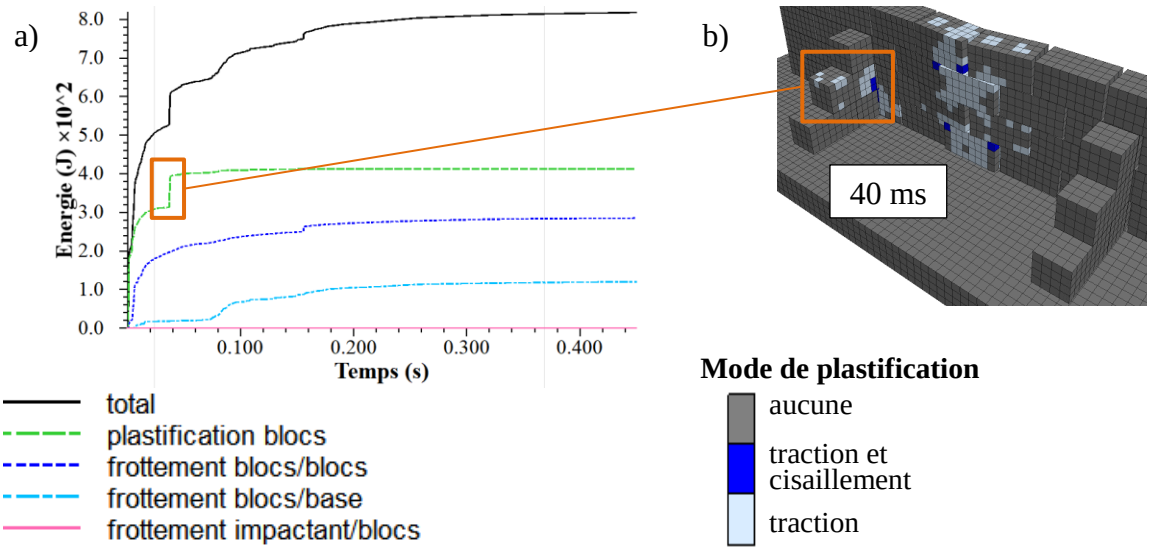


Figure 5.4 : Dissipation d'énergie pour la configuration H158 a) dissipation d'énergie au cours du temps pour différents mécanismes b) État de plastification des zones

5.2.2. Comparaison des résultats numériques et expérimentaux

Les comparaisons portent essentiellement sur la cinématique du mur pendant l'impact (Tableau 5.1) et sur la géométrie déformée du mur après impact (Figure 5.5). Globalement, les résultats montrent une bonne aptitude du modèle à rendre compte des déplacements résiduels pour ces murs de géométrie complexe (Figure 5.5).

Pour les configurations B100 et H158, les déformées finales des murs et les amplitudes de déplacement sont bien reproduites (Figure 5.5 et Tableau 5.1). Les écarts relatifs au déplacement résiduel de points particuliers sont inférieurs à 1 cm entre l'expérimental et les résultats des simulations. Pour la configuration B158, les résultats des analyses photogrammétriques ne sont pas disponibles. Cependant, la comparaison des résultats numériques avec les résultats expérimentaux issus du pointage vidéo pour le point haut et d'une mesure manuelle pour le point bas, montre une surestimation des déplacements par le modèle numérique (9 cm pour 7 cm en bas du mur et 11 cm pour 7 cm en haut).

Les résultats de simulation confirment que la présence de murs de refend entraîne une réduction des déplacements résiduels. Les tendances relatives à l'influence des dimensions des murs de refend et de leur espacement sur les longueurs de murs mobilisées par glissement et soulèvement sont similaires entre les mesures expérimentales et numériques. Néanmoins, certaines différences existent dans certains cas quant aux intensités des grandeurs mesurées ou calculées.

1 040J - Hi = 0,5 m	Mur B158		Mur B100		Mur H158	
déplacement selon l'axe x (m)	**Exp**	**Num**	**Exp**	**Num**	**Exp**	**Num**
déplacement bas résiduel (d_{bas})	0,07	0,09	0,09	0,1	0,1	0,11
déplacement haut maximal (d_{max})	0,14	0,12	0,19	0,12	0,16	0,14
déplacement haut résiduel (d_{haut})	0,07	0,11	0,13	0,12	0,12	0,13
déplacement résiduel au point d'impact (d_{imp})	/	0,11	0,12	0,12	0,13	0,13
déplacement réversible en tête ($d_r = d_{max} - d_{haut}$)	0,07	0	0,06	0	0,04	0,01
longueur de mur déplacée (Ld)	1,6	1,4	1	1,2	1,4	1,3
longueur de mur soulevée en pied (Ls)	1,4	1,2	1,6	1,2	1,6	1,4

Tableau 5.1 : Comparaison des principaux résultats expérimentaux et numériques pour différentes configurations de murs avec murs de refend

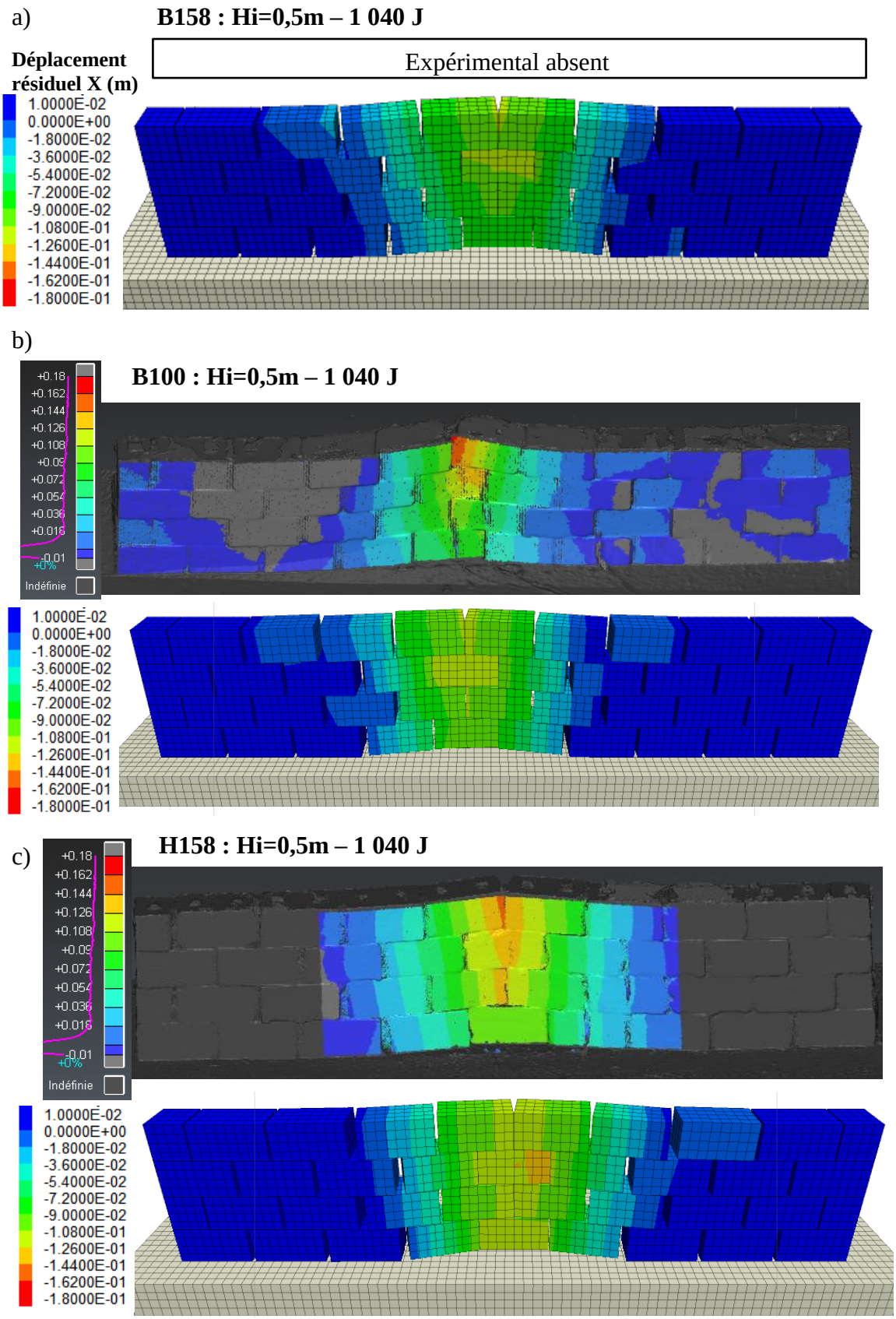


Figure 5.5 : Comparaison des déformées expérimentales et numériques pour différentes configurations de murs avec murs de refend a) B158 b) B100 c) H158

Les résultats montrent une moins bonne capacité du modèle numérique à reproduire le déplacement réversible de l'ouvrage en présence de murs de refend (Figure 5.6). Le déplacement réversible en tête, globalement plus élevé avec les murs de refend lors des essais (de 4 à 7cm) est peu observé numériquement avec des déplacements réversibles en tête inférieurs à 1cm.

De plus, lors des simulations, le soulèvement du mur du côté de la face impactée est inférieur à 1 cm. Cette valeur est plus faible que l'estimation faite expérimentalement, donnant des valeurs d'environ quelques centimètres. Une comparaison plus précise n'est toutefois pas possible car l'instrumentation utilisée lors des essais ne le permet pas.

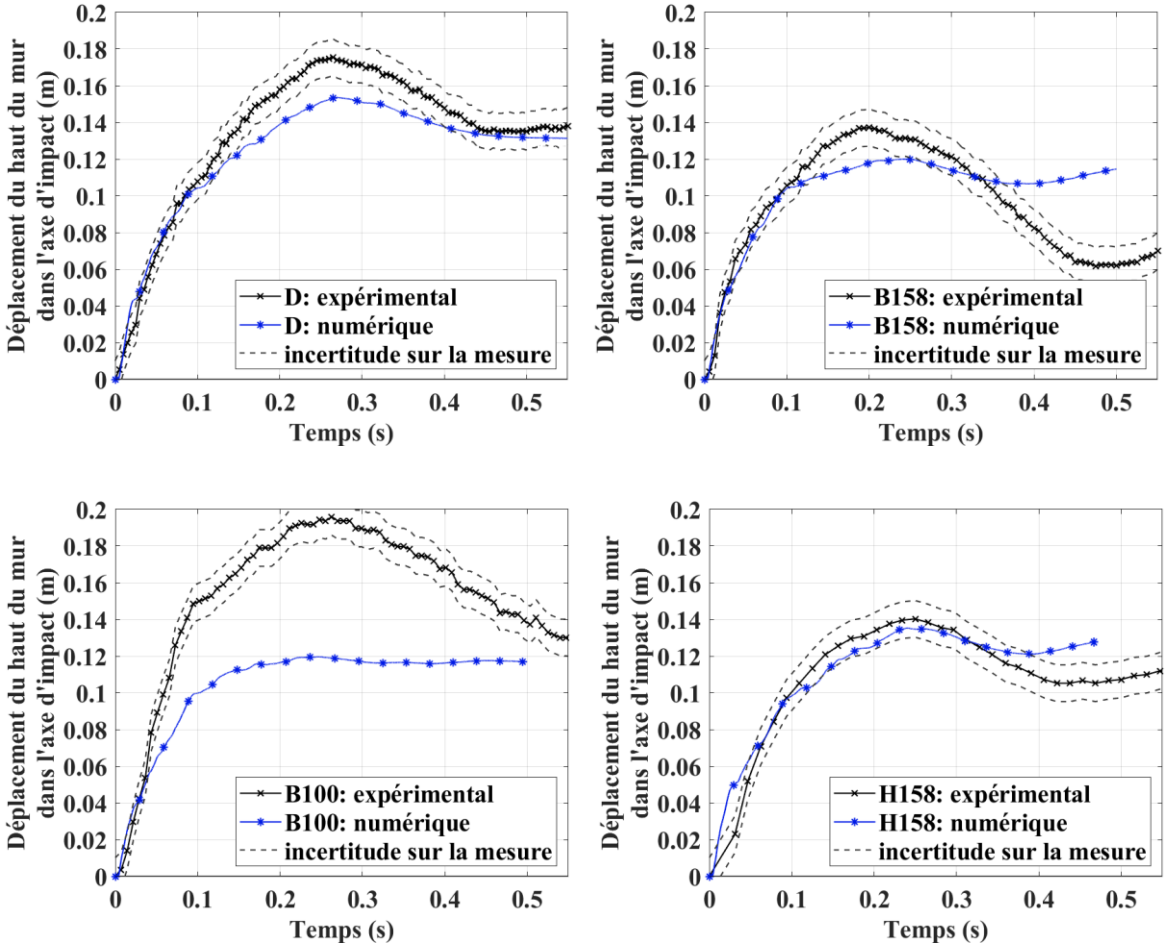


Figure 5.6 : Comparaison des résultats expérimentaux et numériques du déplacement du point haut du mur au droit de l'impact pour différentes configurations de mur (mur droit et 3 murs avec murs de refend)

Deux hypothèses sont émises pour expliquer la faible amplitude du déplacement réversible lors des simulations.

La première hypothèse est que l'absence d'espacement entre les murs de refend et le mur droit, en modifiant le mécanisme de butée du mur droit sur les murs de refends, pourrait expliquer la différence de comportement concernant le déplacement réversible. Des simulations

complémentaires ont donc été réalisées en respectant un espacement de 2 cm (espacement moyen entre blocs dans le mur droit) entre les murs de refend et le mur droit. Avec un tel espacement, les murs de refend sont très peu mobilisés et leur influence sur le comportement des murs est très faible. Un raffinement de l'espacement entre le mur droit et les murs de refend entre ces deux valeurs extrêmes (0 et 2 cm) représente une piste d'amélioration possible pour reproduire plus justement le déplacement réversible. De plus, tel qu'il est établi actuellement, le modèle numérique est basé sur une hypothèse simplificatrice concernant le jeu des éléments structurels des murs de refend. Lorsqu'aucun espacement n'est considéré entre les murs de refend et le mur droit, les barres verticales ne sont pas centrées dans les réservations (elles sont plaquées contre les réservations du fait de la présence de la plaque qui impose une certaine distance entre deux barres adjacentes). De ce fait, pour ces barres et dans la direction X uniquement, le jeu devrait être plus important dans un sens et absent dans l'autre. Cependant, lors des simulations, le jeu est calculé par rapport à la position initiale des barres, qui dans ce cas n'est plus en adéquation avec l'axe des réservations. Ce point de détail, potentiellement influent sur la mobilisation des murs de refend, pourra être amélioré.

La seconde hypothèse est que l'interaction entre les murs de refend avec la base joue un rôle important dans le déplacement réversible du mur. Expérimentalement, les murs de refend peuvent, au cours de leur déplacement, venir s'appuyer sur la base à l'arrière et pivoter légèrement. Ainsi, le soulèvement et les déplacements réversibles peuvent être accentués. Numériquement, il y a un léger décollement des murs de refend avec la base lors de l'impact. La modification du contact entre le mur et la base, en diminuant la rigidité de la base ou en introduisant une loi de comportement élasto-plastique (loi FLAC3D « Mohr-Coulomb »), représente alors une perspective pour améliorer l'interaction entre les murs de refend et la base dans le modèle. Cela dans l'objectif de mieux reproduire les déplacements réversibles.

5.2.3. Étude quantitative de la dissipation d'énergie

De la même manière que pour l'essai sur mur droit, des bilans concernant les énergies dissipées sont réalisés pour les impacts dans les configurations avec murs de refend. Afin de pouvoir comparer les valeurs, les énergies dissipées par frottement, calculées selon la méthode simplifiée utilisant les résultats expérimentaux, sont recalculées avec l'angle de frottement dynamique de 20°. Les résultats (Figure 5.7.a) confirment que la méthode de calcul basée sur les résultats expérimentaux sous-estime l'énergie dissipée par frottement du mur sur la base par rapport aux résultats numériques (voir paragraphe 4.4.3.4). Le bilan réalisé à l'aide des résultats numériques confirme qu'en présence de murs de refend, l'énergie dissipée par frottement des blocs sur la base diminue, sauf pour la configuration B100. Les résultats numériques montrent que les murs de refend entraînent une augmentation des quantités d'énergie dissipées par le frottement entre blocs et par la plastification des blocs.

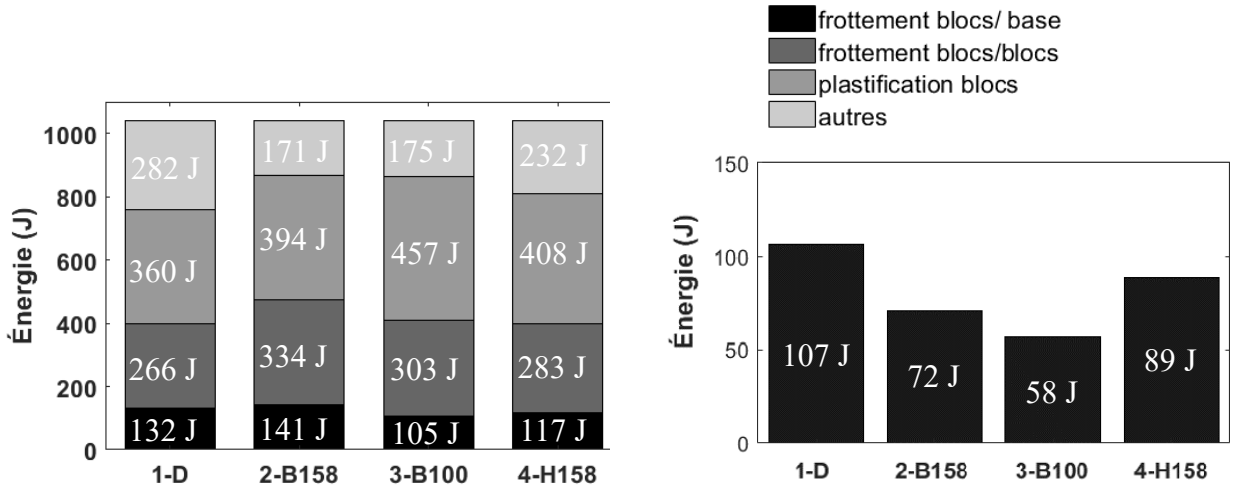


Figure 5.7 : Quantification de la dissipation d'énergie suivant divers phénomènes pour un impact à 1 040 J à Hi = 0,5m et pour les différentes configurations de murs a) résultats numériques b) résultats expérimentaux pour le frottement du mur sur la base

5.2.4. Conclusions

Les simulations d'impact sur des murs avec murs de refend mettent en évidence la capacité du modèle à modéliser des ouvrages de diverses géométries. En effet, de manière similaire aux structures réelles, les blocs et les assemblages d'éléments structurels peuvent être utilisés pour la construction de murs variés comprenant des murs de refend perpendiculaires au mur droit.

Les résultats confirment l'aptitude du modèle à prédire correctement le déplacement final de ce type de structure. Une incertitude sur les raisons de la mauvaise reproduction des déplacements pour la configuration B158 subsiste et demande à être levée.

Le modèle est perfectible quant à la reproduction du déplacement réversible. Deux pistes d'amélioration sont envisagées. La première porte sur une modélisation plus fine de l'assemblage entre les éléments structurels et les murs de refend et de leur positionnement initial (espacements et jeux...). La deuxième porte sur la loi de comportement à considérer pour la base.

5.3. Structure à échelle réelle sous impact à haute énergie

La technologie *Bloc Armé* vise notamment à la construction d'ouvrages de protection contre des chutes de bloc rocheux pouvant générer des impacts à haute énergie. Nous présentons ici des simulations d'impact à haute énergie sur des ouvrages utilisant la technologie *Bloc Armé*. Nous intéressant plus particulièrement à la capacité du modèle numérique à gérer une sollicitation dynamique de haute intensité, les travaux portent sur des murs droits.

5.3.1. Modélisation et simulations

Le modèle numérique à échelle réelle présenté en Chapitre 4 (paragraphe 1324.5.1) est utilisé pour la simulation d'impacts à haute énergie sur des murs droits de dimensions variables : 9,6 à 25,6 m de long (6 à 16 blocs) pour 3,2 m de haut (4 blocs).

Compte tenu de l'intensité de la sollicitation, le maillage est affiné pour la base et les blocs : la dimension des zones est réduite de 0,2 m à 0,15 m.

Pour éviter certains problèmes numériques liés à l'angularité des contacts entre l'impactant et les blocs, un impactant sphérique de 1,1 m de diamètre est utilisé.

Les simulations réalisées à différents niveaux d'énergie et à différentes hauteurs d'impact sont présentées au Tableau 5.2.

n°	Longueur du mur (m)	Diamètre des barres (mm)	Hauteur d'impact (m)	Énergie (kJ)	Masse (t)	Vitesse (m/s)
1	12,8	25	2,0	900	7	16
2	12,8	40	2,0	900	7	16
3	12,8	40	2,0	1500	7	21
4	25,6	40	2,0	1500	7	21
5	9,6	40	2,8	900	7	16

Tableau 5.2 : Simulations à haute énergie sur mur à échelle réelle : définition du mur et des conditions d'impact

Si l'on prend comme référence la simulation n°3, impact sur un mur de 12,8 m de long et 3,2 m de haut, le modèle comprend 19 000 zones, 45 éléments câbles, 272 éléments pieu (sous-éléments) et 410 nœuds structurels. Tous les 100 pas de temps, les procédures de gestion du jeu et de suivi des résultats sont appelées (« histories » dans FLAC3D).
La durée nécessaire à la simulation d'un tel impact, d'une durée de 1 s, est de 16 h pour un pas de temps de $8x10^{-7}$ s. Le matériel informatique utilisé est le suivant : Intel®Core™ i7-6700K CPU @4.00 GHz, 32 Go de RAM. Ces durées, même si relativement longues, restent acceptables pour une utilisation en ingénierie.

5.3.2. Résultats principaux

Les résultats principaux en termes de déplacement du mur pour les différentes simulations sont présentés dans le Tableau 5.3.

n°	Déplacement X résiduel max (cm)	Déplacement X réversible en tête (cm)	Soulèvement max en pied de mur (cm)	Ldéplacée (m)	Commentaire
1	(84)	/	/	/	Plastification des barres Arrêt du calcul 100 ms avant stabilisation
2	110	32	8	12,8	Déformation zones sur l'arête arrière sans arrêt du calcul
3	133	37	10	12,8	Déformation zones sur l'arête arrière sans arrêt du calcul
4	164	0	5	9,6	Faible soulèvement Absence de déplacement réversible
5	/	/	/	/	Renversement du mur

Tableau 5.3 : Résultats principaux pour les différentes simulations

Les résultats d'une simulation d'impact à 900 kJ sur le premier mur (simulation n°1) montrent que sous une telle sollicitation les éléments structurels de liaison de type barre sont localement plastifiées (Figure 5.8).
Au début de l'impact (12 ms), les deux armatures verticales traversant le bloc impacté sont fortement sollicitées en traction. Lorsque la rupture est atteinte, les efforts dans ces barres sont forcés à une valeur nulle. Les blocs au droit de l'impact sont fortement déplacés et les barres de part et d'autre du bloc impacté sont à leur tour sollicitées en traction (43 ms) jusqu'à atteindre leur rupture (100 ms). Du fait de la rupture de ces barres, les blocs voisins de ceux en contact de l'impactant ne sont plus entrainés. Seuls les blocs au droit de l'impact sont mobilisés et déplacés de plus de 80 cm.

Pour des raisons non identifiées, le calcul s'est arrêté au-delà de 120 ms. Cependant ces résultats permettent d'identifier une probable rupture de l'ouvrage dans cette configuration, liée à la rupture des barres.

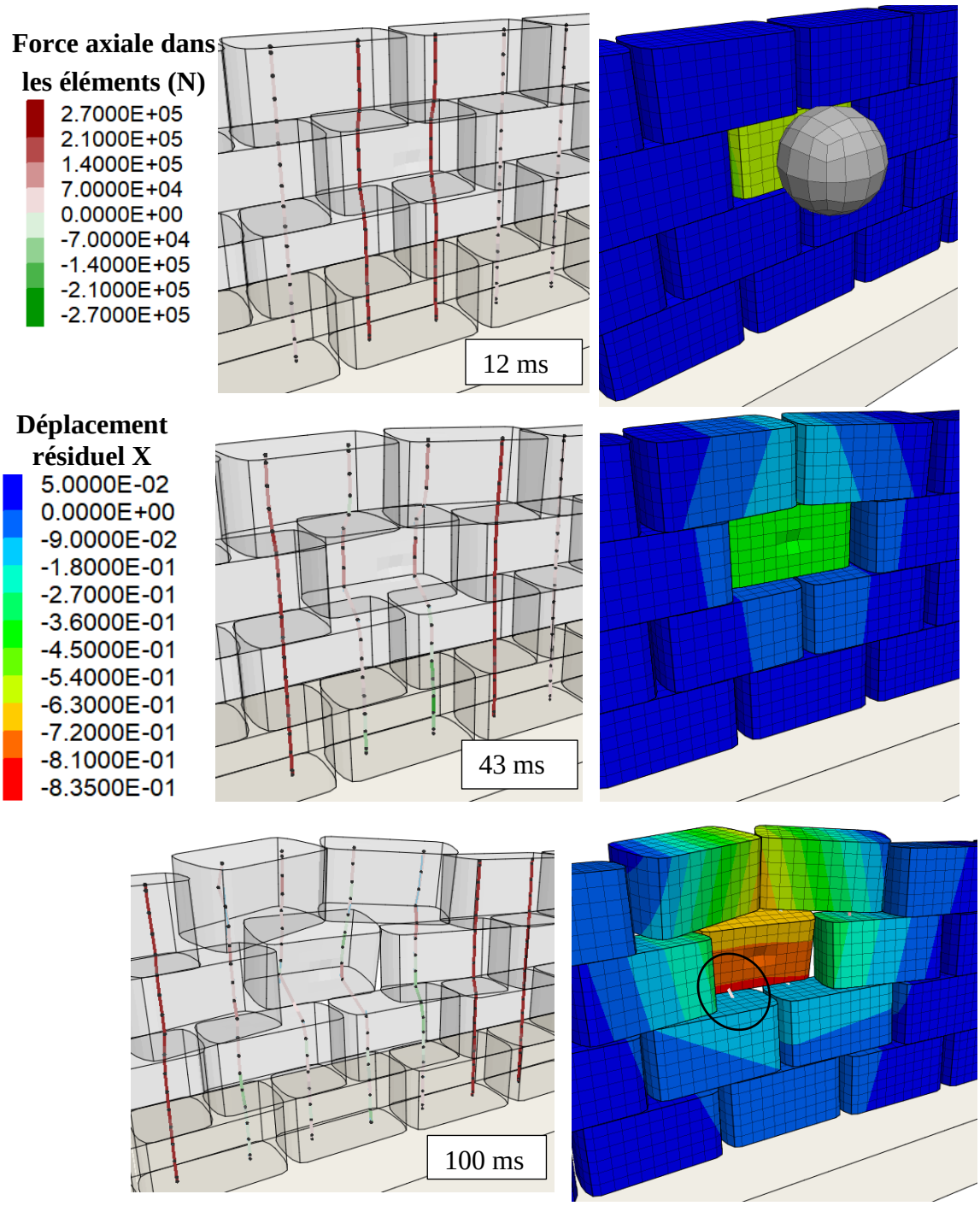


Figure 5.8 : Comportement du mur à l'impact : force axiale dans les armatures et déplacement des blocs selon X à trois temps donnés (simulation n°1)

Pour éviter la rupture des barres et l'arrêt prématuré des calculs, des barres de 40 mm de diamètre ont été utilisées en remplacement des barres de 25 mm de diamètre. Une simulation d'impact à 900 kJ (simulation n°2) montre une absence de rupture des barres et atteste du bon déroulement des calculs jusqu'à l'immobilisation du mur. Un déplacement réversible de 20 cm est observé en haut du mur, en partie lié au soulèvement en base de 8 cm. A l'état final, le mur est déplacé sur toute sa longueur en forme de V. Le déplacement résiduel maximal est de 110 cm. Le soulèvement de quelques centimètres en partie basse du mur, après 1s, témoigne d'un mouvement du mur lent par rapport à la durée de l'impact. Le mur est encore en mouvement, après soulèvement par

pivotement, et plusieurs secondes de simulation seraient nécessaires pour atteindre la stabilisation complète.

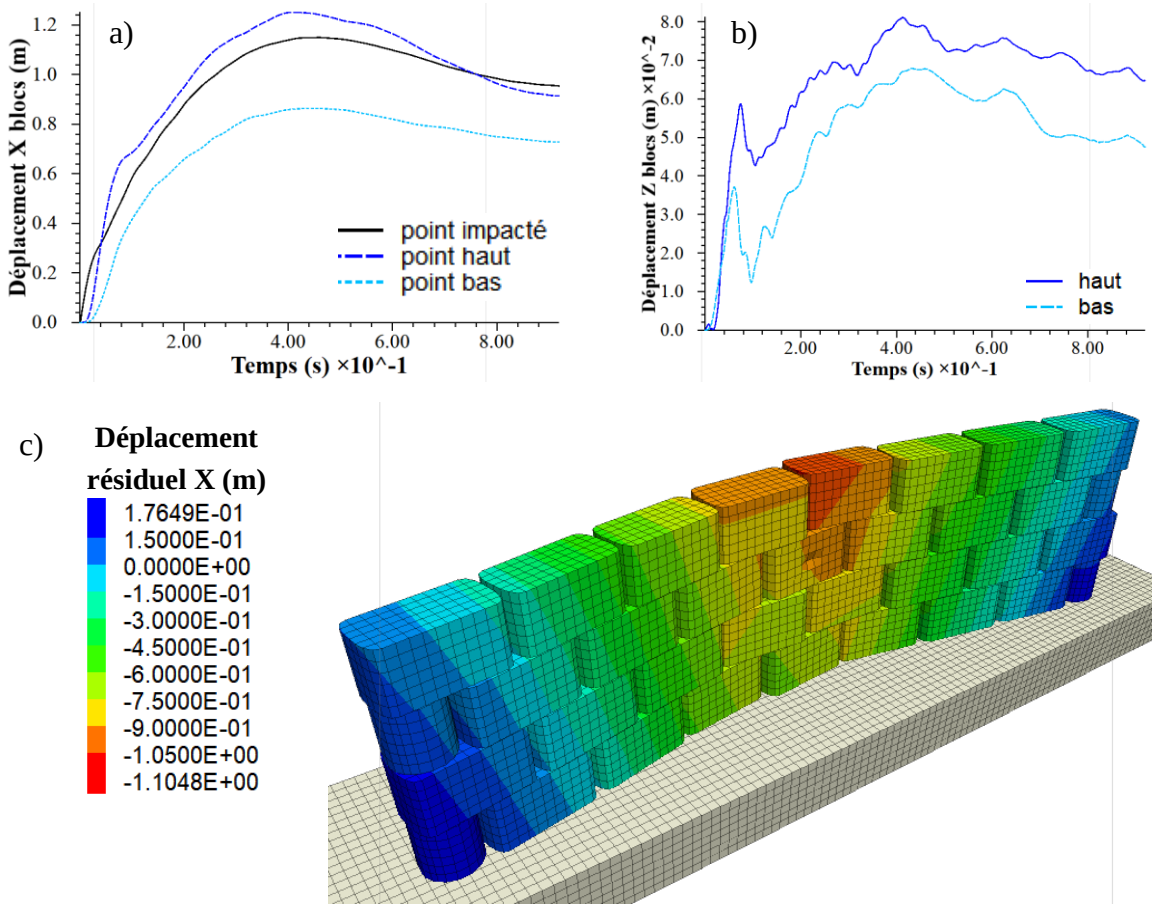


Figure 5.9 : Résultats pour un impact à 900 kJ sur un mur de 12,8m de long (simulation n°2) a) déplacement en trois points caractéristiques b) déplacement vertical en partie haute et basse du mur c) déformée du mur et déplacement résiduel selon l'axe d'impact X

Ce même ouvrage est impacté à une énergie de 1 500 kJ. Les mêmes modes de déplacement sont observés, mais de manière accentuée. Le soulèvement et le déplacement résiduel maximal sont respectivement de 10 cm et de 133 cm (Figure 5.10).

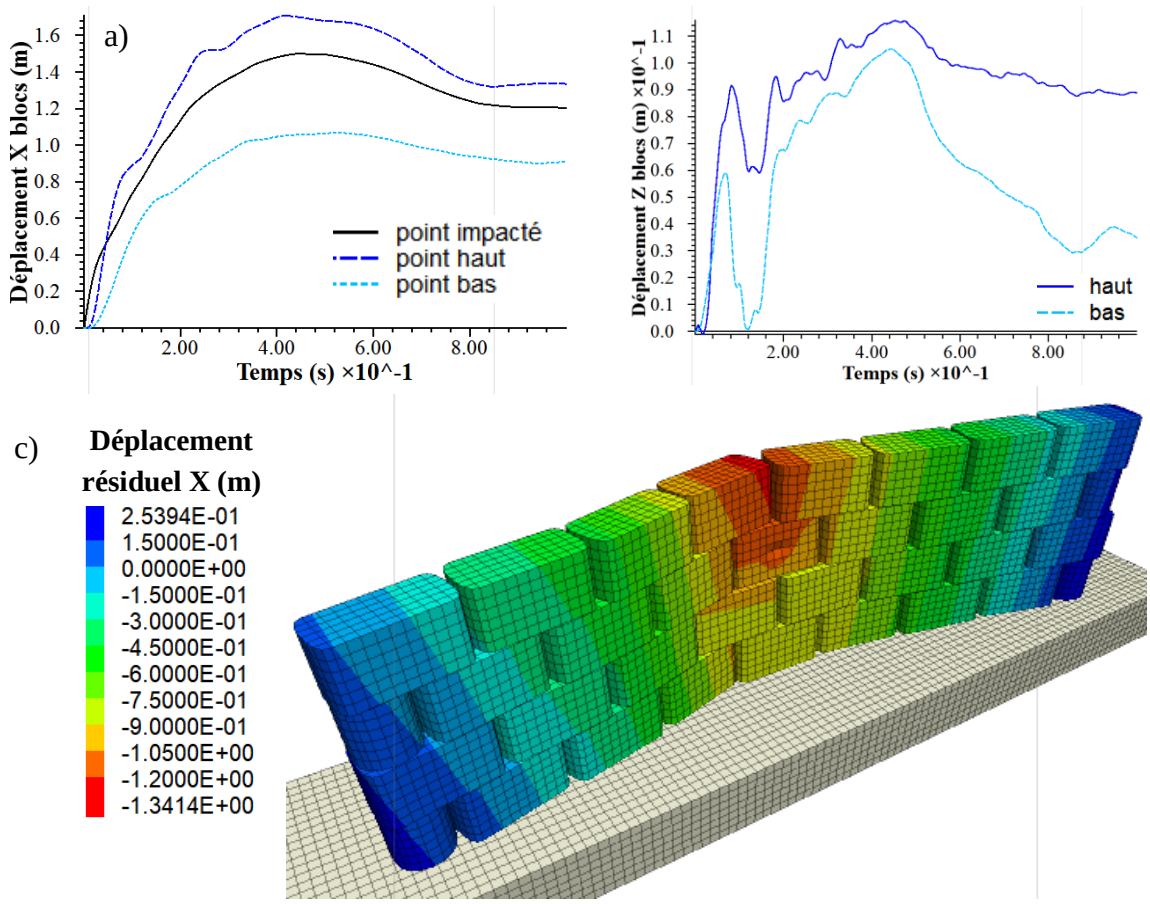


Figure 5.10 : Résultats pour un impact à 1 500 kJ sur un mur de 12,8m de long (simulation n°3) a) déplacement en trois points caractéristiques b) déplacement vertical en partie haute et basse du mur c) déformée du mur et déplacement résiduel selon l'axe d'impact X

Comme observé précédemment (paragraphe 4.5.2.4), le déplacement relatif des éléments structurels dans les zones dépasse le jeu autorisé. Le déplacement des nœuds des barres, atteint ici 30 mm pour 17 mm autorisés. La géométrie des zones (Figure 5.11) confirme l'effet de la déformation plastique des blocs de béton sur ce dépassement. Ces déplacements semblent être exagérés par le modèle d'interaction entre les éléments structurels et les blocs. Cependant ils rendent compte d'une possible dégradation plastique du béton au niveau des réservations.

Ces résultats mettent également en évidence une forte déformation en flexion des barres et des déplacements relatifs importants entre les blocs. Ceci est attribué à la distance entre les nœuds décrivant les barres et au niveau desquels sont gérés les interactions barre/bloc (limitation des déplacements selon les jeux autorisés). En effet, par l'absence de nœud, un déplacement excessif, dépassant le jeu autorisé est possible au niveau des interfaces entre deux blocs superposés. Ces comportements particuliers, induits par les simplifications inhérentes au modèle, sont observés au début de l'impact (0-50 ms). Les simplifications n'interdisent pas une bonne reproduction de la déformée finale des ouvrages avec des déplacements relatifs entre blocs qui restent cohérents avec les jeux autorisés (Figure 5.10).

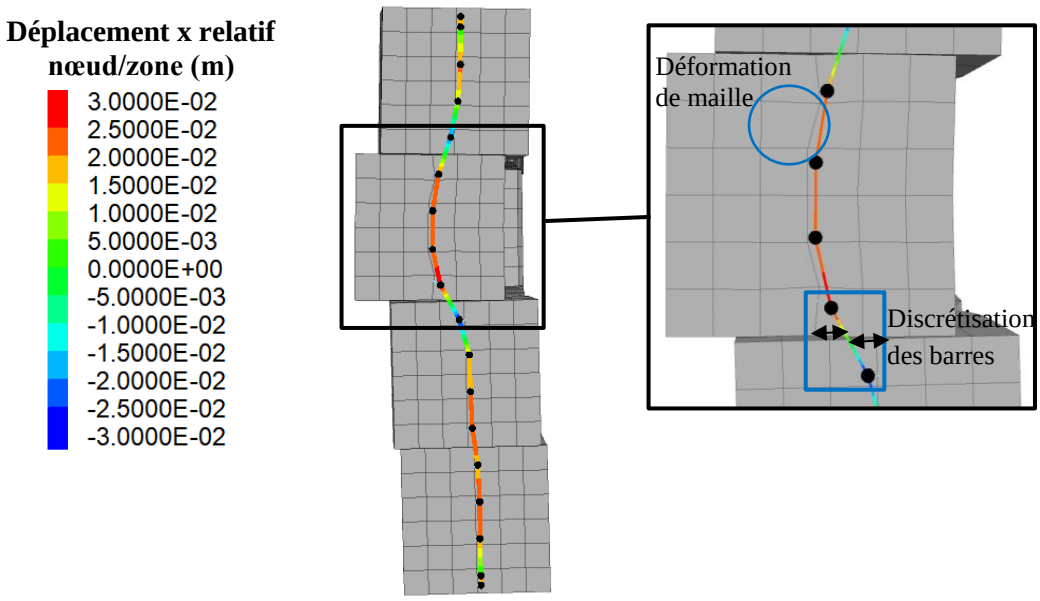


Figure 5.11 : Comportement de la barre au droit de l'impact : déformation plastique des zones entraînant un déplacement relatif des nœuds des barres dans les blocs supérieurs au jeu paramétré (simulation n°3, 28 ms)

A titre de comparaison, un ouvrage similaire, de 25,6 m de long est impacté à une énergie similaire de 1 500 kJ. Les résultats montrent une augmentation du déplacement résiduel maximal avec l'augmentation de la longueur de mur (Figure 5.12). L'augmentation du déplacement résiduel pour un mur de plus grande longueur peut paraître contre intuitif. On peut en effet s'attendre à ce qu'un ouvrage de grandes dimensions soit moins déformable. Au contraire, ici, le mouvement du mur plus long est restreint, notamment son soulèvement par pivotement sur l'arête arrière. Il en résulte que la longueur de mur sollicitée par l'impact est plus faible. Par voie de conséquence, pour une même énergie transmise, le déplacement de la partie de mur mobilisée est plus grand.
Ces résultats vont dans le même sens que les résultats expérimentaux obtenus lors des essais sur murs avec murs de refend. Dans les deux cas, on observe que la géométrie du mur a une influence sur le mode de déplacement du mur (soulèvement et apparition d'un déplacement réversible plus ou moins important en tête). Une réduction du déplacement réversible en tête s'accompagne par conséquent d'une augmentation du glissement à la base. La géométrie est également influente sur la longueur de mur déplacée. L'apparition d'un soulèvement ample et lent semble également conduire à la mobilisation d'une plus grande longueur de mur et à la réduction du déplacement résiduel maximal au droit de l'impact.

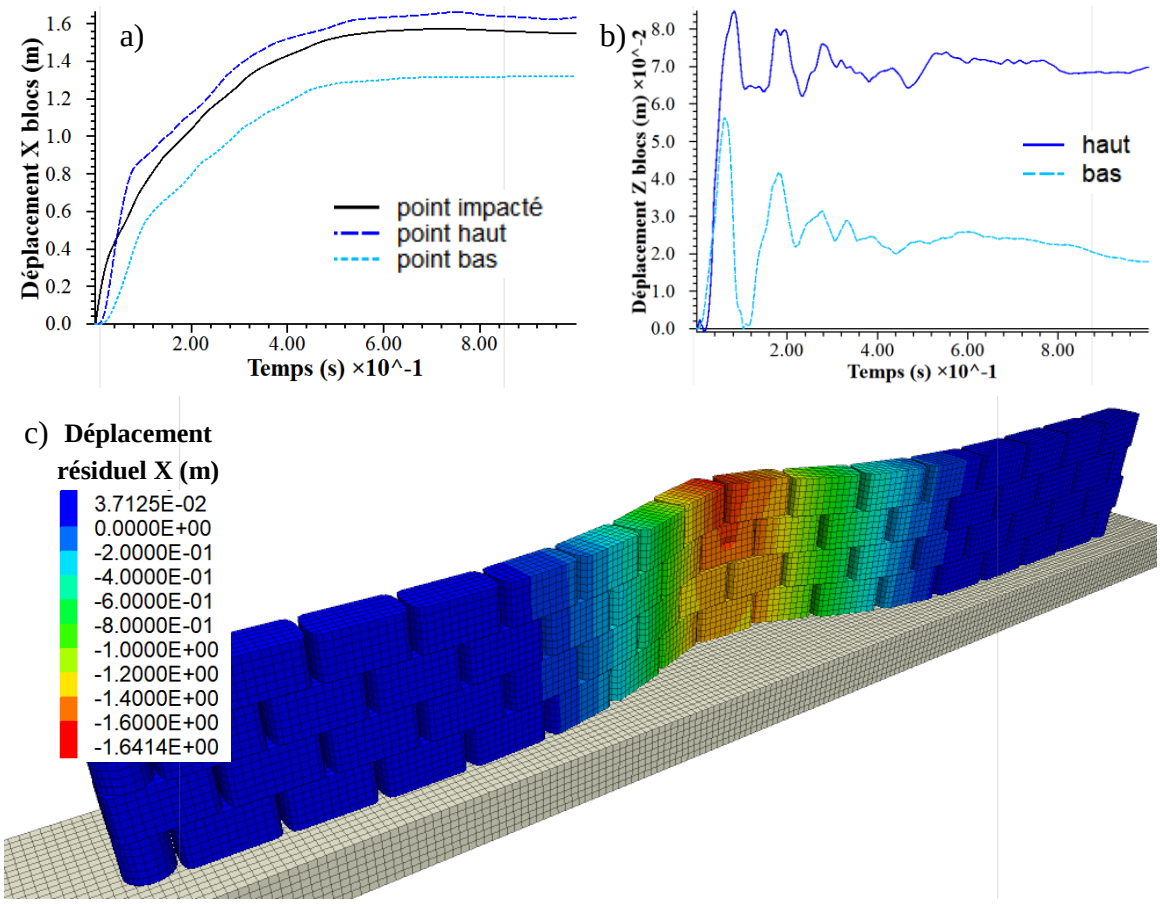


Figure 5.12 : Résultats pour un impact à 1 500 kJ sur mur de 25,6 m de long (simulation n°4) a) déplacement en trois points caractéristiques b) déplacement vertical en partie haute et basse du mur c) déformée du mur et déplacement résiduel selon l'axe d'impact X

La simulation n°5 consiste à impacter un mur de 9,6 m en partie sommitale à une énergie de 900 kJ. Elle démontre la capacité du modèle à simuler le renversement d'un ouvrage sous impact (Figure 5.13). En effet, de manière similaire au comportement sous sollicitation statique (paragraphe 4.3.4.1), les blocs hauts sont d'abord déplacés puis l'ensemble de la structure est soulevé lors de son basculement par mobilisation des armatures.

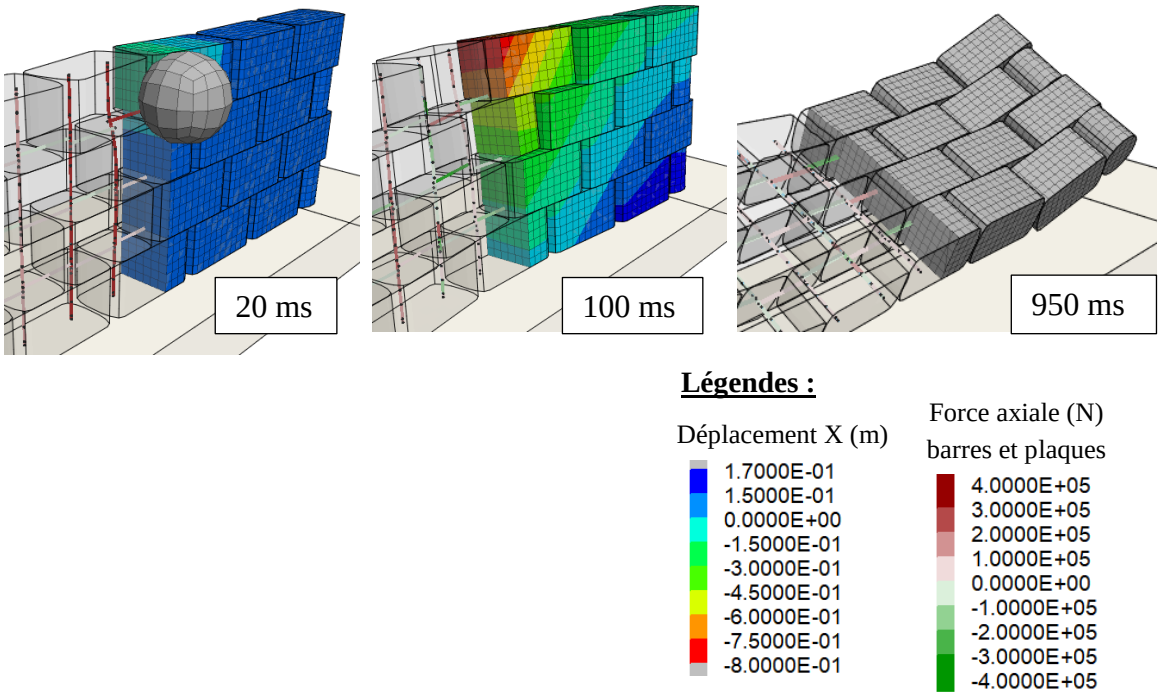


Figure 5.13 : Renversement d'un mur sous impact à 900 kJ en partie sommitale : déplacement du mur et efforts dans les armatures

5.3.3. Identification des limites du modèle numérique

La simulation n° 1 (barres de 25mm de diamètre) montre que l'utilisation d'éléments structurels discrétisés représente une limite pour la représentation de l'interaction des éléments métalliques avec les blocs en cas de rupture. En effet, en cas de déformation importante des barres, les contacts localisés aux nœuds ne suffisent pas à modéliser correctement le comportement des barres dans leur réservation et leur interaction avec les blocs (Figure 5.8, 100 ms).

Plus globalement, le comportement numérique des barres, qui s'allongent fortement après rupture mais ne rompent pas, représente une limite dans la représentation du comportement après rupture des barres. En effet, lorsque la plastification des barres est atteinte, le calcul est mis en erreur et on ne peut observer le comportement du mur sur un temps de simulation long.

Lors du pivotement du mur, de fortes déformations des zones sur l'arête arrière du mur sont observées. Lors d'essais à haute énergie (1 850 kJ), ces déformations conduisent à l'arrêt de la simulation alors que le mur n'est pas stabilisé (Figure 5.14). L'utilisation d'un maillage plus fin et l'adoucissement des arêtes sont deux améliorations envisagées pour résoudre ce problème. Il conviendra de vérifier que la modification des arêtes ne modifie pas trop fortement le comportement vis-à-vis du glissement et ne facilite pas le renversement de manière irréaliste.

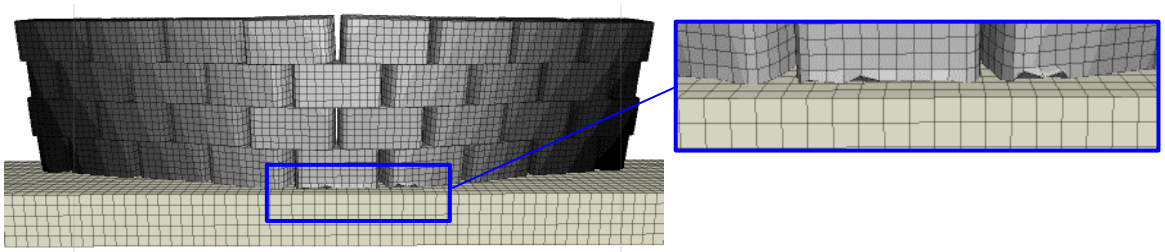


Figure 5.14 : Déformation des zones sur l'arête arrière du mur lors du pivotement (impact à 1 850 kJ)

Certaines simulations ont également mis en évidence des problèmes de détection de contact entre l'impactant et les blocs. Le problème, déjà identifié lors du pivotement du mur sur la base (paragraphe 4.3.3.2), est lié à des différences d'angles trop élevées entre les interfaces au moment du contact. L'adoucissement des arêtes pourrait contribuer à résoudre ce problème.

5.3.4. Conclusions

Les simulations réalisées ici démontrent une possible utilisation du modèle pour répondre à des problématiques d'ingénierie. Les résultats ont montré une capacité à simuler des impacts à haute énergie, jusqu'à 1 500 kJ. A plus haute énergie, des problèmes numériques interrompent la simulation. Des solutions sont envisagées et seront développées en perspectives de ce travail de thèse. En l'absence de données expérimentales concernant de telles conditions d'impact, la validité de ces résultats n'est pas établie. Cependant, l'aptitude du modèle à reproduire le renversement de l'ouvrage est démontrée, et un comportement réaliste en comparaison des résultats expérimentaux déjà obtenus est observé.

Malgré les limites soulevées, les résultats de ces simulations permettent d'envisager l'utilisation du modèle pour prédire le comportement d'ouvrages de grande dimension en considérant les limites identifiées. L'énergie d'impact doit, à l'heure actuelle, rester suffisamment limitée pour ne pas engendrer d'erreur numérique (~1500 kJ sur les géométries et configurations de modélisation considérées à ce jour). Le modèle atteste de la rupture des éléments structurels, sans être en capacité de représenter le comportement de l'ouvrage après la rupture.
La confrontation des résultats de simulation avec les résultats expérimentaux d'une campagne d'essais d'impact à haute énergie sur des murs à échelle réelle, prévue dans le cadre du projet national C2ROP, pourra permettre de valider la robustesse du modèle pour une utilisation pour du dimensionnement d'ouvrage.

Conclusions et perspectives

Résultant d'une croissance de l'urbanisation en milieu montagnard et d'une diminution de l'acceptation du risque par la société, le besoin de protection contre le risque de chutes de blocs rocheux se fait de plus en plus pressant. Dans ce contexte, les entreprises Géolithe (partenaire de cette thèse Cifre) et Géolithe Innov ont développé la structure de protection modulaire *Bloc Armé*®. La structure est composée de blocs en béton préfabriqués liaisonnés par des armatures métalliques verticales et horizontales.
Les travaux réalisés dans le cadre de cette thèse ont porté sur l'étude du comportement sous impact de cette nouvelle structure et le développement d'un modèle numérique.

Les recherches associent la réalisation d'essais en grandeur réelle, la modélisation d'ouvrages à échelle réduite et le développement d'un modèle numérique. Les travaux visent à la caractérisation de la réponse dynamique de cette structure spécifique et plus généralement à l'amélioration de la connaissance des phénomènes de dissipation d'énergie impliqués lors d'un impact sur structure. L'objectif final est de proposer des outils pour le dimensionnement d'ouvrage pare-blocs.

Essais d'impact

Premièrement, la structure a été testée sous impact à échelle réelle. La structure, mise en œuvre horizontalement sur une couche support souple, a été impactée par des lâchers verticaux. Ces premiers essais ont permis d'éprouver la structure à haute énergie (jusqu'à 2 000 kJ) et de valider la technologie *Bloc Armé*. Puis, un mur vertical de faibles dimensions a été impacté horizontalement jusqu'à 125 kJ.
Deuxièmement, de nombreux essais d'impact ont été réalisés sur des modèles réduits de la structure. Des murs longs à l'échelle 1/4 ont été conçus et impactés horizontalement. Cette campagne a permis de tester diverses configurations de mur dans des conditions d'impacts variées.

Les essais ont permis de démontrer la capacité de l'assemblage d'armatures à répartir les efforts. Les essais verticaux, comme les essais horizontaux, aux deux échelles, témoignent d'une large mobilisation de la structure sous impact. L'instrumentation utilisée a permis de mettre en évidence les modes de déplacements de la structure. Les mesures montrent que la réponse de la structure associe un glissement des murs sur le sol, des déplacements relatifs entre blocs et un soulèvement par pivotement du mur sur son arête arrière.
Les essais à échelle réelle ont également conduit à identifier des points de faiblesse dans la conception des blocs (arêtes, pieds en sous-face), et qui ont donné lieu à amélioration de la conception des blocs.
Les essais à échelle réduite, réalisés sur des murs de configurations variées, montrent que la mise en place de murs de refend réduit le glissement basal et augmente le soulèvement. La réalisation

d'impacts à des hauteurs variables a mis en évidence que la réduction de la hauteur d'impact a tendance à augmenter le glissement à la base et limiter le soulèvement.

L'ensemble des essais a permis de collecter de nombreuses données expérimentales. Ces résultats expérimentaux constituent une base de données indispensable au développement et à la validation du modèle numérique.

Modélisation numérique

Un modèle numérique a été développé, avec le logiciel FLAC3D, pour la simulation d'impacts sur des murs en *Bloc Armé*. La méthode de modélisation repose sur une modélisation explicite de chacun des éléments de la structure et un paramétrage basé sur une caractérisation expérimentale des matériaux. Le développement d'une procédure d'interaction particulière entre les nœuds des éléments structurels, représentant les armatures métalliques, et les blocs a permis de prendre en compte les jeux en déplacement existants dans la structure.

Le modèle numérique développé permet de représenter les structures et de simuler des impacts, en modélisant explicitement l'impactant.

La confrontation des résultats numériques aux résultats expérimentaux a permis de valider le comportement du modèle aux deux échelles. En effet, le modèle montre une bonne aptitude à reproduire les déplacements résiduels et la réponse dynamique des murs. De plus, l'état de déformation plastique des blocs, suivant la loi de comportement « Mohr-Coulomb », permet de rendre compte des déformations plastiques des blocs. La fracturation n'est pas modélisée, cependant l'état de déformations des zones dans le modèle permet d'identifier des zones plastifiées en traction ou en cisaillement en bonne concordance avec la fracturation et les dégradations observées expérimentalement.

L'approche numérique a permis d'étudier de manière plus approfondie la dissipation d'énergie dans la structure. Des développements spécifiques ont permis de quantifier l'énergie dissipée par plastification des blocs et par frottement. Les résultats mettent en évidence l'importance des frottements dans la dissipation d'énergie. Ils sont responsables de la dissipation de près de 38% de l'énergie d'impact, dont 25% attribuables au frottement entre blocs. La dissipation par plastification représente environ 35% de l'énergie d'impact.

Le modèle a été utilisé pour simuler des impacts sur des murs renforcés par des murs de refend, testés à échelle réduite. Les résultats montrent une capacité variable à reproduire le déplacement réversible en tête. Cependant, les déplacements résiduels des murs sont globalement cohérents avec les observations des essais. Ces modélisations permettent d'attester de l'adaptabilité du modèle, attribut nécessaire pour une utilisation en ingénierie.

Enfin le modèle numérique a été employé pour la simulation d'impacts à haute énergie sur des murs droits en échelle réelle. Ces simulations démontrent la possible utilisation du modèle pour simuler des impacts à haute énergie. Elles semblent également démontrer la capacité d'une structure Bloc Armé de dimensions modestes à soutenir de tels impacts.

Avec des barres de faible diamètre (25 mm), lors d'un impact à 900 kJ, les barres cassent et seuls les blocs impactés sont déplacés. La forte déformation des éléments structurels après rupture dans FLAC3D ne permet pas d'analyser de manière plus approfondie ces simulations.

Un impact à 1 500 kJ a été simulé sur un mur droit de 12,8m de long avec des barres de diamètre plus élevé. L'ouvrage s'est déplacé de 140 cm sans montrer de signe d'instabilité.

A énergie intermédiaire (1 850 kJ), des erreurs numériques persistantes contreviennent au bon déroulement des simulations. En effet, jusqu'à ce jour, de fortes déformations des zones conduisent à l'interruption des calculs, avant stabilisation du mur.

Limites

La structure échelle réelle a été impactée à 2 000 kJ, dans des conditions particulières (mise en œuvre horizontalement sur une couche support, impact vertical). Puis, dans une configuration standard (mise en œuvre verticale et impact horizontal), les énergies atteintes sont restées relativement faibles par rapport à la capacité visée de la structure. A échelle réduite, du fait de l'absence délibérée d'une recherche de similitude dans la conception des essais, les résultats ne peuvent pas être quantitativement extrapolés à l'échelle 1.
Expérimentalement, les essais réalisés trouvent une limite dans l'énergie d'impact maximale mobilisée.

Les simulations, et plus particulièrement les simulations d'impact à haute énergie, ont mis en évidence certaines limites du modèle numérique.

Des problèmes de détection de contacts sont mis en évidence dès l'apparition d'une forte augmentation des angles entre les interfaces en contact. Cela se produit lors du pivotement du mur sur son arête arrière, ou au niveau du contact de l'impactant sur les arêtes des blocs.
Sous de fortes contraintes, des déformations importantes de certaines zones apparaissent. Cela est notamment observé sur l'arête arrière du mur au moment du pivotement. Ces déformations, lorsqu'elles sont trop élevées, peuvent conduire à un arrêt des calculs.

Le modèle permettant de gérer le jeu en déplacement entre les éléments structurels et les blocs peut conduire à des déformations anormales des éléments structurels. Lors d'une déformation plastique importante des zones, l'incrément de déplacement entre le nœud de l'élément structurel et la zone peut se trouver ponctuellement excessif. Selon le modèle développé, faisant intervenir un ressort de forte rigidité, cela semble se traduire par une déformation excessive des éléments structurels, entraînant des erreurs de calcul.

Nous relevons une difficulté à modéliser sur une longue durée le comportement des murs, en cas de rupture des éléments métalliques. D'une part, les simplifications inhérentes à la représentation numérique de la structure (absence de réservation, grande déformation des barres) conduisent à un comportement peu réaliste lorsque les barres rompent. D'autre part, les calculs s'arrêtent lors de telles simulations.

Perspectives

Les perspectives de ce travail résident premièrement dans l'amélioration du modèle numérique et l'adaptation aux évolutions de la structure. En effet, des développements complémentaires spécifiques devront être mis en œuvre pour corriger les problèmes numériques. Un adoucissement des arêtes des blocs est par exemple une piste envisagée pour corriger ces deux problèmes.
Un approfondissement de l'analyse des résultats expérimentaux et numériques serait profitable pour la compréhension et l'étude quantitative concernant la dissipation d'énergie. Dans le modèle numérique, 70% de la dissipation d'énergie a été quantifiée. Des développements supplémentaires pourraient permettre la quantification de l'ensemble des dissipations. A titre d'approfondissement, le suivi des transferts d'énergie (non dissipée) par divers mécanismes (énergie potentielle, énergie cinétique) pourrait être envisagé. Dans cette thématique, des essais d'impact sur bloc seul suspendu ont été réalisés. L'analyse complète de ces essais n'ayant pu être réalisée dans le cadre de la thèse, reste à faire. Ces essais visent à identifier la quantité d'énergie dissipée dans un processus simple d'impact sur un élément rigide en béton et de vérifier la capacité de FLAC3D à représenter les transferts et les dissipations d'énergie dans un cas simplifié.

D'autre part, la structure, a été l'objet d'évolutions récentes : les blocs sont fortement arrondis sur les faces verticales et la mise en œuvre de tubes en remplacement des barres verticales est envisagée.
Une campagne d'essais d'impacts horizontaux sur des murs à échelle réelle est programmée pour la fin de l'année 2020, dans le cadre du projet C2ROP. Des impacts de plusieurs milliers de kilojoules sont prévus sur des murs de géométries complexes (zig-zag).
Après adaptation du modèle à ces évolutions, les résultats numériques pourront être confrontés aux résultats expérimentaux. Plus généralement, les résultats de ces essais constitueront des informations consistantes pour confirmer la robustesse de la structure et du modèle numérique associé.

Références Bibliographiques

- **Publications scientifiques**

Aminata D., Yashima A., Sawada K. et Sung E. (2008). New protective wall against rockfall using a ductile iron panel, Journal of natural disaster, 30:25-33

Berthet-Rambaud P. (2004). Structures rigides soumises aux avalanches et chutes de blocs : modélisation du comportement mécanique et caractérisation de l'interaction "phénomène-ouvrage", Thèse de l'Université Grenoble Alpes, Grenoble, France

Billaux D. et Cundall P.A. (1993). Modelling of geomaterials using the Lagrangian element method, Revue Française de Géotechnique, vol 63, pp 9-21

Bischoff P. et Perry S. (1991). Compressive behaviour of concrete at high strain rates, Materials and Structures, 24:425–450.

Blowsky S. (2003). Bewehrungsmöglichkeiten mit Geokunststoffen, PhD Thesis, T.U. Wien, Autriche

Breugnot A. (2011). Approche numérique couplée discret-continu appliquée aux ouvrages cellulaires impactés, Thèse de doctorat, Université de Grenoble

Breugnot A., Lambert S., Villard P. et Gotteland P. (2016). A discrete/continuous coupled approach for modeling impacts on cellular geostructures, Rock Mechanics and Rock Engineering, Doi: 10.1007/s00603-015-0886-8

Burroughs D., Henson H. et Jiang S-S. (1993). Full scale geotextile rock barrier wall testing, analysis and prediction, in Geosynthetics 93

Calvetti F., Di Prisco C. et Vecchiotti M. (2005). Experimental and numerical study of rock-fall impacts on granular soils, Rivista italiana di geotecnica, 4, 95-109

Calvetti F. et Di Prisco C. (2012). Rockfall impacts on sheltering tunnels: real-scale experiments, Geotechnique 62, No. 10, 865–876

Delhomme F. (2005). Étude du comportement sous impact d'une strcuture pare-blocs en béton armé, Thèse de doctorat, Université de Savoie

Furet A., Lambert S., Villard P., Jarrin J-P., Lorentz J. et Meignan L. (2018a). Expérimentations d'impact grandeur réelle sur parement de merlon bloc armé ®, in Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur (JNGG), Champs-sur-Marne, France, hal-02007614

Furet A., Lambert S., Villard P., Jarrin J-P., Lorentz J. et Meignan L. (2018b). Real scale impact experiments on Bloc Armé® as facing of rockfall protection embankment, in 4th International Symposium Rock Slope Stability (RSS), Chambéry, France. pp.51-52. ⟨hal-01997741⟩

Furet A., Lambert S., Villard P. et Jarrin J-P. (2020a). Simulation of impacts on a rockfall protection wall made of interconnected concrete blocks, in 5th International Itasca Symposium, Vienne, Autriche

Furet A., Lambert S., Villard P., Jarrin J-P. et Lorentz J. (2020b). Réponse sous impact de murs pare-blocs, Revue Française de Géotechnique, 163, 9 Doi: 10.1051/geotech/2020017

Goldsmith W. (1960). Impact: The theory and physical behavior of colliding solids, Doved Ed.

Green R., Lambert C., Watts C., Kennett D. et Ryder E. (2018). Development and Testing of a Modular Rockfall Protection Wall to Mitigate Earthquake-Induced Slope Hazards, in 69th Highway Geology Symposium, Portland, United State of America

Hearn G., Barrett R. et Henson H. (1996). Development of effective rockfall barriers, Transportation research record, 1504:1-11

Hentz S. (2003). Modélisation d'une structure en béton armé soumise à un choc par la méthode des éléments discrets, Thèse de l'Université Grenoble Alpes, Grenoble, France

Hertz H. (1881). , Angewandte Mathematik, 92

Heymann A. (2012). Approche expérimentale du comportement mécanique des géo-ouvrages à technologie cellulaire. Application aux ouvrages pare-blocs, Thèse de doctorat, Université de Grenoble

Jacquemoud J. (1999). Swiss guideline for the design of rockfall protection galleries: background, safety concept and case histories, in Joint Japan-Swiss Scientific Seminar on Impact Load by Rock Fall and Design of Protection Structures, Kanazawa, Japan, p. 95-102, 4-7

Jarrin J-P. (2001). Trajectographie des blocs rocheux, Mémoire de thèse professionnelle, Géolithe

Jarrin J-P. et Meignan L. (2010). Modélisation géomécanique de merlons pare-blocs soumis à impact dynamique, in Journées nationales de géotechniques et de géologie de l'ingénieur (JNGG), pages 973-980, Grenoble, France

Kister B. et Fontana O. (2011). On the evaluation of rockfall parameters and the design of protection embankments – a case study, in interdisciplinary workshop on rockfall protection – Rocexs, Innsbruck, Austria, 31-32.

Labiouse V., Descoeudres F., Montani Stoffel S. et Schmidhalter C-A. (1994). Experimental study of rock blocks falling down on a reinforced concrete slab covered by absorbing cushions, Revue Française de Géotechnique, 69, 41-69

Lam N. T. K., Yong A. C. Y., Lam C., Kwan J. S. H., Perera J. S., Disfani M. M. et Gad E. (2018). Displacement-based approach for the assessment of overturning stability of rectangular rigid barriers subjected to point impact, Journal of Engineering Mechanics, 144 (2)

Lambert S. (2007). Comportement mécanique de géo-cellules - application aux constituants de merlons pare-blocs cellulaires, Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble

Lambert S., Bourrier F., Gotterland P. et Nicot F. (2013). Design of rockfall protection embankments: a review, Engineering geology 154 (28), 77-88.

Lambert S., Heymann A., Gotterland P. et Nicot F. (2014). Real-scale investigation of kinematic response of a rockfall protection embankment, Natural Hazards and Earth Systems Science. Vol. 14, p. 1269–1281, Doi: 10.5194/nhess-14-1269-2014.

Lambert S., Bourrier F., Gotteland P. et Nicot F. (2020). An experimental investigation of the response of slender protective structures to rockfall impacts, Canadian Geotechnical Journal. Doi 10.1139/cgj-2019-0147

Le Roy G., Helmstetter A., Amitrano D., Guyoton F. et Le Roux-Mallouf R. (2019). Seismic Analysis of the Detachment and Impact Phases of a Rockfall and Application for Estimating Rockfall Volume and Free-Fall Height, JGR: Earth Surface.

Le Roy G. (2020). Détection et caractérisation multi-méthodes des éboulements rocheux, Thèse de doctorat, Université de Grenoble.

Lepert P. et Corté J-F. (1988). Étude en centrifugeuse de l'impact de gros blocs rocheux sur un remblai de protection, in Congrès Centrifuge 88, pp. 457-463

Lorentz J. (2007). Étude de capacité de dissipation sous impact d'une structure sandwich de protection contre les chutes de blocs rocheux, Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble

Lorentz J., Plassiard J-P. et Muquet L. (2010). An innovative design process for rockfall embankments: application in the protection of a building at Val d'Isère, in the 3rd Euro Mediterranean Symposium on Advances in Geomaterials and Structures -AGS 2010, Djerba, Tunisia, 277-282.

Masson L. (2009). Évaludation du gain de sécurité relié au réhaussement d'une digue munie d'un élément d'étanchité rigide, Mémoire de maîtrise, Université polytechnique de Montréal, Québec

Montani S., Descoeudres F. et Bucher K. (1997). Numerical analysis of rock blocks impacting a rock shed covered by a soil layer. Numerical models in geomachanics, Pietruczczak and Pande (eds), Balkema, Rotterdam, pp 641-646

Montani S. (1998). Sollicitation dynamique de la couverture des galeries de protection lors de chutes de blocs, Thèse de doctorat, EPFL, Lausanne

Musa A. (2015). Evaluation of concrete barrier as rockfall protection, PhD Thesis, University of Akron, United State of America

Peila D., Castiglia C., Oggeri C., Guasti G., Recalcati P. et Sassudelli F. (2000). Full scale tests on geogrid reinforced embankments for rockfall protection, in 2nd European geosynthetics conference, Euroge II, Patron Bologna, Bologna

Peila D., Oggeri C., Castiglia C., Recalcati P. et Rimoldi P. (2002). Testing and modelling geogrid reinforced soil embankments subject to high energy rock impacts, Geosynthetics, in 7th ICG, Delmas, Gourc & Girard (eds.)

Peila D., Oggeri C. et Castiglia C. (2007). Ground reinforced embankments for rockfall protection: design and evaluation of full scale tests, Landslides 4:255–265, Doi 10.1007/s10346-007-0081-4

Pichler B., Hellmich Ch. et Mang H.A. (2005). Impacts of rocks onto gravel,Design and evaluation of experiments, International Journal of Impact Engineering, vol 31, pp 559-578

Plassiard J-P., Donzé F-V. et Plotto P. (2004). High energy impact on embankments - A numerical discrete approach, in IX Symposium on Numerical Models in Geomechanics, IX NUMOG Symposium on Numerical Models in Geomechanics Ottawa, Canada

Plassiard J-P. (2007). Modélisation par la méthode des éléments discrets d'impacts de blocs rocheux sur structures de protection type merlons, Thèse de doctorat, Université de Grenoble.

Plassiard J-P. et Donzé F-V. (2010). Optimizing the design of rockfall embankments with a discrete element method, Engineering Structures Volume 32, Pages 3817-3826, https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.08.025

Ronco C., Oggeri C. et Peila D. (2009). Design of reinforced ground embankments used for rockfall protection, Natural Hazards and Earth System Science, 9 (4):1189-1199

Stoltz G., Gallo R., Poulain D. et Touze-Foltz N. (2012). Testing procedure with an inclined plane device to assess the residual friction characteristics at geosynthetics interfaces, in EUROGEO 5, Valence, Spain. 5 p. ⟨hal-00763353⟩

Subrin D. (2006). Modélisation analytique et numérique pseudo-statique des merlons de protection contre les chutes de blocs rocheux, in Journées nationales de géotechniques et de géologie de l'ingénieur (JNGG), volume 3, pages 145-148, Lyon, France

Sung E., Yashima A., Aminata D., Sugimori K., Sawada K., Inoue S. et Nishida Y. (2008). Numerical assessment of performance of protecting wall against rockfall, New horizons in earth reinforcement, pages 861-867

Tissières P. (1999). Ditches and reinforces ditches against falling rocks, in Joint Japan-Swiss scientific seminar on impact load by rock falls and design of protection structures, pages 65-68, Knazawa, Japan

Tonello J. (1988). Généralités et approche de modèles simple, in Stage ENPC, Chambéry, France

Yong A. C. Y., Lam N. T. K., Disfani M. M. et Gad E. (2016). Impact actions on rockfall protection barrier, in Australian structural engineering conference, Brisbane, Australia

Yong A. C. Y., Lam C., Lam N. T. K., Perera J. S. et Kwan J. S. H. (2019). Analytical Solution for Estimating Sliding Displacement of Rigid Barriers Subjected to Boulder Impact, Journal of Engineering Mechanics, https://doi.org/10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0001576

Yoshida H. (1999). Recent experimental studies on rockfall control in Japan, in Joint Japan-Swiss scientific seminar on impact load by rock falls and design of protection structures, pages 69-78, Knazawa

- **Documents normatifs, recommandations, guides techniques et manuel utilisateur**

Direction générale de la Prévention des risques, Guide techniques sur Les mouvements de terrains, Collection prévention des risques naturels. (2011)

Eurocode 1. Base de calcul et actions sur les structures – Partie 2-7 : Action sur les structures – Actions accidentelles dues aux chocs et explosions. (1998)

EOTA, ETAG 27 - Guideline for European Technical Approval of Falling Rock Protection Kits, European Organization for Technical Approvals. (2013)

FLAC3D Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions, Itasca Consulting Group, Inc. User's Guide, Version 3.1. (2017)

ONR, ÖNORM 24810: Technischer Steinschlagschutz – Begriffe, Einwirkungen, Bemessung und konstruktive Durchbildung, Überwachung und Instandhaltung, ASI Austrian Standards Institute (Österreichisches Normungsinstitut), 2013

Recommandations pour la conception, le suivi de réalisation et l'exploitation des dispositifs de protection par merlons pare-blocs, C2ROP-Céréma. (2020)

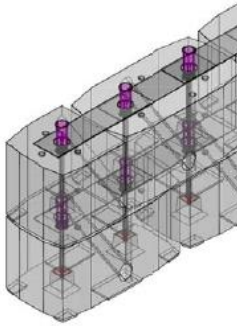
UNI 11211-4:2012: Opere di difesa dalla caduta massi - Parte 4: Progetto definitivo ed esecutivo (in Italian). (2012)

Annexes

Annexe 1 – Présentation détaillée des structures à échelle réelle et échelle réduite

Le tableau ci-dessous présente de manière détaillée les structures testées à l'échelle réelle et à l'échelle réduite. La présentation comprend les informations sur la géométrie des blocs, les caractéristiques mécaniques des éléments métalliques et des bétons et une description précise des assemblages.

Objet	Structure échelle réelle	Structure échelle réduite
Géométrie des blocs	Caractéristiques : - Bloc de 155 cm x 80 cm x 80 cm - 2 réservations circulaires de 153 mm de diamètre sur toute la largeur du bloc - 2 réservations basses carrées de 14 cm x 14 cm - 2 réservations hautes circulaires de 12,3 cm - 6 pieds de 3 mm de haut 	Caractéristiques : - Bloc de 38 cm x 20 cm x 20cm - 2 réservations circulaires de 32mm de diamètre sur toute la hauteur du bloc - 2 réservations basses carrées de 7 cm x 7 cm - 1 réservation rectangulaire basse de 30 cm x 10 cm
Armatures métalliques	Verticalement des barres unitaires sont liées entre elles entre deux rangées de blocs par un manchon. Aux extrémités basses et hautes les barres sont fixées à l'aide de plaques vissées. Les barres sont des barres filetées en acier de construction haute adhérence (Gewi) de diamètre 25 mm. La nuance de l'acier est Fe 500 avec une limite élastique de 500 MPa, une résistance à la traction de 550 MPa et un allongement à la rupture de 12%. Des tubes sont placés au niveau de chaque manchon. Les tubes ont un diamètre extérieur de 121 mm et une épaisseur de 8 mm. La nuance de l'acier est S355 avec une limite élastique à 355 MPa, une résistance à la traction de 625 MPa.	Verticalement des barres continues sur toute la hauteur du mur sont mises en place. Les barres utilisées sont des barres en acier galvanisé de diamètre 20 mm et de longueur 1 m. La nuance de l'acier est Fe500 avec une limite élastique de 500 MPa, une résistance à la traction de 550 MPa et un allongement à la rupture de 12%. Aux extrémités basses et hautes, les barres sont fixées à l'aide d'un ensemble composé d'un écrou et d'une rondelle. Aucun tube n'est mis en œuvre dans la structure à échelle réduite.

Armatures métalliques	Des plaques, dans lesquelles des réservations permettent de faire passer les barres et les tubes sont disposées horizontalement entre chaque rangée. Les plaques sont en acier de nuance S235 de limite élastique 235 MPa et de résistance à la traction de 490 MPa. Elles sont de surface rectangulaire 1200 x 300 mm et de 6 mm d'épaisseur, avec deux réservations circulaires de diamètre 140 mm. La section minimale qui travaille en traction est S = (300-140) mm × 6 mm = 9,6e^{-4} m². 	Des plaques, dans lesquelles des réservations permettent de faire passer les barres et les tubes sont disposées horizontalement entre chaque rangée. Les plaques sont en acier de nuance S235 de limite élastique 235 MPa et de résistance à la traction de 490 MPa. Les plaques utilisées sont de longueur 300 mm, de largeur 75 mm et d'épaisseur 2 mm. Le diamètre des réservations circulaires est de 30 mm. La section minimale qui travaille en traction est S = (75-30) mm × 2 mm = 9,6e^{-4} m².
Béton	Deux types de bétons de catégorie C35/40, l'un non fibré et l'autre fibré, ont été utilisés pour la confection des blocs à échelle réelle. Les fibres sont des fibres anti-fissuration qui n'augmentent pas, en théorie, la résistance du béton en compression et en traction.	Les blocs à échelle réduite sont composés d'un béton de classe C30/35, de masse volumique théorique 2315 kg/m^3 et avec un rapport eau sur ciment en masse de E/C=0,56.

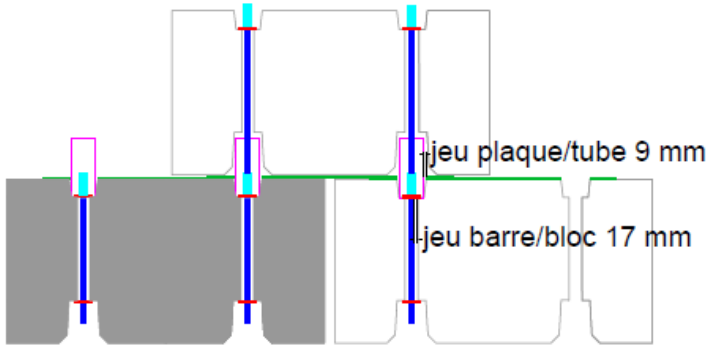
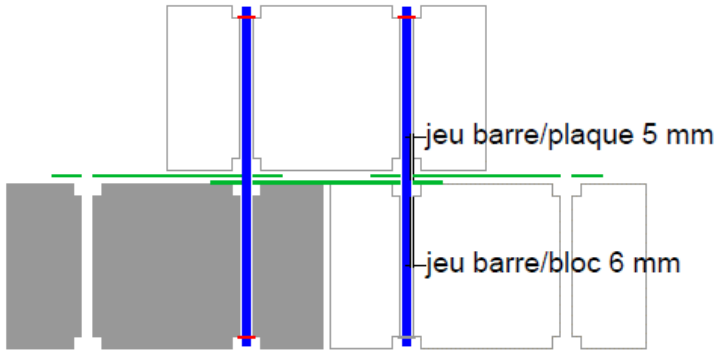
Assemblage	L'assemblage des armatures comprend plusieurs jeux de déplacement : - Un jeu entre les barres et les blocs, ce qui permet aux barres de se déplacer dans les réservations circulaires de 17 mm par rapport à leur position initiale dans toutes les directions. - Un jeu entre les réservations circulaires des plaques et les tubes, ce qui permet aux plaques de se déplacer de 9 mm par rapport à leur position initiale. Les blocs sont espacés de 5 cm.  	L'assemblage des armatures comprend plusieurs jeux de déplacement : - Un jeu entre les barres et les blocs, ce qui permet aux barres de se déplacer dans les réservations circulaires de 5 mm par rapport à leur position initiale dans toutes les directions. - Un jeu entre les réservations circulaires des plaques et les barres, ce qui permet aux plaques de se déplacer de 6 mm par rapport à leur position initiale. Les blocs sont espacés de 2 cm. 

Tableau 1.1 : Présentation détaillée des structures à échelle réelle et échelle réduite

Annexe 2 – Essais d'impact sur structure à échelle réelle : matériel de mesure et traitement des résultats

2.1. Matériels utilisés

Capteur	Localisation	Description
Centrale acquisition	/	Centrale d'acquisition 16 voies de la marque Dewetron - fréquence d'enregistrement 10 kHz.
Accéléromètres	Impactant	Trio d'accéléromètres uniaxiaux piézorésistifs fixés à un cube et orientés dans trois directions orthogonales. Marque TE Connectivity - gamme de mesure ± 2 000 g - bande passante 0-4 000 Hz.
	Point de mesure P1	Capteur de type uniaxial de la marque Silicon design - gamme de mesure ± 400 g - bande passante 0-2 000 Hz. Remplacé à plusieurs reprises par des capteurs de type uniaxial de la marque MEAS – gamme de mesure ± 200 g - bande passante 0-1 500 Hz.
	Points de mesure P2 et P3	Capteurs de type triaxial de la marque Silicon Design de gamme de mesure ± 200g (bande passante 1 750 Hz).
Capteurs de contraintes	Points de mesure P4, P5 et P6	Capteurs de pression de la marque Geokon. Ils sont spécialement conçus pour mesurer des pressions au sein d'un volume de sol ou les pressions d'un sol sur une structure. Le modèle mis en œuvre « 3515 Granular materials pressure cell » de surface circulaire de 23 cm de diamètre est conçu pour des mesures dynamiques dans du ballast (application ferroviaire).
Caméras rapides	/	Deux caméras rapides de marque Optronis, modèle CR600 fonctionnant de manière synchronisée, réglées pour enregistrer à une fréquence d'acquisition de 500 images par seconde avec une résolution de 1280 x 1024 pixels.
Photogrammétrie	/	Survol par drone de marque DJI, modèle Mavic équipé d'un appareil photographique. Prise d'images à une résolution de 4608 x 2592 pixels et avec un taux de recouvrement de 80 %.

		Ces séries d'images permettent d'obtenir un Modèle Numérique de terrain (MNT) en 3 dimensions. La résolution des images et le taux de recouvrement conduisent à une précision de la mesure de l'ordre du cm.
Mesure sismique	/	13 géophones mesurant les vitesses de vibration sismiques dans le sol selon l'axe vertical. Centrale d'acquisition de marque Stratavisor. L'acquisition est déclenchée automatiquement par la rupture d'un fil électrique par l'impactant juste avant le contact avec la surface impactée.
Jauge de déformation	Sur les plaques métalliques	Les jauges sont de marque Kyowa modèle KFG 5 mm, précablées par 3 fils de résistance 120 ohms (KFG-5-120-C1-11 L5M3R).

Tableau 2.1 : Matériels de mesures utilisés pour les essais d'impact sur structure à échelle réelle (Montagnole, 2017)

2.2. Traitement des données

2.2.1. Accéléromètres

Filtres

Les données d'une fréquence supérieure à 4 000 Hz ne sont pas représentatives d'un signal enregistré par les capteurs. Un premier filtre passe-bas de Butterworth à l'ordre 1 à une fréquence d'atténuation de 4 000 Hz est appliqué sur toutes les acquisitions pour obtenir le signal dit brut.

Après application d'un tel filtre, le signal de l'accélération de l'impactant reste très bruité avec des pics d'oscillations d'accélération très courts à amplitude élevée qui ne concernent pas la problématique à laquelle on s'intéresse : décélération de l'impactant sur plusieurs dizaines de millisecondes.

L'utilisation d'un filtre passe-bas de Butterworth à l'ordre 1 avec une fréquence d'atténuation de 200 Hz est appliqué afin de réduire fortement ces oscillations à haute fréquence. Une analyse de fréquence temporelle (filtre de Gabor) justifie le choix d'un tel filtre en mettant en évidence :

1) que les fréquences hautes observées sont fonction de la géométrie de l'impactant utilisée et donc attribuables à une résonance propre de celui-ci
2) une baisse d'amplitude des fréquences au-delà de 200 Hz sur la durée d'impact (0-0,2 s)

Les signaux bruts d'accélération mesurés dans la couche support se sont montrés moins bruités. Cependant, afin de rester homogène, le même traitement a été appliqué sur ces mesures.

L'analyse des signaux d'accélération de l'impactant montre que les accélérations dans le plan horizontal sont très faibles. En effet, comme le montre la **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**, l'accélération totale, norme des valeurs d'accélération selon les axes x, y et z est proche de l'accélération selon l'axe z uniquement. Nous choisissons de ne considérer que l'accélération verticale, ce qui permet en outre de lisser les oscillations à haute fréquence bruitant le signal, non relatif au mouvement global vertical étudié.

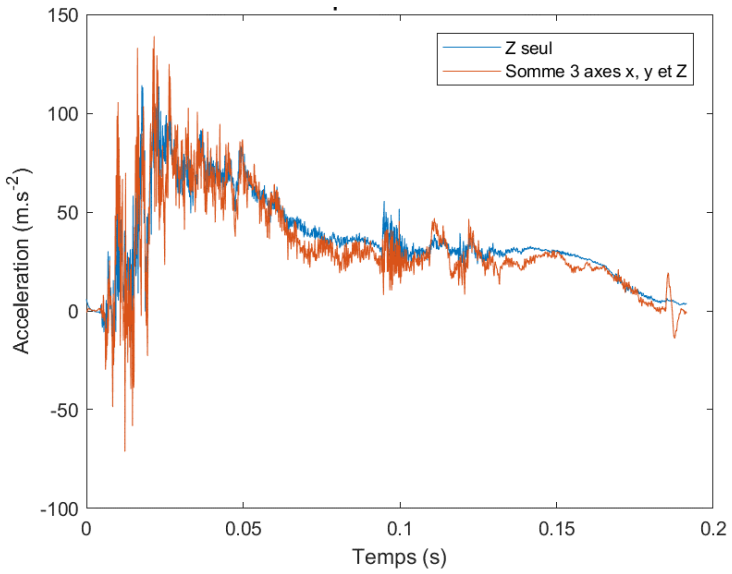


Figure 2.1 : Accélération de l'impactant : comparaison du signal tri-axes avec le signal uniaxial vertical pour le deuxième essai sur la couche support (P1E2-200 kJ)

Recalage du zéro

Un très léger décalage de la mesure par rapport à la valeur nulle a été observé, celui-ci s'approchant de l'accélération de pesanteur pour l'impactant. La valeur de décalage est calculée par la moyenne des accélérations entre le début du signal brut et le début de l'impact. Cette valeur est soustraite à l'accélération pour tout le signal afin de recaler la courbe à une valeur nulle avant l'impact.

Temps caractéristiques de l'impact

Est considéré comme le début d'impact le premier instant t pour lequel la différence de la moyenne centrée sur 5 valeurs avec la moyenne des 50 valeurs précédentes est supérieure à 5 m/s^2.
tdi = premier t pour lequel : **moy (t-2:t+2) – moy (t-53:t-3) > 5 m/s²**

Cette méthode permet de détecter la première montée en accélération importante représentative du début de l'impact.

Est considéré comme la fin d'impact le premier instant t après le maximum d'accélération pour lequel la moyenne sur 20 valeurs est inférieure à 5 m/s^2.
tfi = premier t après t(amax) pour lequel : **moy (t-10:t+10) < 5 m/s²**

Cette méthode permet de détecter le premier temps après l'impact, ou l'accélération devient nulle, représentatif de la fin de l'impact.

2.2.2. Capteurs de contraintes

Pour ces capteurs, le signal brut, filtré à 4 000 Hz selon la méthode présentée dans le paragraphe précédent, est conservé car il demeure peu bruité. La base temporelle (t_0, t_{di} et t_{fi}), définie à partir de la mesure d'accélération est utilisée pour les signaux de mesure d'augmentation de contrainte en fond de couche. Lors du chantier une remise à zéro des capteurs est réalisée avant chaque essai afin que la mesure corresponde à la variation de contrainte engendrée par l'impact. Malgré cela, de légers décalages ont été observés entre la valeur de contrainte avant essai et la valeur zéro. Ces décalages ont été corrigés par soustraction de la moyenne de la contrainte avant impact à l'ensemble du signal.

2.2.3. Mesure sismique par géophone

Les mesures au niveau des géophones permettent d'obtenir la vitesse de vibration du sol dans la direction verticale en fonction du temps.

Des travaux concernant l'utilisation des mesures sismiques pour la caractérisation d'un impact de bloc rocheux sur un sol, ont été développés dans le cadre de la thèse de Le Roy [Le Roy, 2020]. Son travail a rendu possible le calcul de l'énergie sismique transmise à partir des ondes de volume mesurées en un point donné par :

$$E_s = 4 \times \pi \times r^2 \times p \times c \times \int_{t_0}^{t_1} u_{env}(t)^2 \times e^{\alpha r} \times dt$$ ***Équation 4***

Avec :

t_0 et t_1 : les temps de début et de fin du signal ,

r : la distance entre le point d'impact et le capteur de mesure,

p : la densité du sol,

c : la vitesse des ondes sismique dans le milieu

α : un facteur d'atténuation

$u_{env}(t)$: l'enveloppe de la vitesse du sol

La méthode pour déterminer c et α est détaillée dans Le Roy et al. (Le Roy et al., 2019).

Annexe 3 – Tests de validation sous FLAC3D

3.1. Comportement des interfaces

Des simulations préliminaires ont montré une absence de détection de contact dans certains cas ; impactant sphérique non interfacé entrant en contact avec un bloc interfacé par exemple (Figure 3.1).

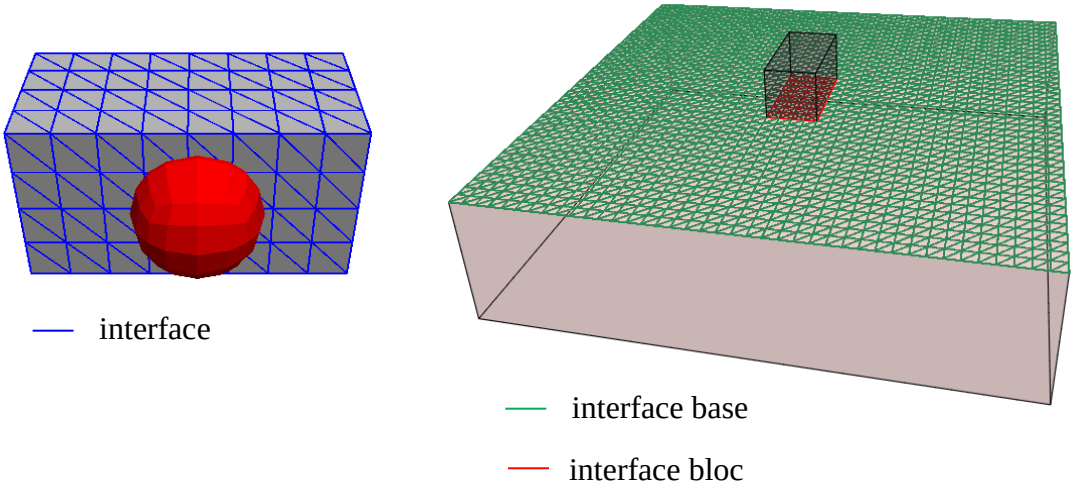


Figure 3.1 : Études préliminaires concernant les éléments d'interfaces a) Absence de détection de contact en présence d'une seule interface entre un élément sphérique et un parallélépipède b) modèle numérique utilisé pour l'étude du comportement des interfaces

Des simulations simples, impliquant un bloc sur une base de grande dimension, permettent d'étudier le comportement des interfaces et de valider leur bon fonctionnement en présence de deux interfaces.

Premièrement, le transfert des efforts normaux par le biais des interfaces est vérifié en simulant la stabilisation sous poids propre du bloc posé sur la base. Les résultats ont montré que la mise en place de deux interfaces ne peturbe pas la transmission d'effort. La somme des efforts dans les deux interfaces correspond au poids du bloc. De plus, l'effort calculé à la surface de la base grâce aux contraintes (dans les éléments de la base) est égal à l'effort en base du bloc calculé grâce aux contraintes dans le bloc et correspond au poids du bloc ($P=1,66e^4$ N).

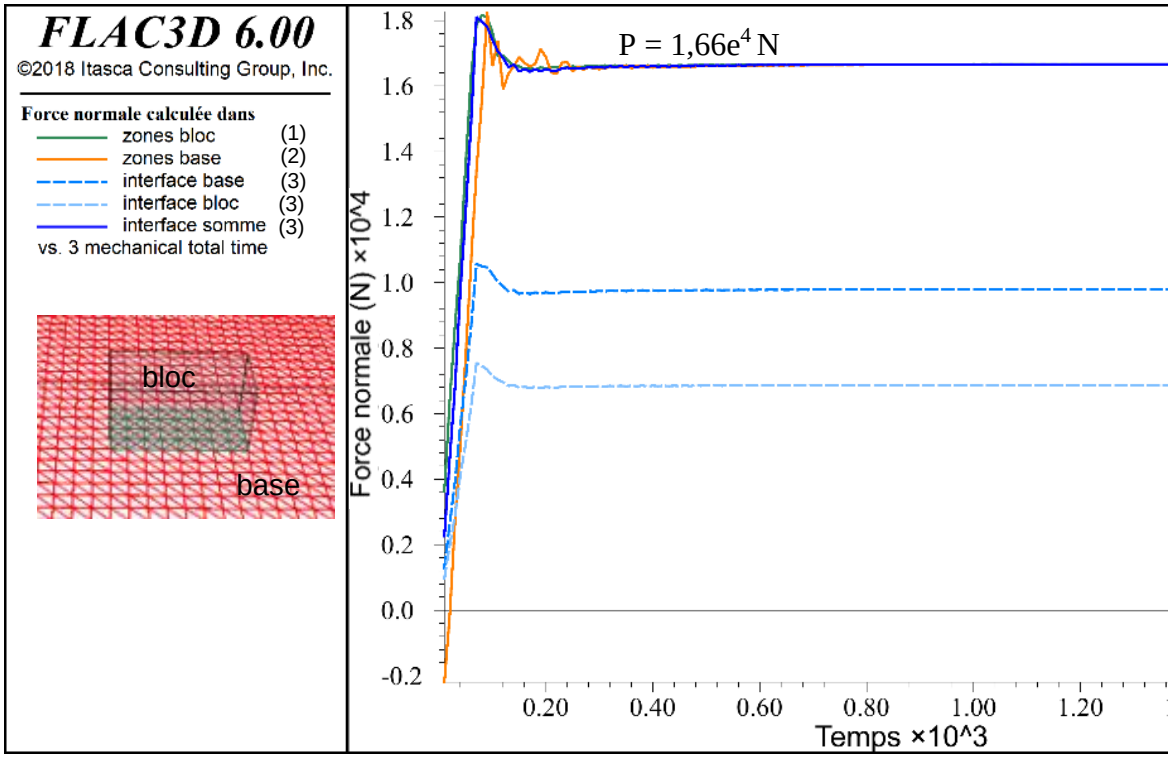


Figure 3.2 : Effort normal à l'interface calculé à partir (1) des contraintes dans les zones du bloc ou (2) de la base et (3) des contraintes dans les interfaces, cas avec deux interfaces

Deuxièmement, un test de poussée du bloc sur la base permet de valider le comportement en cisaillement des interfaces. La force de poussée, appliquée sur toute la face avant du bloc, augmente progressivement pour atteindre 12 000 N. Avec deux interfaces, les efforts dans chacune des interfaces évoluent avec un signe contraire, lorsque la somme absolue des deux forces de cisaillement atteint la force de frottement limite ($F_{max} = P \times \tan(\varphi i)$), avec φi l'angle de frottement à l'interface tel que $\varphi i = 30°$) le bloc se met à glisser sur la base et la force à l'interface bloc/base est stabilisée (Figure 3.3).

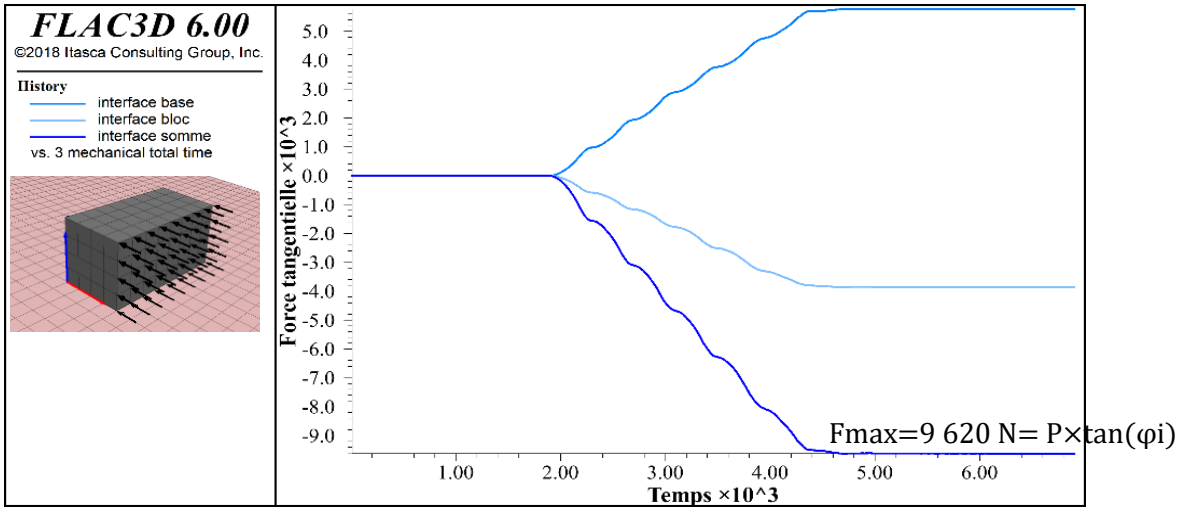


Figure 3.3 : Force de cisaillement dans les interfaces lors de la poussée du bloc sur la base, cas avec deux interfaces

3.2. Calcul de l'énergie dissipée par frottement

Une fonction a été développée à l'aide du langage Fish, langage intégré au logiciel FLAC3D, pour calculer l'énergie dissipée par frottement aux interfaces.

Un test de poussée d'un bloc sur une base large, similaire à ceux présentés en annexe 3.1, a permis de valider les résultats de la fonction dans un cas simple. On vérifie que la somme de l'intégration dans le temps de la force tangentielle en fonction du déplacement tangentiel, pour tous les nœuds des interfaces du contact bloc/base est égal à la force totale de cisaillement ($\mathrm{P} \times \tan(\varphi \mathrm{i})$) multipliée par le déplacement final du bloc (dsfinal), soit :

$$E_{fish} = \sum_{noeuds} \int_t Fsi(t) \times dsi(\mathrm{t}) \; = E_{théorique} = \mathrm{P} \times \tan(\varphi \mathrm{i}) \times \mathrm{dsfinal}$$

Avec Fsi = Force tangentielle d'un nœud d'interface i
dsi = déplacement tangentiel d'un nœud d'interface i

Annexe 4 – Caractérisation du béton des blocs

Des essais mécaniques ont été réalisés sur le béton constitutif des blocs à échelle réelle et des blocs à échelle réduite. Des essais de compression et des essais de traction par fendage ont été effectués, comme présenté en Figure 4.1 sur des éprouvettes cylindriques de béton obtenues après carottage des blocs. Les essais sont réalisés en déplacement imposé à une vitesse constante de 0,002 mm/s au laboratoire 3SR sur une presse permettant de réaliser des essais en conditions contrôlées.

Pour le béton de la campagne d'essais d'impact à échelle réelle, les éprouvettes ont un diamètre de 85 mm pour une hauteur comprise entre 162 et 167 mm. Pour le béton de la campagne d'essais à échelle réduite, les éprouvettes ont un diamètre de 96 mm pour une hauteur comprise entre 147 et 157 mm.

a) b)

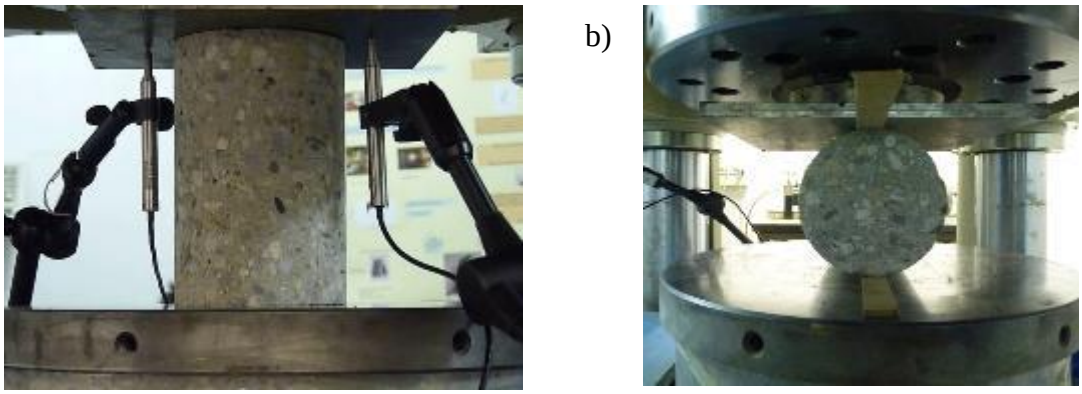


Figure 4.1 : Essais de caractérisation du béton a) essai de compression simple b) traction par fendage

Les essais par fendage rendent compte de la résistance du béton à la traction. Les essais de compression, instrumentés de capteurs de déplacement, permettent de déterminer la résistance à la compression et le module d'Young en compression du béton.

Pour la caractérisation de béton, mis en œuvre dans un cadre non confiné, Masson (Masson, 2009) propose de considérer une rupture de Mohr-Coulomb tangente aux cercles de Mohr issus des essais de traction et de compression (Figure 4.2). La cohésion et l'angle de frottement du béton peuvent en être déduits graphiquement, comme illustré en Figure 4.2. Cette méthode est retenue pour le paramétrage numérique des propriétés mécaniques du béton des blocs.

Les paramètres adoptés pour la loi de comportement des blocs dans les modèles à échelle réduite et réelle, sur la base de cette méthode, sont présentés en Figure 4.3.

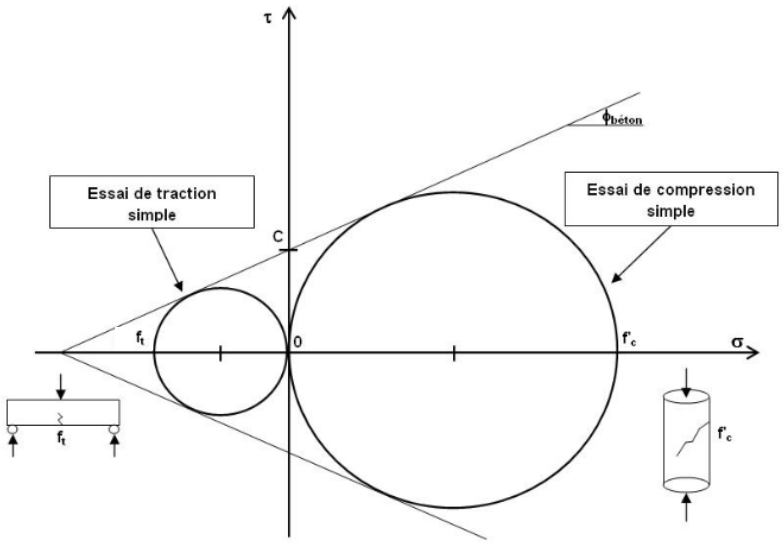


Figure 4.2 : Résistances en compression et en traction et critère de rupture du béton (Masson, 2009)

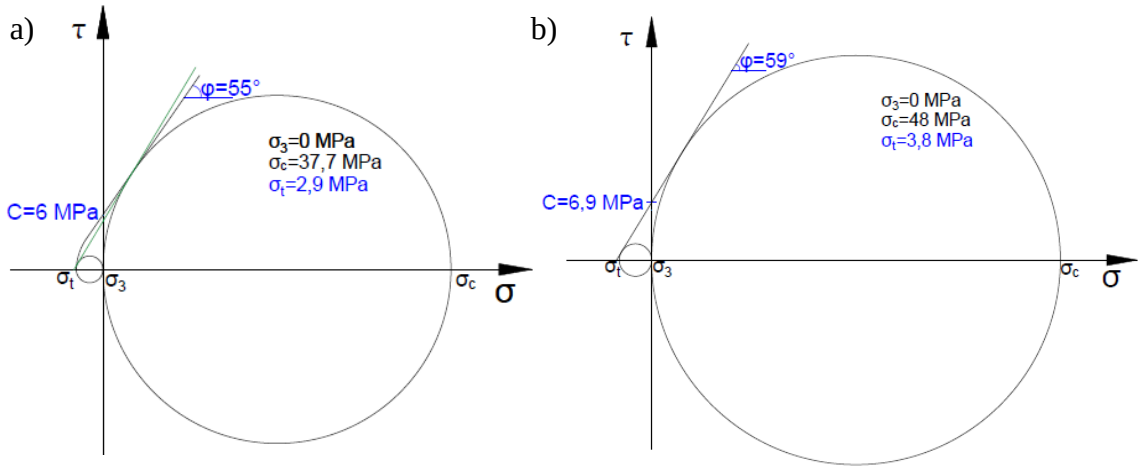


Figure 4.3 : Critère de rupture selon les paramètres choisis dans la loi de comportement des blocs (Mohr-Coulomb) a) échelle réduite b) échelle réelle