N° d'ordre NNT : 2018LYSET004

THESE de DOCTORAT DE L'UNIVERSITE DE LYON

Opérée au sein de

L'Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat

Dans le

Laboratoire Risques Rocheux et Ouvrages géotechniques
De l'IFSTTAR

Ecole Doctorale N° 162
Mécanique, Énergétique, Génie civil, Acoustique

Spécialité / discipline de doctorat : Génie Civil

Soutenue publiquement/à huis clos le 18/06/2018, par :

Tarik Oussalah

Comportement des sables sous sollicitation d'impact à faible vitesse – Application au dimensionnement de couches de sol protégeant les structures des impacts rocheux

Devant le jury composé de :

Lamarque, Claude-Henri	HDR	ENTPE, France	Président
Charlier, Robert	Professeur	Université de Liège, Belgique	Rapporteur
Daudeville, Laurent	Professeur	Univ. Grenoble Alpes, France	Rapporteur
Labiouse, Vincent	Professeur	HEIA Fribourg, Suisse	Rapporteur
Bost, Marion	Docteur	IFSTTAR, France	Examinatrice
Limam, Ali	Professeur	INSA de Lyon, France	Examinateur
Gebbeken, Norbert	Professeur	UniBwM, Allemagne	Examinateur
Rajot, Jean-Pierre	HDR	IFSTTAR, France	Directeur de thèse
Lambert, Stephane	Docteur	IRSTEA, France	Invité
Joffrin, Patrick	Ingénieur	IFSTTAR, France	Invité
Feregotto, Mathieu	Ingénieur	CEREMA, France	Invité

Remerciements

Je tiens tous d'abord à remercier M Jean-Pierre Rajot, mon directeur de thèse, pour son aide inestimable, son implication et la relecture minutieuse de mon travail de thèse. Pour m'avoir aidé à me former dans différents de domaines que ce soit la modélisation numérique ou mécanique des sols et pour nos conversations toujours enrichissantes sur le système éducatif américain ou la dernière œuvre de Robin Hobbs.

Je remercie également Marion Bost, Patrick Joffrin, et Yannick Fargier pour leur relecture, leurs conseils éclairés. Ainsi que Christoph, Jérôme et Laurent pour leur assistance et leur soutien acharné, en particulier durant la campagne expérimentale et pour avoir littéralement déplacé des montagnes pour moi, fussent-elles en sable.

Je remercie mes camarades thésards, Jean De Sauvage, Hussein Mouzanard et Duc An Ho, pour ces années passées dans ce bureau, pour les « repas des doctorants » du mercredi et pour le partage de spécialités locales.

Merci à l'équipe du LENHA Antoine Gosset, Nathalie Lescrivain, Clémentine Drapeau, Valérian Estragnat, Laurent Lassabatère pour leur soutien moral. Partenaires de râlerie officiels et acharnés.

A mes amis d'enfances qui ne semblaient pas se lasser de m'entendre parler, tantôt avec passion, tantôt avec angoisse de mes travaux et qui ont toujours été là pour me soutenir dans les moments difficiles que j'ai pu traverser durant cette période. Jean-Marie, Anaïs, Céline, Jean-Bastien, Vincent, Matthias et Tony.

A Marine et Canelle Laquaz, mes colocataires de fortunes qui ont su, chacune à leur manière, me faire prendre du recul sur la situation et qui ont, chacune à leur manière, dévastée mon appartement.

Je remercie enfin ma famille, qui n'avait pas besoin de comprendre un traitre mot de ce que j'ai pu faire ou écrire pour être toujours fier de moi, pour leur confiance et leur enthousiasme communicatif.

Résumé

Les sols sont utilisés dans différents dispositifs de protection contre les chutes de blocs rocheux : pour couvrir des structures exposées, telles que les tunnels ou les galeries, ou construire des merlons. Ce matériau est disponible naturellement avec, par conséquent, un coût de fourniture et de mise en œuvre relativement faible. Ses performances pour stopper les blocs rocheux, contenir les éboulements plus massifs ou protéger les structures contre les impacts directs à forte énergie sont reconnues depuis des siècles.

L'emploi d'une couche de sable en protection de structure contre les impacts rocheux est donc une solution consacrée par l'usage. Toutefois, la capacité et les limites de cette technique sont aujourd'hui (2017) encore très empiriques et faiblement établies. L'objectif de ce travail est de contribuer à établir une méthode pour dimensionner des couches de sols en protection de structures contre les impacts par des blocs rocheux.

Une étude bibliographique sur le comportement de matériaux grenus sous sollicitation d'impact à faible vitesse, inférieure à 100 km/h, a tout d'abord été réalisée. Les études traitant de la pénétration de projectiles rapides ont été exclues. Cette revue des travaux antérieurs a montré que la majorité des études ont porté sur l'effort d'impact et sur la pénétration du bloc dans le sol, beaucoup moins sur les efforts induits sur la structure lors d'un impact sur une couche de sol protectrice. En particulier, très peu d'essais avec observation des efforts transmis à la structure ont été réalisés pour des niveaux d'énergie d'impact élevés (supérieurs à 1000kJ).

La pénétration à faible vitesse d'un projectile dans un sol non cohérent est une question complexe, impliquant dissipation d'énergie par rupture et plastification du sol en grands déplacements et grandes déformations. Le caractère dynamique de la réponse du sol pour de telles sollicitations n'a pas été identifié. Toutefois, des phénomènes oscillatoires ont été observés, liés au comportement dynamique de la structure soumise à l'impulsion d'efforts induits par l'impact au travers de la couche de sol.

Une campagne d'essais expérimentaux instrumentés a été menée pour compléter l'observation des phénomènes, en particulier pour mieux caractériser la distribution spatio-temporelle de pression induite à l'interface entre la couche de sol protectrice et la structure, dans différentes configurations d'impact. Cette distribution est en effet la donnée d'entrée nécessaire au calcul de la structure. Ces essais ont été réalisés sur site expérimental en vraie grandeur, à la station de chute de blocs de l'Ifsttar à Montagnole (F-73000).

Des blocs impacteurs de masse volumique voisine de celle de la roche ont été largués sur une couche de sol protectrice construite sur une dalle d'essai en béton armé épaisse de 50 cm fondée au rocher. Un seul matériau a été employé pour construire la couche protectrice, un sable fin propre et bien gradué. Le sable était mis en œuvre de manière compactée et contrôlée par passes successives pour obtenir une densité sèche homogène sur la hauteur du remblai, identique pour tous les essais.

Plusieurs configurations d'impacts ont été considérées, caractérisées par l'épaisseur de sable (D), le diamètre équivalent du bloc rocheux (B, ou sa masse) et sa hauteur de chute libre (H, ou sa vitesse d'impact). L'étude paramétrique expérimentale a comporté 43 essais, combinant systématiquement différentes valeurs de D, B et H de l'ordre de celles rencontrées en pratique. Trois épaisseurs de couche de sable protectrice ont été testées : 1 m, 1.5 m et 2 m. Les blocs impacteurs utilisés étaient de diamètre équivalent compris entre 0.42 m et 1.79 m, correspondant à des blocs

rocheux de masses comprises entre 117 et 7399 kg. Cinq hauteurs de chute libre ont été considérées, jusqu'à 33 m, soit des vitesses d'impact jusqu'à 25 m/s (90 km/h), valeur extrême observée lors de chutes de blocs rocheux.

L'impacteur était équipé d'un trièdre d'accéléromètres. L'impact sur la couche de sable était filmé par deux caméras rapides. A la construction du remblai, une couche de sable coloré était placée entre deux passes successives horizontales, pour mettre en évidence les déplacements dans la couche de sable après impact. Six accéléromètres uni-axiaux étaient également installés dans le sable. Enfin, sept capteurs de pression totale étaient disposés à l'interface entre le sable et la dalle.

Le dépouillement des essais et l'analyse des résultats mettent en évidence plusieurs phénomènes. Tout d'abord, le temps d'arrivée de la sollicitation d'impact en un point du massif augmente linéairement avec sa distance au point d'impact. Cette « vitesse de propagation » a été observée constante pour l'ensemble des essais, indépendante de la configuration D, B et H. Cette vitesse, de l'ordre de 155 m/s dans l'ensemble des essais, est bien inférieure à celle des ondes sismiques de compression dans le sable sec.

Ensuite, les résultats d'essais montrent qu'à l'interface entre le sable et la structure, hormis le décalage temporel initial mentionné précédemment, l'accroissement de pression à différentes distances de la trajectoire d'impact est simultané, proportionnel à la valeur maximale de la pression qui sera atteinte à cette distance au cours de l'impact.

Ces deux observations sont caractéristiques d'une sollicitation progressive du massif de sable qui plastifie et est déplacé pendant la pénétration de l'impacteur, plutôt qu'à la propagation d'une onde de compression dans un milieu élastique. En conséquence, la modélisation de la réponse du massif de sable pendant la pénétration du bloc peut raisonnablement être représentée par une approche quasi statique.

Ces observations physiques conduisent à définir la « pression induite normalisée » en divisant la pression induite par l'impact observée à une distance de la trajectoire par sa valeur maximale au cours de l'impact à cette même distance. Pendant l'augmentation de pression, la vitesse d'accroissement de la pression induite normalisée est indépendante de la distance à la trajectoire.

En un point de l'interface sol-structure, la pression induite normalisée après le pic décroit en fonction du temps sous forme d'une Gaussienne. L'aplatissement de cette Gaussienne est caractérisé par la durée du pic de pression au-dessus de 50 % de sa valeur maximale. Les essais montrent que cette durée diminue linéairement avec la distance à la trajectoire d'impact.

Une expression de la pression induite à l'interface sol-structure pendant un impact au sommet de la couche de sol protectrice a été proposée. Par définition, la distribution spatio-temporelle de pression induite par l'impact est égale au produit de la distribution spatiale de pression maximale par la distribution spatio-temporelle de pression induite normalisée, définie à partir des phénomènes décrits précédemment, observés pour chaque des essais.

La distribution spatiale de pression induite maximale pendant l'impact a été trouvée de forme Gaussienne. Son extrémum est observé au droit du point d'impact. Il est apparu pratique de caractériser son aplatissement par la pression induite maximale à une distance de B/2 de la trajectoire d'impact, i.e. à l'aplomb de la périphérie du bloc.

La distribution spatio-temporelle de pression induite à l'interface sol-structure pendant un impact au sommet de la couche de sol protectrice a ainsi été caractérisée par cinq grandeurs : (1) La vitesse de propagation initiale de la sollicitation au travers de la couche de sable, (2) La pression maximale atteinte au droit du point d'impact, (3) La pression maximale atteinte à une distance B/2 de la trajectoire, (4) La vitesse d'accroissement de la pression induite normalisée, indépendante de la distance à la trajectoire et (5) La durée du pic de pression au-dessus de 50 % de sa valeur maximale, durée qui décroit linéairement avec la distance à la trajectoire d'impact.

L'analyse des essais pour l'ensemble des configurations d'impacts étudiées, qui combinent systématiquement l'épaisseur de sable (D), le diamètre équivalent du bloc rocheux (B, ou sa masse) et sa hauteur de chute libre (H, ou sa vitesse d'impact), a permis de compléter l'observation des phénomènes. Des expressions ont également été établies donnant, pour une combinaison D, B et H, les valeurs des paramètres qui caractérisent les cinq grandeurs décrivant la distribution spatio-temporelle de pression induite à l'interface sol-structure pendant un impact au sommet de la couche de sol protectrice.

La pression maximale atteinte au droit du point d'impact augmente linéairement avec le rapport B/D, avec une rupture de pente marquée aux alentours de 0.75, au-delà de laquelle la pression maximale s'accroit beaucoup plus rapidement avec le rapport B/D. Les essais montrent donc qu'il existe une épaisseur de sol protecteur minimale critique, égale à 4B/3, à mettre en œuvre pour protéger efficacement d'un impact par un bloc attendu de diamètre B. Il peut être avancé que, pour une épaisseur moindre, les mécanismes de rupture du sol frottant correspondant à l'enfoncement du bloc ne peuvent pas se développer et atteignent la structure.

L'aplatissement de la Gaussienne décrivant la distribution spatiale de pression induite maximale pendant un impact a été trouvé indépendant de B et de H, mais inversement proportionnel au carré de l'épaisseur de sol protecteur. En d'autres termes, la pression maximale est davantage distribuée sur l'ensemble de la structure de manière proportionnelle au carrée de l'épaisseur de sol protecteur.

Sur l'espace des configurations d'impact considéré, la vitesse d'accroissement de pression induite normalisée, indépendante de la distance à la trajectoire, a été observée indépendante de D et de H, mais décroissante de manière linéaire avec le diamètre du bloc. La durée pour atteindre le pic de pression est donc indépendante de la vitesse d'impact ou de l'épaisseur de la couche de sol protectrice. Par contre, cette durée augmente avec la dimension des blocs rocheux. Enfin, la durée du pic de pression au-dessus de 50 % de sa valeur maximale, qui décroit linéairement avec la distance à la trajectoire d'impact, est en relation avec le rapport B/D et H (ou la vitesse d'impact).

La démarche exposée pour établir, dans une configuration d'impact D, B et H, les valeurs des paramètres qui caractérisent les cinq grandeurs décrivant la distribution spatio-temporelle de pression induite à l'interface sol-structure, peut être appliquée à d'autres natures de sols ou densités de compactage. Pour un autre sol et une autre densité, les expressions seront similaires mais leurs paramètres devront être calés par des essais complémentaires, sans rechercher le caractère systématique de la présente étude.

Par ailleurs, un modèle numérique tridimensionnel simple de calcul en déformations, en dynamique explicite, a été développé. Le comportement en déformations du sol a été représenté par un modèle élastoplastique, avec critère de rupture de Mohr-Coulomb et faible dilatance. Les calculs ont été réalisés avec le logiciel ABAQUS. Ce modèle a été appliqué à la simulation de deux essais

expérimentaux et à une investigation numérique de l'influence de la flexibilité de la structure support.

Pour la simulation du premier essai expérimental, les paramètres du modèle de comportement ont tout d'abord été calés, autour de valeurs raisonnables pour un sable compacté, pour retrouver la valeur de pression maximale observée au droit de l'impact. Les résultats montrent que certaines observations sont alors correctement reproduites par la simulation, comme la vitesse de propagation initiale de la sollicitation d'impact dans le massif. La distribution spatiale de pression maximale est relativement proche de la réalité, mais les durées de pics de pression à différentes distance de la trajectoire d'impact sont très approximatives.

Le second essai expérimental a été simulé avec les mêmes valeurs de paramètres du modèle de comportement en déformations du sol. Seules les dimensions du modèle numérique ont été changées, pour correspondre à la configuration D, B et H de l'essai réel. Les résultats montrent que la pression maximale calculée au droit de l'impact est alors très éloignée de la valeur observée.

Le modèle numérique proposé, basé sur un modèle de comportement en déformations du sol élastoplastique, ne suffit pas à simuler de façon satisfaisante un impact sur une couche de sol protégeant une structure. L'analyse comparative des résultats des simulations des deux essais expérimentaux montre que le modèle de comportement en déformations du sol doit tenir compte de l'influence du confinement du sol, qui augmente avec le rapport B/D, sur la rigidité et la résistance du sol.

Le modèle numérique a également été employé pour investiguer l'influence de la rigidité de la structure sur la distribution spatio-temporelle de pression à l'interface sol-structure. La même configuration d'impact D, B et H a été simulée, d'une part, en supposant la dalle en béton armé épaisse de 50 cm reposant sur une base indéformable (similaire aux conditions des essais expérimentaux) et, d'autre part, en supposant cette même dalle en appui simple sur deux côtés opposés distants de 7 m. Selon les calculs, l'influence des conditions d'appuis serait modérée.

Enfin, une méthode de dimensionnement des couches de sol en protection de structures a été proposée. Cette méthode comporte deux étapes : (1) Pour la configuration d'impact B, D, H considérée, utiliser l'expression développée dans cette étude pour définir la distribution spatio-temporelle de pression induite à l'interface sol-structure, puis (2) Calculer en dynamique la structure soumise à cette impulsion de pression.

Plusieurs perspectives ont été identifiées pour poursuivre ces travaux de recherche, où l'investigation a été restreinte à trois paramètres considérés avoir une influence majeure sur les efforts transmis à la structure au travers de la couche de sol protectrice. Tout d'abord, l'influence de la rigidité de la structure devrait être quantifiée. Le présent travail, considérant une structure relativement rigide, donne probablement une distribution sécuritaire pour le dimensionnement. Par ailleurs, l'influence de la nature du sol et de sa densité sur la distribution spatio-temporelle de pression induite à l'interface sol-structure est à investiguer. Les questions d'angle d'impact et de géométrie du bloc rocheux, lorsqu'il n'est plus assimilable à une sphère pour l'application considérée, sont également des sujets à étudier. Enfin, l'amélioration du modèle numérique, en considérant l'influence du confinement dans le modèle de comportement en déformation du sol, outre sa rupture représentée par le critère de Mohr-Coulomb, pourrait être vérifiée par confrontation aux essais.

Abstract

Behavior of sand subjected to low velocity impact loads
Application to the design of soil layers to protect structures from impacting loads

Soils have long been used to protect infrastructures against rock falls. Conventional protection methods based on earth works, such as embankments, are well suited for protecting buildings and infrastructures in many site conditions. Protecting structures with a cohesionless soil layer significantly improves their resilience to impact loads.

An extensive experimental parametric study has been carried out to characterize how impact loads of low velocity (lower than 100 km/h) are transmitted to a structure through a protective sand layer. Different rock fall conditions have been considered, corresponding to actual conditions in current practice. The experimental program consisted of 43 full scale impact tests on a sand layer protecting a concrete foundation mat, combining three sand layer thicknesses (1, 1.5 and 2 m), impacting blocs of equivalent diameters in the range of 0.42 to 1.79 m, corresponding to rock masses in the range of 117 to 7399 kg, and five free falling heights, up to 33 m, corresponding to impact speeds up to 90 km/h). All tests were performed at Ifsttar's field station for full scale study of impact protections, located near Chambery (France).

The test instrumentation was based on two high speed cameras, a triaxial accelerometer installed on the impacting bloc, uniaxial accelerometers placed vertically in the sand or attached to the concrete foundation mat and seven pressure cells at the interface between the protective sand layer and the concrete mat, at different distances of the trajectory of impact.

Based on the analysis of pressure cells measurements for the different rock fall conditions, the pressure induced at the interface between the protective sol layer and the structure by an impact was expressed in terms of impact conditions, defined by layer thickness (D), size of the impacting bloc (B) and height of free fall (H, related to impact velocity). Procedures to derive the model parameters from the tests are explained in detail.

The time when the when pressure begins to increase at a point located on the interface between the soil and the structure was found to increase linearly with the distance to the trajectory of impact. This defines a propagation velocity which was found of the order of 155 m/s for the fine sand used in the experimental study, independently of the impact conditions D, B and H.

The maximum value of pressure due to an impact at the interface between the soil and the structure was observed below the impact point and found to increase linearly with the ratio B/D. In fact, for each value of H (or impact velocity), two linear relationships were observed, the first one for layer thicknesses D larger than 4B/3 and the second lower than 4B/3, where the maximum pressure increases with B/D about four times faster, for the compacted fine sand used in the tests.

The time rate of increase in normalized induced pressure, i.e. pressure at a point divided by the maximum value of pressure during impact at the point, was observed independent of the distance to the impact trajectory. This observation, along with the observation of a constant velocity at which the impact load is initially transmitted through the sand layer, indicates that penetration at a speed lower than 100 km/h of the bloc into the sand layer may be modeled using a quasi-static

mechanical approach. Time dependent aspects are due to the vibration of the protected structure subjected to the pressure pulse of pressure induced by the impact through the soil layer.

The duration of the peak of pressure at a point on the interface between the soil and the structure was found to decrease linearly with the distance to the impact trajectory. The peak duration at the point of the interface directly below the impact point, for a given value of the free falling height (H, or of the impact velocity), increases linearly with the ratio B/D. For thick protective layers compared to the block size, the duration of the peak of pressure at the interface between the soil and the structure, directly below the impact point, shows a hyperbolic decrease with increasing values of H (or impact velocities).

A numerical model was developed to simulate an impact on a structure protected by a soil layer based on a deformation analysis approach. The Finite Element code ABAQUS was used. The bloc, the soil and the structure were considered as different bodies, having contact conditions between them. The stress-strain relationship in the soil was assumed to be elastoplastic. Friction angle and dilation angles were derived from laboratory tests on the sand. The elastic modulus was assumed constant, equal to usual values for compacted sands.

Two experimental tests were simulated, a low impact load and a large impact load on the same protective soil layer. Based on the values observed in the first test, the elastic modulus was adjusted considering the penetration and the time distribution of pressure at the interface between the soil and the structure right below the impact point. The numerical results were consistent with the test values. The second numerical simulation, with a larger impact load on the same protective results, however did not represent properly the observed experimental data. The simulation showed oscillation in calculated pressure, with peak values much larger than observed values. Those peaks might result from successive localized failures in the soil simulated by the numerical model.

An approach is proposed for the design of soil layers to protect structures from impacting loads due to rock falls. For a bloc of equivalent diameter B, the soil layer thickness D should preferably be larger than 4B/3. The time-space distribution of pressure induced by the impact at the interface between the soil and the structure for the impact condition D, B and H (related to impact velocity) is derived from the experimental relationships derived from this study for a given material. The structure should then be designed for this dynamic pulse of pressure.

Table des matières

REMERCIEMENTS II

RESUME IV

ABSTRACT VIII

TABLE DES MATIÈRES X

LISTE DES FIGURES XIV

LISTE DES TABLEAUX XX

1 INTRODUCTION 1

2 ÉTUDES ANTERIEURES SUR LES COUCHES DE SOLS GRENUS EN PROTECTION D'IMPACTS 3

2.1 Introduction 3

2.2 Revue des études expérimentales antérieures 21

2.2.1 Yoshida et al. (1988) 21

2.2.2 Konno et al. (1997) 25

2.2.3 Montani (1998) 26

2.2.3.1 Approche expérimentale 27

2.2.3.2 Approche par modélisation numérique 31

2.2.3.3 Résumé des observations et conclusions 31

2.2.4 Pichler (2003) 35

2.2.5 Heidenreich (2004) 37

2.2.6 Calvetti et al. (2005) 42

2.2.7 Ho Sy Tam (2013) 43

Conclusion 46

2.2.8 Observation des phénomènes 46

2.2.9 Analyses quantitatives 51

2.2.10 Conséquences pour la suite de l'étude 60

3 ÉTUDE EXPERIMENTALE 63

3.1 Introduction 63

3.2 Définition du programme d'essai 63

3.3 Conditions communes à l'ensemble des essais 67

3.3.1 Dispositif d'essai 67

3.3.2 Sol de la couche protectrice 68

3.3.3 Impacteurs 70

3.4 Capteurs et dispositifs d'observation 72

3.4.1 Accéléromètres 72

3.4.2 Capteurs de pression totale 73

3.4.3 Caméras rapides 75

3.4.4 Dispositif de mise en évidence des déplacements dans la couche de sable 76

3.5 Essais préliminaires de calage du protocole d'essai 78

3.6 Mise en œuvre de la campagne d'essais 88

3.7 Dépouillement des mesures 94

3.7.1 Mouvement et pénétration finale du bloc impacteur 95

3.7.2 Force d'impact 96

3.7.3 Durée d'impact 99

3.7.4 Propagation dans la couche de sable 99

3.7.5 Pression à l'interface remblai-dalle induite par l'impact 100

3.7.5.1 Distribution spatiale de pression maximale pendant l'impact 105

3.7.5.2 Evolution temporelle de la pression pendant l'impact 108

3.7.6 Autres grandeurs déduites du dépouillement d'un essai 116

3.8 Conclusion 117

4 PRESSION A L'INTERFACE SOL-STRUCTURE POUR DIFFERENTES CONFIGURATIONS D'IMPACT 119

4.1 Introduction – Forme de la distribution spatio-temporelle de pression 119

4.2 Vitesse de propagation de la sollicitation 124

4.3 Pression maximale au droit de l'impact 126

4.4 Pression maximale à l'aplomb de la périphérie du bloc 131

4.5 Vitesse d'accroissement de la pression normalisée 135

4.6 Durée du pic de pression 139

4.6.1 Durée du pic de pression au droit de l'impact 139

4.6.2 Décroissance de la durée du pic de pression avec la distance à la trajectoire 143

4.7 Conclusion 148

4.7.1 Synthèse des formules 148

4.7.2 Synthèse des paramètres 152

5 PRECISION ET PERFORMANCE DU MODELE 155

5.1 Introduction 155

5.2 Répétabilité et incertitude des observations 156

5.2.1 Incertitude aléatoire 156

5.2.2 Incertitude liée à l'utilisation d'impacteurs rhombicuboctaèdrique 159

5.3 Représentation par le modèle des pressions observées 162

5.4 Représentation des valeurs caractéristiques de la distribution de pression 167

5.5 Résultante de pression induite au toit de la structure 171

5.5.1 Comparaison sur la campagne d'essais des valeurs déduites des mesures et obtenues par intégration du modèle 171

5.5.2 Confrontation aux résultats de la littérature 179

5.5.2.1 Travaux de Yoshida (1988) 179

5.5.2.2 Travaux de Montani (1998) 181

5.6 Pression induite au toit de la structure 187

5.7 Conclusion et domaine d'application 189

6 APPROCHE NUMERIQUE DE LA PROTECTION AUX IMPACTS PAR COUCHE DE SOL 190

6.1 Simulation numérique des essais 190

6.1.1 Description du modèle 190

6.1.2 Simulation du premier cas : B/D faible 192

6.1.3 Simulation du second cas : B/D important 196

6.1.4 Conclusion 203

6.2 Etude de l'influence de la rigidité d'une structure 204

6.3 Conclusion 207

7 DIMENSIONNEMENT DE COUCHES DE SOL EN PROTECTION AUX IMPACTS DE STRUCTURES 208

7.1 Définition du problème 208

7.2 Détermination de la sollicitation 209

7.2.1 Formulation générale 209

7.2.2 Distribution spatiale de la pression induite maximale 210

7.2.3 Distribution temporelle de la pression induite normalisée 210

7.2.4 Récapitulatif 212

7.3 Calcul en dynamique de la structure 212

7.4 Conclusions 215

8 CONCLUSION ET PERSPECTIVES 216

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES 220

ANNEXE A : PROCES-VERBAUX DES ESSAIS D'IDENTIFICATION ET DE CARACTERISATION DES PROPRIETES MECANIQUES DU SABLE FIN PROPRE UTILISE DANS LES ESSAIS 224

Liste des figures

Figure 2.1 : Courbe granulométrique du sable de [Yoshida et al 88] 21

Figure 2.2. Impacteurs utilisés par Yoshida et al. (1988) 22

Figure 2.3 : Analyse fréquentielle de la décélération de l'impacteur d'après Yoshida et al. (1988) 23

Figure 2.4 : Formes observées de la forme du profil temporel de la décélération suivant la masse et la forme de l'impacteur, d'après Yoshida et al. (1988) 24

Figure 2.5 : Illustration du dispositif expérimental de Konno et al. (1997) 25

Figure 2.6 : Courbes granulométriques des matériaux amortissants utilisés par Montani (1998) 27

Figure 2.7 : Schéma représentatif des trois forces étudiées F_{acc}, F_{base} et $F_{réac}$. 32

Figure 2.8 : Photographies des blocs rocheux impacteurs utilisés par Pichler (2013) 35

Figure 2.9 : Distributions types d'accélération et de vitesse pendant impact pour de faibles énergies (graphes de gauche : impact sur plan incliné de 10° d'une hauteur de 1m avec un impacteur sphérique de 117kg) et de fortes énergies (graphes de droite : impact sur plan non incliné d'une hauteur de 10m avec un impacteur cylindrique de 1000kg) (Heidenreich (2004)) 40

Figure 2.10 : Mécanisme de rupture pour un chargement dynamique (à gauche) et statique (à droite) (d'après Selig et McKee (1961)) 41

Figure 2.11 : Dispositif de largage et schéma de la cuve d'essai de Calvetti et al. (2005) 42

Figure 2.12 : Schéma représentatif du dispositif d'impact issu de [Ho Sy Tam 2013] 44

Figure 2.13 : Illustration des forces étudiées F_{imp}, F_{base} et $F_{réac}$. 47

Figure 3.1. Vue en plan schématique de la station d'essai de l'Ifsttar à Montagnole (France) 67

Figure 3.2. Fuseau granulométrique de production du sable utilisé pour les essais 69

Figure 3.3. Instrumentation des impacteurs 72

Figure 3.4 : Positionnement d'un accéléromètre au sein de la couche amortissante 73

Figure 3.5 : Capteur de pression utilisé pour observer les pressions agissant sur la dalle 74

Figure 3.6 : Mise en place des capteurs de pression et d'un des accéléromètres, scellés à la dalle. 75

Figure 3.7 : Comparaison de l'effort donné par le capteur d'effort FN 2081 (FGP) et de la pression donnée par le capteur 3515-1 GEOKON (ramenée à un effort) lors d'un essai en puits de chute 75

Figure 3.8 : Dispositifs de mise en évidence des déplacements dans la couche de sable protectrice 77

Figure 3.9 : Dispositif retenu pour mettre en évidence les déplacements dans la couche de sable : couches intermédiaire de sable coloré 77

Figure 3.10 : Installation du géotextile de séparation à la surface des dalles et du site 80

Figure 3.11 : Apport au tractopelle d'une quantité de sable correspondant à une sous-couche 80

Figure 3.12 : Arasage à la cote correspondant à l'épaisseur de sous-couche avant compactage. 80

Figure 3.13 : Compactage de chaque sous-couche de sable selon le protocole choisi 81

Figure 3.14 : Contrôle de l'homogénéité du compactage au pénétromètre PANDA 82

Figure 3.15 : Résistance de pointe au pénétromètre dynamique PANDA pour le remblai B. 82

Figure 3.16 : Positionnement de l'impacteur au droit du point d'impact visé 83

Figure 3.17 : Images extraites du film de l'impact sur le remblai B lors des essais préliminaires. 84

Figure 3.18 : Décélération de l'impacteur et pression sur la dalle au droit de l'impact (essais préliminaires, remblai C, impacteur acier de 2500 kg, hauteur de chute 5 m) 84

Figure 3.19 : Excavation manuelle du sable dans un plan vertical – Essais préliminaires, remblai B 86

Figure 3.20 : Déplacements après impact dans la couche de sable – Essais préliminaires, remblai B 86

Figure 3.21. Réalisation de l'essai numéro 1 – Photo au démarrage de l'essai (épaisseur de sable 1 m, diamètre d'impacteur 0.42 m, hauteur de chute 5 m) 88

Figure 3.22 : Fiche d'Essai pour maîtrise du protocole et synthèse des conditions 90

Figure 3.23. Plan schématique d'instrumentation des essais d'impact 92

Figure 3.24. Localisation et numérotation des capteurs de pression et des accéléromètres (en (a) pour les essais 1 à 14, en (b) essais 15 à 43) 93

Figure 3.25 : Vue de dessus du système de repérage d'un point au sommet du remblai 95

Figure 3.26. Essai 22, D2B2H3C2, mouvement du bloc pendant l'impact 98

Figure 3.27. Instant d'arrivée de la sollicitation vs distance au point d'impact (Capteurs de pression, essai 22 – D2B2H3C2) 100

Figure 3.28. Accroissement de la pression à l'interface sol-dalle en fonction du temps au droit des sept capteurs de pression (essai 22, D2B2H3C2) 101

Figure 3.29. Accroissement de la pression à l'interface sol-dalle en fonction de la distance à la trajectoire 10 et 17 ms après l'impact (essai 22, D2B2H3C2) 102

Figure 3.30. Accroissement de pression normalisé en fonction du temps au droit des sept capteurs (essai 22, D2B2H3C2) 103

Figure 3.31 : Accroissement de pression normalisée, en fonction du temps, décalé de la durée d'arrivée au capteur de la sollicitation induite par l'impact (essai 22, D2B2H3C2) 104

Figure 3.32 : Pression induite maximale en fonction de la distance du capteur à la trajectoire d'impact et croquis du positionnement du point d'impact. (essai 22, D2B2H3C2) 105

Figure 3.33 : Représentation de la distribution spatiale de pression induite maximale par Gaussienne ou par fonction de Pearson IV (essai 22, D2B2H3C2) 107

Figure 3.34. Pression induite normalisée au capteur 17 pendant l'essai 29 (D2B4H2C2) 109

Figure 3.35. Pression induite normalisée au capteur 17 au début de l'essai 29 110

Figure 3.36 : Présentation de la forme de parabole choisie pour modéliser la pression normalisée en fonction du temps et des 3 hypothèses pour la caler. 110

Figure 3.37 : Durée d'accroissement de la pression induite par l'impact à sa valeur maximale en fonction de la distance à la trajectoire d'impact (essai 22, D2B2H3C2) 112

Figure 3.38. Pression induite normalisée en fonction du temps au droit du capteur 17 (essai 22, D2B2H3C2) – Interface graphique de définition de $p50$ et $\Delta t50$ en ce point 115

Figure 3.39 : Durée du pic de pression au-dessus de 50 % de la valeur maximale à différentes distances à la trajectoire d'impact (essai 22, D2B2H3C2) 116

Figure 4.1 : Vitesse de propagation de la sollicitation pour différentes énergies de compactage 120

Figure 4.2. Distribution spatiale de pression induite maximale 121

Figure 4.3. Distribution temporelle de pression induite normalisée à la distance r de la trajectoire 121

Figure 4.4. Vitesse de propagation de la sollicitation observée pour l'ensemble des configurations d'essais 125

Figure 4.5. Pression maximale induite à l'interface sol-structure au droit de l'impact pour les différentes configurations d'essais 127

Figure 4.6. Pression induite maximale au droit de l'impact en fonction du rapport B/D 128

Figure 4.7. Pression induite maximale au droit de l'impact en fonction du rapport B/D pour chacune des quatre hauteurs de chute considérées 129

Figure 4.8. Fonctions reliant la pression maximale au droit de l'impact à la hauteur de chute 130

Figure 4.9. Pression induite maximale observée au droit de la périphérie de l'impacteur dans les différentes configurations d'essai 132

Figure 4.10. Pression induite maximale au droit de la périphérie du bloc en fonction de B/D 133

Figure 4.11. Représentation Gaussienne de la pression induite maximale normalisée en fonction du rapport entre diamètre d'impacteur et épaisseur de sol protecteur (B/D) 135

Figure 4.12. Vitesse d'accroissement de la pression induite normalisée à 50% de la pression induite maximale pour l'ensemble des configurations d'impact 137

Figure 4.13. Vitesse d'accroissement de la pression induite normalisée à 50 % de la pression maximale en fonction du diamètre de l'impacteur 138

Figure 4.14 : Durée du pic de pression au droit de l'impact pour l'ensemble des configurations d'impact 140

Figure 4.15. Durées du pic de pression au-dessus de 50 % de la valeur maximale au droit du point d'impact en fonction de B/D pour l'ensemble des configurations d'essai 141

Figure 4.16. Relation entre durée du pic de pression au-dessus de 50 % de la valeur maximale et le rapport B/D pour différentes hauteurs de chute (ou vitesses d'impact) 142

Figure 4.17. Durée du pic de pression au-dessus de 50 % de sa valeur maximale au droit du point d'impact en fonction de la hauteur de chute pour des couches protectrices très épaisses 142

Figure 4.18. Taux de décroissance de la durée du pic de pression avec la distance à la trajectoire pour l'ensemble des configurations d'impact des essais 144

Figure 4.19. Taux de décroissance de la durée du pic de pression avec la distance à la trajectoire en fonction du rapport B/D pour l'ensemble des essais 145

Figure 4.20. Taux de décroissance de la durée du pic de pression avec la distance à la trajectoire en fonction du rapport B/D – Interpolation linéaire pour chaque hauteur de chute 146

Figure 4.21. Taux de décroissance de la durée du pic de pression avec la distance à la trajectoire pour une épaisseur de sol protecteur très grande par rapport à la dimension du bloc 146

Figure 4.22 : Pression transmise à la base de la couche de sable calculée pour l'impact D2B2H3C2 153

Figure 5.1 : Distribution spatiale des valeurs maximales de pressions mesurées par les capteurs dans les essais D1B1H3C2 et D1B1H4C2 réalisés à deux reprises 157

Figure 5.2 : Distributions temporelles de pression induite à trois distances de la trajectoire d'impact observées pendant l'essai D1B1H3C2 et l'essai répété D1B1H3C2-bis 158

Figure 5.3 : Comparaison pour différentes hauteurs de chute des distributions spatiales de pression induite maximale observées avec impacteur sphérique ou rhombicuboctaèdre de dimension équivalente 161

Figure 5.4 : Essai D2B1H2C2 (B/D = 0.28) – Pression induite observée et donnée par le modèle à quatre distances de la trajectoire d'impact 164

Figure 5.5 : Essai D1B2H3C2 (B/D = 0.73) – Pression induite observée et donnée par le modèle à quatre distances de la trajectoire d'impact 165

Figure 5.6 : Essai D2B4H2C2 (B/D = 1.19) – Pression induite observée et donnée par le modèle à quatre distances de la trajectoire d'impact 166

Figure 5.7 : Comparaison des valeurs de pression induite maximale issues des essais et calculées 168

Figure 5.8 : Pression induite maximale à la distance B/2 du droit de l'impact – Comparaison des valeurs issues des mesures et calculées avec le modèle 169

Figure 5.9 : Valeurs des $\Delta t50r$ – Comparaison entre les durées déduites des distributions de pression en fonction du temps au droit des capteurs et les durées calculées avec le modèle 170

Figure 5.10 : Principe d'intégration spatiale des mesures discrètes de pression induite. 172

Figure 5.11 : Aire intégrée pour évaluer $Fbaset$ à partir des mesures discrètes de pression. 172

Figure 5.12 : Essai D2B4H4C2 – Résultante des pressions induites au toit de la structure 174

Figure 5.13 : Essai D2B4H4C2 – Distributions spatiales de pression induite calculées à trois instants, avec et sans considérer le délai d'arrivée de la sollicitation à la distance r 175

Figure 5.14 : Essai D2B4H4C2 – Comparaison des résultantes de pression déduites des mesures et calculées avec le modèle 176

Figure 5.15 : Essai D2B4H4C2 à t= 18ms – Pression induite d'après les capteurs, ajustée pour le dépouillement de l'essai et calculée au droit des capteurs par le modèle 177

Figure 5.16 : Comparaison sur l'ensemble des essais des valeurs de $Fbase_max$ obtenues par intégration du modèle et à partir des mesures discrètes de pression 178

Figure 5.17 : Résultante maximale de pression induite, basée sur les mesures de pression, en fonction du rapport B/D pour différentes hauteurs de chute de l'impacteur 178

Figure 5.18 : Résultante de pression induite mesurée par Yoshida et prédite par le modèle 180

Figure 5.19 : Résultante de pression induite normalisée mesurée par Yoshida et prédite par le modèle 181

Figure 5.20 : Résultantes de pressions maximales issues des observations de Montani (1998) et calculées à partir du modèle pour quatre séries d'essais 185

Figure 5.21 : Impacteur de 553 kg (B = 0.73 m) et couche protectrice de sable épaisse de 1 m – Résultantes de pression induite observées et données par les modèles 186

Figure 5.22 : Impacteur de 7399 kg (B = 1.79 m) et couche protectrice de sable épaisse de 1.50 m – Résultantes de pression induite observées et données par les modèles 186

Figure 5.23 : Comparaison des distributions temporelles de pression au droit de l'impact observées par Calvetti (2005) et données par le modèle 188

Figure 6.1. Représentation du maillage de la dalle, du remblai et de l'impacteur 191

Figure 6.2. Distribution temporelle de pression induite au droit de l'impact pour le cas D2B1H4C2, calculée à l'aide du modèle numérique 192

Figure 6.3. Pressions induites normalisées, pour 3 distances de la trajectoire de l'impact pour le cas D2B1H4C2, calculées à l'aide du modèle numérique. 194

Figure 6.4. Configuration déformées pour le modèle de l'essai D2B1H4C2 a) 15 ms après l'impact ; b) 300 ms après l'impact 195

Figure 6.5 : Distribution temporelle de pression induite à l'interface sol/structure au droit de l'impact pour le cas D2B3H4C2, calculée à l'aide du modèle numérique 196

Figure 6.6 : Représentation des déformations plastiques pour la configuration déformée de la modélisation de l'essai D2B3H4C2 30 ms après l'impact 197

Figure 6.7 : Représentation des vitesses de déplacement pour la configuration déformée de la modélisation de l'essai D2B3H4C2 30ms après l'impact 198

Figure 6.8 : Représentation des déformations plastiques pour la configuration déformée de la modélisation de l'essai D2B3H4C2 42 ms après l'impact 199

Figure 6.9 : Distribution temporelle de pression induite à l'interface sol/structure pour 3 distances à la trajectoire d'impact pour le cas D2B3H4C2, calculée à l'aide du modèle numérique 200

Figure 6.10 : Comparaison des données de pression transmise à la surface de la dalle issues du modèle numérique et des essais pour le cas D2B3H4C2 201

Figure 6.11 : Photo après excavation du remblai de l'essai D2B4H3C2 202

Figure 6.12 : Représentation du maillage du modèle de calcul avec portique 204

Figure 6.13 : Distribution temporelle de pression induite calculée à l'interface sol/structure au droit de l'impact pour la dalle sur appui rigide (bleu) et pour la dalle sur appui (rouge) pour l'essai D2B1H4C2 206

Figure 7.1. Modélisation de l'application de la pression induite par l'impact décrit sur un portique en cadre ouvert a)2.5ms et b) 12ms après l'impact. 213

Figure 7.2 : Moment fléchissant et effort tranchant calculés à mi travée dans une section transversale du portique dans le cas de l'étude 214

Liste des tableaux

Tableau 2.1. Résumé des études antérieures sur le comportement des matériaux grenus sous sollicitation d'impact à faible vitesse 4

Tableau 2.2 : Propriétés du sable employé par Yoshida et al. (1988) 21

Tableau 2.3 : Programme d'essais de Yoshida et al. (1988) 22

Tableau 2.4. Récapitulatif du programme d'essais de Konno et al. (1997) 26

Tableau 2.5 : Synthèse des résultats d'essais d'impact au centre présentée par Konno et al. (1997) 26

Tableau 2.6 : Caractéristiques géotechniques des sols impactés par Montani (1998) 28

Tableau 2.7 : Caractéristiques des impacteurs utilisés par Montani (1988) 28

Tableau 2.8 : Configurations d'essais d'impact testées par Montani (1998) 30

Tableau 2.9 : Influence sur la réponse du modèle physique d'ouvrage (structure protégée par une couche de sol) des différents paramètres décrivant le modèle et la sollicitation d'impact (d'après Montani (1998)). 33

Tableau 2.10 : Campagne expérimentale de Pichler (2003) 36

Tableau 2.11. Caractéristiques géométriques et poids des impacteurs utilisés par Heidenreich (2004) 38

Tableau 2.12 : Synthèse du programme d'essais de Heidenreich (2004) 39

Tableau 2.13 : Configurations, matériaux et conditions de mise en œuvre de la couche impactée 42

Tableau 2.14 : Propriété des matériaux amortissant (Ho Sy Tam 2013) 44

Tableau 2.15 : Synthèse des études expérimentales d'impact sur couche amortissante 48

Tableau 2.16 : Approches analytiques ou semi-analytique pour la prédire efforts et pénétration 52

Tableau 2.17 : Expressions analytiques ou semi-analytiques des efforts par accélération proposées par les auteurs 53

Tableau 2.18. Caractéristiques des modèles numériques développés pour simuler des impacts 59

Tableau 3.1. Paramètres considérés dans l'étude paramétrique expérimentale d'impact sur couche de sol protectrice d'une structure 65

Tableau 3.2 : Référencement des indices d'essais 66

Tableau 3.3 : Programme d'essais de la campagne principale 66

Tableau 3.4. Propriétés caractéristiques d'identification du sable utilisé pour les essais d'impact 70

Tableau 3.5 : Description et caractéristiques des blocs impacteurs 71

Tableau 3.6. Essais préliminaires – Modalités de mise en œuvre de la couche de sable protectrice 78

Tableau 3.7. Décélération maximale et profondeur de pénétration attendues d'après les expressions de la littérature 85

Tableau 4.1. Valeurs des paramètres des relations entre hauteur de chute et pression maximale pour le sable fin compacté utilisé dans les essais 131

Tableau 4.2. Paramètres de la relation entre pression maximale au droit de l'impact et configuration d'impact D, B et H pour le sable fin compacté employé dans les essais 152

Tableau 5.1 : Configurations des essais pour la comparaison entre pression observée et modélisée162

Tableau 6.1. Paramètres utilisés pour représenter le comportement en déformations du sol 191

Tableau 6.2 : Récapitulatif des grandeurs obtenues par le modèle numérique, comparées à celles issues des essais d'impact en vraies grandeurs (essai D2B1H4C2). 195

Tableau 6.3 : Récapitulatif des grandeurs obtenues par modélisation numérique d'impact sur couche de sol protégeant une dalle sur fondation rigide ou sur appuis 207

1 INTRODUCTION

Bien que les chutes de pierre ou les avalanches représentent un danger pour l'homme et les structures, en particulier dans les régions montagneuses, l'aléa risques rocheux est un domaine encore mal maîtrisé. Plusieurs logiciels de trajectographie de chute de bloc et études de risque existent, permettant d'approcher la caractérisation de l'aléa. Des dispositifs de protection passifs et d'amélioration de la résilience des ouvrages peuvent être mis en œuvre pour réduire le risque. Néanmoins, la question du dimensionnement de ces ouvrages pour des sollicitations produites par des impacts de blocs rocheux se pose de manière récurrente.

Parmi les structures de protection envisageables, les filets métalliques ancrés au rocher sont utilisés, ou pour des impacts à plus hautes énergies, les merlons ou les galeries de protection pare-bloc en béton armé. Ces dernières peuvent être surmontées d'une couche de sol protectrice, diminuant les sollicitations auxquelles elles sont soumises et réduisant les dommages qui seraient causés par un impact direct par bloc rocheux.

Plus largement, les sols sont utilisés dans différents dispositifs de protection contre les chutes de blocs rocheux : pour couvrir des structures exposées, telles que les tunnels ou les galeries, ou construire des merlons. Ce matériau est disponible naturellement avec, par conséquent, un coût de fourniture et de mise en œuvre relativement faible.

Les performances des sols pour stopper les blocs rocheux, contenir les éboulements plus massifs ou protéger les structures contre les impacts directs à forte énergie sont reconnues depuis des siècles. Néanmoins, il n'existe à ce jour aucun guide de dimensionnement basé sur des essais mettant en œuvre des énergies d'impact de l'ordre de celles pour lesquelles sont dimensionnés les ouvrages de protection au rocher.

L'objectif de ce travail de thèse est de proposer une méthode pour déterminer la sollicitation d'une structure protégée par une couche de sol, impactée par un bloc rocheux de masse et à une vitesse connue. Cette sollicitation, sous forme d'une distribution spatio-temporelle de pression, servira de donnée d'entrée pour le dimensionnement de la structure.

La suite de ce mémoire est organisée en six chapitres. Le Chapitre 2 présente l'ensemble des études traitant des impacts sur matériau granulaire trouvées dans la littérature. Le Chapitre 3 présente l'étude paramétrique expérimentale réalisée. Ce chapitre explique tout d'abord le contenu du programme d'essais retenu, puis présente la mise en œuvre des essais et, enfin, détaille le dépouillement des mesures. Le Chapitre 4 est consacré à la caractérisation, pour les différentes configurations d'impact, de la distribution spatio-temporelle de pression induite par l'impact à l'interface entre la couche de sol protectrice et la structure. Le chapitre 5 est consacré à l'évaluation de la précision et la performance du modèle proposé. Le chapitre 6 présente un modèle numérique pour simuler l'impact d'un bloc rocheux sur une couche de sol protégeant une structure. Le chapitre 7 propose une méthode de dimensionnement des couches de sol en protection d'ouvrage, basée sur la distribution spatio-temporelle de pression à l'interface sol-structure déduite de l'étude paramétrique expérimentale.

2 ÉTUDES ANTERIEURES SUR LES COUCHES DE SOLS GRENUS EN PROTECTION D'IMPACTS

2.1 Introduction

Les travaux antérieurs étudiés en vue de ce travail de thèse portent sur le comportement de matériaux grenus sous sollicitation d'impact à faible vitesse, inférieure à 100 km/h, par exemple résultant de la chute d'un bloc rocheux. Les études traitant de la pénétration de projectiles rapides ont été exclues. Certaines études basées sur des modèles réduits en centrifugeuse avec des vitesses d'impact importantes pendant les essais ont toutefois été incluses, dans la mesure où celles-ci simulaient des sollicitations en vraie grandeur correspondant au champ d'investigation.

L'ensemble des 43 études antérieures analysées ont été résumées dans le Tableau 2.1, page suivante. Chaque entrée dans ce tableau correspond à une référence bibliographique. Pour chacune, lorsque la référence comporte des résultats d'essais, la seconde colonne présente les différents essais réalisés par les auteurs : conditions, sollicitations et mesures effectuées. Ensuite, lorsqu'une modélisation analytique ou numérique est proposée dans la référence, la troisième colonne décrit les bases de cette modélisation. Enfin, la quatrième colonne résume les principaux résultats et les conclusions données par les auteurs.

La suite de ce chapitre détaille alors plusieurs études expérimentales, considérées importantes pour l'une des deux raisons suivantes. Premièrement, l'étude comporte des résultats d'essais en « vraie grandeur, » mettant en œuvre des énergies d'impact du même ordre que celles pour lesquelles sont dimensionnés les ouvrages de protection contre les chutes de blocs rocheux. En raison des moyens nécessaires, le nombre d'essais en vraies grandeurs présentés dans cette étude est cependant relativement limité ([Konno 97], [Pichler 03], [Bhatti 11]).

Deuxièmement, l'étude comporte un nombre significatif d'essais en semi-vraie grandeur, dans l'objectif d'investiguer l'influence de différentes configurations ou sollicitations : hauteur de chute, masse et forme de l'impacteur, épaisseur de la couche amortissante, nature du matériau amortissant, compactage à la mise en œuvre de la couche protectrice, etc. Ces auteurs parviennent ainsi à proposer des expressions représentatives des observations effectuées, dans la limite des plages d'énergie pour lesquelles elles ont été déterminées. C'est notamment le cas de [Yoshida 88], [Montani 98], [Heidenreich 04], [Calvetti 05] et [Schellenberg 09].

Ce chapitre enfin présente les conclusions tirées de cette étude bibliographique. Une synthèse des phénomènes observés lors des études antérieures est tout d'abord donnée, puis une synthèse des approches quantitatives existantes (analytiques ou numériques) développées par les différents auteurs. Ces synthèses permettent alors d'identifier les questions à traiter, ou les éléments de réponse à compléter, en vue de proposer une approche pour dimensionner une couche de sol grenu en protection d'une structure exposée à des impacts, par exemple, par des blocs rocheux.

Tableau 2.1. Résumé des études antérieures sur le comportement des matériaux grenus sous sollicitation d'impact à faible vitesse

Références	Expériences	Modélisations	Résultats obtenus
Goldsmith, W. (1960)	-	La théorie de Hertz (1881) permet d'exprimer la contrainte en surface du contact qui se développe lorsque deux sphères élastiques sont mises en pression l'une contre l'autre. Dans la mesure où la durée d'un choc est grande par rapport à l'inverse de la fréquence propre des sphères, Goldsmith considère possible d'appliquer les expressions quasi-statiques de Hertz au cas des chocs. Il étend également la théorie de Hertz au cas d'une sphère très rigide impactant de manière normale un plan délimitant un espace élastique semi-infini.	Sous réserve que la vitesse d'impact de la sphère soit très inférieure à 50 fois la vitesse de propagation des ondes P dans le milieu élastique impacté, Goldsmith donne les expressions analytiques (1) De la profondeur maximale de pénétration de la sphère au sein du massif élastique semi-infini et (2) De la force maximale de décélération de la sphère, exercée sur le milieu.
Selig, E. and Vey, E. (1965)	Etude expérimentale de la propagation d'une onde de compression dans l'axe d'un cylindre de sable sec bien gradué. Le cylindre de sable de diamètre 7.1 cm, long de 1.60 m, est confiné sous contrainte latérale constante. A une extrémité, une onde de choc est générée par un dispositif pneumatique et la propagation de l'onde de compression est observée grâce à des capteurs placés dans le sable à différentes sections transversales au cylindre.	Modélisation unidimensionnelle basée sur les relations contrainte-déformation usuelles observées au laboratoire en quasi-statique pour une contrainte de confinement donnée.	Les auteurs constatent que la vitesse de propagation de l'onde de choc est constante le long du cylindre. Cette vitesse dépend peu des conditions de compactage du sable à la préparation de l'éprouvette et de la pression latérale de l'essai. Cependant, l'intensité et la durée de l'onde de compression varient pendant sa propagation. Les plus faibles changements dans la forme de l'onde se produisent pour les confinements élevés et les faibles pressions de choc appliquées.
Chambron, E. (1979)		L'auteur utilise l'approche analytique dynamique en plasticité d'Habib (1979). Lors de l'impact d'un solide sur une couche de sol, il considère que la force de réaction du sol pendant la pénétration est proportionnelle à la capacité portante quasi-statique d'une fondation de surface équivalente. Il résout alors l'équation du mouvement de l'impacteur et en déduit l'enfoncement maximum et la force d'impact maximale.	Expression analytique de la force d'impact maximale pour le dimensionnement des galeries de protection pare-bloc surmontées d'une couche de sol.
Tonello, J. (1988)		Tonello fait l'hypothèse que le matériau amortissant est élastique, puis à partir d'un certain enfoncement parfaitement plastique et enfin atteint une rupture au-delà d'un enfoncement ultime. Il suppose connue la masse de sol mise en mouvement lors de l'impact et la quantité de mouvement conservée	Expression donnant l'effort de décélération maximal subi par un bloc impactant une couche de sol.

Références	Expériences	Modélisations	Résultats obtenus
		pendant l'impact. Ces deux hypothèses permettent d'exprimer la variation d'énergie cinétique du système impacteur plus masse de sol déplacée, qui est égale au travail de l'effort d'impact. La relation effort déplacement supposé représenter le comportement du sol permet alors de calculer l'effort maximal de décélération.	
Yoshida, H., Masuya, H. and Ihara, T. (1988) (Détaillé en Section 2.2.1)	Les auteurs réalisèrent un programme de 28 essais de chutes verticales de blocs sur couches de sable. Le sable était placé sur une dalle épaisse de 30 cm, à l'intérieur d'un conteneur en acier. L'épaisseur de la couche de sable était de 90 cm ou de 1.20 m (pour l'impacteur de 3000 kg). Les impacteurs étaient des cylindres de diamètres 0.60 m, 0.90 m ou 1.30 m, à fond sphérique, plat ou conique et de masses égales à 300 kg, 1000 kg ou 3000 kg. Les hauteurs de chute des essais étaient de 5, 10, 15 ou 20 m au-dessus du sommet de la couche de sable.		Les auteurs distinguent quatre types de profil de décélération de l'impacteur liés à la forme du bloc : (1) Un pic majeur puis amortissement en dent de scie, (2) Un pic puis décroissance monotone, (3) Un pic principal puis un pic secondaire (4) Deux pics de même intensité. Dans leurs essais, les auteurs considèrent qu'au-delà de 90 cm l'épaisseur de la couche de sol n'a plus d'influence sur la forme de la décélération. Ils proposent une expression de l'effort maximal de décélération de l'impacteur en fonction de sa masse et de la hauteur de chute. Les caractéristiques de la couche de sable sont incluses dans un coefficient. Pour les blocs sphériques et coniques, la valeur maximale de la force d'impact est proche de l'effort intégré à la base de la couche de sol, alors que, pour les blocs à fond plat, la force d'impact est double de l'effort intégré à la base de la couche de sol.
Bucher, K. (1997)		Modélisation numérique de chute de bloc sur couche de sol amortissante protégeant une dalle en béton armé. Approche basée sur la méthode des éléments finis, avec modèle de comportement en déformations élastoplastique (non-linéaire élastique avec critère de rupture de Mohr-Coulomb). Une cohésion (10 kPa) doit être introduite pour faciliter la convergence du modèle.	La simulation des essais réalisés par Montani (1998) révèle, pour la force d'impact, des écarts inférieurs à 30 % et, pour la pénétration maximale, 20%. L'auteur explique cela par la difficulté de paramétrer correctement un modèle. Il note par ailleurs le couplage entre couche de sol et structure, puisque une variation de l'épaisseur de la dalle provoque une variation de l'effort intégré à la base de la couche de sol allant jusqu'à 30 %.
Descœudres, F. (1997)			Etat des lieux de la connaissance en géomécanique sur les instabilités de pente et les chutes de bloc. Il présente une approche énergétique pour les

Références	Expériences	Modélisations	Résultats obtenus
			impacts sur les pentes avec un facteur de perte d'énergie au rebond. Il donne également les expressions de Poncelet (1841), Hertz (1881) et Habib (1979), donnant la force d'impact dans le cas d'un impact sur remblai horizontal.
Konno, H., Sato, M., Nakano, O. and Kishi, N. (1997) (Détaillé en Section 2.2.2)	Campagne de 24 essais d'impacts, sur cinq galeries de protection pare-bloc expérimentales, constituées de poutres en béton armé jointives de section en « T ». Un bac de sable carré de surface 4 m x4 m et d'épaisseur 0.9 m était disposé au droit des impacts, réalisés à différentes distances des murs porteurs. Les impacteurs étaient de forme cylindrique de diamètre 1 m, avec fond sphérique côté impact. Deux impacteurs en acier ont été employés, de masse respective 3 et 5 tonnes. Ces impacteurs étaient largués de différentes hauteurs comprises entre 5 à 30 m. Un accéléromètre était placé au sommet de l'impacteur. Les efforts appliqués à la galerie pendant l'impact étaient déduits de l'observation de 118 jauges de déformations collées à l'intrados et à l'extrados de la galerie.		Pour un lâché du bloc de 3 tonnes d'une hauteur de 5 m, le profil de moment fléchissant observé est parabolique, semblable à celui donné par un chargement uniforme. Par contre, pour un lâché du bloc de 5 tonnes d'une hauteur de 30 m, le profil de moment fléchissant est triangulaire, proche de celui qui correspondrait à un chargement ponctuel. Les auteurs observent également un endommagement plus important dans le cas d'impacts répétés. Enfin, ils soulignent que les calculs basés sur les forces d'impact déduites de la théorie de Hertz (1881) conduisent à fortement surdimensionner la structure.
Montani, S. (1998) (Détaillé en Section 2.2.3)	Plus de 139 configurations d'essais expérimentaux, faisant varier la nature du sol, l'épaisseur de la couche de sol protectrice, le diamètre (et la masse) de l'impacteur et la hauteur de chute, la rigidité de la structure protégée (semelle rigide ou sur dalle). Trois natures de sols sont considérées pour la couche protectrice : un gravier 3-32, un matériau plus grossier issu d'un cône de déjection (fraction inférieure à 100 mm), et un matériau excavé au tunnelier (fraction inférieure à 100 mm). Les couches de sol protectrices sont placées sur semelle de fondation ou sur dalle carrée de côté 3.40 m, épaisse de 20 cm, reposant sur appuis aux quatre coins. Les couches de remblai de protection sont épaisses de 35, 50 ou 100 cm. Les impacteurs sont des fûts de diamètres 42, 72 ou 90 cm, sphériques côté impact, de masse respective	Le modèle utilisé est un modèle aux éléments distincts pour lequel l'impacteur est une sphère élastique, la dalle un ensemble de sphères élastiques collées entre elles aux contacts et le remblai un assemblage initialement cubique face centrée de sphères élastiques de diamètre 7.5 cm. Le modèle de contact entre les sphères représentant le sol n'est pas indiqué. Des sphères sont progressivement retirées pour représenter la compression du sol pendant l'impact. Le nombre de sphères nécessaires est obtenu par calage avec les résultats d'essais expérimentaux. Ce modèle est utilisé pour réaliser une étude paramétrique. Partant d'un cas de base, l'influence de la masse, du rayon du bloc impacteur, du module d'élasticité et de l'angle de frottement du matériau représentant le remblai est investiguée.	Montani (1998) effectue les observations suivantes : • la nature du sol formant la couche de protection a une influence négligeable sur les différentes grandeurs observées. • En revanche, le compactage du sol a une influence très importante sur les résultats. • Une relation pratiquement linéaire existe entre les valeurs maximales des trois efforts caractéristiques : effort de décélération de l'impacteur, résultante des pressions à la base de la couche de sol et réaction d'appui. • Dans les conditions d'essais réalisés, l'influence de l'épaisseur de la couche protectrice diminue nettement au-delà de 50 cm. L'auteure propose différentes relations semi-empirique entre l'effort maximum de décélération de l'impacteur (F_{acc}), la profondeur de pénétration

Références	Expériences	Modélisations	Résultats obtenus
	100, 500 et 1000 kg. Ils sont constitués d'une coque en acier remplie de béton pour obtenir une masse volumique proche de celle d'un bloc rocheux. L'impacteur comporte un accéléromètre. Des capteurs de pression sont placés à la base de la couche de sol protectrice, au sommet de l'élément de structure. Pour les essais avec dalle, les forces d'appuis sont également observées. Plusieurs séries d'essais sont réalisés, sur sols compactés ou non. Les caractéristiques mécaniques du sol impacté sont évaluées par des essais de plaque avant et après impact. Une étude paramétrique expérimentale est réalisée sur les grandeurs précédemment citées.	L'auteure propose par ailleurs une autre approche de modélisation, avec un sol considéré viscoélastique, basée sur la théorie des cônes de Wolf (1994), qui considère la propagation d'ondes dans une couche de sol reposant sur un substratum élastique.	maximale de l'impacteur dans la couche protectrice (d) et l'énergie potentielle initiale de l'impacteur (E_{pot}). En se basant sur les résultats du modèle numérique et en cohérence avec les nombreux résultats expérimentaux, les exposants et facteurs figurant dans ces expressions sont calés. L'auteure toutefois précise que le domaine de validité de ces expressions correspond aux conditions des essais réalisés, notamment des énergies d'impact inférieures à 100 kJ.
Li, Q.M. and Chen, X.W. (2003)		Pénétration du béton par un projectile indéformable. Analyse dimensionnelle conduisant à distinguer un facteur d'impact – schématiquement énergie d'impact surfacique sur résistance au poinçonnement du béton, et un facteur de géométrie – schématiquement, faisant intervenir l'inertie du matériau impacté (masse volumique et volume caractéristique concerné lié à la dimension du projectile) et la forme de la pointe du projectile.	Formule adimensionnelle pour prédire la profondeur de pénétration du projectile. Pour de faibles profondeurs de pénétration, les auteurs observent une bonne concordance en termes de pénétration avec les résultats expérimentaux publiés par ailleurs. Pour prédire des pénétrations moyennes, différents schémas de rupture du béton, liés à la forme de la pointe du projectile (plate ou conique), doivent être considérés. Ces mécanismes de rupture plastique du béton interviennent dans l'expression du facteur de géométrie.
Pavlovskaia, E. (2003)	Modèle physique à échelle réduite. Pénétration horizontale d'un cylindre par vibrofonçage dans une cuve de sable. Observation des déplacements du cylindre par LVDT et des efforts appliqués au sol par jauge de déformation collée sur le cylindre à proximité de l'extrémité côté pénétration.	Modèle unidimensionnel comportant une masse en mouvement, sollicitée par une force périodique, connectée à un élément de Kelvin, en série avec un patin plastique représentant l'enfoncement irréversible dans le sable. L'écriture des équations du mouvement conduit à un problème non linéaire à sept paramètres.	Conformément aux observations, des conditions de fonctionnement chaotiques peuvent se développer, ou un régime périodique s'installer. Dans ce dernier cas, la solution semi-analytique proposée permet d'identifier les conditions pour une vitesse de pénétration maximale.
Pichler, B. (2003) (Détaillé en Section 2.2.4)	Essais expérimentaux à haute énergie, jusqu'à 3500 kJ. Largage de blocs de granite naturel sur une couche de sol amortissante destinée à protéger un pipeline en acier enterré. La couche protectrice est un sol reconstitué, composé de 60 % de gravillons (2 à 63 mm) et 40 % de blocs (63 à 200 mm). Ce	Trois approches numériques sont proposées pour étudier l'impact d'un bloc rocheux sur une couche de sol. Tout d'abord, l'auteur propose une approche basée sur les réseaux neuronaux artificiels. Par ailleurs, l'auteur développe un modèle en déformations (méthode des éléments finis) pour	Profondeurs de pénétration et durées d'impact pour les 10 essais d'impact de blocs de granite naturel cubiques réalisés. L'analyse dimensionnelle permet d'exprimer analytiquement la valeur maximale de la force d'impact (effort maximal de décélération du bloc) et la profondeur de pénétration. L'analyse

Références	Expériences	Modélisations	Résultats obtenus
	matériau est placé par passes compactées épaisses de 25 cm dans une tranchée de substitution longue de 25 m, large de 4 m, sur une profondeur de 2 m. Les impacteurs sont trois blocs de forme cubique, de masse 4380, 10160 ou 18260 kg, équipés d'accéléromètres. Chaque bloc est largué pour impacter la couche de substitution sur un de ses sommets. Le programme d'essais comporte trois hauteurs de chutes pour chacun des blocs, voisines de 2, 10 et 20 m.	simuler ses essais d'impact sur couche de sol. Le modèle utilisé pour représenter le comportement en déformations du sol est élastoplastique à cap, avec critère de rupture de type Ducker-Prager, tronqué en tension, et surface de plastification avec écrouissage pour représenter le changement de volume irréversible en compression lors du compactage du matériau à l'impact. Enfin, il développe une approche basée sur l'analyse dimensionnelle, employée pour l'étude de la pénétration de projectiles.	dimensionnelle fait apparaître une « fonction d'impact » et une « fonction géométrique », dans laquelle intervient la forme de la surface qui pénètre dans le sol.
Chikatamarla, R., Laue, J. and Springman, S.M. (2004)	Simulation physique en centrifugeuse d'une chute de bloc sur couche de sol protégeant une galerie. Dans le modèle physique, la couche de sol a été représentée par une couche de sable, de sable additionné de particules de caoutchouc ou de sable additionné de sciure. L'épaisseur de la couche protectrice fut prise égale à zéro (choc direct sur la galerie), un demi-diamètre du bloc ou un diamètre du bloc. La galerie est représentée par une plaque en aluminium. L'impacteur est un cylindre en acier (de diamètre de l'ordre de 2.8 cm) de masse 120 g. Pour un essai sous accélération de 60g, la masse de 120 g équivaut par similitude à un bloc de 25.9 tonnes et la distance de largage de 0.80 m dans le modèle équivaut par similitude à une hauteur de chute de 4.8 m. Dans cet d'essai, l'énergie d'impact simulée est ainsi de l'ordre de 1200 kJ. L'impacteur était équipé d'un accéléromètre en son centre, la plaque d'aluminium représentant la galerie une tablette de pression de type « Tekscan » en surface, un accéléromètre, des jauges de déformation et des capteurs de forces d'appuis.	L'auteure présente un modèle de calcul en déformations (méthode des éléments finis), qu'elle applique à la simulation d'un des essais de Montani (1998). L'impacteur est considéré comme un corps rigide. Le comportement en déformations du sol est élastoplastique, avec critère de rupture plastique en cisaillement. Les paramètres du modèle représentant le comportement du sable sont tirés des essais produits par Montani (1998).	De la simulation sur modèle physique en centrifugeuse, l'auteure observe que les pressions sont bien plus grandes et plus localisées lorsqu'il n'y a pas de couche de sable. La décélération du bloc est plus forte, de même que les déformations de la dalle. Le maximum de décélération est plus faible pour le mélange sable caoutchouc, mais le mélange sable sciure est plus efficace pour réduire la déflexion maximale de la dalle. Concernant la modélisation numérique des essais de Montani (1998), l'auteure observe que les déflexions calculées (50 mm) sont grandes et donc irréalistes par rapport à l'expérience. La forme de la courbe de décélération de l'impacteur semble en accord avec les observations de Montani (un pic principal suivi d'un pic secondaire). Toutefois, l'amplitude et la vitesse de pénétration simulées sont jugées ne pas concorder de manière satisfaisante avec les résultats de l'essai de Montani (1998).
Heidenreich, B. (2004) (Détaillé en Section 2.2.5)	Investigation du coefficient de rebond d'un impacteur sur une couche de sol inclinée. Le matériau amortissant est un sable fin naturel (0-4 mm), placé dans un bac de dimensions 3.25 m x 2.70 m, haut de 1 m. Le bac est ensuite incliné à 10,		L'auteure constate qu'au-delà d'une certaine énergie, la courbe de décélération de l'impacteur comporte un pic suivi d'un plateau. Elle propose une explication basée sur la présence de deux mécanismes de rupture pendant l'impact. Dans un

Références	Expériences	Modélisations	Résultats obtenus
	20 ou 30° pour réaliser les impacts. Les impacteurs sont ceux utilisés par Montani (1998), ainsi que de nouveaux blocs, sphériques de diamètre 42 ou 73 cm, remplis ou non de béton. Une série de 139 essais, avec des énergies d'impact comprises entre 10 kJ et 100 kJ, est réalisée. La cinématique du bloc pendant l'impact est observée à l'aide d'une caméra rapide et de mires placées sur l'impacteur.		premier temps, le chargement compacte le sol sous le bloc, avec rupture en cisaillement généralisé du massif. Puis, pour les énergies élevées, le sol étant rendu suffisamment dense, intervient une rupture par cisaillement localisé, où des surfaces de rupture apparaissent. Heidenreich (2004) note plusieurs tendances, notamment que l'amplitude et la durée du pic de décélération en première phase d'impact sont indépendantes de l'inclinaison de la couche de sol impactée. L'auteure note également une relation linéaire entre décélération maximale et pénétration maximale de l'impacteur.
Calvetti, F., Di Prisco, C. and Vecchiotti, M. (2005) (Détaillé en Section 2.2.6)	Essais d'impact sur un matériau granulaire placé dans une cuve en béton circulaire de diamètre 10.7 m et de hauteur 2.6 m. Une tour permet de larguer l'impacteur de différentes hauteurs, jusqu'à 20 m. Le sol impacté est un sable grossier. Plusieurs séries d'essais sont réalisées pour investiguer l'influence de la densité relative du sable et l'inclinaison de sa surface libre. Une série d'essais est également réalisée en remplaçant le sable en partie supérieure par des billes d'argile expansée. L'impacteur est une sphère en béton armé de masse 850 kg, équipé en son centre d'un accéléromètre. Huit capteurs de pression sont disposés sur une diagonale à la base du sable, en fond de cuve. Pour chaque configuration, une série d'essais est réalisée, faisant varier la hauteur de chute de l'impacteur, correspondant à des énergies d'impact comprises entre 40 et 150 kJ. Entre deux essais d'une même série, le sable placé à l'état lâche est partiellement remanié, sur une épaisseur de 1 m en partie supérieure de la couche.	Les auteurs proposent un modèle dynamique tridimensionnel basé sur la méthode des éléments distincts (code PFC^{3D}). Les éléments sont des sphères. Les conditions de contact comportent une rigidité normale variable et un frottement, calés pour représenter l'angle de frottement interne du sable et un module d'Young dépendant du confinement, jugé toutefois sous-évalué par le modèle. Un modèle à 10 000 sphères est utilisé après avoir constaté qu'avec 80 000 sphères la différence dans les résultats n'était pas significative. Le modèle est ensuite calibré en utilisant les résultats expérimentaux d'un des essais d'impact. Le modèle est ensuite employé pour simuler des impacts d'énergies supérieures à celles des essais, jusqu'à 5000 kJ.	Les auteurs constatent que la décélération de l'impacteur pendant l'impact comporte un pic secondaire. Les auteurs attribuent ce phénomène à la réflexion d'ondes à l'interface entre la partie inférieure de la couche de sable, compactée lors des essais successifs d'une même série, et la partie supérieure, remaniée entre essais. Les auteurs observent un délai de l'ordre de 20 ms entre le début de l'impact en surface et l'accroissement de la pression enregistrée par les capteurs en fond de la cuve. La valeur maximale de l'effort normal intégré en fond de cuve est supérieure à la force d'impact maximale appliquée par le bloc en surface de la couche de sable. Dans une même série d'essais, il n'est pas observé de proportionnalité entre le pic de l'effort d'impact et le pic de pression en fond de cuve au droit du point d'impact. La densité du sol a une forte influence sur les valeurs maximales de la force d'impact et des efforts à la base de la couche. L'inclinaison de la surface libre augmente la durée d'impact et réduit la pression maximale en fond de cuve de manière moins importante qu'escompté. La couche de billes d'argile expansée placée sur la couche de sable n'a pas d'influence significative sur

Références	Expériences	Modélisations	Résultats obtenus
			la valeur maximale de la force d'impact. Après calibration, le modèle simule correctement la forme de la courbe de décélération du bloc et celle de la pression, au droit du point d'impact et à 50 cm de distance. D'un point de vue quantitatif, le modèle surévalue la valeur de la force d'impact et sous-évalue la pression en fond de cuve.
Pichler, B., Hellmich, C. and Mang, H.A. (2005)		Approche par analyse dimensionnelle (théorème de π, Buckingham (1914)) de l'impact d'un bloc sur une couche de graves. Pour les cinq paramètres considérés (diamètre de l'impacteur, sa masse, vitesse d'impact, résistance et masse volumique du sol), les solutions doivent donc s'exprimer à partir de deux fonctions contenant des combinaisons adimensionnelles de paramètres : une fonction dite « géométrique » et une fonction dite « d'impact. » Les expressions donnant la profondeur de pénétration, la durée d'impact et la valeur maximale de l'effort d'impact sont construites à partir de ces fonctions. Pour obtenir ces expressions, la décélération pendant l'impact est représentée par une relation en forme de cloche. L'approche Eurocodes de la valeur caractéristique des paramètres géotechniques est utilisée pour donner un intervalle de confiance aux valeurs données par les expressions.	Concernant la profondeur de pénétration, les auteurs notent que les résultats expérimentaux de Pichler (2003) s'inscrivent bien dans la plage de valeurs calculée avec le modèle analytique. La durée d'impact dans les essais de Pichler (2003) est jugée difficile à évaluer précisément en raison de la fréquence d'acquisition des mesures. Les valeurs calculées avec l'approche proposée semblent néanmoins cohérentes avec les mesures. Enfin, concernant la force d'impact maximale, les écarts entre les valeurs calculées et observées sont inférieurs à 10 %.
Bertrand, D. (2006)	Essais d'impact sur gabion cubique, d'arête longue de 0.50 m ou 1 m. Les faces sont formées par un grillage métallique, servant à contenir un concassé calcaire 90-180 mm. L'impacteur est sphérique, de rayon 53 cm et de masse 250 kg. Il est largué sur un gabion placé sur une dalle en béton reposant sur trois appuis. Un accéléromètre tridimensionnel est placé au centre de l'impacteur. Des capteurs de force étaient placés sous la dalle en béton, mais les mesures d'efforts d'appui dynamiques ne sont pas présentées. Cinq essais d'impact de hauteurs comprises entre 3	La comparaison avec des essais sur le grillage en traction révèle que le modèle n'est pas trop mal pour les forces (entre 3 et 34% d'écart avec les valeurs expérimentales) et pour les déplacements c'est un peu moins bon (entre 6 et 104% d'écart). Avec des essais d'enfoncement (punch), les résultats sont en accord avec l'expérience pour des déplacements inférieurs à 250mm. Il semble aussi que la rupture ne se fasse pas non plus de la même manière. La modélisation des contacts se fait une fois encore par une force proportionnelle à l'interpénétration des sphères et à des coefficients	Modélisation SDEC d'un merlon constitué de cellules. Chaque cellule est elle-même constituée d'un grillage à maille hexagonale double torsade, rempli de pierres. Le grillage est modélisé par l'intermédiaire des nœuds. On calcule à chaque pas de temps l'action des 3 nœuds adjacents au nœud i sur ce nœud et celle du matériau de remplissage. On distingue le comportement des fils simples et celui des brins double torsade. Il semble que pour la modélisation non confinée, une prise en compte de la forme des particules est indispensable. Avec des particules sphériques et même en bloquant les

Références	Expériences	Modélisations	Résultats obtenus
	et 7.2 m sont réalisés. Quatre essais sont réalisés sur gabion d'arête 0.50 m, dont un dit « confiné ». Pour cet essai, la cellule était raidie à l'aide de 3 cadres métalliques, l'enserrant latéralement sur trois hauteurs différentes (haut, milieu et bas). Un essai est réalisé sur gabion d'arête 1 m. Par ailleurs, pour caractériser le comportement du grillage seul, des essais de traction et des essais d'enfoncement sont réalisés. De même, des essais quasi-statiques d'enfoncement de l'impacteur dans le gabion sont réalisés.	kn et kt. Ainsi que par du frottement par application d'un coefficient. A la rupture, les roches adoptent un comportement complètement plastique.	rotations, on observe une divergence entre la réalité et le modèle. Il est également nécessaire de prendre en compte la fracturation des roches.
Di Prisco, C. and Vecchiotti, M.A. (2006)		Les auteurs proposent un modèle d'impact de sphère rigide sur un sol non cohésif (plan incliné), sans rotation. La loi de contact est celle d'un système masse, patin viscoplastique, patin plastique, ressort et amortisseur visqueux. La partie ressort+dashpot représente la réaction du sol en profondeur (dissipation de l'énergie lors de la propagation des ondes et réponse irréversible des terres plus éloignées). Le patin viscoplastique simule la pénétration dans le sol (« punching » ou mécanisme de rupture généralisée). Le patin plastique modélise le glissement superficiel	L'auteur confronte son modèle aux essais de [Labiouse 94], et parvient à obtenir des résultats très satisfaisants en termes de vitesse, de déplacement et de force d'impact maximale. Il compare également les résultats de son modèle à la formule semi empirique de [Labiouse 94] et ils sont d'autant plus satisfaisants que la masse est grande. Il finit par exposer l'influence de ses paramètres sur la forme de ses résultats.
Kawahara, S. and Muro, T. (2006)	L'auteur étudie l'influence de la densité sèche et de l'épaisseur du remblai lors d'impact à très petite échelle (max 30J). Il utilise un sable de granite décomposé assez fin (4.75mm max) et une masse dont la base est un disque. L'impacteur est équipé d'un accéléromètre et le fond de la cuve d'un capteur de pression.		Il apparait dans cette étude que la pénétration et la durée de l'impact diminuent avec la densité sèche du sable, mais l'épaisseur ne semble pas avoir d'influence. La pression d'impact augmente avec la densité mais semble également indépendante de l'épaisseur. La pression au fond de la cuve quant à elle augmente avec la densité et diminue avec l'épaisseur. Enfin, le taux de transmission dépend beaucoup de la densité sèche mais, décroit rapidement avec l'épaisseur du sol.
Subrin, D. (2006)		L'auteur propose une analyse de la capacité de rétention d'un remblai soumis à un impact rocheux sur sa face amont par le biais, d'une part d'un calcul à la rupture et, d'autre part, d'un modèle	L'auteur fournit des abaques pour la détermination de la force d'impact admissible par un remblai classique décrit dans l'article, en fonction de l'angle de frottement et de l'angle d'impact. L'auteur

Références	Expériences	Modélisations	Résultats obtenus
		numérique. Pour le calcul à la rupture, il adopte un vecteur chargement à deux paramètres : l'angle d'impact et la force d'impact. Pour le sol, il choisit un sol cohérent-frottant avec un critère de rupture de Mohr-Coulomb. Le mécanisme de rupture est un glissement simple le long d'une surface plane. Le modèle numérique est un modèle aux éléments finis réalisé avec CESAR-LCPC. Les éléments sont tous des éléments élastiques parfaitement plastiques avec un critère de rupture de Mohr-Coulomb. Le calcul est réalisé en pseudo-statique avec comme force d'impact en entrée, celle prévue par la formule de [Jacquemoud 99] retenue dans le cadre réglementaire en Suisse, à partir des travaux de [Montani 98].	trouve des résultats assez similaires dans les capacités résistives du remblai, dans le cas de son modèle numérique et dans celui de son calcul à la rupture. Ainsi, il conclut que la méthode de calcul à la rupture peut être employée pour le pré dimensionnement des merlons de protection contre les chutes de blocs rocheux.
Tachibana, S., Masuya, H., and Nakamura, S. (2006).	Comparaison d'essais par sollicitations statiques et dynamiques sur poutre en béton armé surmontée d'une boite de sable. 6 essais sont réalisés à chaque fois. Un chargement statique, un impact sur la poutre nue, un impact sur couche de caoutchouc (50mm) , sur 24cm de sable et sur 12cm de sable. Les essais sont faits entre 1 et 6m/s avec un impacteur de 300kg. Le sable utilisé est très fin (Dmax=0.2mm). La poutre est équipée de capteurs de déplacement, et à l'interface béton sable, est positionné un capteur de pression, ainsi que des capteurs pour suivre les réactions d'appui.		Les auteurs présentent les différents modes de rupture de la poutre en fonction du type de chargement, ainsi qu'une relation entre la force d'impact moyenne et la capacité ultime de la poutre en statique. Ils constatent un écart d'absorption d'énergie dans le cas d'un impact avec du sable ou directement sur la poutre de l'ordre de 50% pour les courtes portées de poutre, et beaucoup moins élevé lorsque la portée s'allonge : ~15% pour 4m de portée. Il confirme donc l'effet tampon du sable et le trouve d'autant plus grand que l'épaisseur du matelas de sable est grande.
Yoshida, H., Nomura, T., Wyllie, D. and Morris, A. (2007)			L'auteur propose un état des lieux du dimensionnement des galeries de protection pare-bloc au Japon. Il présente le phénomène d'impact comme un processus en trois étapes : transmission d'une force d'impact lors de la décélération du bloc , diffusion dans le sable suivi d'une seconde transmission du sable à la galerie. En comparant l'impact à une transmission d'ondes unidimensionnelles dans un milieu élastique, tout en précisant les raisons de la non-conformité de ce modèle avec la réalité, il s'attend à obtenir un

Références	Expériences	Modélisations	Résultats obtenus
			rapport de deux entre la force d'impact et celle transmise à la dalle. Ses essais montrent un rapport variant de 1 à 2 sans relation simple.
Bourrier, F. (2008)	L'auteur a réalisé une campagne d'essais d'impacts inclinés à petite échelle. L'impacteur était un galet quasi-sphérique de 6.8 cm de diamètre équivalent. Le matériau impacté était constitué de bloc de calcaire de tailles équivalentes à celle de l'impacteur positionné dans un bac de 1X1X0.5m^3. Le dispositif de mesure comportait 2 caméras, dont une à haute fréquence d'acquisition (500 images/s), permettant de suivre la trajectoire du bloc, et d'en déduire des vitesses d'incidence et des vitesses réfléchies. La vitesse de projection était fixée 6m/s et 6 angles d'incidence (de 0 à 90°) sont étudiées. Compte tenu de la variabilité des résultats, l'auteur réalise au moins 15 essais par angle.	Modélisation du rebond de bloc rocheux par une loi de contact basée sur l'approximation de Hertz-Mindlin : comportement du matériau élastique non linéaire avec prise en compte de la dissipation par frottement avec un frottement de Coulomb. Les autres pertes (la rupture des micro-aspérités au niveau du contact, la plastification du matériau, le comportement visqueux du matériau, l'initiation et la propagation de fissures et l'émission d'ondes élastiques) sont modélisées par une source de dissipation visqueuse.	Le modèle conduit à des résultats sur les coefficients de restitution très proches de ceux des expériences réalisées sur des billes de PVC. Il observe une grande variabilité des résultats en fonction de la configuration locale des éléments du matériau granulaire, mais cela s'explique par le fait que, dans son étude, il ne choisit que des impacteurs dont la taille est de l'ordre de 9 fois celle des autres sphères. Les contraintes transmises par le mur bicouche sont significativement réduites lorsqu'on diminue le module du matériau central.
Gerber, W., Volkwein, A. and Denk, M. (2008)	L'auteur réalise des essais d'impact sur galeries de protection pare-bloc surmontées d'un cylindre de mousse de verre en guise de matelas amortissant. Cette mousse possède des propriétés mécaniques intéressantes (et notamment de par sa très faible masse volumique : 130-160 kg/m^3). Les impacteurs sont des sphères de 800 et 4000kg lâchées d'une hauteur de 2 à 15m. L'accélération du bloc et sa pénétration sont suivies au cours du temps grâce à un accéléromètre dans l'impacteur et un suivi vidéo.		L'auteur compare les résultats de ses essais aux lignes directrices proposées pour le dimensionnement des galeries de protection pare-bloc ASTRA. Il trouve que ses résultats sont conformes à ceux attendus par la méthode ASTRA et que celle-ci est donc valide avec ce type de matériaux amortissant. Il constate également que le temps d'impact sur sa mousse est 10 fois plus faible que sur un matériau graveleux classique.
Laue, J., Chikatamarla, R. and Springman, S. (2008)			Les auteurs présentent ici les résultats de plusieurs études qui tendent à montrer que l'énergie d'impact n'est pas une donnée suffisante pour l'élaboration d'un système de protection efficace. Ils mettent en évidence le fait que pour une énergie d'impact équivalente, un bloc de masse importante et de faible hauteur aura une décélération plus faible, et sera plutôt ralenti par compression du sol. A l'inverse, un impacteur de masse plus faible, mais lâchée d'une hauteur plus grande aura une décélération plus importante et risquera de

Références	Expériences	Modélisations	Résultats obtenus
			dépasser la capacité portante du sol ou de le perforer.
Masuya, H. (2008)			L'auteur se propose ici de faire un état des lieux des études sur les galeries de protection pare-bloc réalisées au Japon. Il présente également les formules de dimensionnement utilisées dans l'Archipel. Il présente enfin une méthode de dimensionnement à la rupture grâce à un modèle simple parfaitement plastique, qui fournit d'assez bons résultats.
Kishi, N., Okada, S. and Kon-No, H. (2009)	Essais de chute de 5m d'un bloc cylindrique à fond sphérique de 5 tonnes sur poutre en béton armé surmontée d'une boite contenant 90cm de sable compacté positionnée à mi portée. Sont mesurés au cours du temps : la force d'impact, les réactions d'appui et les déplacements de la poutre. Un étau en acier est utilisé aux extrémités de la poutre pour prévenir les rebonds éventuels de la poutre.	Le modèle utilisé est un modèle aux éléments finis. Les éléments sont des parallélépipèdes rectangles à 8 nœuds. Les contacts sont gérés par la méthode des pénalités, et sont considérés sans frottement. La loi de comportement du sable est de la forme $\sigma=50\varepsilon^2$ pour le chargement, où σ est la contrainte normale équivalente et ε la déformation volumique. La loi n'autorise pas la traction et le module de déchargement rechargement est pris égal à 10GPa. Dans un premier modèle, l'auteur reproduit les essais réalisés lors de sa campagne expérimentale. Le second modèle est une simulation d'une chute inclinée de 60°, d'un bloc de 5 tonnes jusqu'à 250 m de haut sur une galerie de protection surmontée de 90 cm de sable.	La comparaison des résultats du modèle de poutre et de l'expérience font dire à l'auteur que la durée d'impact et la valeur maximale de la force d'impact sont très proches de celles escomptées. De plus la forme de la courbe de la force d'impact est relativement proche de la courbe réelle. Les formes des profils de réaction d'appui et de déplacement sont très proches de ceux observés expérimentalement et présente un écart relatif de l'ordre de 15%. Il valide donc son modèle pour une approche plus prospective. L'auteur remarque que les forces d'impact et les réactions d'appui maximaux présente une relation linéaire avec l'énergie d'impact.
Ronco, C., Oggeri, C. and Peila, D. (2009)	L'auteur réalise une série d'essais d'impacts sur merlon avec et sans géogrille de renforcement, à différentes énergies d'impact (2500kJ et 4500kJ). Il effectue un premier test à basse énergie, puis pour les deux suivants, il reproduit l'impact jusqu'à la ruine de l'ouvrage. Celle-ci arrive dès le premier essai pour un merlon non renforcé et au cours du troisième pour le merlon renforcé.	Le modèle numérique est un modèle, aux éléments finis, élastoplastique avec critère de rupture de Drucker-Prager et prise en compte de l'écrouissage positif. Des valeurs classiques de paramètre du modèles sont choisis (c'=9 kPa ; φ'=34° ; γ'=21.10 kN/m3). Les grilles d'acier ne sont pas modélisées et les interfaces inter couches sont représentées par une méthode « master-slave ». En se basant sur ses résultats, l'auteur propose une méthode semi analytique de prédiction des déformations maximales dans l'ouvrage. Cette méthode s'appuie sur l'hypothèse de la répartition	L'auteur constate que la ruine de l'ouvrage est due à la traction longitudinale qui intervient dans les couches médianes et hautes de l'ouvrage et que les déplacements côté vallée sont trop importants pour maintenir la structure en place. Le modèle numérique met en évidence le fait qu'environ 85% de l'énergie est dissipée par plastification du milieu, le reste l'étant par friction entre les différentes couches constitutives du remblai. Il remarque que le phénomène de friction est d'autant plus important que l'énergie d'impact

Références	Expériences	Modélisations	Résultats obtenus
		d'une dissipation d'énergie de 80-85% pour l'énergie de déformation et de 15-20% pour l'énergie de friction ainsi que sur la formule de la force d'impact maximale de [Montani 98].	est grande. En comparant les résultats de sa méthode semi-analytique à ceux de son modèle numérique, l'auteur trouve une bonne corrélation.
Schellenberg, K. (2009)	Deux campagnes d'essais sont proposées. La première, consiste en une série de chutes d'un bloc de 825kg (équipé de 4 accéléromètres sur sa surface externe) et largué d'une hauteur de 2m sur plusieurs dalles différentes dont on suit les déplacements ainsi que les efforts à la surface, recouverte d'un cylindre en grillage rempli de sable, grave ou de billes de verre plus ou moins compacté. La seconde campagne, à plus grande échelle propose des lâchés de bloc de 800 et 4000kg jusqu'à 15m de haut. Le matériau amortissant est une grave disposé sur l'une des différentes dalles testées. Soit dans un grand cylindre de géotextile, enserré par une géogrille, soit dans 7 cylindres de diamètres trois fois plus faibles, posés côte à côte.	L'auteur propose un modèle numérique pour simuler l'impact de blocs sur galerie de protection. Il s'agit d'un modèle de type système aux multiples degrés de liberté (SMDF). Le système est ainsi représenté par des masses, des amortisseurs et des ressorts. L'assignement de ces masses, ressorts et amortisseurs constitue le paramétrage du modèle qui est calé grâce aux résultats des essais précédemment décrits.	L'auteur présente des courbes d'accélération similaires pour les trois types de matériaux lors du premier impact mais avec des différences plus marquées lors du second. Il a également observé que la couche de protection était moins compactée après impact, dès lors que l'on s'éloignait du voisinage immédiat du point d'impact. L'auteur trouve une relativement bonne concordance entre les résultats de son modèle et ceux des essais expérimentaux.
Di Prisco, C. and Vecchiotti, M. (2010)	L'auteur se sert pour la calibration des paramètres de son modèle numérique, d'essais d'impact sur tunnel recouvert de sable grossier, depuis une grue télescopique jusqu'à 42m de haut, de blocs d'1m de rayon.	L'approche proposée par l'auteur considère un problème découplé en trois phases : Impact, propagation dans le sol, réponse du support. Pour cela il prend en compte la force d'impact, indépendante de la hauteur de remblai (si elle est suffisamment grande) et des conditions aux limites, l'onde de propagation dans le sol et la réponse dynamique de la structure en béton armé. Il utilise le modèle viscoélastoplastique décrit dans [Di Prisco 2006].	L'auteur propose ici une méthode simplifiée de paramétrage de son modèle avec des abaques pour les paramètres non-directement accessibles par des tests in-situ ou en laboratoire.
Ghadimi Khasraghy, S. (2010)		L'auteur propose de modéliser un impact sur galerie en béton armé recouverte d'une couche de sol grâce à un modèle aux éléments finis à l'aide du programme LS-DYNA. Le modèle de comportement du sol est un « cap-hardening model », similaire à celui de [Pichler 2006], combinant un critère de plasticité de Drucker-Prager avec un plafond dans le « hardening cap ». Les différents paramètres du modèle sont obtenus par recalage à partir des essais	L'auteur observe une relativement bonne correspondance entre la forme de sa courbe de force de réaction au cours du temps et celle provenant des données expérimentales, mais il admet que son modèle conduit systématiquement à une sur-évaluation du pic de la force de réaction. Il observe également une très bonne correspondance entre les schémas de fissurations réels et ceux fournis par son modèle. Il observe enfin que, au

Références	Expériences	Modélisations	Résultats obtenus
		de [Schellemberg 2008]. Ce modèle fut choisi car il permettrait l'apparition des 3 schémas de rupture attendus : « global shear », « local shear » et « punching shear »	centre de la dalle, le maximum de déflexion et de déformation des aciers sont très proches de ceux escomptés. Le modèle permet de faire apparaitre des surfaces de rupture dans le sol.
Plassiard, J-P., Donzé, F.V. and Lorentz, J. (2010)		L'auteur propose un modèle aux éléments discrets pour la reproduction d'essais d'impact sur merlons renforcés. Les renforcements des merlons ne sont pas représentés en tant que tel, mais sont pris en compte dans les propriétés du sol composant le remblai modélisé. Concernant le paramétrage du modèle, il est effectué par recalage grâce à des essais triaxiaux pour la partie quasi statique, et des essais d'impact sur couche de sol pour la partie dynamique. Une fois les paramètres du modèle fixés, un modèle d'impact de bloc sphérique sur merlon est généré. Les variables du problème sont : les énergies cinétiques de translation et de rotation, la hauteur, l'angle où se produit l'impact et l'angle d'impact.	Il s'avère, aux vues des résultats du modèle que lorsque le rapport énergie cinétique de rotation sur énergie cinétique de translation est supérieur à 0.1, l'impacteur peut franchir l'obstacle. L'auteur observe également une série de valeurs critiques du jeu de paramètres (Kt, Kr, h et α), pour lesquelles le système de protection n'est plus efficace. L'étude d'un cas réel (près de Val d'Isère), a montré que, compte tenu du risque estimé en termes de taille de bloc et d'énergie d'impact, la hauteur de la crête du remblai pouvait être réduite d'un mètre sur les cinq initialement prévus.
Seguin, A. (2010)	Chute de sphères de masse volumique allant de 1100 à 14900kg/m3 et de diamètre de 5 à 40 mm avec des hauteurs de chute de 0 à 300mm sans vitesse initiale. Le milieu granulaire est constitué de billes de verre de 0.3 à 0.4mm de diamètre et de masse volumique 2520 kg/m3. Le matériau est décompacté par brassage. Avec le même matériau granulaire et de cylindres de même diamètre de que les impacteurs précédemment décrits, l'auteur fait des expériences en 2D en plaçant le matériau entre 2 plaques de verre pour voir le déplacement des billes.	Modèle aux éléments discrets où les sphères sont des éléments déformables qui se déforment élastiquement. Sous l'action mécanique la surface de contact change et une loi de comportement permet de lier la déformation à l'action mécanique. Seule la friction macroscopique (ou gène stérique entre les grains) est prise en compte et pas la friction microscopique. Pour les forces normales, il utilise la théorie d'Hertz auxquels il ajoute un terme de dissipation visqueuse pour prendre en compte la dissipation lors de la collision. Une seconde modélisation consiste à voir le problème comme l'écoulement du milieu granulaire autour de l'impacteur. La couche de sol est alors considérée comme étant un fluide avec une rhéologie non newtonienne, avec mise en évidence d'un nombre de Reynolds pour cet écoulement.	Avec sa théorie hydrogranulaire, il obtient une bonne allure des champs de vitesse par rapport aux expérimentations et peut prédire la forme du champ de vitesse autour de l'objet. Pour l'impact, l'auteur met en évidence l'existence de deux types de comportement. Le premier pour un faible Reynolds peut être vu comme un ensemble d'états quasi statiques. Le second, pour un grand Reynolds correspondrait à l'aspect dynamique mais qui n'a pas été étudié par l'auteur. Au cours de l'impact, la sphère semble être soumise, outre son poids, à 2 forces. La première, prépondérante en début de pénétration, quadratique en vitesse du projectile, et la seconde agissant surtout à la fin, indépendante de la vitesse, et proportionnelle à la pénétration.
Bhatti, A.Q., Khatoon, S.,	Il s'agit d'impacts de bloc de 10 tonnes d'une	Le modèle numérique est un modèle aux éléments	L'auteur observe deux vagues dans la courbe de la

Références	Expériences	Modélisations	Résultats obtenus
Mehmood, A., Dastgir, A. and Kishi, N. (2011)	hauteur maximale de 20m, sur un tunnel recouvert d'une boite de 5*10*0.9 pleine de sable. Un accéléromètre est placé dans l'impacteur ; sont suivis au cours du temps la pression à l'interface sable/tunnel, ainsi que les déplacements à l'intrados du tunnel.	finis élastoplastique. La loi de comportement du sol est un modèle parabolique (celui de Kishi). Comme aucun radoucissement n'est pris en compte dans le modèle, il introduit un coefficient de viscosité de 0.005 afin d'avoir des oscillations amorties de la structure.	force d'impact au cours du temps. La première est beaucoup plus importante que la seconde dans le cas d'un impact à haute énergie. Concernant les déplacements, il constate une oscillation après l'impact. Il conclut en disant que son modèle fournit de bons résultats pour ces deux grandeurs.
Perrotin, P. (2011)	Chute de bloc sur dalle de béton et sur systèmes de matériaux dispersifs simples (remblai) et complexe (système multi couche de type sandwich). Sur matériau granulaire l'énergie d'impact varie de 2 à 5 kJ, sur système multicouche elle varie de 13 à 90kJ. L'impacteur est équipé d'un accéléromètre dans unidirectionnel, 5000g ±0.1%. Trois capteurs d'effort de 1000kN ±0.2% en partie inférieure d'un bloc de retransmission soutenant le dispositif amortissant, forment un système isostatique. Une caméra rapide à 1000 images par seconde est utilisée pour le déplacement de la dalle et de l'impacteur pour une précision à 0.8 cm	Utilise le code Sphérical Discrete Element Code. Les éléments sont sphériques avec 2 types d'interaction : Contact (modélise un comportement purement frictionnel. Décrit la grave) ou lien (modélise la cohésion ou la résistance à la traction. Est utilisé pour le béton). La gestion des rotations des éléments est prise en compte par une loi de transfert de moment intégrée dans le modèle.	Une première campagne sur couche de grave fournit des résultats qui vont dans le sens de l'étude de Montani. De plus, avec une dalle de 70cm d'épaisseur (20 pour Montani) Il n'observe pas de comportement plastique de la dalle. Avec le système multicouche, il observe un facteur 12.3 entre la force de l'impacteur et la force transmise, ainsi qu'un déphasage d'environ 70ms.
Calvetti, F. and Di Prisco, C. (2012)	Essais de chute d'un bloc sphérique en béton renforcé de 850kg, 0.9m de diamètre, lâché de 5 à 45m sur une galerie de protection pare bloc recouverte d'un sable avec une granulométrie typique de sable à gros grains (coarse sand) et après introduction d'éléments irréguliers. Il est compacté sur 2m d'épaisseur, compactage caractérisé par des essais Me. Sont suivis au cours du temps : l'accélération du bloc (accéléromètre sur l'impacteur), la pression sur la dalle (un capteur), la déflexion (quatre LVDTs) et les accélérations de la structure (deux accéléromètres)		Il remarque que le temps d'impact (0.050s) est à peu près constant avec la hauteur de chute mais 2 fois moins long qu'avec du sable lâche. Il observe également que la force d'impact maximale est atteinte avant que l'onde de compression n'atteigne la galerie et donc, il semblerait que la structure n'a pas d'influence sur la force d'impact pour une épaisseur de plus d'un mètre. Il observe une relation linéaire entre la déflexion maximale de la dalle, la valeur maximale de la force d'impact et l'accroissement maximum de la pression transmise à la dalle. Pour un Force d'impact maximale donnée, l'accroissement de la pression transmise à la dalle est plus grand avec un sable lâche.
Mamaghani, I.H.P., Abdulrazzak, A. and	L'auteur présente l'étude du système amortissant pour les toits des galeries pare-bloc en polystyrène expansé renforcé ou non. Le système est composé		L'auteur observe une rupture de certains des dispositifs non renforcés, ce qui n'est pas le cas pour les structures renforcées. Par ailleurs, il n'observe

Références	Expériences	Modélisations	Résultats obtenus
Yoshida, H. (2013)	de blocs parallélépipédiques de 2*1*0.5m reliés entre eux par des sangles de polypropylène, bordés d'une enveloppe de béton. Du sable est disposé entre le polystyrène et le béton. Différentes dispositions des pavés de polystyrène sont testées, donnant des épaisseurs du dispositif allant de 0.5 à 2.5m de haut. Des blocs de béton cylindriques à fond sphérique, de 1 et 5 tonnes, sont utilisés pour les impacts, qui sont largués d'une hauteur de 10,20 ou 30m. Un accéléromètre est positionné dans le bloc et 6 capteurs de pression entre le dispositif de protection et la structure sous-jacente.		aucune influence de la forme des blocs impacteurs. Toutefois, il remarque que la pression exercée par le dispositif sur la structure sous-jacente, s'applique sur une surface plus étendue dans le cas du polystyrène renforcé, lui fournissant donc une capacité de tampon plus importante.
Roethlin, C., Calvetti, F., Yamaguchi, S. and Vogel, T. (2013)	L'auteure propose une série de chutes d'un impacteur cylindrique à fond sphérique de cinq tonnes sur une galerie en béton armé, surmontée d'une couche de sable de 0.3 à 0.7m d'épaisseur. Le sable est plus ou moins dense et la hauteur de chute varie entre 1 et 15m. Un accéléromètre est fixé à l'impacteur et 25 capteurs de pression sont positionnés à l'interface béton/sable, quadrillant la galerie en maille de 1m*1m.	L'auteure propose un modèle aux éléments distincts 3D basé sur les travaux de [Calvetti 12]. Les interactions sont de type élastoplastique et nécessitent donc le calibrage de deux paramètres : le frottement inter particulaire et la rigidité inter particulaire. La raideur de contact est considérée comme étant négligeable. Pour tous les autres paramètres l'auteur a repris ceux utilisés par Calvetti.	L'auteure trouve une bonne corrélation entre ses résultats expérimentaux et numériques, en particulier pour les faibles hauteurs de couche de sable. Elle explique cela par une plus forte concentration d'éléments lorsque la couche est petite. Elle réalise également une étude paramétrique de son modèle. Elle observe que la diminution de la pression au niveau de la dalle est bien fonction de la distance au point d'impact et qu'après 0.73 m, les pressions sont inférieures à 10% de la pression au droit de l'impact.
Van Vooren, A., Borg, J., Sandusky, H. and Felts, J. (2013)	L'auteur traite de la pénétration des objets à grande et moyenne vitesse dans le sable. Pour cela, un projectile cylindrique de 0.635cm de diamètre dont la masse n'est pas précisée est lancé contre une boite transparente de 0.35 (direction de projection) x0.25x0.18m^3, rempli de sable fin. L'expérience est suivie grâce à plusieurs caméras très rapides.		L'auteur observe l'apparition de deux ondes lors de l'impact : Une première onde de compression qui se déplace à environ 100 m/s, qui réduit l'indice des vides par translation et réarrangement des grains, et résulte de la transmission d'une chaine de force au sein du milieu. Une seconde onde, rompt les grains à proximité du front du projectile, n'apparait qu'à des vitesses supérieures à 35m/s. Il apparait également que 75% des grains sont impliqués dans une chaine de transmission de force et que le mouvement des grains ne fait pratiquement pas apparaitre de rotation.

Références	Expériences	Modélisations	Résultats obtenus
Wang, D., Randolph, M.F. and White, D.J. (2013)		L'auteur propose une technique de maillage adaptatif pour les modèles aux éléments finis qui permet, en dynamique, de remailler le problème au cours du calcul afin de rester en petite déformation au cours du calcul. Une des applications illustrées est l'utilisation de sa méthode pour représenter de grandes déformations dans le sol lors de l'enfoncement d'une fondation filante.	
Ho, S. T., (2013)	Essais d'impact sur deux natures de sols, un sable et un gravier. La couche de sol était placée dans une cuve en acier de hauteur 0.50 m et, de section carrée de 0.35 m x0.35 m. Cette cuve était placée sur une poutre en acier de section en H. L'impacteur était cylindrique à tête hémisphérique, de diamètre 8 cm, en acier et de masse 7.233 kg. L'impact se faisait de différentes hauteurs comprises entre 0.50 et 2 m (énergie d'impact maximale de 140 J). L'impacteur était équipé d'un accéléromètre. Quatre capteurs de pression étaient installés en fond de cuve, sous la couche de sol impactée. La déflexion de la poutre support du dispositif était suivie par vibromètre laser. Des jauges de déformations étaient placées en fibre supérieure et en fibre inférieure du profilé métallique.		L'auteur observa que la valeur maximale de la force d'impact augmentait avec la hauteur de chute, plus rapidement pour le sable que pour le gravier. Il nota que l'effort transmis à la structure sous-jacente était également plus élevé dans le cas du sable que du gravier. Pour analyser ses résultats, l'auteur définit un facteur d'amplification, noté D_{MF}, traduisant l'effet dynamique de l'impact dépendant de la réponse (déflexion dans le profil central) maximale de la poutre pendant l'impact et de cette même réponse mais sous une sollicitation statique d'intensité égale à la sollicitation de pic observée pendant l'impact. L'auteur observa que ce rapport était indépendant de la hauteur de chute.Il proposa également une relation entre le facteur d'amplification défini précédemment et la durée d'impact. Enfin, il trouva une relation entre l'énergie transmise à la poutre par l'impacteur et la durée d'impact. Cette énergie transmise est évalué La modulation des coefficients de ses équations lui permettrait d'étendre ses résultats à d'autres matériaux.
Lambert, S., Heymann, A., Gotteland, P. and Nicot, F. (2014)	Impacts inclinés (200 à 2000kJ) sur structure cellulaire composée d'une couche de gabions remplis de grave de calcaire (80-120mm) et d'une couche gabion rempli de sable (0,4mm) enfermé dans du géotextile. Le tout reposant sur un merlon compacté. L'impacteur est une coque en demi-sphère d'acier remplie de béton de 6500 kg et		L'auteur explique que lors d'un impact, l'énergie cinétique de l'impacteur est transmise à la structure par le biais d'une onde de compression qui se propage dans le matériau dans une zone conique et qui entraine une augmentation locale de l'énergie de déformation pouvant conduire à l'entrée en plasticité du matériau. Le déplacement dû à cette

Références	Expériences	Modélisations	Résultats obtenus
	munie d'un accéléromètre en son centre. Le merlon est équipé d'inclinomètres, et le mur de sable est équipé d'accéléromètres et de capteurs de déplacement.		onde est contré par les terres avoisinantes qui agissent en contrefort, ce qui explique pourquoi les déplacements vers le haut sont les plus grands. Il explique également que dans le remblai, l'onde de compression augmente le compactage du sol car l'effet de contrefort est suffisant pour contrer les déplacements du sol. Il montre que 90% de l'énergie du bloc est dissipée au bout de 95 ms et que l'interface, sable/remblai ne bouge qu'après 190 ms, et donc que seule la partie près du point d'impact compte (2m max). La valeur maximale de la pression transmise est atteinte encore plus tôt. Ainsi, il semble que la force d'impact est régie par le matériau à proximité de l'impact, et que les propriétés de l'ensemble de la structure déterminent la capacité de la structure à supporter la charge de l'impact. De plus, l'énergie dissipée lors de déformations irréversibles est plus grande. Pour les pierres, la rupture des grains dissipe beaucoup d'énergie et limite les contraintes à un seuil dépendant de la taille et de la résistance de la pierre. Ce seuil serait à l'origine du quasi plateau dans le profil de la pression transmise à la dalle.

2.2 Revue des études expérimentales antérieures

2.2.1 Yoshida et al. (1988)

Yoshida et al. (1988) furent les premiers à présenter des résultats d'essais d'impact sur une couche de sable à une échelle importante. Le dispositif de largage était une tour haute de 24.80 m, avec à son sommet une grue de capacité de levage 5.1 tonnes. La zone d'impact au pied de la tour était de dimensions en plan 7.40 m de long par 6.25 m de large.

Dans ces essais, la zone d'impact fut tout d'abord recouverte d'une couche de grave épaisse de 20 cm sur une surface de 6 m x 6 m, sur laquelle fut construite une dalle en béton armé épaisse de 30 cm, supposée représenter le toit d'une galerie de protection pare-blocs. Un conteneur en acier haut de 1.50 m fut ensuite placé sur la dalle. Un sable fut enfin placé à l'intérieur du conteneur, sur une épaisseur de 1.20 m, pour l'impacteur de 3000 kg, ou 0.90 m, pour les autres impacteurs.

Les propriétés et la courbe granulométrique du sable utilisé par Yoshida et al. 1988 sont données respectivement en Tableau 2.2 et Figure 2.1. Dans ce tableau, D_{10} représente la dimension pour laquelle 10 % en masse des particules solides ont un diamètre équivalent inférieur à D_{10} et D_{60} 60 % en masse. Le sable était placé et compacté par couches de 20 cm.

Tableau 2.2 : Propriétés du sable employé par Yoshida et al. (1988)

D_{10} (mm)	D_{60} (mm)	Coefficient d'uniformité C_u	Coefficient de courbure C_c
0.09	0.14	1.56	0.10

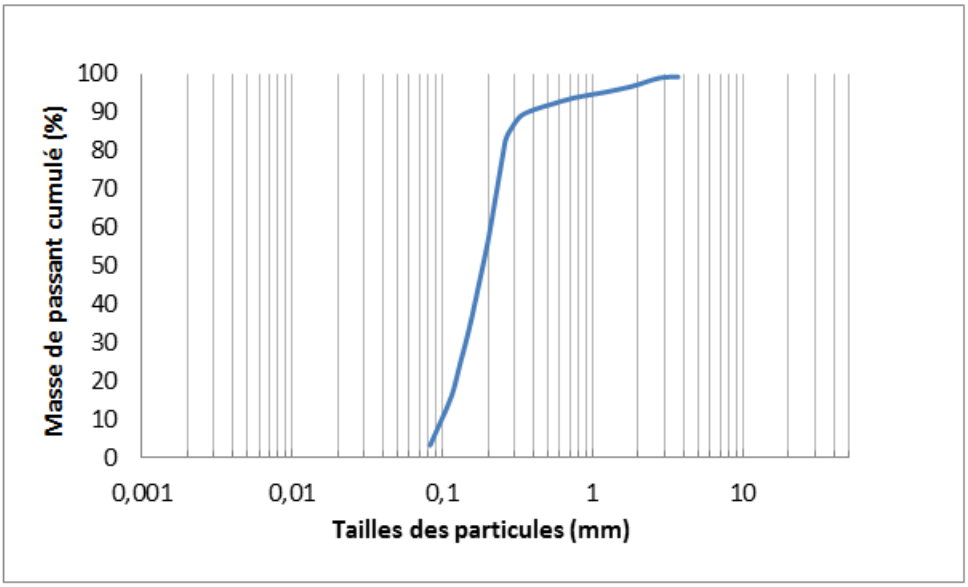


Figure 2.1 : Courbe granulométrique du sable de [Yoshida et al 88]

Les impacteurs utilisés, fabriqués à partir d'une enveloppe en acier remplie de béton, étaient cylindriques, à base sphérique, conique ou plate côté impact. Les masses des impacteurs étaient comprises entre 300 kg et 3000 kg comme illustré dans la Figure 2.2.

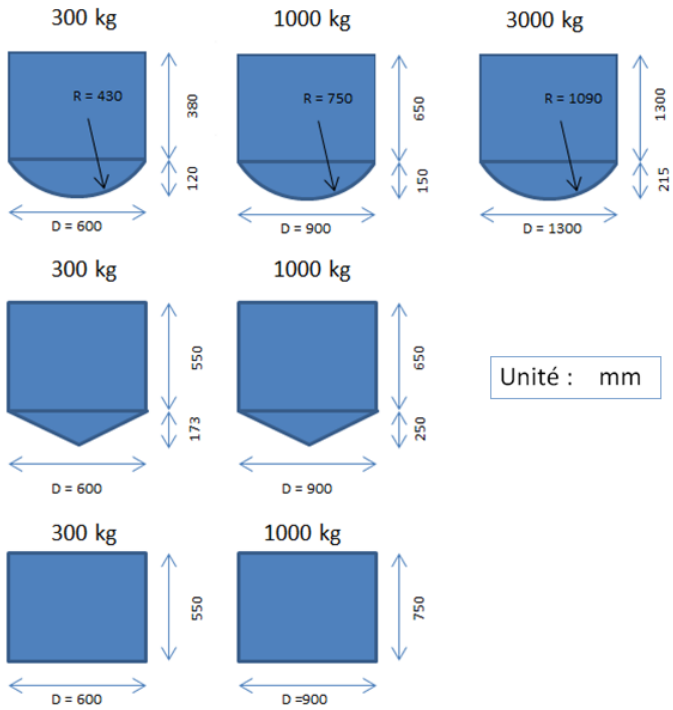


Figure 2.2. Impacteurs utilisés par Yoshida et al. (1988)

Chaque impacteur était équipé d'un accéléromètre tridimensionnel. L'instrumentation comportait en outre cinq à six capteurs de pression, suivant les essais, placés à la base de la couche de sable, en fond du conteneur en acier.

Le programme d'essai est résumé dans le Tableau 2.3. Pour chaque essai, ce tableau donne l'épaisseur de la couche de sable protectrice, la forme de l'impacteur, sa masse et la hauteur de chute, entre la base de l'impacteur et la surface de la couche de sable.

Tableau 2.3 : Programme d'essais de Yoshida et al. (1988)

Essai (-)	**Épaisseur sable (m)**	**Fond de l'impacteur (-)**	**Masse de l'impacteur (kg)**	**Hauteur de chute (m)**
1	0.9	Plat	300	5 – 10 – 15 – 20
2	0.9	Conique	300	5 – 10 – 15 – 20
3	0.9	Sphérique	300	5 – 10 – 15 – 20
4	0.9	Plat	1000	5 – 10 – 15 – 20
5	0.9	Conique	1000	5 – 10 – 15 – 20
6	0.9	Sphérique	1000	5 – 10 – 15 – 20
7	1.2	Sphérique	3000	5 – 10 – 15 – 20

Les auteurs analysèrent les résultats en étudiant la densité spectrale de puissance de la décélération de l'impacteur. Comme illustré en Figure 2.3, les auteurs notèrent que le spectre en fréquences de la décélération de l'impacteur comportait entre 0 et 600 Hz une partie relativement continue, puis un pic étroit systématique aux alentours de 2000 Hz. En fait, ce pic correspondait aux vibrations propres de l'impacteur, mises en évidence en le frappant avec un marteau. Par conséquent, Yoshida et al. (1988) conclurent que la décélération de l'impacteur était composée de vibrations de fréquences inférieures à 600 Hz. Pour la suite de l'interprétation, un filtre passe-bas de 600 Hz fut appliqué à l'ensemble des mesures.

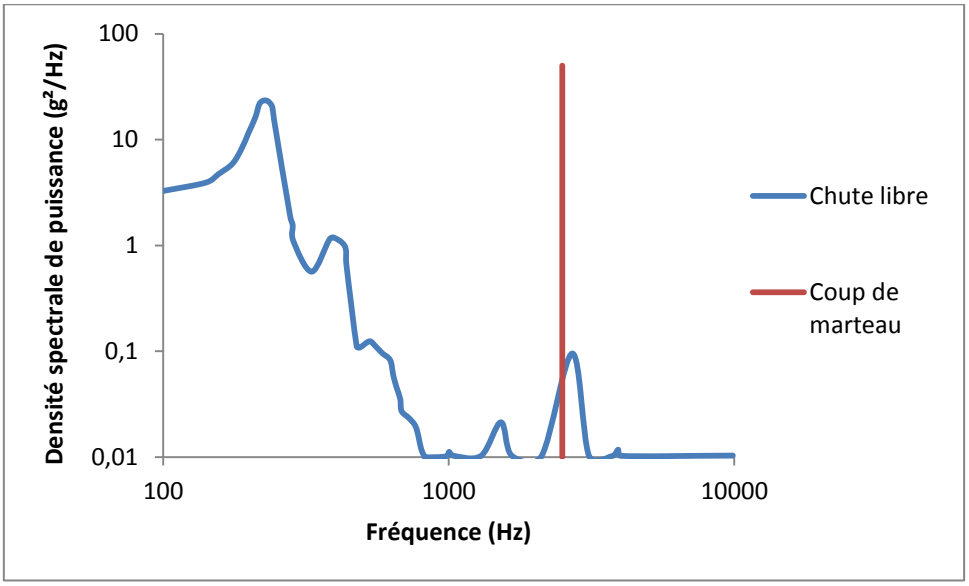


Figure 2.3 : Analyse fréquentielle de la décélération de l'impacteur d'après Yoshida et al. (1988)

L'analyse de l'ensemble des données de la décélération de l'impacteur observées dans ce programme d'essais, après filtrage des données en accord avec l'analyse fréquentielle, a permis aux auteurs de mettre en évidence quatre distributions types, représentées en Figure 2.4. Chaque distribution est associée à des géométries et des masses d'impacteur qui peuvent la faire apparaitre. Les impacteurs à base plane produisent une décélération très bruitée (type (1)). Les impacteurs de faible diamètre une distribution avec un seul pic de fréquence (type (2)), alors que les impacteurs à masse égale mais de plus grand diamètre produisent une distribution avec deux pics de fréquences (type (4)).

Considérant l'ensemble des distributions de décélération observées dans les essais, les auteurs conclurent que la durée significative d'impact (T_0 défini comme la durée entre la collision et l'arrêt de l'impacteur) augmentait linéairement avec la masse de l'impacteur (m), mais était indépendante de la hauteur de chute (H). L'expression de la durée d'impact proposée par Yoshida et al. (1988) est donnée par l'Équation 2.1 :

$$T_0 = 2.20 \times 10^{-5} \cdot m + 0.0485 \qquad 2.1$$

Où m est exprimée en kg, la valeur de T_0 résultante en seconde.

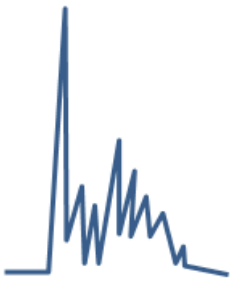
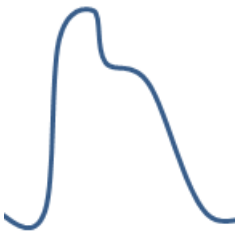
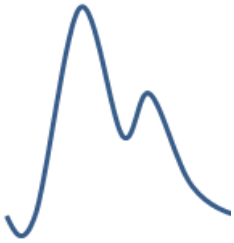
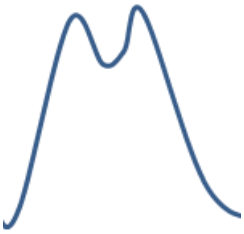
Type de profil de décélération	1	2	3	4
Forme de la courbe				
Impacteur de 300kg				
Impacteur de 1000kg				

Figure 2.4 : Formes observées de la forme du profil temporel de la décélération suivant la masse et la forme de l'impacteur, d'après Yoshida et al. (1988)

Les auteurs proposèrent également une expression donnant la valeur maximale de l'effort d'impact (Équation 2.2). Selon les auteurs, cette expression, indépendante de la nature et compacité du sable et de la forme des blocs, sous-estime la force d'impact des blocs à fond plat et surestime celle des blocs à fond sphérique ou conique. Par ailleurs, les auteurs proposèrent d'appliquer un coefficient de 1.4 à l'équation 2.2 pour le dimensionnement des galeries.

$$P = 2.42 \times 10^3 \times \frac{m}{T_0}\sqrt{2gH} \qquad 2.2$$

où P représente la valeur de pic de la force de décélération de l'impacteur (en N), m la masse de l'impacteur (en kg) et H la hauteur de chute (en m). g est l'accélération de la pesanteur terrestre.

Les auteurs observèrent également une relation pratiquement linéaire entre le rapport hauteur de chute divisé par pénétration du bloc et décélération maximale de l'impacteur. Qu'il écrit :

$$a_{max} = c \cdot g \cdot \frac{H}{\delta} \qquad 2.3$$

Où c est une constante et g l'accélération gravitationnelle

Par contre, ils notèrent que l'épaisseur de la couche de sable n'avait pas d'influence significative sur l'effort d'impact ou la durée d'impact, dès lors que celle-ci est supérieure à 90 cm.

Enfin, les auteurs décrivirent au cours de l'impact une augmentation rapide des pressions à la base de la couche de sable, suivie d'une diminution plus lente. Par ailleurs, ils trouvèrent que, pour les impacteurs à fond sphérique ou conique, la valeur maximale de la force d'impact (masse de l'impacteur multipliée par la décélération maximale) était très proche de la valeur maximale de la résultante des pressions observées à la base de la couche de sable. Par contre, pour les impacteurs à fond plat, la valeur maximale de la force de décélération était deux fois plus élevée que celle de la résultante des pressions à la base de la couche de sable.

2.2.2 Konno et al. (1997)

Konno (1997) a réalisé la première campagne d'essais d'impacts à haute énergie en vraie grandeur, sur des galeries de protection pare-bloc réelles, fabriquées pour ses essais expérimentaux. L'énergie d'impact était relativement élevée, jusqu'à près de 1500 kJ.

La Figure 2.5 montre un schéma du dispositif d'essai utilisé par Konno (1997). Les galeries pare-bloc testées étaient composées de poutres en béton armé de section en forme de « T », avec des murs d'appuis continus ou composés de poteaux. Dans une vue en plan, la couche de sol protectrice, centrée sur le point d'impact, était et de dimensions 4 m x 4 m. Cette couche, composée de sable, était mise en place par passes (sous-couches) compactées successives de 20 cm. L'épaisseur finale de la couche de sable compacté était de 90 cm. Cette protection était positionnée pour réaliser les impacts en différents points du toit de la galerie : à une distance de L/6, L/2 ou 5L/6 des murs porteurs, où L représente la portée des poutres du toit de la galerie.

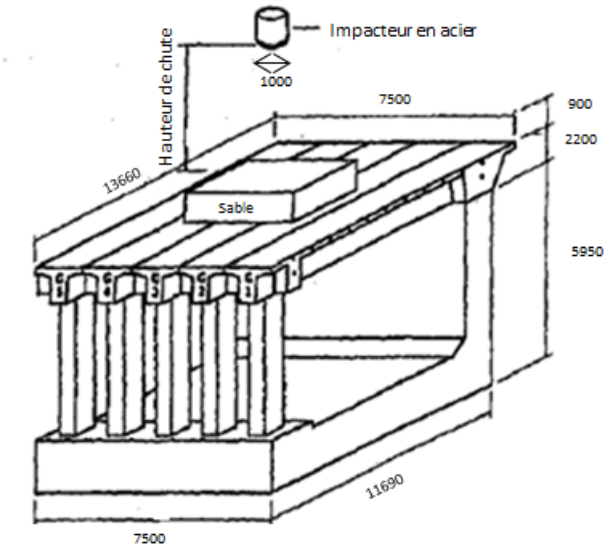


Figure 2.5 : Illustration du dispositif expérimental de Konno et al. (1997)

Les impacteurs étaient des cylindres de diamètre 1 m, à fond sphérique, de 3 et 5 tonnes, en acier. Le dispositif d'essais permettait de larguer les blocs d'une hauteur comprise entre 5 m et 30 m. Chaque impacteur était équipé d'un accéléromètre. L'instrumentation était composée de 118 jauges de déformations, disposées à l'intrados et à l'extrados des poutres de la galerie.

Le programme d'essais a comporté 24 essais d'impact, réalisés sur cinq galeries de protection pare-blocs. Ce programme d'essais est donné dans le Tableau 2.4. Les résultats de cette campagne d'essais sont regroupés dans le Tableau 2.5, d'après Konno et al. (1997).

Les auteurs observèrent que la distribution de moment fléchissant le long des poutres, pour les lâchés à haute énergie, était triangulaire alors que, pour les lâchés a plus faible énergie, il était de forme parabolique, semblable à celle que l'on obtiendrait avec une distribution de charge uniforme.

Tableau 2.4. Récapitulatif du programme d'essais de Konno et al. (1997)

No de la galerie impactée	Point d'impact	Masse du bloc (kg)	Hauteur de chute (m)
G3	3L/6	3000	5, 10, 20, 30
		5000	20, 30
G2	1L/6	3000	5, 10, 20, 30
		5000	20, 30
G4	5L/6	3000	5, 10, 20, 30
		5000	20, 30
G1	3L/6	5000	30
G2	5L/6	5000	30
G3	1L/6	5000	30, 30, 30, 30

Tableau 2.5 : Synthèse des résultats d'essais d'impact au centre présentée par Konno et al. (1997)

Grandeur	Valeurs					
Poids de l'impacteur (kN)	29.4				49	
Hauteur de chute (m)	5	10	20	30	20	30
Force maximale d'impact (MN)	0.73	1.24	2.14	2.23	3.12	4.70
Moment fléchissant maximum au centre de la galerie (MN.m)	1.31	2.35	3.63	3.80	4.25	5.21

2.2.3 Montani (1998)

Montani (1998) réalisa un grand nombre d'essais expérimentaux dans l'objectif d'établir les bases pour le dimensionnement des galeries pare-blocs recouvertes de couches de sols protectrices. Ses travaux combinèrent deux approches : (1) Expérimentale, basée sur des essais de chute majoritairement verticale de blocs à moyenne énergie (jusqu'à 100 kJ) sur des sols grenus de différentes provenances et modes d'élaboration et (2) Numérique, visant à estimer l'influence des différents paramètres.

Les résultats furent analysés pour produire des expressions analytiques semi-empiriques donnant les valeurs maximales des différents efforts impliqués dans le dimensionnement des galeries

pare-blocs (force de décélération du bloc, résultante des pressions à la base de la couche protectrice et réactions d'appui sous la dalle de couverture).

2.2.3.1 Approche expérimentale

Deux séries d'essais d'impacts furent réalisés sur couches de sols grenus protégeant (a) Une semelle de fondation, considérée rigide, ou (b) Une dalle en béton armé carrée de 3.40 m de côté et épaisse de 20 cm, reposant sur quatre appuis ponctuels placés aux angles. Dans le premier cas, la force de décélération du bloc et la distribution de pression à la base de la couche protectrice étaient observées. Dans le second cas, en outre, les réactions d'appuis de la dalle étaient mesurées.

Sur ces éléments de structure, une couche de sable de granulométrie 0.1 – 6 mm, épaisse de 10 cm, était tout d'abord placée pour éviter d'endommager l'instrumentation en surface de la structure, puis la couche protectrice de sol grenu à impacter. Trois matériaux grenus différents, dont les courbes granulométriques sont données en Figure 2.6, ont été employés pour réaliser cette couche protectrice des structures :

- Un gravier 3 – 32 mm,
- Un matériau issu d'un cône de déjection, criblé à 100 mm sur un tamis à barres longitudinales,
- Un matériau excavé au tunnelier, criblé également à 100 mm.

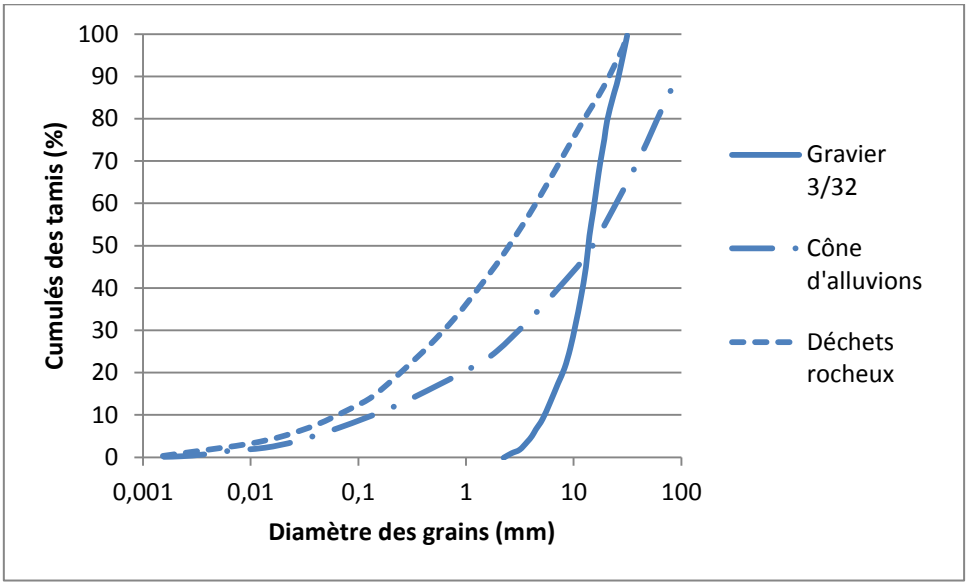


Figure 2.6 : Courbes granulométriques des matériaux amortissants utilisés par Montani (1998)

Dans le programme d'essai, trois épaisseurs de couche protectrice ont été considérées : 0.35 m, 0.50 m et 1 m. Dans un premier temps, les matériaux étaient placés sans compactage, dans l'objectif de mettre en évidence l'influence de la densification du matériau après impact, par mesure

du module de chargement à la plaque (M_E) selon la norme SN 670 317 b[1] avant et après impact. Par la suite, la couche protectrice était réalisée par passes compactées successives. Le Tableau 2.6 récapitule les caractéristiques géotechniques des sols impactés.

Les blocs impacteurs étaient cylindriques avec base sphérique côté impact, formés d'une coque en acier remplie de béton. Trois impacteurs de masse volumique de 2600 kg/m^3 ont été utilisés, de masses respectives 100, 500 et 1000 kg. Les dimensions de ces impacteurs sont données dans le Tableau 2.7.

Tableau 2.6 : Caractéristiques géotechniques des sols impactés par Montani (1998)

Type de sol	Diamètre du passant à 10% (mm)	Coefficient d'uniformité (-)	Coefficient de courbure (-)	Teneur en eau (%)	Masse volumique (kg/m3)	Cohésion (kPa)	Angle de frottement (°)	M_E avant impact[1] (kN/m²)
Gravier (sol 1)	6	2.8	1.1	~0	1653	0	41	2469.
Gravier compacté	-	-	-	~0	2072	-	-	29 447.
Gravier sableux à bloc (sol 2)	0.12	230.8	6.2	~0	1885	0	45	768.
Gravier sableux à bloc compacté	-	-	-	~0	2030	-	-	42 985.
Gravier sableux (sol 3)	0.065	77.8	1.4	~0	1792	0	47	603.

Tableau 2.7 : Caractéristiques des impacteurs utilisés par Montani (1988)

Impacteur (-)	Diamètre du fût (m)	Rayon base sphérique (m)	Masse (kg)
1	0.42	0.30	100
2	0.72	0.52	500
3	0.90	0.60	1000

L'instrumentation comportait un accéléromètre tridimensionnel placé à l'intérieur de l'impacteur et six capteurs de pression en surface de l'élément de structure, à la base de la couche de sol protectrice, alignés et espacés de 30cm. En outre, pour la dalle sur appuis, un capteur de déplacement permettait d'observer la flèche à mi-distance entre les appuis simples et des capteurs de force les réactions d'appuis.

Le dépouillement des mesures permettait de connaître la décélération du bloc pendant l'impact donc, par multiplication par la masse de l'impacteur, l'effort impulsé en surface de la couche de sol protectrice. La pénétration finale de l'impacteur était également notée. La distribution de la pression à la base de la couche protectrice, en surface de la structure, était observée pendant

[1] Il s'agit du module de chargement initial mesuré dans un essai de plaque similaire à l'essai normalisé français, où il est noté alors E_{v1}. Pour le contrôle de la portance et du compactage d'une plate-forme, le module de rechargement (E_{v2}), mesuré également pendant l'essai, est usuellement utilisé comme critère.

l'impact. Dans le cas de la dalle sur appuis, la distribution de pression était utilisée pour déterminer le moment fléchissant quasi-statique correspondant et, par multiplication par les déplacements normaux observés, l'énergie transmise à la dalle. La comparaison des charges appliquées et des efforts d'appuis observés permettait d'observer le caractère dynamique de la réponse de la dalle.

Le Tableau 2.8, page suivante, décrit le programme d'essai réalisé par Montani (1998). Plus de 139 configurations ont été testées, faisant varier la nature du sol, l'épaisseur de la couche de sol protectrice, la masse (et diamètre) de l'impacteur et la hauteur de chute, sur semelle rigide ou sur dalle. Certains essais ont été répétés jusqu'à stabilisation de la profondeur d'enfoncement, conduisant au total à plus de 230 largages d'impacteur.

Tableau 2.8 : Configurations d'essais d'impact testées par Montani (1998)

Série	Sol	Epaisseur de remblai (m)	Masse du bloc (kg)	Hauteur de chute (m)
1	1	1	100	2.5-5-7.5-9.8
2	1	1	500	0.5-1-1.5-2-2.5
3	1	1	1000	0.25-0.5-0.75-1
4	2	1	100	2.5-5-7.5-9.85
5	2	1	500	0.5-1-1.5-2
6	2	1	1000	0.25-0.5-.75
7	1	0.5	100	2.5-5-7.5-9
8	1	0.5	500	0.25-0.5-1
9	1	0.5	100	10
10A	1	1	100	9.75
10B	1	1	500	2
11A	2	1	100	9.75
11B	2	1	500	2
12A	2	0.5	100	5
12B	2	0.5	100	10
13A	2	0.5	500	1
13B	2	0.5	500	2
14	2	1	500	2
15	2	1	1000	1
16	1	0.5	500	2
17	1	0.5	1000	1
18A	3	1	100	10
18B	3	1	100	5
19A	3	1	500	1
19B	3	1	500	2
20	3	1	1000	1
21	3	1	100	5
22A	3	0.5	100	5
22B	3	0.5	100	10
23A	3	0.5	500	1

Série	Sol	épaisseur de remblai (m)	Masse du bloc (kg)	Hauteur de chute (m)
24	3	0.5	1000	1
25A	3	0.35	100	5
25B	3	0.35	100	10
26A	1	0.35	100	5
26B	1	0.35	100	10
27	1	1	100	10
28	1	1	100	10
30	1	0.5	500	2 à 9
31	1	0.5	1000	1 à 9.5
32	1	0.5	1000	1
33	1	0.5	100	1-2.5-7.5-10
34	1	0.35	100	5-10
35	1	1	1000	1-4-7-9
36	1	0.35	1000	1 à 9.62
37	1	0.5	500	1-4-7-10
38	1	0.5	1000	1-4-7-10
39	1	0.35	1000	1-4-7-10
40	1	0.35	500	1-4-7-10
41	1	0.35	100	1-4-7-10
42	1	1	100	1-4-7-10
43	1	1	1000	1-4-7-10
44	1	0.5	500	1-4-7-10
45	2	0.5	500	1-4-7-10
46	2	1	500	1-4-7-10
47	1	1	500	1-4-7-10
48	1	0.5	500	1-4-7-10
49	1	0.5	500	3.15-4.15
50	1	0.5	500	1.12-2.92-5.5-8.5
51	1	0.5	500	2.62-5.50-8.5
52	1	0.5	500	1.12-2.62-2.92-55-8.5

2.2.3.2 Approche par modélisation numérique

Les essais d'impacts sur semelle de fondation ont été simulés en utilisant une approche par la méthode des éléments discrets. Dans ce modèle, l'impacteur a été représenté par une sphère élastique de module d'Young pris égal à 30 GPa, la couche de sol protectrice par un ensemble de sphères de diamètre 7.5 cm élastiques de module d'Young 126.6 MPa et la dalle sous-jacente par un autre ensemble de sphères élastiques de module d'Young 30 GPa considérées collées entre elles aux contacts.

Pour la couche protectrice de sol, la configuration géométrique initiale du réseau de sphères était de type cubique face centrée. Le compactage du sol avant l'impact a été simulé en retirant progressivement des sphères du réseau, le nombre de sphères à retirer étant obtenu par calage avec les essais d'impacts réels. Le modèle de contact entre les sphères n'a pas été précisé par l'auteur.

Après calage des paramètres du modèle par simulation d'un des essais, cette modélisation a été employée pour étudier numériquement l'influence de la masse et du rayon du bloc impacteur. Une étude de sensibilité des résultats numériques aux valeurs du module d'élasticité et de l'angle de frottement interne du remblai a également été effectuée.

Par ailleurs, l'auteure proposa une autre approche de modélisation, avec un sol considéré viscoélastique et basée sur la théorie des cônes de Wolf (1994), qui décrit la propagation d'ondes dans une couche de sol reposant sur un substratum élastique, sous l'action d'une semelle de fondation circulaire sollicitée en rotation autour d'un axe horizontal. Cette solution analytique a été considérée comme donnant un ordre de grandeur raisonnable de la pénétration maximale de l'impacteur, de la valeur maximale de l'effort d'impact (i.e. produit de décélération maximale de l'impacteur par sa masse) et de l'effort normal appliqué à la structure, correspondant à l'intégration des pressions à la base de la couche de sol protectrice.

2.2.3.3 Résumé des observations et conclusions

Sur la base de ses résultats d'essais, Montani (1998) a observé les phénomènes suivants :

- Pour les natures de sols considérées dans son étude, caractérisées par leurs granulométries respectives rappelées en Figure 2.6, la nature du sol formant la couche de protection a une influence négligeable sur les différentes grandeurs observées.
- En revanche, le compactage du sol a une influence très importante sur les résultats. Or l'aptitude au compactage est liée à la distribution granulométrique du sol.
- Une relation pratiquement linéaire existe entre les valeurs maximales des trois efforts caractéristiques : effort de décélération de l'impacteur (F_{acc}), effort résultant à la base de la couche de sol (F_{base}) et réaction d'appui ($F_{réac}$). Cette relation linéaire est davantage marquée entre l'effort de décélération et la réaction d'appui. Ces trois forces sont représentées en Figure 2.7.
- L'influence de l'épaisseur de la couche protectrice diminue nettement au-delà de 50 cm.

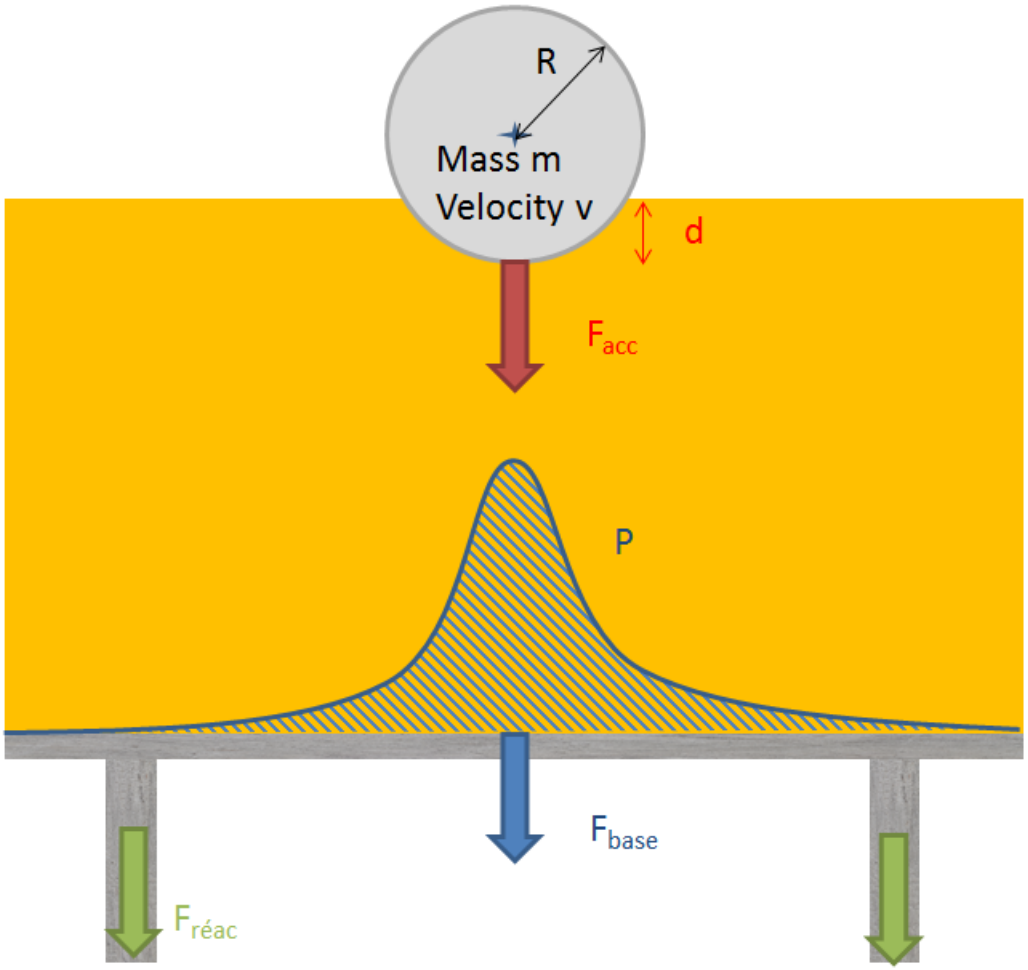


Figure 2.7 : Schéma représentatif des trois forces étudiées F_{acc}, F_{base} et $F_{réac}$.

Le Tableau 2.9 récapitule les tendances observées par Montani (1998). Chaque ligne dans le tableau correspond à une caractéristique de la réponse du modèle physique d'ouvrage (structure protégée par une couche de sol). Pour chacune de ces grandeurs, les différentes colonnes indiquent la tendance correspondant à une augmentation d'un des paramètres du modèle, relatifs à la sollicitation d'impact, le remblai de protection et les conditions limites (rigidité de la structure support). Un signe « + » signifie une augmentation, « - » une diminution.

Tableau 2.9 : Influence sur la réponse du modèle physique d'ouvrage (structure protégée par une couche de sol) des différents paramètres décrivant le modèle et la sollicitation d'impact (d'après Montani (1998)).

	Sollicitation d'impact			Couche de sol protectrice			Structure
	Masse de bloc	Hauteur de chute	Angle d'impact	Granulo--métrie	Epaisseur de sol	Compactage du sol	Rigidité du support
Variation	+	+	+	+	+	+	+
Effort d'impact	+	+	+		-	+	+
Effort transmis	+	+	+		-	+	+
Réaction d'appui	+	+			-		
Déformations de la dalle	+	+			-		
Angle de diffusion de la charge	-	0			0	-	+
Temps d'impact	+	0	-		-	-	-
Période propre	0	0			+		
Travail de la dalle	+	+			-		
Taux d'énergie transmis à la dalle	+	+			-		
Pénétration du bloc	+	+	0		0	-	+

En tirant partie de ses données expérimentales et, dans une moindre mesure, des résultats du modèle numérique décrit précédemment Montani (1998) propose différentes expressions, reliant les grandeurs suivantes :

(1) Effort de décélération maximum de l'impacteur (F_{acc}), profondeur de pénétration maximale de l'impacteur dans la couche protectrice (d) et diminution d'énergie potentielle de l'impacteur pendant sa chute (E_{pot}),

(2) Effort de décélération maximum de l'impacteur (F_{acc}) et profondeur de pénétration maximale de l'impacteur dans la couche protectrice (d),

(3) Valeur maximale de la ésultante des pressions à la base de la couche de sol protectrice (F_{int}) et diminution d'énergie potentielle de l'impacteur pendant sa chute (E_{pot}).

L'ensemble des expressions analytiques proposées par Montani (1998) est donné ci-après, Equations 2.4 à 2.11, pour chacune des deux configurations considérées dans son étude : radier de fondation en fond de puits de chute ou dalle sur appuis.

- Expressions pour les dalles :

$$F_{acc} \cdot d = 1.6 \cdot E_{pot} \quad 2.4$$

$$F_{acc} = 1.05 \cdot R^{0.5} \cdot \exp\left(\frac{R}{1.2 \cdot e}\right) \cdot M_E \cdot (\tan\varphi)^{0.5} \cdot d^{1.5} \quad 2.5$$

$$F_{acc} = 1.35 \cdot R^{0.2} \cdot \exp\left(\frac{R}{3 \cdot e}\right) \cdot {M_E}^{0.4} \cdot (\tan\varphi)^{0.2} \cdot E_{pot}^{0.6} \quad 2.6$$

$$F_{int} = 0.13 \cdot R^{0.8} \cdot e^{-0.1} \cdot {M_E}^{0.4} \cdot \sqrt{\frac{k}{(m+M) \cdot g}} \cdot E_{pot}^{0.6} \quad 2.7$$

- Expressions pour les radiers en fond de puits de chute :

$$F_{acc} \cdot d = 1.5 \cdot \exp\left(\frac{R}{1.5 \cdot e}\right) \cdot E_{pot} \quad 2.8$$

$$F_{acc} = 1.05 \cdot \exp\left(\frac{R}{1.5 \cdot e}\right) \cdot M_E \cdot (\tan\varphi)^{0.6} \cdot d^2 \quad 2.9$$

$$F_{acc} = 1.33 \cdot \exp\left(\frac{R}{1.5 \cdot e}\right) \cdot {M_E}^{1/3} \cdot (\tan\varphi)^{0.2} \cdot E_{pot}^{2/3} \quad 2.10$$

$$F_{int} = 2.6 \cdot R^{-0.24} \cdot e^{-0.01} \cdot \exp\left(\frac{R}{2.5 \cdot e}\right) \cdot {M_E}^{0.25} \cdot E_{pot}^{0.75} \quad 2.11$$

Où :

- R représente le rayon de la sphère en extrémité de l'impacteur,
- e l'épaisseur de la couche de sol protectrice,
- m la masse de l'impacteur, M la masse équivalente de la dalle plus celle de la couche de sol protectrice mobilisée et estimée à 17/35 de la masse totale,
- M_E le module de chargement initial dans un essai de plaque au sommet de la couche de sol,
- φ l'angle de frottement interne du sol et
- g l'accélération de la pesanteur terrestre.
- k la rigidité de la dalle

Pour les essais sur dalle protégée par une couche de sol, Montani (1998) a également effectué des essais de chargement statique (ponctuel au centre de la dalle) pour estimer l'endommagement de la structure, i.e. la diminution de la rigidité au cours des essais successifs. Montani observe que la relation entre flèche centrale et effort appliqué est la même, que le chargement soit statique ou dynamique (la charge appliquée étant alors déterminée par intégration des pressions observées à la base de la couche de sol, au toit de la dalle, à différents instants pendant l'impact). L'auteure conclut qu'une approche statique, où la charge serait égale aux pressions dynamiques appliquées au travers de la couche de sol, conviendrait pour le dimensionnement de la structure. Montani néanmoins rappelle que les essais statiques n'ont été effectués que pour des chargements de l'ordre de 200 kN.

2.2.4 Pichler (2003)

Pichler (2003) a réalisé une campagne d'essais de chute de blocs à haute énergie, jusqu'à 3500 kJ. Une tranchée longue de 25 m, large de 4 m et profonde de 2 m fut creusée et remplie d'un mélange de 60 % de gravier et fines et 40 % de cailloux (diamètre 63 – 200 mm). Ce matériau était mis en place dans la tranchée par couches compactées épaisses de 25 cm.

Les photographies en Figure 2.8 montrent les blocs de granite utilisés par Pichler (2003) dans ses essais d'impact. Ces blocs étaient approximativement cubiques, de masses respectives 4380 kg, 10160 kg et 18260 kg. Considérant que l'impact sur un sommet du bloc rocheux serait le plus défavorable dans le dimensionnement d'une structure protégée par couche de sol, le bloc était suspendu par un sommet et devait impacter la couche de sol sur son angle opposé.



(a) Masse 4380 kg (b) Masse 10160 kg (c) Masse 18260 kg

Figure 2.8 : Photographies des blocs rocheux impacteurs utilisés par Pichler (2013)

Les blocs furent équipés d'accéléromètres dont la localisation n'a pas été précisée par l'auteur. La profondeur de pénétration après essai était relevée. Ces blocs étaient largués au-dessus de la tranchée de sol compacté à l'aide d'un engin de levage.

Le Tableau 2.10 résume la campagne d'essais réalisée par Pichler (2013). Chaque bloc de granite fut largué de trois hauteurs différentes, comprises entre 2 et 20 m au-dessus de la tranchée. La pénétration du bloc observée en fin d'essai est également donnée dans ce tableau.

Tableau 2.10 : Campagne expérimentale de Pichler (2003)

Masse de l'impacteur (kg)	Hauteur de chute (m)	Pénétration maximale (m)
4380	2.03	0.14
	8.94	0.21
	19.3	0.37
10160	2.00	0.26
	8.55	0.51
	18.75	0.53
18260	2.05	0.34
18260	8.62	0.65
18260	18.67	0.82
18260	18.85	0.85

Comme dans les études sur la pénétration de projectiles, Pichler (2003) effectua une analyse dimensionnelle conduisant à distinguer une « fonction géométrique » et une « fonction d'impact. » Par corrélation avec ses résultats d'essais expérimentaux, Pichler (2003) proposa alors des expressions donnant la force d'impact maximale (l'effort de décélération maximal),F_{max}, et la profondeur de pénétration de l'impacteur dans le sol, d_{max}. Ces expressions sont les suivantes :

$$F_{max} = \frac{2 * E_c}{d_{max}} \qquad 2.12$$

où E_c est l'énergie cinétique du bloc au moment de l'impact.

$$d_{max} = D \times \sqrt{\frac{4k \times I \times \left(1 + \frac{k\pi}{4N}\right)}{\pi \times \left(1 + \frac{I}{N}\right)}} \quad \text{pour } \frac{d_{max}}{D} \leq k \qquad 2.13$$

$$d_{max} = \frac{D}{\pi} \times \left(2N \times \ln\left(\frac{1 + \frac{I}{N}}{1 + \frac{k\pi}{4N}}\right) + k\pi\right) \quad \text{pour } \frac{d_{max}}{D} > k \qquad 2.14$$

Où :

- D est le diamètre de la sphère ou du cylindre avec une pointe conique équivalent au bloc cubique de masse et de volume,
- k un coefficient adimensionnel, dépendant de la forme de l'impacteur :
    - Pour un impacteur sphérique :

$$k = 1.207 \qquad 2.15$$

    - Pour un impacteur conique, de diamètre D et de hauteur h :

$$k = 0.707 + \frac{h}{D} \qquad 2.16$$

- N un second coefficient adimensionnel, dépendant de la géométrie du coin de l'impacteur qui pénètre dans la couche de sol :

$$N = \frac{m}{1.2 \times \gamma \times D^3 \times N'} \qquad 2.17$$

avec m, masse de l'impacteur, γ la masse volumique du matériau de l'impacteur et N' un coefficient dépendant de la géométrie de l'extrémité qui pénètre la couche de sol, valant 0.5 pour une pointe hémisphérique et 1 pour une surface plane.

- Et I une expression adimensionnelle, appelée « fonction d'impact », donnée par :

$$I = \frac{2\,E_c}{D^3 \times R} \qquad 2.18$$

- R étant la résistance du sol à l'enfoncement, trouvée égale à 9220 kPa pour le matériau testé par Pichler (2003). Cette valeur a été obtenue statistiquement par analyse inverse.

Enfin, Pichler (2003) proposa la relation suivante entre profondeur de pénétration, vitesse du bloc à l'impact (V_i) et durée d'impact (t_s) :

$$d_{max} = \frac{V_i \times t_s}{2} \qquad 2.19$$

Cette relation exprime que la vitesse moyenne de pénétration est égale la moitié de la vitesse d'impact du bloc. Avec les équations 2.13 à 2.18, donnant la profondeur de pénétration maximale (d_{max}), cette relation permet d'estimer la durée d'impact d'un bloc sur une couche de sol.

2.2.5 Heidenreich (2004)

Deux campagnes d'essais ont été menées, la première dite « à petite échelle », avec des impacteurs sphériques de diamètre 7.5 cm constitués de matériaux de trois natures différentes, permettant de faire varier la masse volumique de l'impacteur, et la seconde dite « à moyenne échelle », détaillée dans la suite de cette Section.

Heidenreich (2004) s'intéressa au coefficient de restitution lors d'impacts sur un sol en pente. L'auteure réalisa un important programme d'essais d'impact sur une couche de sable, placée dans un bac de section plane rectangulaire, long de 3.25 m et large de 2.70 m, haut de 1 m. Le bac était inclinable, permettant de tester différentes pentes de terrains comportant en surface une couche de sol meuble. Les essais étaient réalisés dans un puits de chute, permettant de larguer un impacteur d'une hauteur maximale de 10 m au-dessus de la surface de la couche de sable.

La couche de sol amortissante était un sable naturel extrait sur les rives du lac Léman en Suisse. Il s'agissait d'un sable propre, de granulométrie comprise entre 0.09 mm et 4 mm, de diamètre passant correspondant à 50 % en masse des particules (d_{50}) égal à 0.5 mm. Le sable était

initialement mis en place dans le bac par passes successives, compactées à un poids volumique de l'ordre de $15\ \mathrm{kN/m^3}$ (les conditions hydriques à la mise en œuvre ne sont pas données). L'angle de frottement interne à l'état critique du sable était de 33° (la valeur de la pression de confinement conduisant à cet état critique n'est pas précisée). À cette densité, l'angle de frottement interne à l'état critique du sable était de 33°.

Le sable n'était pas systématiquement remanié et compacté après chaque essai d'impact, mais l'homogénéité de la densité était contrôlée par essai de pénétration dynamique Panda. Après chaque série d'impact, des essais au Panda étaient réalisés en différents points de la surface de la couche de sable et à la fin de la campagne, un essai de plaque fut réalisé à nouveau. Ces essais de plaque montrèrent un remaniement important du sable au voisinage de l'impact et une densification à distance du point d'impact (réduction significative du module de chargement initial à la plaque au voisinage de l'impact et augmentation à distance de la zone d'impact).

Deux géométries de blocs impacteurs ont été considérées : sphériques ou cylindriques avec une extrémité sphérique côté impact. Ces impacteurs étaient formés d'une coque en acier, remplie ou non de béton. Le Tableau 2.11 résume les caractéristiques géométriques et les poids des différents impacteurs utilisés par Heidenreich (2004).

Enfin, le synthétise le programme d'essais « à moyenne échelle » réalisé par Heidenreich (2004). Ce programme a comporté 175 essais pour étudier l'influence sur les coefficients de restitution de l'inclinaison de la surface de la couche de sol impactée, la géométrie et la masse de l'impacteur et la hauteur de chute.

Tableau 2.11. Caractéristiques géométriques et poids des impacteurs utilisés par Heidenreich (2004)

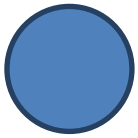
Impacteur	Géométrie	Diamètre (m)	Rayon de la surface d'impact (m)	Poids (kN)	Poids volumique ($\mathrm{kN/m^3}$)
1		0.42	0.21	1.17	30.1
2		0.73	0.365	1.52	7.5
3		0.73	0.365	5.53	27.1
4		0.42	0.3	1.00	25.8
5		0.72	0.52	5.00	25.6
6		0.90	0.60	10.00	26.2

Tableau 2.12 : Synthèse du programme d'essais de Heidenreich (2004)

Inclinaison de la surface (°)	Impacteur (Cf. Tableau 2.12)	Hauteurs de chute (m)
0	1, 2 et 3	1m 2m 5m 10m
10	1, 2 et 3	1m 2m 5m 10m
20	1, 2 et 3	1m 2m 5m 10m
30	1, 2 et 3	1m 5m 10m
10	4, 5 et 6	1m 5m 10m
20	4, 5 et 6	1m 5m 10m
30	4, 5 et 6	1m 5m 10m

L'instrumentation pour cette campagne d'essais consistait en un système d'observation de la cinématique des impacteurs pendant l'impact. Une caméra rapide enregistrait 250 images par seconde pendant une durée d'observation de 4 s au voisinage de l'impact. La résolution de la caméra à cette fréquence d'acquisition était de 480 x 420 pixels, correspondant, à la distance d'observation, à une résolution de l'ordre de 5 mm x 5mm. Le suivi de cibles placées en surface de l'impacteur permettait de déterminer la translation et la rotation des impacteurs et, par différentiation, les vitesses et les accélérations.

Dans l'analyse de ses résultats, Heidenreich (2004) introduisit une grandeur adimensionnelle, appelée taux de pénétration (τ_p), défini comme étant le rapport de la profondeur de pénétration maximale (d_{max}) sur deux fois le rayon de courbure de la surface d'impact sphérique (R) :

$$\tau_p = \frac{d_{max}}{2 \cdot R} \qquad 2.20$$

Les résultats expérimentaux montrèrent que le taux de pénétration augmentait avec la hauteur de chute et diminuait lorsque le rayon de courbure de la surface de l'impacteur augmentait. Selon l'auteure, à masse et diamètre cylindrique d'impacteur identiques, un bloc présentant un rayon de courbure plus faible, développera une surface de contact avec le matériau plus grande. Ainsi, la dissipation totale de l'énergie d'impact se produirait sur une plus faible profondeur de pénétration. La valeur maximale du taux de pénétration augmente également avec la masse volumique de l'impacteur.

Concernant l'accélération de l'impacteur, Heidenreich (2004) observa deux comportements différents, suivant le niveau d'énergie d'impact. Pour de faibles énergies, l'impact se produit en deux phases. Comme le montre le graphe inférieur en partie gauche de la Figure 2.9, après le contact, l'impacteur subit premièrement un freinage avec un pic de décélération. L'impacteur subit deuxièmement une phase de rebond (pic d'accélération négative), pendant lequel la vitesse de l'impacteur devient positive puis tend vers zéro jusqu'à immobilisation.

Selon l'auteur, le phénomène d'amortissement et de transfert de l'énergie cinétique de l'impacteur à la couche de sol coïncide avec la phase de freinage. Cette phase se termine lorsque la vitesse de l'impacteur (courbe supérieure) passe par zéro. La phase de rebond n'est pas étudiée par l'auteur, considérant la faible quantité d'énergie restituée, de l'ordre de 1 % de l'énergie d'impact.

Pour les fortes énergies d'impact cependant, en partie droite de la Figure 2.9, le comportement observé comportait une phase supplémentaire. Entre la phase initiale de freinage, avec pic de décélération, et la phase finale de rebond, apparaissait un palier de freinage où la décélération était approximativement constante.

Selon Heidenreich (2004), le plateau de décélération apparaît pour des énergies d'impact supérieures à une valeur seuil. Dans les essais réalisés, ce seuil était de l'ordre de 6 kJ pour une inclinaison nulle de la couche impactée. La valeur de décélération correspondant au plateau augmentait légèrement avec la hauteur de chute et diminuait pour les inclinaisons croissantes de la couche de sol impactée. Enfin, la durée du plateau de décélération ne semble pas liée à l'inclinaison de la couche impactée, mais augmente avec la hauteur de chute et avec la taille du bloc.

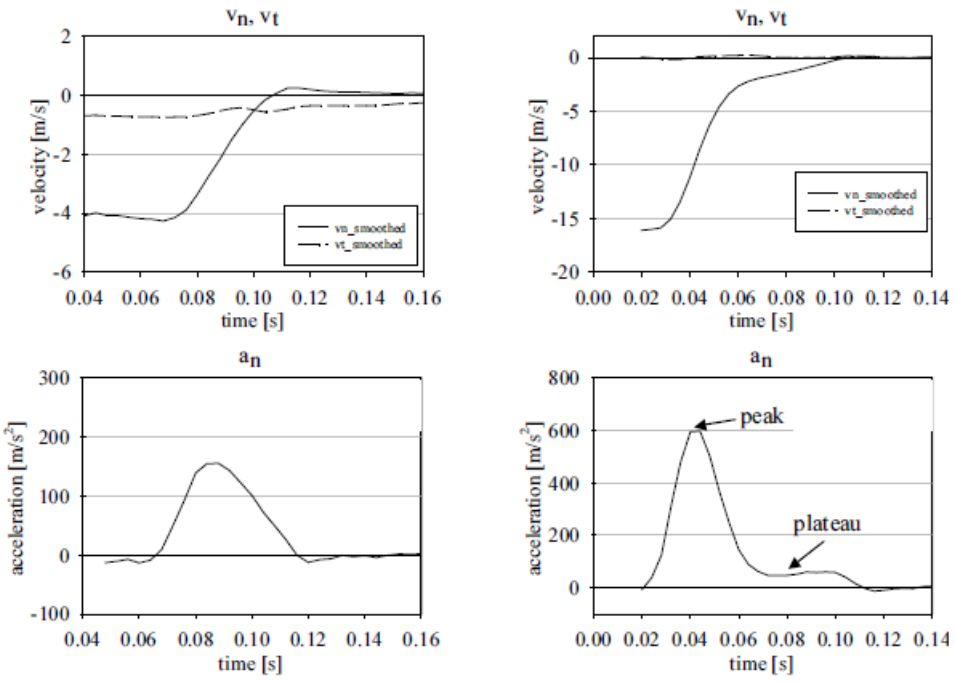


Figure 2.9 : Distributions types d'accélération et de vitesse pendant impact pour de faibles énergies (graphes de gauche : impact sur plan incliné de 10° d'une hauteur de 1m avec un impacteur sphérique de 117kg) et de fortes énergies (graphes de droite : impact sur plan non incliné d'une hauteur de 10m avec un impacteur cylindrique de 1000kg) (Heidenreich (2004))

Pour expliquer l'apparition ou non d'un plateau de décélération, l'auteure supposa l'apparition, pour les énergies d'impact élevées, d'un mécanisme de rupture généralisée du sol sous l'impacteur alors que, pour des énergies plus faibles, la rupture resterait localisée. Les deux mécanismes décrits sont illustrés en Figure 2.10 bien que la figure illustrait initialement deux mécanismes obtenus par sollicitation dynamique et statique. Si l'énergie est suffisamment élevée, la rupture au départ localisée au voisinage de la surface serait suivie plus en profondeur d'une rupture généralisée, sollicitant un plus grand volume de sable.

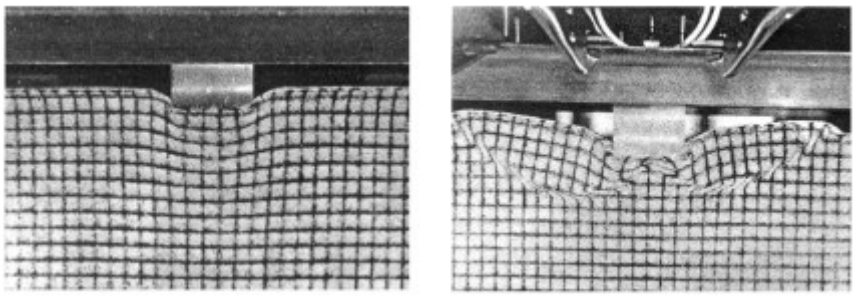


Figure 2.10 : Mécanisme de rupture pour un chargement dynamique (à gauche) et statique (à droite) (d'après Selig et McKee (1961))

Sur la base de ses essais, Heidenreich (2004) observa que le pic de décélération en première phase d'impact :

- Était relativement indépendant de l'inclinaison de la couche de sol impactée,
- Augmentait avec la hauteur de chute et
- Était indépendant de la masse de l'impacteur, mais augmentait pour une masse volumique d'impacteur plus faible.

La durée totale de l'impact fut observée indépendante de l'inclinaison de la couche de sol impactée, mais augmentant de manière significative avec l'énergie d'impact, donc avec la hauteur de chute et la masse du bloc.

La durée du pic de décélération en première phase d'impact fut observée :

- Indépendante de l'inclinaison de la couche, de la hauteur de chute et de la masse de l'impacteur.
- Augmenter pour des rayons de courbure de la surface d'impact croissants et
- Diminuer légèrement pour une masse volumique de l'impacteur croissante.

Enfin, l'auteur remarqua que le produit de la décélération maximale par la pénétration maximale de l'impacteur était en relation linéaire avec l'énergie potentielle de l'impacteur avant l'impact.

2.2.6 Calvetti et al. (2005)

Calvetti et al. (2005) ont réalisé plusieurs séries d'essais d'impacts à des niveaux d'énergie compris entre 40 et 150 kJ. Le dispositif d'essais comportait une cuve cylindrique en béton armé de diamètre 10.70 m et de hauteur 2.60 m, dans laquelle était placée la couche de sol à impacter. La Figure 2.11 montre une photo du dispositif de largage construit pour ces essais et un schéma de la cuve en béton armé contenant la couche de sol protectrice à impacter. La base de la cuve était un radier en béton armé épais de 50 cm.

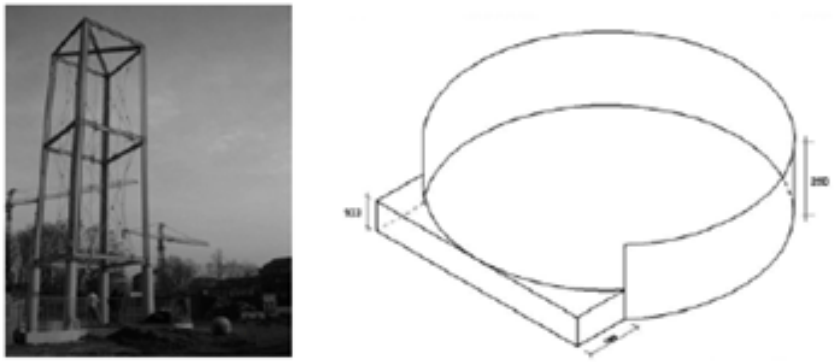


Figure 2.11 : Dispositif de largage et schéma de la cuve d'essai de Calvetti et al. (2005)

Le matériau impacté était un sable grossier. Pour certains essais, une couche ou des billes artificielles d'argile expansée de diamètre moyen 20 mm était également placée en surface du sable. Comme indiqué dans le Tableau 2.13, quatre séries d'essais d'impacts ont été réalisées en considérant deux pentes de la surface libre du sable, deux densités relatives à la mise en place du sable et la possibilité de placer, en surface de la couche de sable, une couche de billes d'argile expansée d'épaisseur 0.50 m ou 1 m.

Tableau 2.13 : Configurations, matériaux et conditions de mise en œuvre de la couche impactée

Série	Matériau, profil de la couche protectrice	Pente (°)	Compactage
1	Sable grossier, épaisseur max. 2.60 m	20	Lâche, densité relative : 30%
2	Sable grossier, épaisseur 2.60 m	0	Lâche, densité relative : 30%
3	Sable grossier, épaisseur 2.60 m	0	Dense (compacté)
4	Sable grossier et, en partie supérieure, couche 0.50 m ou 1 m de billes d'argile expansée.	0	Lâche, sable à la densité relative de 30%

Pour le sable, placé de manière à obtenir un état lâche avec une densité relative de 30 %, l'angle de frottement interne a été estimé à 30°. La densité relative du sable après compactage n'a pas été mentionnée par l'auteur. Le poids volumique à la mise en œuvre de la couche de billes d'argile expansée a été considéré quatre fois plus faible que celui du sable.

Le même impacteur a été utilisé pour tous les essais : une sphère remplie de béton, de diamètre 90 cm et de masse 850 kg.

L'instrumentation comportait trois accéléromètres placés à l'intérieur de l'impacteur, pour observer sa décélération pendant l'impact et en déduire la force d'impact. La vitesse et la position de l'impacteur étaient obtenues par intégrations successives de l'accélération mesurée. Huit capteurs de pression furent également disposés au fond de la cuve, le long d'un diamètre.

Pour chacune des configurations décrites dans le Tableau 2.13, Calvetti et al. (2005) ont réalisé une série d'essais d'impact faisant varier la hauteur de chute de l'impacteur. À l'exception de la série numéro 3, après impact, le sable était partiellement remanié, autour du point d'impact sur une épaisseur de 1 m, et remis en place pour s'assurer de conditions de densités voisines entre essais. Dans la troisième série, le sable dense ne fût pas remanié et recompacté entre les essais.

Par ailleurs, Calvetti et al. (2005) proposèrent une modélisation numérique basée sur la méthode des éléments discrets pour simuler les impacts sur couches de sols grenus. Cette approche fut calée sur les essais réalisés, puis étendue à des énergies d'impact plus élevées, jusqu'à 5000 kJ.

Les conclusions de Calvetti (2005) ont été les suivantes :

- L'inclinaison de la surface de la couche protectrice a une influence faible sur les observations (décélération de l'impacteur et pression à la base de la couche de sable).
- La densité du sable a une forte influence sur la valeur maximale de la force d'impact et des efforts transmis en fond de cuve.
- La couche de billes d'argile expansée en surface du sable n'a pas d'influence significative sur la valeur maximale de la force d'impact.
- L'effort normal intégré en fond de cuve est supérieur à la force d'impact (i.e. la force de décélération du bloc impacteur).
- La variation au cours du temps de la force d'impact présente un double pic, attribué à la réflexion d'une onde de compression à l'interface entre les zones de matériaux lâche et dense. En effet, cette forme avec double pic a tendance à disparaître lorsque la couche de sol impactée est homogène.

2.2.7 Ho Sy Tam (2013)

Ho Sy Tam (2013) réalisa une campagne d'essais instrumentés pour étudier l'effort d'impact sur une couche de sol. Deux natures de sols ont été considérées, un sable et un gravier. La Figure 2.12 montre le dispositif d'essais utilisé. La couche de sol était placée dans une cuve en acier de hauteur 0.50 m et, en vue de dessus, de section carrée de 0.35 m x 0.35 m. Cette cuve était placée sur une poutre en acier de section en H.

L'impacteur était cylindrique à tête hémisphérique, de diamètre 8 cm. Il était en acier et de masse 7.233 kg. Le dispositif d'essais permettait de larguer l'impacteur de différentes hauteurs comprises entre 0.50 et 2 m, donc de mettre en œuvre une énergie d'impact maximale de 140 J.

L'instrumentation visait l'observation dans le temps de la décélération de l'impacteur, des pressions en fond de cuve et de la réponse de la poutre supportant la cuve, donc sa sollicitation. L'impacteur était équipé d'un accéléromètre. Quatre capteurs de pression étaient installés en fond de cuve, sous la couche de sol impactée. La déflexion de la poutre support du dispositif était suivie

par vibromètre laser. Les efforts transversaux au centre de la poutre étaient déduits de l'observation de jauges de déformations placées en fibre supérieure et en fibre inférieure du profilé métallique.

Les sols sont mis en place par couche de 0.05m avec un faible degré de compactage. Pour chaque nature de sol, les différents efforts furent observés pour différentes hauteurs de chute. Le

Tableau 2.14 capitalise les résultats de caractérisation des matériaux utilisés.

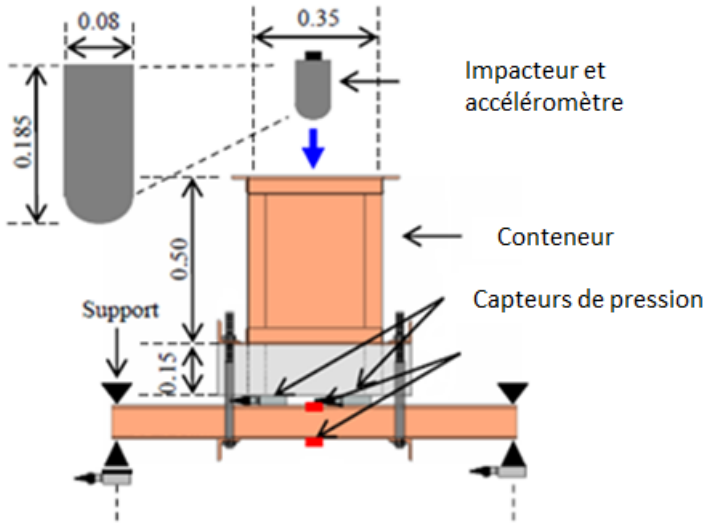


Figure 2.12 : Schéma représentatif du dispositif d'impact issu de [Ho Sy Tam 2013]

Tableau 2.14 : Propriété des matériaux amortissant (Ho Sy Tam 2013)

Type	D_{10} (mm)	D_{30} (mm)	D_{60} (mm)	Effefctive particule size D_{50} (mm)	Uniformity coefficient C_u	Coefficient of curvature C_c
Sand	0.2	0.34	0.61	0.49	3.10	0.95
Gravel	4.0	5.5	6.5	6.1	1.63	1.16

L'auteur observa que la valeur maximale de la force d'impact augmentait avec la hauteur de chute, plus rapidement pour le sable que pour le gravier. Il nota que l'effort transmis à la structure sous-jacente était également plus élevé dans le cas du sable que du gravier.

Pour analyser ses résultats, l'auteur définit un facteur d'amplification, noté D_{MF}, traduisant l'effet dynamique de l'impact sur la réponse de la poutre support :

$$D_{MF} = \frac{R_{dyn}}{R_{st}} \qquad 2.21$$

où R_{dyn} est la réponse (déflexion dans le profil central) maximale de la poutre pendant l'impact et R_{st} cette même réponse mais sous une sollicitation statique d'intensité égale à la sollicitation de pic observée pendant l'impact.

Ho Sy Tam (2013) observa que ce rapport était indépendant de la hauteur de chute.

Il proposa également une relation (Équation 2.22) entre le facteur d'amplification défini précédemment et la durée d'impact (T_a). Enfin, il trouva une relation (Équation 2.23) entre l'énergie transmise à la poutre par l'impacteur (ETR) et la durée d'impact. Cette énergie transmise est évalué

$$D_{MF} = 0.4406 \times \alpha \times \ln\left(\frac{T_a}{T}\right) + 1.205\,\alpha^{4.61} \qquad 2.22$$

$$ETR = -9.266 \times \beta \times \ln\left(\frac{T_a}{T}\right) + 0.8879\,\beta^{-0.71} \qquad 2.23$$

où T est la période propre de la poutre support de la cuve et α et β des paramètres fonction du matériau.

En prenant α et β égaux à 1 pour fixer les autres coefficients et exposants de ces équations de manière à représenter les résultats des essais réalisés sur le sable, ils doivent être pris égaux respectivement à 0.79 et 0.69 pour représenter les mêmes observations sur le gravier.

Conclusion

Quarante-trois études traitant de la protection des structures par couche de sol ou autres matériaux amortissants ont été revues. Ces travaux ont été présentés en distinguant l'approche principale d'investigation utilisée par leurs auteurs, expérimentale ou numérique.

Les études basées sur des observations expérimentales mobilisent d'importants moyens d'essais et fournissent des informations relatives aux différents phénomènes qui interviennent lors d'un impact sur une couche de sol. Les études numériques apportent un éclairage complémentaire quant à la capacité à analyser et à interpréter les observations, donc à prédire et dimensionner une protection et, par des études paramétriques qu'il serait trop coûteux d'effectuer expérimentalement, permettent dans une certaine mesure d'étendre les conclusions.

2.2.8 Observation des phénomènes

Le Tableau 2.15 liste les 15 études antérieures essentiellement expérimentales d'impact sur une couche de sol protégeant une structure de génie civil. Chaque ligne dans le tableau correspond à une référence. Pour chaque référence, la seconde colonne indique la nature du matériau de la couche protectrice. La troisième colonne précise les conditions de sollicitation, liées au dispositif d'essais, sans toutefois en préciser les dimensions et l'épaisseur de la couche protectrice ou de l'impacteur. La quatrième colonne donne la valeur maximale de l'énergie d'impact des essais.

Dans la plupart des études, quatre grandeurs sont généralement observées :

- d, la profondeur de pénétration de l'impacteur dans la couche protectrice,
- F_{imp}, la force d'impact, évaluée comme étant le produit de la masse de l'impacteur par son accélération (sa décélération pendant l'impact),
- F_{base}, l'effort transmis à la base de la couche amortissante, calculé par intégration des pressions sous la couche à un instant donné pendant l'impact, elles-mêmes interpolées à partir de points de mesure, et
- F_{reac}, dans le cas des matelas sur structures, la somme des réactions d'appui.

La Figure 2.13 : Illustration des forces étudiées F_{imp}, F_{base} et $F_{réac}$.illustre ces différentes grandeurs.

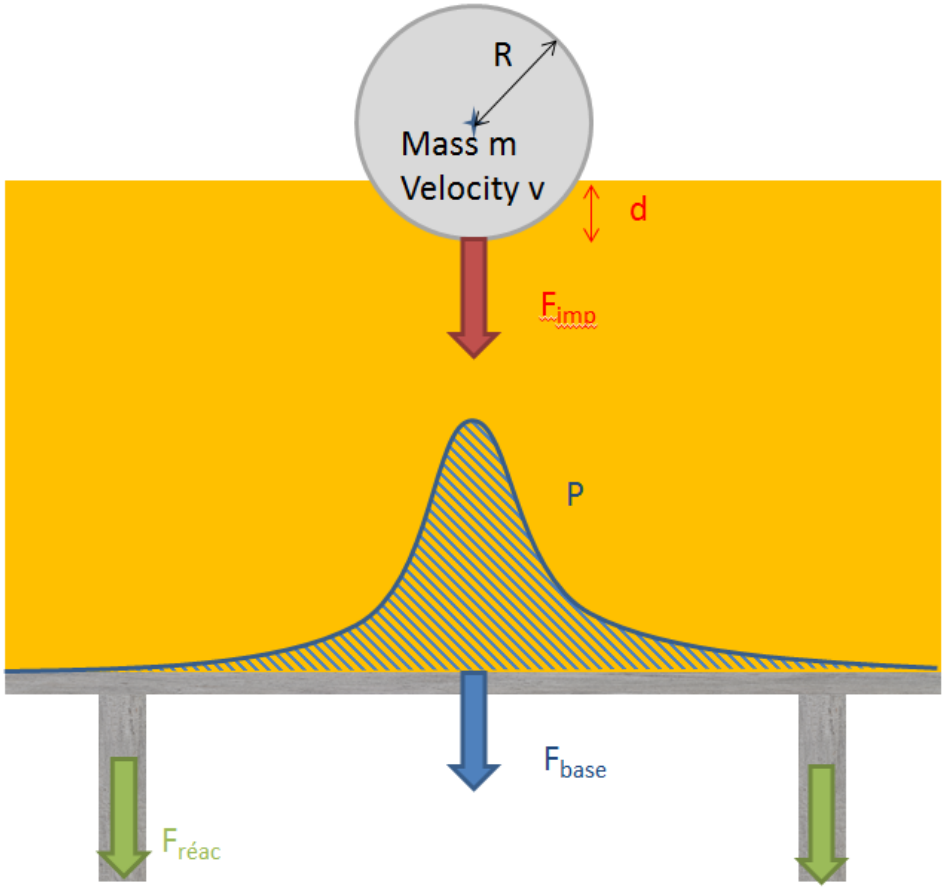


Figure 2.13 : Illustration des forces étudiées F_{imp}, F_{base} et $F_{réac}$.

Les quatre colonnes suivantes du Tableau 2.15 indiquent les caractéristiques observées par chaque auteur : force de décélération de l'impacteur et durée d'impact (F_{imp} et Δt_{imp}), résultante des pressions transmises à la base de la couche protectrice et durée de la sollicitation à ce niveau (F_{base} et Δt_{base}), réaction d'appui de l'éventuelle structure porteuse du dispositif d'essais et durée de la sollicitation à ce niveau (F_{reac} et Δt_{reac}) et profondeur de pénétration de l'impacteur (d). La dernière colonne du tableau donne le nombre total d'essais réalisés dans le cadre de l'étude.

Tableau 2.15 : Synthèse des études expérimentales d'impact sur couche amortissante

Référence	Matériau	Conditions limites	Énergie maximale (kJ)	Grandeurs observées				Nombre d'essais
				F_{imp} et Δt_{imp}	F_{base} et Δt_{base}	F_{reac} et Δt_{reac}	d	
Yoshida (1988)	Sable	Radier sur sol	588	Oui	Oui	Non	Oui	140
Konno (1997)	Sable	Dalle sur appuis (galerie)	1470	Oui	Non	Non	Oui	24
Montani (1998)	Trois matériaux graveleux	Radier sur sol et dalle sur appuis	100	Oui	Oui	Oui	Oui	350
Heidenreich (2004)	Quatre sables	Conteneur en acier, incliné	0.007	Oui	Non	Non	Oui	175
	Sable	Conteneur en acier, incliné	100					
Chikatamarla (2004)	Sable, mélanges sable-caoutchouc ou sable-sciure	Dalle sur appuis	6000 (centrifugeuse)	Oui	Oui	Non	Oui	Non précisé
Pichler (2005)	Grave	Fosse remblayée	3500	Oui	Non	Non	Oui	10
Calvetti (2005)	Sable grossier et argile artificielle	Radier sur sol	155	Oui	Oui	Non	Oui	6
Kawahara (2006)	« Granite décomposé »	Conteneur en acier sur sol	0.03	Oui	Oui	Non	Oui	24
Tachibana (2006)	Sable et mélange sable-caoutchouc	Coussin géotextile sur poutre béton	120	Oui	Non	Oui	Oui	63
Lorentz (2007)	Grave	Coussin géotextile sur dalle sur appuis	32	Oui	Non	Oui	Oui	7
Gerber (2008)	Mousse de verre	Dalle sur appuis	300	Oui	Non	Non	Oui	12

Tableau 2.15 : Synthèse des études expérimentales d'impact sur couche amortissante (suite)

Référence	Matériau	Conditions limites	Énergie maximale (kJ)	Grandeurs observées				Nombre d'essais
				F_{imp} et Δt_{imp}	F_{base} et Δt_{base}	F_{reac} et Δt_{reac}	d	
Kishi (2009)	Sable	Coussin géotextile sur poutre béton	245	Oui	Non	Oui	Oui	Non précisé
Schellenberg (2009)	Sable, grave ou billes de verre	Coussin géotextile sur dalle sur appuis	17	Oui	Non	Oui	Oui	7
Bhatti (2011)	Sable	Radier sur sol	1960	Oui	Oui	Non	Oui	4
Ho Sy Tam (2013)	Sable	Conteneur acier sur poutre acier	0.14	Oui	Non	Oui	Oui	Non précisé

Il est tout d'abord important de noter qu'il n'existe que peu de références pour des essais d'impact en vraie grandeur d'énergie supérieure à 1500 kJ sur des couches de matériau protégeant une structure de génie civil. Seul Pichler (2005), avec une énergie d'impact maximale de 3500 kJ, dépasse cette valeur dans son étude visant à caractériser la protection d'une canalisation par une couche de grave compactée de substitution en surface du terrain naturel. Les essais en centrifugeuse sur modèle réduit de Chikatamarla (2006) présentent également, par similitude, des énergies supérieures atteignant 6000 kJ.

Les différents matériaux de protection considérés sont pour la plupart des sols grenus naturels, allant du sable fin aux graves, plus ou moins bien gradués. Quelques auteurs ont toutefois utilisé des billes de verre, d'argile expansée ou un mélange de sol avec des éléments de caoutchouc.

Plusieurs auteurs se sont essentiellement concentrés sur les paramètres affectant les efforts d'impact. La géométrie de l'impacteur (dimensions et forme de la surface d'impact) a une influence sur la force d'impact et sa variation pendant l'impact.

Pour les couches de sol utilisées en protection, la nature du matériau et surtout sa densité, donc sa déformabilité et sa résistance, ont été identifiés comme paramètres ayant une influence significative sur les efforts d'impacts. La décélération initiale de l'impacteur est plus importante pour les graves que pour les sables et, pour un matériau donné, augmente avec la densité relative.

Heidenreich (2004) pointa que le produit de la décélération maximale par la pénétration maximale de l'impacteur était en relation linéaire avec l'énergie potentielle de l'impacteur avant l'impact. Cette conclusion est en accord avec les résultats expérimentaux antérieurs de Yoshida (1988) et de Montani (1998), qui trouva un coefficient de 1.6, et avec le modèle basé sur la théorie des contacts de Hertz présentée par Goldsmith (1960), qui donne un coefficient théorique de 1.5.

Enfin, deux observations ont été relevées de manière répétées concernant la variation dans le temps de la force d'impact pendant l'essai :

- Plusieurs pics plus ou moins marqués peuvent apparaître, suivant la masse de l'impacteur et la géométrie de la surface d'impact (Yoshida (1988)), ou suivant l'homogénéité et l'épaisseur de la couche protectrice Calvetti (2005) et,
- Au-delà d'une valeur seuil d'énergie, après un premier extrémum, remontée à un palier attribué au poinçonnement du sol (Heidenreich (2004)).

Enfin, pour les couches protectrices en sable ou en grave, toute condition limite d'essai ou taille d'impacteur confondues, le phénomène de rebond de l'impacteur est très faible, estimé par exemple, selon Heidenreich (2004), correspondre à moins de 1 % de l'énergie d'impact.

La plupart des études expérimentales ont été réalisées dans l'objectif de dimensionner une couche protectrice sur galerie pare-bloc. Les auteurs de ces études ont donc généralement observé également les efforts résultants transmis à la structure, à la base de la couche de matériau protecteur. La couche protectrice était parfois placée sur une dalle ou des poutres sur appuis, simulant la présence de la structure à protéger, permettant en outre d'observer les réactions d'appuis de la structure.

La comparaison des efforts transmis à la base de la couche protectrice (à l'interface avec la structure), des efforts par accélération de l'impacteur et des réactions d'appuis de la structure permet de mettre en évidence l'interaction dynamique entre les deux composants, la couche protectrice et la structure support. Montani (1998) a noté une bonne corrélation entre les valeurs des réactions d'appuis observées en dynamique et les valeurs des réactions d'appuis mesurées en statique.

En résumé, les quatre conclusions suivantes ressortent des observations expérimentales réalisées par les différents auteurs :

(1) Influence du matériau : pour une classe de matériau donnée (sable ou grave), la distribution granulométrique de celui-ci n'a pas d'influence notable sur les valeurs de pic des efforts observés (F_{imp}, F_{base} et F_{reac}). En revanche, le compactage du matériau est un paramètre très influent.

(2) Épaisseurs limites efficaces de couche protectrice : au-delà d'une valeur, l'épaisseur de la couche protectrice n'a plus d'influence significative sur les différents efforts observés et en deçà d'une certaine valeur, elle ne remplit plus son rôle protecteur.

(3) Valeurs de pic des efforts : toutes les références montrent que l'effort de décélération de l'impacteur (F_{imp}) est inférieur à l'effort transmis à la structure à la base de la couche protectrice (F_{base}). Dans la plage d'énergie des essais réalisés, la valeur de pic de F_{base}est une à deux fois supérieure à la valeur de pic de F_{imp}. Les durées d'impact en surface (décélération de l'impacteur) et de sollicitation à l'interface entre couche protectrice et structure sont différentes.

(4) Relation entre les efforts observés : pour un matelas amortissant donné (nature, épaisseur et compactage), une relation approximativement linéaire entre les valeurs maximales des différents efforts caractéristiques est observée lorsque l'énergie d'impact, i.e. la masse ou la hauteur de chute de l'impacteur) varie. Cette relation linéaire toutefois se dégrade lorsque l'énergie d'impact augmente.

2.2.9 Analyses quantitatives

De nombreuses relations analytiques, semi-empiriques ou empiriques ont été proposées par les différents auteurs sur la base des essais réalisés, exprimant les valeurs des efforts caractéristiques, la durée de ces efforts et la profondeur de pénétration de l'impacteur. Ces relations font intervenir différents paramètres, dont la nature et la compacité de la couche protectrice sur la structure, son épaisseur, la rigidité de la structure protégée, les dimensions de l'impacteur, la géométrie de la surface d'impact et l'énergie d'impact. Enfin, des phénomènes particuliers ont aussi été observés qui ont été imputés soit au comportement non linéaire du sol impacté, soit à la géométrie du dispositif d'essai et ses conditions limites.

Le Tableau 2.16 liste les approches analytiques ou semi-analytiques développées par différents auteurs pour prédire les efforts et la profondeur de pénétration lors d'un impact. Ce tableau montre que les approches ont été basées sur la théorie de l'élasticité, sur la théorie de l'analyse limite en plasticité, ou sur une description élastoplastique simplifiée du comportement du sol. Le caractère dynamique du phénomène a été considéré ou non par les différents auteurs.

Tableau 2.16 : Approches analytiques ou semi-analytique pour la prédire efforts et pénétration

Référence	Comportement du sol	Dynamique ou quasi-statique
Goldsmith (1960)	Élastique	Quasi-statique
Lang (1974) (cité par Montani (1998))	Élastique ou Élastoplastique	Dynamique
Japan Road Association (1978)	Élastique	Quasi-statique
Habib (1979) (Montani (1998))	Plastique	Dynamique
Heierli (1984) (Montani (1998))	Plastique	Dynamique
Azimi (1988) (Montani (1998))	Élastoplastique	Dynamique
Tonello (1988)	Élastique ou élastoplastique	Dynamique
Komatuzawa (Masuya (1992))	Élastique	Dynamique
Sonoda (Masuya (1992))	Élastoplastique	Quasi-statique
Montani (1998)	Élastoplastique	Quasi-statique
Pichler (2003)	Plastique	Dynamique

L'ensemble des expressions de la force d'impact (F_{imp}) trouvées par ces auteurs ont été regroupées dans le Tableau 2.17 en page suivante. La plupart de ces expressions font intervenir :

- La rigidité du sol (module d'Young ou module de réaction en surface du sol),
- Le poids de l'impacteur,
- Le diamètre de l'impacteur (ou son rayon, ou l'aire de la projection de sa surface d'impact),
- L'énergie d'impact (ou la vitesse d'impact, ou la hauteur de chute).

Parfois la durée de l'impact ou la durée d'obtention du pic de la force d'impact apparaît dans les expressions de certains auteurs. La capacité portante ultime du sol intervient dans les expressions de Lang (1974) et de Habib (1979). Il est intéressant de noter que l'épaisseur de la couche protectrice n'apparaît pas directement dans les expressions proposées de la force d'impact, qui supposent donc que des mécanismes de rupture peuvent se développer dans le sol.

Tableau 2.17 : Expressions analytiques ou semi-analytiques des efforts par accélération proposées par les auteurs

Référence	Expression proposée pour décrire les efforts de pic lors d'un impact	
Goldsmith (1960)	$F_{imp}=1.995\ R^{\frac{1}{5}}\ \lambda^{\frac{2}{5}}\ W^{\frac{2}{5}}\ H^{\frac{3}{5}}$	2.24
	$F_{imp}=N\ d^{n}$	2.25
Lang (1974)	$F_{imp}=2\sqrt{g}\ {M_E}^{0.5}\ R^{0.5}\ m^{0.5}\ H^{0.5}$	2.26
	$F_{imp}=A(0.8\ \gamma\ \frac{D}{2}\ N_\gamma +\ \gamma\ d\ N_q +\ 1.2\ c\ N_c)$	2.27
Azimi (1977)	$F_{imp}=\kappa\ \frac{T_{imp}}{T_0}\ F_{max}$	2.28
Japan Road Association (1978)	$F_{imp}=1124\ W^{\frac{2}{3}}\ \lambda^{\frac{2}{5}}\ H^{\frac{3}{5}}$	2.29
Habib (1979)	$F_{imp}=A(0.7\ \gamma\ \frac{D}{2}\ N_\gamma\ +\ \gamma\ d\ N_q\ +\ c\ N_c)$	2.30
Heierli et al. (1984)	$F_{imp}=\frac{m.V_0}{T_{imp}\ .\lambda}$	2.31
Tonello (1988)	$F_{imp}=\sqrt{2k}\cdot\left(\frac{1}{\frac{M}{m}+1}\right)^{0.5}\cdot(mgH)^{0.5}$	2.32
	$\frac{E_1}{\frac{M}{m}+1}=F_{imp}\ d_e\left(\frac{d_u}{d_e}-\frac{1}{2}\right)$	2.33
Komatuzawa (Masuya (1992))	$F_{imp}=1.619\ W^{\frac{5}{6}}\ k^{\frac{1}{4}}\ H^{\frac{1}{2}}$	2.34
Sonoda (Masuya (1992))	$F_{imp}=\frac{W}{g}V\ K^{\frac{1}{2}}\ e^{-\frac{10\ Ta}{2}\left(\frac{W}{g}\right)^{-\frac{1}{3}}}$	2.35

Dans les équations du Tableau 2.17, les notations sont les suivantes :

- A est la surface projetée de l'impacteur sur le terrain en m²
- c la cohésion du sol
- d est la profondeur d'enfoncement du bloc en m
- d_e est la limite d'enfoncement élastique
- d_u est l'enfoncement produisant la rupture du sol
- D le diamètre de la sphère d'impact
- E_1 l'énergie d'impact (mgH)
- F_{max} force statique produisant la même déflexion de la structure que la force d'impact.
- g l'accélération de la pesanteur terrestre
- γ est le poids volumique du sol
- H la hauteur de chute du bloc en m
- k une rigidité de ressort en N/m

- K le rapport de k sur m
- κ un coefficient dépendant du rapport Timp/T0
- λ le coefficient de Lamé en ton-force/m² (10 kPa), sauf dans Heierli (1984), où il s'agit d'un coefficient dépendant de la manière dont la force d'impact varie au cours du choc.
- m la masse de l'impacteur en kg
- M la masse de sol mobilisée par l'impact en kg
- M_E le module de compressibilité du sol déterminé par essai de plaque en Pa
- N et n sont des paramètres dépendant du matériau et du rayon de la sphère d'impact
- N_γ, N_q, N_c les coefficients de portance du sol
- R le rayon de l'impacteur
- T_{imp} la durée de l'impact en s
- T_a le temps auquel l'accélération du bloc atteint son maximum en s
- T_0 T_0 la période propre de la structure en s
- V ou V_0 est la vitesse du bloc à l'impact en m/s
- W (ou mg) le poids de l'impacteur en N

D'autres auteurs ont développé des relations empiriques ou semi-empiriques, voire des abaques, pour traduire leurs observations (Yoshida (1988), Montani (1998), Pichler (2003), Heidenreich (2004), Li and Chen (2005), Ho Sy Tam (2013). Ces relations ne sont pas toujours homogènes au niveau des unités et le sens physique de leurs paramètres est difficile à appréhender. Pour autant, ces relations donnent des valeurs assez précises, dès lors que le dispositif impacté et la sollicitation d'impact considérés correspondent à ceux pour lesquelles ces relations ont été obtenues.

La formule de Poncelet (1974), Équation 2.36, a été développée pour des applications balistiques, donc pour de faibles masses et de très grandes vitesses, avec un phénomène prédominant de pénétration dynamique du matériau :

$$z = c\,\frac{mg}{S}.V \qquad 2.36$$

où z est la pénétration du projectile dans le sol exprimée en cm, m sa masse en tonne, S la section utile du projectile en m^2, V sa vitesse à l'impact en m/s et c un coefficient dépendant le nature du sol impacté, égal à 0.05 pour des moraines compactes, 0.10 pour des sables et graviers et 0.20 pour des sols lâches.

En supposant la force d'impact constante pendant la pénétration, l'égalité entre l'énergie cinétique à l'impact et le travail de la force d'impact pendant la pénétration du projectile conduit à l'expression suivante (non donnée par Poncelet (1974)) :

$$F_{imp} = \frac{mv^2}{z} \qquad 2.37$$

Des relations similaires ont été proposées par les différents auteurs pour exprimer la relation linéaire entre le produit de la décélération maximale par la pénétration maximale de l'impacteur était en relation linéaire avec l'énergie cinétique de l'impacteur au moment de l'impact.

À l'issue d'une campagne d'essais de chute de blocs sur une couche de sol sableux protégeant une casquette en acier, le Japan Steel Club (1973) proposa l'expression suivante pour la force d'impact maximale :

$$F_{imp} = \kappa mH \qquad 2.38$$

où m est la masse de l'impacteur, H sa hauteur de chute et κ un coefficient dépendant de la position du point d'impact par rapport aux appuis de la casquette.

Sur la base de ses essais, Yoshida (1988) proposa une autre relation reliant la valeur maximale de la force d'impact à la masse de l'impacteur (m), la durée d'impact (T_0) et la vitesse à l'impact ($\sqrt{2gH}$) :

$$F_{imp} = 2\ 10^{-3}\ \alpha\ \frac{m}{T_0}\sqrt{2gH} \qquad 2.39$$

où α est un coefficient statistique lié à l'intervalle de confiance, la durée d'impact (en seconde) étant donnée par les équations 2.40 pour un sable fin, 2.41 pour un sable grossier et 2.42 pour un sable broyé, la masse de l'impacteur étant exprimée en kg.

$$T_0 = 0.51\ 10^{-5} m + 0.0614 \quad (2.40)$$

$$T_0 = 2.20\ 10^{-5} m + 0.0485 \quad (2.41)$$

$$T_0 = 1.02\ 10^{-5} m + 0.0755 \quad (2.42)$$

Dans le cadre de l'application de ces expressions au dimensionnement des galeries de protection pare-bloc par une approche quasi-statique, Yoshida (1988) recommanda de considérer l'influence de la réponse dynamique de la galerie en majorant d'un coefficient 1.4 l'effort d'impact donné par ces équations.

Sur la base des résultats d'essais de Yoshida (1988), Masuya (1992) proposa l'expression suivante, donnant la valeur maximale de la résultante des pressions transmises à la structure, à la base de la couche de sol protectrice (F_{base}) :

$$F_{base} = \beta_0 \frac{m}{T_{base}} \sqrt{2gH} \quad (2.43)$$

avec :

$$\beta_0 = -4.84 \frac{e}{e_0} + 5.84, \qquad si\ \frac{e}{e_0} < 1 \quad (2.44)$$

$$\beta_0 = 1.03 \qquad si \frac{e}{e_0} \geq 1 \quad (2.45)$$

où e est l'épaisseur de la couche protectrice, e_0 une épaisseur de référence (égale à 90 cm), et T_{base} la durée d'application de la pression transmise au travers de la couche de sol, donnée en seconde par :

$$T_{base} = (0.0481 - 0.00064 \times H)(mg)^{0.270} \frac{U_c}{U_{c0}} \quad (2.46)$$

où mg représente le poids de l'impacteur en Newton. U_c représente le coefficient d'uniformité de la distribution granulométrique du sol et U_{c0} un coefficient d'uniformité de référence, pris égal à 1.53. Dans cette équation, la hauteur de chute (H) est exprimée en m.

Sur la base de ses essais, Montani (1998) proposa des expressions semi-empiriques donnant la force d'impact (F_{imp}) et la résultante des efforts de pression transmise à la structure à la base de la couche de sol protectrice (F_{base}) dans le cas d'un radier (2.47 et 2.48) et dans le cas d'une dalle sur appuis (2.49 et 2.50) :

Radier (fondation reposant sur le sol) :

$$F_{imp} = 1.33 \exp\left(\frac{R}{3 * e}\right) M_E^{1/3} (\tan\varphi)^{0.2} E_{pot}^{2/3} \quad 2.47$$

$$F_{base} = 2.6\, R^{-0.24} e^{-0.01} \exp\left(\frac{R}{2.5\, e}\right) M_E^{0.25} E_{pot}^{0.75} \quad 2.48$$

Dalle sur appuis :

$$F_{imp} = 1.35\, R^{0.2} \exp\left(\frac{R}{3 * e}\right) M_E^{0.4} (\tan\varphi)^{0.2} E_{pot}^{0.6} \quad 2.49$$

$$F_{base} = 0.13\, R^{0.8} e^{-0.1} M_E^{0.4} \sqrt{\frac{k}{(m+M)g}}\, E_{pot}^{0.6} \quad 2.50$$

où :

- R représente le rayon de la sphère en extrémité de l'impacteur,
- e l'épaisseur de la couche de sol protectrice,
- m la masse de l'impacteur, M la masse équivalente de la dalle plus celle de la couche de sol protectrice mobilisée et estimée à 17/35 de la masse totale,
- M_E le module de chargement initial dans un essai de plaque au sommet de la couche de sol,
- φ l'angle de frottement interne du sol et
- g l'accélération de la pesanteur terrestre.

Pichler (2003) sur la base de ses résultats d'essais donna la relation suivante entre profondeur de pénétration maximale (d_{max}), vitesse du bloc à l'impact (V_i) et durée d'impact (t_{imp}) :

$$d_{max} = \frac{V_i \times t_{imp}}{2} \quad 2.51$$

En estimant que l'effort d'impact en fonction du temps décrivait un pic de forme sinusoïdale, il proposa la relation suivante donnant alors l'effort maximal d'impact :

$$F_{imp} = \frac{2 V_i m}{t_{imp}} \quad 2.52$$

Enfin, Li et Chen (2003 et 2005) proposèrent une relation adimensionnelle pour exprimer la pénétration (X) d'un corps indéformable dans une cible en béton :

$$\frac{X}{d} = \sqrt{\frac{1 + \frac{k\pi}{4N}}{1 + \frac{I}{N}} \frac{4k}{\pi} I} \qquad \text{pour } \frac{X}{d} \leq k \quad 2.53$$

$$\frac{X}{d} = \frac{2}{\pi} \ln\left(\frac{1 + I/N}{1 + k\pi/4N}\right) + k \qquad \text{pour } \frac{X}{d} \geq k \tag{2.54}$$

où d est une grandeur caractéristique de l'impacteur indéformable, k une grandeur adimensionnelle valant 0.707 pour un impacteur plat, 1.207 pour un impacteur hémisphérique et 2.367 pour un impacteur en forme d'ogive. N est un coefficient lié à la géométrie de l'impacteur et I, la fonction d'impact, caractérise la sévérité de l'impact par rapport à la résistance du matériau impacté.

Concernant les approches numériques, un nombre important de modèles ont également été développés au cours des dernières années. Le Tableau 2.18 décrit les principales caractéristiques de ces modèles. Trois différentes approches ont été utilisées : la méthode des éléments finis (8 références), la méthode des éléments distincts (9) ou la méthode des degrés de liberté multiples (1).

La méthode aux éléments finis nécessite de définir un modèle pour représenter le comportement du sol en déformations, très peu caractérisé en grandes déformations. La modélisation des contacts ou interfaces entre plusieurs solides ou matériaux (impacteur, sol, structure) introduit des paramètres supplémentaires. Enfin, des difficultés peuvent apparaître pour traiter les non linéarités liées aux grandes déformations et aux grands déplacements.

La méthode aux éléments distincts est adaptée aux problèmes faisant intervenir de grandes perturbations de la géométrie des matériaux. Des hypothèses sont nécessaires pour représenter les solides par des assemblages de particules et pour représenter les conditions de contact entre particules, relevant de la tribologie, faisant intervenir des paramètres dont l'interprétation physique est très difficile.

Enfin, l'approche basée sur l'identification d'un nombre limité de degrés de liberté est beaucoup moins coûteuse en temps de calcul que les deux précédentes. Cependant, comme la méthode aux éléments distincts, cette approche prend pour paramètres des grandeurs difficiles à relier à la physique puisqu'ils traduisent un comportement global.

Il est intéressant d'observer que les auteurs des modèles numériques basés sur la méthode des éléments finis ont généralement considéré le comportement des sols impactés (sables ou graves) élastoplastique, tandis que les auteurs des modèles par éléments discrets ont jugé utile de considérer leur comportement visco-élastoplastique. Dans tous les cas, les modèles numériques ont fourni des résultats assez satisfaisants mais ont toujours nécessité un recalage par le biais d'un ou plusieurs paramètres pour coller aux résultats expérimentaux.

Tableau 2.18. Caractéristiques des modèles numériques développés pour simuler des impacts

Référence	Approche numérique	Comportement du sol/contact
Bucher (1997)	Éléments finis	Élastoplastique
Montani (1998)	Éléments distincts	Visco élastoplastique
Pichler (2003)	Éléments finis	Élastoplastique
Chikatamarla et al. (2004)	Éléments finis	Élastoplastique
Calvetti et al. (2005)	Éléments distincts	Visco élastoplastique
Bertrand (2006)	Eléments distincts	Élastoplastique
Di Prisco et al. (2006)	Éléments distincts	Visco élastoplastique
Subrin (2006)	Eléments finis	Élastoplastique
Bourrier (2008)	Éléments distincts	Visco élastoplastique
Kishi et al. (2009)	Éléments finis	Élastoplastique
Ronco et al. (2009)	Éléments finis	Élastoplastique
Schellenberg (2009)	Degrés de liberté multiples	Visco élastoplastique
Ghadimi (2010)	Éléments finis	Élastoplastique
Plassiard et al. (2010)	Éléments distincts	Visco élastoplastique
Seguin (2010)	Éléments distincts	Visco élastoplastique
Bhatti et al. (2011)	Éléments finis	Élastoplastique
Perrotin (2011)	Eléments distincts	Visco élastoplastique
Roethlin et al. (2013)	Éléments distincts	Visco élastoplastique

Cette revue des différentes approches visant à quantifier l'efficacité de la protection d'une structure par une couche de sol permet de relever les points suivants :

- La majorité des expressions analytiques ou empiriques proposées (Goldsmith (1960), Japan Steel Club (1973), Lang (1974), Poncelet (1974), Azimi (1977), Japan Road Association (1978), Habib (1979), Heierli (1984), Tonello (1988), Yoshida et al. (1988), Komatsuzawa (Mazuya (1992)), Sonoda (Mazuya (1992)), Li et Chen (2003), Pichler et al. (2005), Ho Sy Tam (2013) permettent d'évaluer la force d'impact, exercée par l'impacteur au sommet de la couche de sol protectrice, mais pas l'effort transmis à la structure à la base de la couche protectrice. Seuls Masuya (1992) et Montani (1998) fournissent, à l'aide de leurs expressions empiriques, une évaluation de l'effort transmis à la structure.
- Les formulations analytiques ou empiriques pour la plupart ne fournissent que la valeur maximale des efforts pendant l'impact, sans préciser la durée de l'impact, ni sa répartition spatiale.
- Les différents modèles numériques nécessitent un recalage pour représenter au mieux le phénomène d'impact. De ce fait, en introduisant des paramètres difficiles à relier aux

caractéristiques physiques du sol ou de l'impacteur, l'utilisation du modèle reste limitée aux conditions d'essais et aux sollicitations sur lesquelles il a été calé.

- Enfin, il est à noter que les applications des modèles numériques proposent des résultats pour des énergies d'impact bien supérieures à celles pour lesquelles ils ont été calibrés.

2.2.10 Conséquences pour la suite de l'étude

Le nombre important d'expressions analytiques ou empiriques traduisent la difficulté de représenter de manière simple la réponse d'un ouvrage protégé par une couche de sol à une sollicitation par un impact. Toutefois, l'observation des phénomènes permet d'avancer des hypothèses raisonnables permettant de proposer une approche de dimensionnement déterministe, basée sur les deux réflexions suivantes.

Premièrement, l'interaction entre la couche de sol et la structure protégée peut être approchée par une méthode de sous-structuration simplifiée, en négligeant, dans la mesure où la structure n'est pas endommagée par l'impact, l'influence de la flexibilité de la structure sur le premier pic de pression appliquée par le sol au sommet de la structure. En effet, il a été observé que le sol de la couche protectrice était largement déplacé et plastifié, au point que le caractère dynamique de son comportement pendant l'impact puisse être questionné. L'énergie de rebond de l'impacteur étant généralement négligeable, on se contentera de l'étude du choc principal. L'énergie de rebond de l'impacteur est généralement négligeable.

Deuxièmement, la distribution spatiale et temporelle de la pression transmise au toit de la structure au travers de la couche de sol protectrice doit tenir compte du comportement non linéaire du sol, des conditions limites de la sollicitation de la couche de sol et des caractéristiques de la sollicitation par l'impacteur. En première approche, les principaux paramètres à considérer sont la distribution granulométrique et la densité relative du sol de protection, qui interviennent de manière significative sur le comportement des sols, l'épaisseur de la couche de sol avant d'atteindre la structure considérée rigide par rapport au sol, une dimension caractéristique du bloc rocheux et sa vitesse (ou énergie) à l'impact.

Sur ces bases, la méthode de dimensionnement procéderait par étapes. Dans un premier temps, la dalle de la structure protégée étant de manière sécuritaire considérée rigide, un modèle quasi-statique en déformations peut être proposé pour simuler un impact sur la couche de sol et ainsi évaluer la distribution spatiale et temporelle de pression à la base de la couche de sol. Le modèle utilisé pour représenter le comportement en déformations du sol devra inclure l'influence de la pression de confinement et du degré de mobilisation de la résistance au cisaillement du sol.

Dans un deuxième temps, pour terminer le dimensionnement par l'approche de sous-structuration, la couche de sol étant placée pour éviter l'endommagement de la structure, l'étude de la réponse de la structure et son dimensionnement sous l'impulsion de pression transmise au travers de la couche de sol devra être réalisée par calcul de structure en dynamique.

La distribution spatiale et temporelle de pression à la base de la couche de sol dépendra des conditions limites (présence de la dalle rigide) et de la sollicitation appliquée en surface de la couche

protectrice (dimension de l'impacteur et énergie (ou vitesse) d'impact). Les variations de l'effort d'impact avec double pic ou avec plateau après un premier pic seraient expliquées par la rigidification du comportement du sol due à l'accroissement de son confinement lorsque l'impacteur approche de la structure, laquelle empêche le développement de mécanismes de rupture. Une autre explication serait l'excitation d'une fréquence propre de la structure réelle, pour la vitesse de la sollicitation parvenant à la base de la couche protectrice.

Comme pour le calcul de la capacité portante des fondations, le rapport entre la dimension caractéristique de l'impacteur et l'épaisseur de la couche de sol protectrice apparaît comme un facteur dimensionnant important. Il est probable que, suivant les caractéristiques de la sollicitation d'impact, une épaisseur minimale existe pour que la couche de sol ait effectivement un effet amortissant significatif.

Pour établir une telle approche, la validité des distributions de pression calculées à la base de la couche de sol devra être vérifiée expérimentalement, pour des niveaux d'énergie plus élevés que ceux trouvés dans la littérature.

Par conséquent, dans la suite, une étude paramétrique expérimentale du phénomène d'impact à haute énergie sera tout d'abord menée, avec notamment focus sur la pression transmise à une structure rigide, considérée non endommagée lors de l'impact, au travers de la couche de sol. Les paramètres considérés seront ceux mentionnés précédemment, issus de l'analyse des travaux antérieurs : distribution granulométrique et densité relative du sol de protection, épaisseur de la couche de sol protectrice, dimension du bloc rocheux et vitesse (ou énergie) à l'impact.

L'analyse des résultats visera à établir l'influence de ces paramètres, définissant conditions et sollicitation d'impact, sur la distribution dans le temps des efforts transmis à la base de la couche de sol reposant sur une structure rigide, considérée non endommagée par l'impact. Cette campagne d'essais permettra éventuellement de préciser le caractère dynamique de la propagation des efforts dans la couche de sol. La diffusion de l'effort d'impact et la dissipation de l'énergie d'impact au travers de la couche de sol pourront aussi être investigués.

3 ÉTUDE EXPERIMENTALE

3.1 Introduction

La revue des travaux antérieurs présentée au chapitre précédant, sur l'utilisation d'une couche de sol en protection de structure aux impacts, conduit à approfondir les connaissances sur les efforts transmis à la structure au travers de la couche de sol. En effet, la majorité des études ont porté sur l'effort d'impact et sur la pénétration du bloc dans le sol, beaucoup moins sur les efforts appliqués à la structure, à la base de la couche de sol. En particulier, il est apparu que les essais d'impact disponibles dans la littérature devaient être complétés pour les niveaux énergie plus élevés.

Ce chapitre présente l'étude expérimentale qui a été menée en conséquence. Il est organisé en six sections. La Section 3.2 tout d'abord expose la démarche de définition du programme d'essais. La Section 3.3 ensuite présente les conditions communes à tous les essais : dispositif d'essai, caractéristiques du sol de la couche protectrice et caractéristiques des impacteurs utilisés. La Section 3.4 décrit alors l'instrumentation, y compris les tests de validation des capteurs au laboratoire. Des essais préliminaires en vraie grandeur ont été effectués pour valider la mise en œuvre de l'instrumentation et mettre au point le protocole d'essai. La Section 3.5 présente l'analyse des résultats de ces essais préliminaires, conduisant au protocole retenu. La Section 3.6 enfin décrit la réalisation de la campagne d'essais et, la Section 3.7, la procédure de dépouillement des mesures.

3.2 Définition du programme d'essai

La revue de littérature conduit à considérer des paramètres géométriques et des paramètres mécaniques qui caractérisent un impact sur une couche de sol protectrice. Concernant la couche de sol, les paramètres ayant une influence significative sont la nature du sol (caractérisée par sa granulométrie), ses propriétés mécaniques (usuellement reliées à la densité sèche ou à la densité relative) et l'épaisseur de la couche. Concernant l'impact, les paramètres identifiés concernent l'impacteur et l'énergie de translation à l'impact. Pour le bloc impacteur, sa géométrie (dimension et forme côté pénétration dans le sol) et sa masse (ou, connaissant sa géométrie, sa densité) ; pour l'énergie, connaissant la masse de l'impacteur, la vitesse d'impact (ou la hauteur de chute).

Selon la littérature, l'angle d'incidence de l'impacteur ne semble pas avoir une influence majeure sur les efforts normaux transmis à la structure sous la couche de sol, même si les efforts transversaux seront à considérer pour le dimensionnement des structures de protection. De même pour l'énergie rotationnelle de l'impacteur qui, bien qu'ayant une influence forte sur la trajectoire du bloc lors d'un impact, ne semble pas produire d'effort significatif dans le massif, par frottement au contact entre le bloc impacteur et le sol purement frottant constituant la couche protectrice.

Dans cette étude, un seul type de sol a été considéré, un sable fin relativement propre, pour garantir l'absence de cohésion et maximiser la dissipation d'énergie par frottement entre les grains. Pour chaque essai, ce sable a été mis en œuvre par couches successives compactées, de manière à obtenir une densité sèche la plus homogène possible sur toute l'épaisseur de la couche. Tous les essais ont donc été réalisés avec une couche de sable protectrice de densité homogène identique. La

nature du sol et sa densité étant fixés, l'épaisseur de la couche de sable est le seul paramètre variable de l'étude paramétrique caractérisant la protection de la structure.

Concernant l'impacteur, dans l'objectif de traiter de manière approfondie la question de la protection contre les chutes de blocs rocheux, leur densité a été choisie de l'ordre de 2.5 (poids volumique voisin de $25\ \mathrm{kN/m^3}$). Concernant leur géométrie, la forme de l'impacteur a une influence sur la pénétration dans la couche de sol. Néanmoins, en première approximation, l'impacteur a été considéré quasi-sphérique, défini par un diamètre équivalent. Cette caractéristique dimensionnelle de l'impacteur a une influence significative sur la mobilisation des mécanismes de dissipation de l'énergie dans la couche de sol, par compression ou par cisaillement.

Une définition plus précise de la géométrie d'un bloc rocheux introduirait un grand nombre de paramètres supplémentaires, y compris angulaires. En pratique, dans la plupart des cas, la taille équivalente d'un bloc rocheux peut être estimée. Dans le cas contraire, où la dimension dans une direction devient prépondérante par rapport aux autres directions, le géotechnicien est en mesure d'estimer que le bloc n'est plus assimilable à une sphère pour l'application considérée. L'étude paramétrique réalisée ici devra alors être étendue pour traiter des conditions d'impact a priori plus défavorables, par exemple lorsque le diamètre équivalent de la section d'impact est significativement plus petit que la dimension du bloc dans la direction d'impact au moyen de nouveaux essais.

Les caractéristiques de l'impacteur étant fixées (densité et diamètre équivalent, donc masse), la sollicitation d'impact dépend alors de la vitesse à l'impact (V_i), ou d'une hauteur de chute libre (H). Dans cette étude paramétrique expérimentale, la hauteur de chute est préférée car imposée de manière directe dans le dispositif d'essai. Bien entendu, la vitesse d'impact, souvent donnée par les études trajectographiques de chutes de blocs rocheux, est en relation bijective avec la hauteur de chute libre des essais ($V_i = \sqrt{2gH}$, où g représente l'accélération de la pesanteur terrestre).

L'énergie d'impact est également déterminée connaissant la masse du bloc et sa vitesse à l'impact. Toutefois, il est important de souligner qu'une énergie ne peut pas à elle seule caractériser un impact, car elle combine deux grandeurs de dimensions différentes, a priori indépendantes, une masse et une vitesse (longueur et temps). Vitesse et dimension (ou masse) du bloc sont nécessaires.

En résumé, les facteurs qui caractérisent l'impact d'un bloc sur une couche de sol protégeant une structure sont rappelés dans le Tableau 3.1. Pour chaque facteur, la seconde colonne indique si ce facteur a été choisi fixe ou variable dans cette étude paramétrique expérimentale. Pour une nature de sol donnée, il a été considéré que trois paramètres avaient une influence majeure sur les efforts transmis au sommet de la structure, au travers de la couche de sol : l'épaisseur de la couche protectrice (D), le diamètre équivalent de l'impacteur (B) et la hauteur de chute (H).

Il a été noté que la densité sèche de la couche de sol avait également une influence significative sur la transmission des efforts. Ce paramètre sera néanmoins pris constant dans l'étude paramétrique expérimentale. Cependant, lors de la mise au point du protocole d'essai, fixant notamment les modalités de mise en œuvre contrôlée de la couche de sol protectrice par passes compactées, quelques essais seront réalisés pour différentes énergies de compactage, conduisant à différentes densités sèches du sol. Ces essais permettront d'estimer l'importance de ce paramètre.

Dans l'étude paramétrique expérimentale réalisée, le choix a donc été fait de faire varier systématiquement trois facteurs : épaisseur de la couche protectrice (D), diamètre équivalent de l'impacteur (B) et hauteur de chute (H). Au vu de la littérature, il est important de souligner que les expressions trouvées sur la base de ces essais auront été établies pour une nature de sol protecteur compacté à une densité sèche donnée. Des conclusions générales ne pourront donc pas être tirées de l'analyse des résultats d'essais, notamment concernant la distribution de pression en surface de la structure transmise au cours du temps pendant l'impact. Toutefois, pour un autre matériau ou une autre densité sèche, les expressions quantitatives dont la forme aura été établie sur la base des phénomènes observés devront être calées par quelques essais complémentaires.

Tableau 3.1. Paramètres considérés dans l'étude paramétrique expérimentale d'impact sur couche de sol protectrice d'une structure

Paramètre	**Fixe ou variable**	**Commentaire**
Rigidité de la structure	Fixe	Rigidité considérée très grande, maximisant les efforts transmis
Nature du sol (granulométrie)	Fixe	Un sable fin propre, purement frottant
Déformabilité et résistance	Fixe/variable	Quelques essais préliminaires à différentes densités sèches
Epaisseur de sol protecteur (D)	Variable	-
Densité du bloc impacteur	Fixe	Voisine de la densité de la roche
Taille du bloc impacteur (B)	Variable	Caractérisée par un diamètre équivalent
Forme de la surface impactant	Fixe	Sphérique ou assimilable à une sphère
Vitesse d'impact	Variable	Différentes hauteurs de chute libre (H)
Angle d'incidence	Fixe	Perpendiculaire à la surface du sol. A priori, peu d'influence.
Vitesse de rotation du bloc	Fixe	Nulle. Probablement peu d'influence pour un sol grenu.

Dans le programme d'essais en vraie grandeur, trois épaisseurs de couche de sol protectrice ont été considérées, 1 m, 1.5 m et 2 m. Il a été considéré qu'au-delà de 2 m d'épaisseur, la protection de la structure (par exemple tête de tunnel ou galerie) contre la chute de blocs rocheux devenait non courante. Quatre diamètres équivalents de blocs impacteurs ont été considérées, 0.42 m, 0.73 m, 1.58 m et 1.79 m, correspondant à des masses comprises entre 117 et 7399 kg. Cinq hauteurs de chute libre ont été utilisées, 1, 5, 10, 20 et 33 m, soit des vitesses d'impact jusqu'à 25 m/s (90 km/h), valeur extrême observée lors de chutes de blocs rocheux.

Enfin, toutes les couches de sol protectrices ont été construites par sous-couches épaisses de 40 cm, chacune étant compactées par trois passes de plaque vibrante de type PQ1. Toutefois, pour investiguer l'influence de la densité sèche du sable, deux essais ont été réalisés en compactant chaque sous-couche par deux passes (sable plus lâche) ou six passes (sable plus dense).

Chaque essai sera identifié par quatre couples composés chacun d'une lettre et d'un chiffre, la lettre désignant un paramètre (D, B, H ou C, pour compactage) et le chiffre étant un indice repérant la valeur du paramètre. Le Tableau 3.2 donne le référencement de ces indices par rapport aux valeurs du paramètre. Par exemple, D2B3H1C2 est un essai sur une couche épaisse de 1.5 m, mise en œuvre par passes compactées chacune par 3 passes de plaque vibrante, avec un impacteur de diamètre équivalent 1.58 m largué d'une hauteur de 1 m au-dessus du sommet de la couche.

Enfin, le Tableau 3.3 liste les caractéristiques de l'ensemble des 43 essais du programme principal, hors essais préliminaires de mise au point du protocole d'essai et essais redondants pour la répétabilité et la caractérisation de l'impact de la forme de l'impacteur. Pour chaque essai, les

colonnes 2 à 5 contiennent la valeur de chacun des quatre paramètres, D, B, H et C, permettant avec le Tableau 3.2 de référencement des indices de connaître les conditions de l'essai.

Le dispositif d'essai, l'instrumentation et le calage du protocole d'essai sont présentés plus en détail dans les sections suivantes de ce chapitre.

Tableau 3.2 : Référencement des indices d'essais

Indice	Epaisseur de couche D (m)	Diamètre impacteur B (m)	Hauteur de chute H (m)	Nombre de passes de plaque vibrante par couche, C (-)
1	1	0.42	1	2
2	1.5	0.73	5	3
3	2	1.58	10	6
4		1.79	20	
5			33	

Tableau 3.3 : Programme d'essais de la campagne principale

-				
Essai no.	D (m)	B (m)	H (m)	C (nb de passes)
1	1	0.42	5	3
2	1	0.42	10	3
3	1	0.42	10	3
4	1	0.42	20	3
5	1	0.42	1	3
6	1	0.42	20	3
7	1	0.73	1	3
8	1	0.73	5	3
9	1	0.73	10	3
10	1	0.73	20	3
11	1	0.73	1	3
12	1	0.73	5	3
13	1	0.73	10	3
14	1	0.73	20	3
15	1.5	0.42	1	3
16	1.5	0.42	5	3
17	1.5	0.42	10	3
18	1.5	0.42	20	3
19	1.5	0.73	1	3
20	1.5	0.73	5	3
21	1.5	0.73	20	3
22	1.5	0.73	10	3

Suite du tableau				
Essai	D (m)	B (m)	H (m)	C (nb de passes)
23	1.5	1.58	1	2
24	1.5	1.58	5	2
25	1	1.58	1	2
26	1.5	1.58	10	2
27	1.5	1.58	20	2
28	1.5	1.79	1	2
29	1.5	1.79	5	2
30	1.5	1.79	20	2
31	1.5	1.79	10	2
32	1.5	1.79	10	1
33	1.5	1.79	10	3
34	2	1.79	20	2
35	2	1.79	10	2
36	2	0.42	1	2
37	2	0.42	5	2
38	2	0.42	10	2
39	2	0.42	20	2
40	2	0.73	1	2
41	2	0.73	5	2
42	2	1.79	33	2
43	2	1.58	10	2

3.3 Conditions communes à l'ensemble des essais

Cette section présente les conditions communes à l'ensemble des essais, tout d'abord le dispositif d'essai, puis les caractéristiques de la couche de sol amortissante et enfin les impacteurs.

3.3.1 Dispositif d'essai

Les tests préliminaires et la campagne principale ont été réalisés à la station d'essais de chute de blocs en vraie grandeur de l'Ifsttar à Montagnole, près de Chambéry (France). Ce site d'essai comporte une flèche horizontale de rayon de rotation 22 m implantée au sommet d'une falaise verticale haute de 70 m. Depuis cette flèche, des charges de masse jusqu'à 20 tonnes peuvent être levées et larguées grâce à un crochet électrohydraulique équipé d'un dispositif qui dissipe l'énergie de déformation mécanique libérée lors du largage des charges. La vitesse d'impact maximale est de 133 km/h et l'énergie d'impact maximale 13 500 kJ.

La Figure 3.1 est une vue en plan schématique du site d'essai. L'utilisation de l'installation est très flexible car la flèche permet des rotations sur un secteur angulaire de 90° et la grue des translations sur une longueur de 13 m à partir de l'aplomb de la falaise. Les charges larguées peuvent impacter des ouvrages à flanc de falaise ou implantés au sol.

En pied de falaise, deux dalles d'essais horizontales ont été coulées, encastrées dans la roche du site. Ces deux dalles, épaisses de 50 cm, sont de dimensions respectives en plan 6 m x 6 m et 4.5 m x 8 m. Ces dalles ont été considérées représenter la structure rigide à protéger contre les impacts par une couche de sol. Les dalles ont été instrumentées et les couches de sol à tester mises en place sur ces dalles selon les modalités décrites dans la suite de ce chapitre.

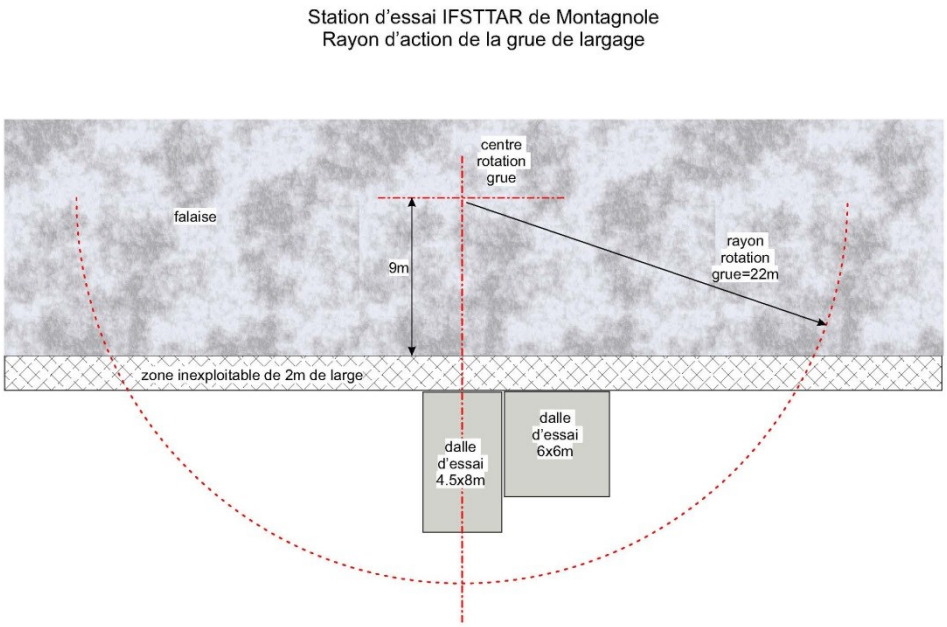


Figure 3.1. Vue en plan schématique de la station d'essai de l'Ifsttar à Montagnole (France)

Le site étant soumis aux intempéries, tous les essais ont été réalisés entre le 15 mai 2015 et le 15 septembre 2016, pendant des périodes tempérées relativement homogènes en température, plutôt au printemps et à l'automne. A sa mise en œuvre, le sable était légèrement humide, facilitant sa mise en œuvre. Aucun essai ne fut réalisé les jours de fortes pluies.

Enfin, le dispositif de largage étant suspendu à l'extrémité d'un câble long d'une soixantaine de mètres, il fut parfois difficile d'éviter les oscillations pendulaires, dues au vent ou au mouvement engendré par l'enroulement du treuil. De ce fait, le point d'impact observé à l'aide de mires et de caméras rapides pendant l'essai, puis contrôlé par repérage de la position finale du bloc après impact (voir Section 3.5 sur le protocole d'essai), se trouvait dans un rayon de 30 cm autour du point visé au sol, depuis lequel le bloc impacteur était lentement levé avant largage. Cette difficulté, qui introduit des incertitudes, a été traitée dans le dépouillement des mesures en vue de leur interprétation.

3.3.2 Sol de la couche protectrice

Le sol utilisé pour construire la couche amortissante est un sable provenant de la carrière située sur la commune de Voglans (F-73420), exploitée par la Société des Carrières et Matériaux de Savoie, La Motte-Servolex (F-73290). Il s'agit d'un sable alluvionnaire silico calcaire 0-4 mm, roulé et lavé. La Figure 3.2 montre son fuseau granulométrique de contrôle de production et la courbe du matériau livré communiquée par la carrière.

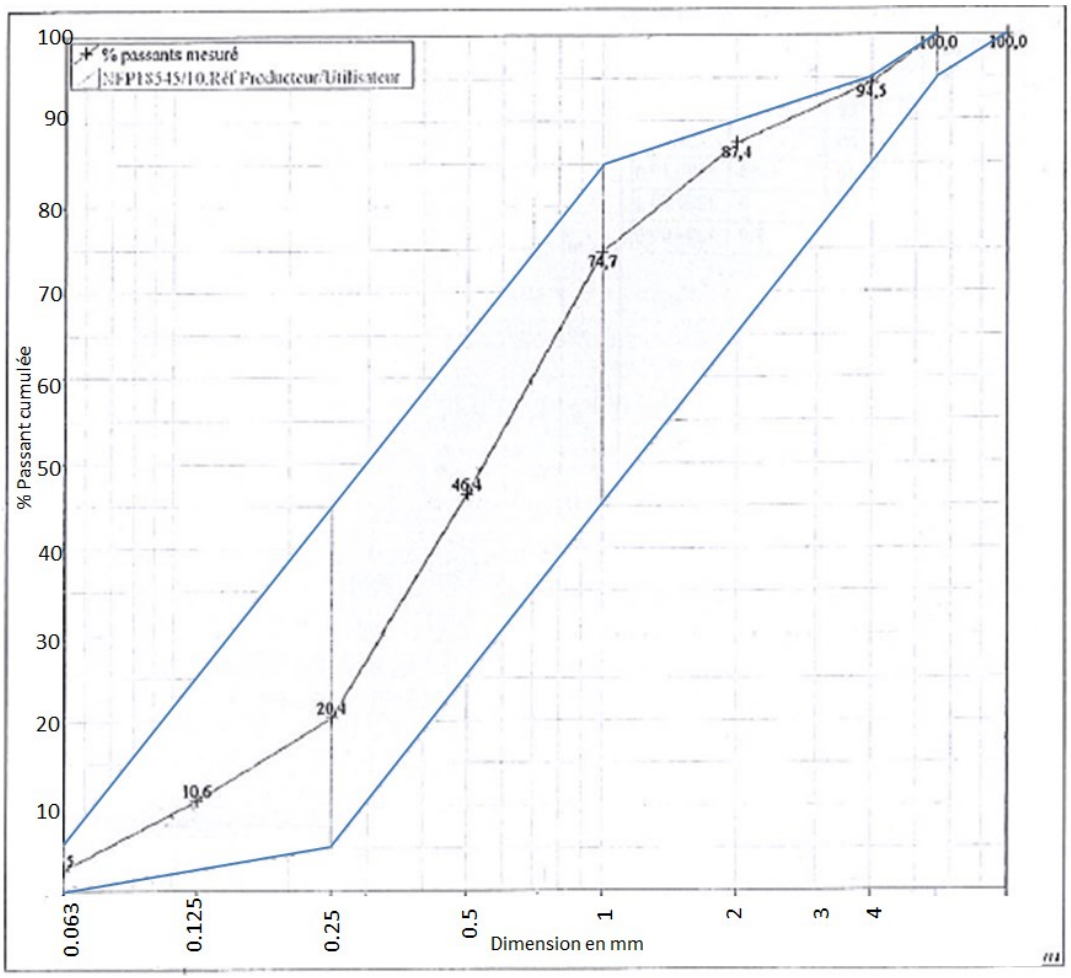


Figure 3.2. Fuseau granulométrique de production du sable utilisé pour les essais

Des essais complémentaires d'identification et des essais de caractérisation mécanique ont également été réalisés par le Laboratoire du CEREMA à Clermont-Ferrand (France) sur un échantillon de sable prélevé pendant les essais. L'ensemble des Procès-Verbaux de ces essais sont donnés en Annexe A, relative à la caractérisation du sol constituant la couche protectrice des essais d'impact.

Les essais complémentaires d'identification ont comporté une analyse granulométrique, réalisée selon la norme Française NF P 94-056 : 1996[1], et une mesure de la capacité d'adsorption de bleu de méthylène par les particules de sable (VBS), selon la norme NF P 94-068 : 1998[2], permettant d'apprécier la quantité et la nature des particules fines. Le Tableau 3.4 rassemble les valeurs des principales propriétés d'identification du sable employé. Selon la norme d'analyse granulométrique NF P 94 056, ces caractéristiques permettent de classer le sol utilisé comme sable fin « propre » insensible à l'eau (contenant moins de 5 % en masse de particules de diamètre inférieur à 63 µm ; VBS < 0.1) et « bien gradué » (C_u de l'ordre de 7, supérieur à 6, et C_c de l'ordre de 1.5, entre 1 et 3).

[1] Sols : reconnaissance et essais - Analyse granulométrique - Méthode par tamisage à sec après lavage.

[2] Mesure de la capacité d'adsorption de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux - Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux par l'essai à la tache

Concernant les propriétés de mécanique des sols, des essais triaxiaux (quatre éprouvettes) consolidés-drainés avec mesure de changement de volume pendant le cisaillement, ont été réalisés sur le sable employé pour construire la couche protectrice. Les éprouvettes ont été reconstituées au laboratoire à une densité sèche de 1.54, correspondant à la densité résultant de la procédure de mise en œuvre retenue pour construire par passes successives compactées la couche amortissante des essais d'impact de la campagne principale.

A cette valeur de densité sèche (1.54), la résistance au cisaillement du sable est caractérisée par une cohésion effective nulle et un angle de frottement interne de 35°. Les résultats détaillés de l'essai triaxial, donnés en Annexe A, serviront ultérieurement à définir un modèle représentatif du comportement en déformations du sable, dépendant de la pression de confinement et du niveau de cisaillement par rapport à la rupture.

Tableau 3.4. Propriétés caractéristiques d'identification du sable utilisé pour les essais d'impact

Propriété	Valeur
d_{10}	0.10
d_{30}	0.32
d_{60}	0.70
C_u	7
C_c	1.5
VBS	0.03

Où :

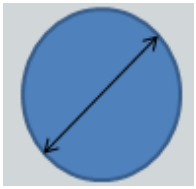
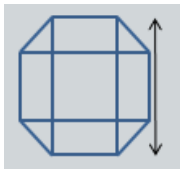
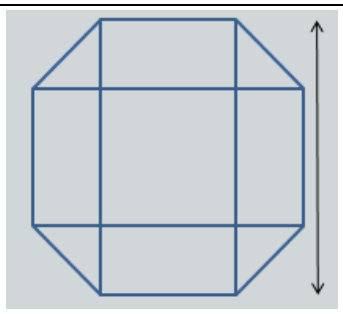
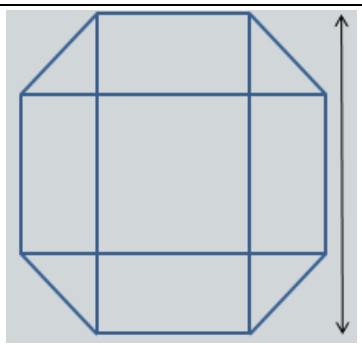
- d_{10} : 10 % en masse des particules solides ont une dimension inférieure à d_{10}
- d_{30} : 30% en masse des particules solides ont une dimension inférieure à d_{30}
- d_{60} : 60% en masse des particules solides ont une dimension inférieure à d_{60}
- C_u : Coefficient d'uniformité
- C_c : Coefficient de courbure
- VBS : Capacité d'adsorption de bleu de méthylène (« valeur au bleu du sol »)

3.3.3 Impacteurs

Le Tableau 3.5 présente les cinq blocs impacteurs utilisés dans les essais. Pour être représentatif d'un impact par bloc rocheux, la densité de tous ces impacteurs est voisine de celle du béton (2.5). Pour chaque impacteur, la seconde colonne décrit la géométrie par une forme et une dimension caractéristique, dont la valeur est donnée en troisième colonne. La quatrième colonne indique la masse de l'impacteur et la cinquième, le diamètre équivalent de l'impacteur, assimilé à une sphère de même masse (ou densité).

Les deux premiers impacteurs sont sphériques, composés d'une coque en acier remplie de béton. Ces impacteurs, employés par Heidenreich (2004), ont été cédés gracieusement à l'Ifsttar par l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (Suisse). Le troisième impacteur, de masse voisine de celle du second impacteur sphérique, mais de forme rhombicuboctaèdrique, a été employé pour investiguer l'influence sur les résultats de la forme de l'impacteur. Enfin les quatrième et cinquième impacteurs sont également de forme rhombicuboctaèdrique, constitués de béton fibré. Ces blocs sont conventionnellement employés pour représenter des blocs rocheux dans les essais requis dans l'ETAG 027[1] pour la Certification Européenne des écrans de filets pare-bloc.

Tableau 3.5 : Description et caractéristiques des blocs impacteurs

Impacteur	Forme et dimension caractéristique (-)	Valeur de dimension caractéristique (m)	Densité (-)	Masse (kg)	Diamètre de sphère équivalente (m)
1		0.42	2.5	117	0.42
2 (a)		0.73	2.5	553	0.73
2 (b)		0.66	2.5	543	0.73
3		1.37	2.5	4796	1.58
4		1.58	2.5	7399	1.79

[1] European Organization for Technical Approval (EOTA), Technical guide for approval of metallic net and fences

3.4 Capteurs et dispositifs d'observation

Cette section présente les différents dispositifs de mesure ou d'observation utilisés. Le plan d'instrumentation, qui diffère suivant les caractéristiques de l'essai (notamment l'épaisseur de la couche protectrice et le diamètre de l'impacteur), est présenté en détail en Section 3.6, décrivant la réalisation de la campagne d'essais principale.

Neuf accéléromètres uni-axiaux, sept capteurs de pression totale, deux caméras ultras rapides et un dispositif de mise en évidence des déplacements après impact dans la couche de sable ont permis d'observer les efforts et les déplacements souhaités pour chaque essai. Dans le cadre de la certification ISO 9001 de l'Ifsttar, les accéléromètres et les capteurs de pression font l'objet d'un suivi métrologique. La suite de cette section présente successivement les caractéristiques de ces capteurs et les différents tests réalisés au laboratoire pour s'assurer que leurs caractéristiques étaient adaptées aux mesures à réaliser dans les conditions essais.

3.4.1 Accéléromètres

Les blocs impacteurs furent équipés d'accéléromètres en trièdre. Trois accéléromètres uni-axiaux de type 3801A-200 (TE Connectivity), plage de mesure 0-200 g, furent montés dans trois directions orthogonales entre elles sur un cube rectifié en acier. Ce cube était ensuite boulonné à une plaque d'acier, soudée sur les impacteurs avec coque extérieure en acier, vissée sur les impacteurs en béton. La photo en Figure 3.3 montre la plaque de fixation du cube équipé d'accéléromètres, soudée au sommet de la coque en acier du petit impacteur.

Compte tenu de la nature des contacts plaque-impacteur et cube-plaque, et du fait que les impacteurs étaient pleins, les mesures d'accélération ne furent perturbées que par un signal de faible intensité à très haute fréquence. Ces vibrations induites par le dispositif de mesure purent donc être aisément identifiées et filtrées.

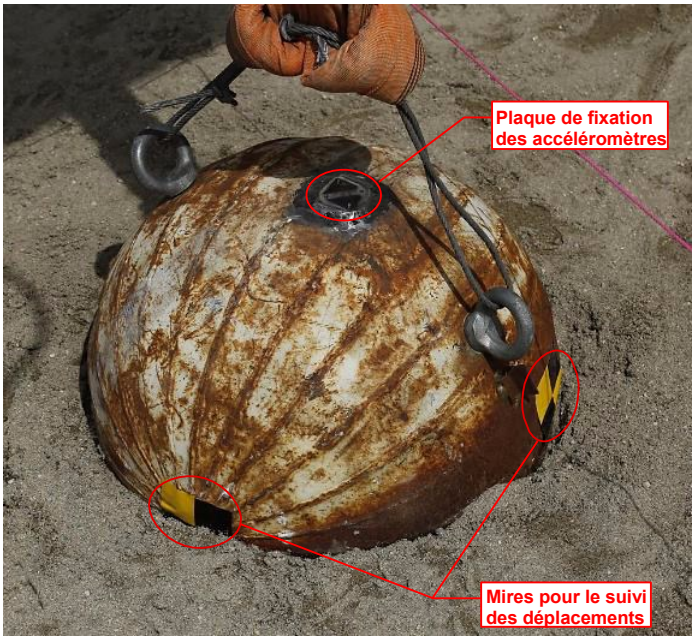


Figure 3.3. Instrumentation des impacteurs

Six accéléromètres uni-axiaux furent également installés en surface de la structure à protéger (la dalle d'essai) et à l'intérieur de la couche de sable. Ces accéléromètres enfouis sont de type EGC (ENTRAN), plage de mesure 0-200 g, mono-axe. Ils furent fixés en surface supérieur de la dalle en béton armé ou, dans la couche de sable, montés sur grille en polypropylène à mailles carrée de dimension 15 cm x 15 cm pour faciliter leur positionnement et s'assurer de la verticalité de l'axe de mesure.



Figure 3.4 : Positionnement d'un accéléromètre au sein de la couche amortissante

3.4.2 Capteurs de pression totale

La photo en Figure 3.5 montre les capteurs de pression totale utilisés, de type 3515-1 (GEOKON), de plages de mesure de 0 à 1.5, 3 ou 6 MPa. Ces capteurs sont composés de deux disques en acier de diamètre 230 mm qui compriment entre eux une poche d'huile. Les disques sont épais de 10 mm, pour protéger du poinçonnement la cellule contenant l'huile. Les flancs entre les deux disques sont également métalliques, mais beaucoup plus souples, pour que les efforts appliqués sur les disques d'acier soient repris par l'huile en pression. La pression d'huile est mesurée via une tige par capteur à pont de jauges.



Figure 3.5 : Capteur de pression utilisé pour observer les pressions agissant sur la dalle

Pour observer les pressions transmises au travers de la couche de sable, sept capteurs étaient positionnés en « L » sur la surface supérieure de la dalle d'essai, l'angle droit du « L » étant situé au centre de la dalle, à l'aplomb du point d'impact visé. La Figure 3.6 montre la mise en œuvre des capteurs, scellés à la dalle au ciment à prise rapide et recouverts d'un film plastique pour les protéger des infiltrations d'eau et de sable pendant les campagnes d'essais. La Figure 3.6 montre également l'installation d'un des accéléromètres sur la surface supérieure de la dalle.

S'agissant de mesures de pression en dynamique – la bande passante de ces capteurs de pression n'étant pas disponible auprès du fournisseur – une série de six essais en puits de chute fut réalisée pour qualifier la réponse en dynamique des capteurs de pression. Dans chaque série, une masse de 7.43 kg était lâchée d'une hauteur de 1, 2 ou 3 m sur une structure sandwich composée du capteur de pression GEOKON à tester et d'un capteur d'effort de type FN 2081 (FGP), de diamètre 150 mm et de capacité 200 kN, collés entre eux par un adhésif double-face. La réponse dynamique du capteur d'effort, dont la mesure est également basée sur un capteur à pont de jauges de déformation, est donnée par le fabricant et contrôlée dans le cadre du suivi métrologique des moyens de mesure de l'Ifsttar.

Le graphique de la Figure 3.7 présente en fonction du temps les mesures effectuées pendant un de ces essais : en bleu, la force mesurée par le capteur d'effort et, en rouge, la pression observée par le capteur GEOKON à tester multipliée par la surface du capteur. L'offset temporel entre les réponses des capteurs a été introduit pour faciliter la comparaison dans le graphique. Ces résultats montrent que la réponse du capteur de pression, avec chambre d'huile sous pression, est proche de celle du capteur de force, en termes de montée en charge du capteur, de largeur de pic et d'intensité maximale. La réponse du capteur de pression est donc validée, y compris pour des chocs « raides. »



Figure 3.6 : Mise en place des capteurs de pression et d'un des accéléromètres, scellés à la dalle.

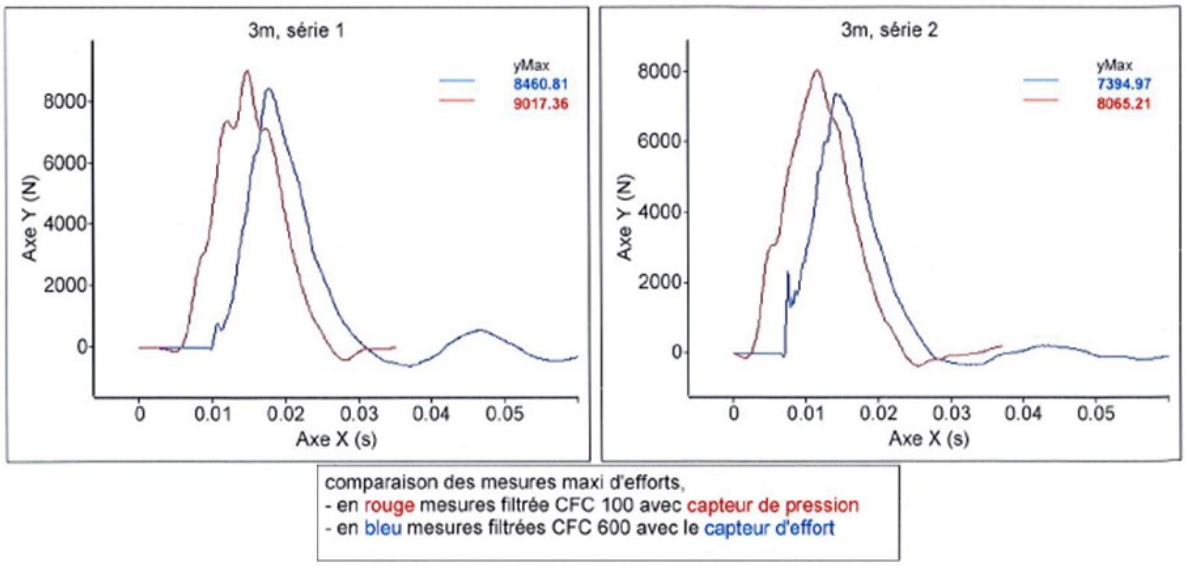


Figure 3.7 : Comparaison de l'effort donné par le capteur d'effort FN 2081 (FGP) et de la pression donnée par le capteur 3515-1 GEOKON (ramenée à un effort) lors d'un essai en puits de chute

3.4.3 Caméras rapides

Pour suivre les déplacements de l'impacteur, deux caméras ultra rapides furent employées, de fréquence d'acquisition égale à 1000 images de résolution 512 x 1024 pixels par seconde. Pour disposer de deux points de vue différents de la scène, les caméras furent disposées selon les deux médianes du remblai de sable protégeant la dalle d'essai.

Comme montré dans la Figure 3.3, deux mires étaient collées sur les impacteurs pour suivre le déplacement relatif de l'impacteur pendant l'impact. Dans la configuration d'essai, position des caméras et résolution d'image, la précision sur la position du bloc pendant la chute et l'impact était de l'ordre du millimètre.

Toutefois, il est à noter que, lors de certains essais à haute énergie d'impact, le sable décolle du remblai autour de l'impacteur, rendant difficile, voire impossible, le suivi de la position à partir de l'analyse d'images. Dans ce cas, les mesures de décélération du bloc étaient employées pour ponctuellement compléter l'observation du déplacement.

3.4.4 Dispositif de mise en évidence des déplacements dans la couche de sable

Cherchant d'éventuels mécanismes de rupture, similaires à ceux observables à la rupture des fondations superficielles, trois techniques pour mettre en évidence les déplacements finaux dans le sable furent testées au cours de la campagne d'essais préliminaires. La Figure 3.8 montre la mise en œuvre, entre deux passes de construction de la couche protectrice, des trois dispositifs envisagés : (a) Une fine couche de sable coloré aux pigments d'oxyde de fer, (b) Un filet avertisseur ou (c) De la peinture de chantier passée en surface de passe.

La technique d'observation basée sur l'intercalation d'une fine couche de sable coloré fut retenue pour la campagne d'essais principale. En effet, cette technique perturbe faiblement les conditions d'essai et met nettement en évidence les déplacements de la fine couche de matériau coloré. La Figure 3.9 montre la coupe d'un remblai impacté dont les déplacements au voisinage de l'impacteur sont mis en évidence par deux fines couches de sable coloré placées à deux hauteurs différentes pendant la construction. Il est intéressant de noter qu'aucun mécanisme de rupture par cisaillement localisée, faisant apparaitre des surfaces de rupture ne peut être distingué. Les importants déplacements dans le sable lâche pendant la pénétration de l'impacteur modifient les zones de rupture et de plastification, empêchant des mécanismes de rupture localisée de se développer et donc l'apparition de surfaces de glissement.

(a) Couche de sable coloré



(b) Filet avertisseur



(c) Couche de peinture



Figure 3.8 : Dispositifs de mise en évidence des déplacements dans la couche de sable protectrice



Figure 3.9 : Dispositif retenu pour mettre en évidence les déplacements dans la couche de sable : couches intermédiaire de sable coloré

3.5 Essais préliminaires de calage du protocole d'essai

Une campagne d'essais préliminaires fut tout d'abord réalisée avec trois objectifs : (1) Définir les modalités de mise en œuvre à densité contrôlée de la couche de sable protectrice, (2) Préciser les conditions d'essais (choix des épaisseurs de la couche de sable et conditions limites latérales, pour les sollicitations d'impact envisagées (dimension d'impacteur et vitesse d'impact)) et (3) Tester en vraie grandeur l'installation de l'instrumentation. Cette section décrit la réalisation de ces essais préliminaires qui illustrent l'essentiel du protocole d'essai.

La densité du sable étant un facteur susceptible d'avoir une influence significative sur la transmission des efforts à la structure protégée, trois essais ont été réalisés sur des couches de sable construites selon trois modalités de compactage différentes. En vue des essais de la campagne principale, l'objectif a priori était de choisir la technique de compactage, pour densifier le sol afin d'améliorer la dissipation de l'énergie par frottement entre les grains, mais pas trop, pour limiter la rigidité du remblai et donc la transmission direct des efforts d'impact à la dalle sous-jacente.

Chacun de ces essais prévoyait le largage d'un impacteur sphérique de diamètre 86 cm, en acier, de masse 2500 kg, depuis une hauteur de 5 m au-dessus du sommet de la couche de sable (vitesse d'impact de l'ordre de 10 m/s, soit 36 km/h). L'épaisseur de sable après compactage visée pour les trois remblais était de 1 m au-dessus de la dalle à protéger. Pour cette campagne préliminaire, ces remblais étaient circulaires, de diamètre au sommet de l'ordre de 2 m.

Le Tableau 3.6 décrit les trois méthodes envisagées pour la mise en œuvre compactée et contrôlée de la couche de sable protectrice. Pour chaque méthode, la seconde colonne indique le nombre de sous-couches et leur épaisseur avant compactage. Le cumul des épaisseurs de sable lâche est, pour la méthode A, de 110 cm et, pour la méthode B ou C, de 120 cm, le compactage étant moins efficace et homogène pour les sous-couches les plus épaisses. Après compactage, l'épaisseur finale de sable est de l'ordre de 1 m dans les trois cas, et le remblai est arasé à 1 m.

La seconde colonne du tableau donne le nombre de passes de plaque vibrante (PV) appliquées pour compacter chaque sous-couche. La plaque vibrante est de type PQ1 selon la classification figurant dans le GTR[1][2]. Enfin, la dernière colonne indique le dispositif d'observation des déplacements dans le massif, abordé précédemment en Section 3.4.4.

Tableau 3.6. Essais préliminaires – Modalités de mise en œuvre de la couche de sable protectrice

Méthode	Nombre et épaisseur de chacune des sous-couches	Compactage par sous-couche	Dispositif d'observation des déplacements
A	2 sous-couches de 55 cm	3 passes de PV PQ1	Filet avertisseur
B	3 sous-couches de 40 cm	2 passes de PV PQ1	Coloration du sable
C	4 sous-couches de 30 cm	2 passes de PV PQ1	Peinture de chantier

[1] Réalisation des remblais et des couches de forme, Fascicule I et II, Guide Technique LCPC – SETRA, Ref. D 9233-1 et 9233-2, Ifsttar, Service des Publications, Septembre 1992, 98p. et 102p.

[2] Remblayage des tranchées et réfection des chaussées, Guide Technique LCPC – SETRA, Ref. D 9441, Ifsttar, Service des Publications, Mai 1994, 130 p.

La suite de cette section tout d'abord présente en détail la préparation d'un essai et les contrôles effectués pendant la construction de la couche de sable. Ce protocole de construction a été systématiquement répété pour chacun des essais de la campagne principale, dont l'exécution est présentée en section suivante (3.5). Les observations réalisées pendant ces essais préliminaires (accéléromètres, pression au sommet de la dalle, déplacements dans la couche de sol, mesures réalisées, contrôles, caméras rapides) sont ensuite illustrées. La préparation de ces essais et les observations effectuées à l'occasion des tests d'installation des capteurs ont permis de finaliser le protocole d'essai. Ainsi, la conclusion de cette section fixe la méthode de construction et de compactage choisie et précise les dimensions retenues pour le remblai. Les limites du programme d'essai, décrit en Section 3.2, ont également été fixées à l'issue de ces premiers essais.

Pour séparer le sable du tout-venant présent sur le sol autour de la dalle, un géotextile de séparation fut tout d'abord placé en surface et autour de la dalle, comme le montre la photo en Figure 3.10. Ce géotextile permettait de préserver la granulométrie de la couche protectrice malgré le remaniement, réalisé à l'aide du godet d'un tractopelle, pour la construction, avec le même matériau, du remblai pour les essais suivant.

Ensuite, pour constituer chaque sous-couche du remblai, une quantité excédentaire de sable était apportée au tractopelle (voir photo en Figure 3.11 pour la première sous-couche). Le sable était grossièrement nivelé au godet, puis finement arasé au râteau à la côte correspondant à l'épaisseur avant compactage souhaitée. Des mires reliées par une cordelette étaient utilisées pour repérer la cote attendue du sommet de la sous-couche (Figure 3.12).

Enfin, chaque sous-couche était compactée avec une plaque vibrante MVCF60 selon la procédure prévue pour l'essai. Le compactage était effectué à la vitesse maximale de la plaque, de l'ordre de 25 m/min, en alternant parcours en spirale convergente puis divergente (Figure 3.13).

Après mise en œuvre compactée et contrôlée de chaque sous-couche, le remblai était arasé pour avoir une surface plane et sa hauteur était contrôlée avec un niveau de chantier et corrigée le cas échéant.



Figure 3.10 : Installation du géotextile de séparation à la surface des dalles et du site



Figure 3.11 : Apport au tractopelle d'une quantité de sable correspondant à une sous-couche



Figure 3.12 : Arasage à la cote correspondant à l'épaisseur de sous-couche avant compactage.



Figure 3.13 : Compactage de chaque sous-couche de sable selon le protocole choisi

En fin de construction de la couche de sable protectrice à impacter, une mesure de la densité en place était réalisée par essai dit « à la bâche. » Cette mesure de densité en place était effectuée à mi-distance entre le centre du remblai et la crête de talus, pour ne pas remanier le sable au droit de l'impact et éviter l'influence du talus sur le compactage. Cet essai est considéré représentatif de la densité en place moyenne du sable sur la surface et l'épaisseur du remblai. Une quantité de sable de l'ordre de 10 litres était prélevée et pesée. Une bâche étanche épousant le trou d'excavation était mise en place et remplie à ras bord. Le poids de sable retiré et la quantité d'eau versée permettent de déterminer le poids volumique du sol en place. Après essai, l'excavation était rebouchée à la pelle.

De même, une mesure de teneur en eau du sable à la mise en œuvre était systématiquement réalisée au sommet de chaque remblai de protection à tester. Une quantité de sable était prélevée, pesée, puis séchée par brûlage à l'alcool jusqu'à stabilisation du poids. La différence de poids, divisée par le poids de sol sec, correspond à la teneur en eau.

Enfin, pour contrôler l'homogénéité du compactage sur l'épaisseur totale du remblai de protection (donc de la densité), deux essais au pénétromètre dynamique PANDA étaient réalisés, le premier au centre du remblai, le second à mi-distance de la crête de talus. Ces essais furent réalisés à l'aide de pointes fixes de section 2 cm². La photo en Figure 3.14 montre la réalisation d'un sondage.

A titre d'illustration, le graphe en Figure 3.15 représente la résistance de pointe au pénétromètre dynamique PANDA en fonction de la profondeur depuis le sommet de la couche de sable pour l'essai préliminaire B (trois sous-couches, chacune initialement épaisse de 40 cm et compactée par deux passes de plaque vibrante). Ces résultats mettent en évidence les différentes sous-couches, mais confirment une certaine homogénéité de compactage sur la hauteur du remblai.

Les résistances de pointe moyenne des remblais d'essais préliminaires A, B et C étaient respectivement de 0.8 MPa, 1.1 MPa et 1.2 MPa. Même pour un sable lâche, tel que recherché dans cette étude expérimentale, ces valeurs de résistance de pointe sont considérées assez faibles. Pour la campagne principale, un compactage un peu plus important sera donc appliqué.

Enfin, il est important de souligner que les mesures de résistance à l'enfoncement par pénétromètre dynamique PANDA dépendent de l'opérateur, donc ne permettent pas, après étalonnage, de déduire la densité en place. La mesure du poids volumique en place par essai à la bâche et la mesure de teneur en eau seront donc systématiques pour l'ensemble des essais. Le sondage au pénétromètre PANDA permettra de contrôler l'homogénéité de cette densité.



Figure 3.14 : Contrôle de l'homogénéité du compactage au pénétromètre PANDA

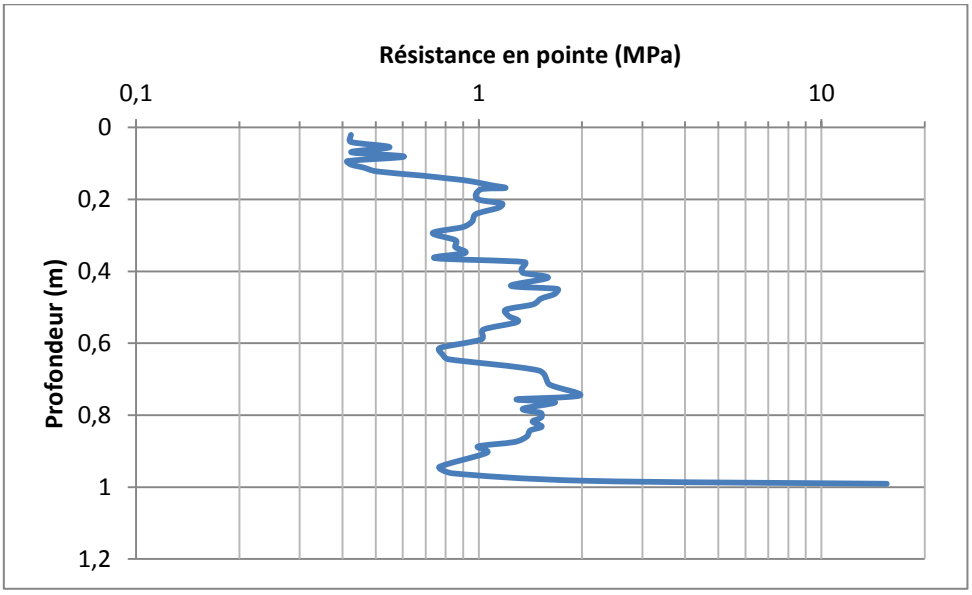


Figure 3.15 : Résistance de pointe au pénétromètre dynamique PANDA pour le remblai B.

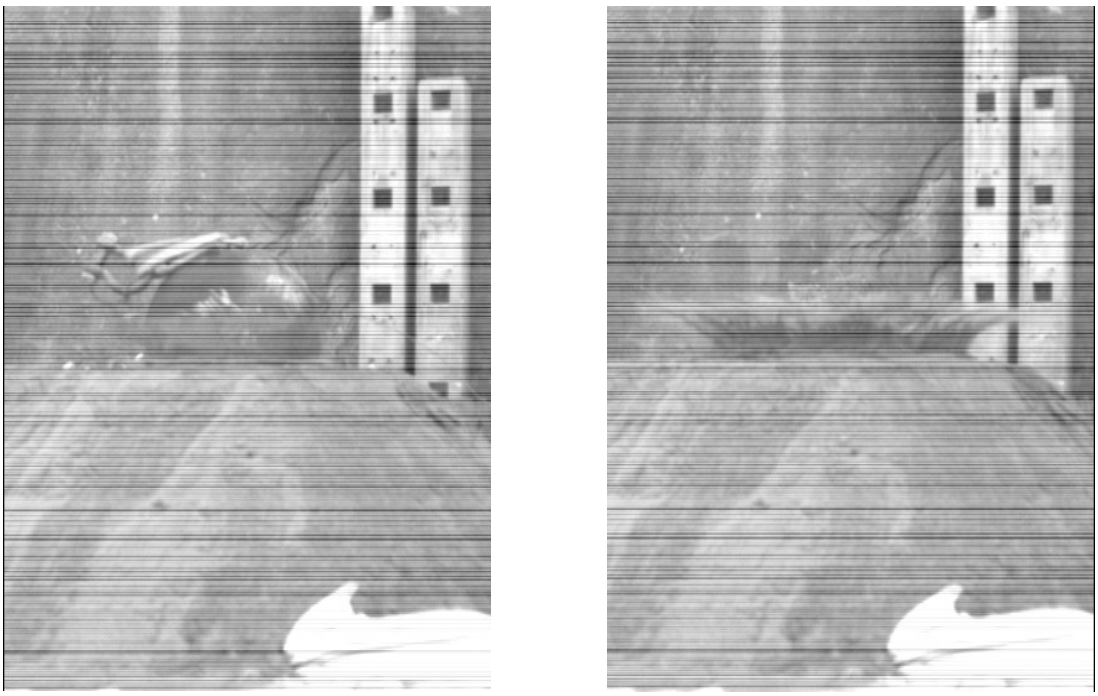
Les différents moyens d'observation et capteurs de mesures furent testés à l'occasion de ces essais préliminaires. Un seul capteur de pression fut employé à ce stade, placé au centre de la dalle d'essai, repéré par l'intersection de deux cordeaux tendus entre quatre points fixes autour de la dalle et en dehors de l'emprise du futur remblai. L'impacteur fut équipé d'un accéléromètre triaxial et les caméras rapides furent également testées en conditions réelles d'essai.

Pour chaque essai, comme le montre la Figure 3.16, l'impacteur était tout d'abord positionné à la verticale du point d'impact visé, repéré comme mentionné précédemment par l'intersection des deux cordeaux. En effet, l'ensemble de l'instrumentation au sommet de la dalle et dans le remblai était implantée par rapport à ce point. L'impacteur était ensuite lentement levé à l'altitude souhaitée au-dessus du sommet du remblai et suspendu jusqu'à l'arrêt des oscillations pendulaires.



Figure 3.16 : Positionnement de l'impacteur au droit du point d'impact visé

Les essais furent filmés par caméras rapides pour observer le déplacement de l'impacteur pendant l'impact, par mesure des distances par traitement d'image. La Figure 3.17 montre deux images extraites du film pour le remblai B, en début de pénétration de l'impacteur et peu de temps avant la fin de l'impact. Les bandes noires horizontales sur l'enregistrement résultent d'un problème de câble qui fut réglé par la suite. Comme illustré dans cette figure, l'impacteur est masqué très tôt par le sable projeté lors de l'impact. Dans cet essai, après 72 ms, il était impossible d'observer le mouvement de l'impacteur directement par traitement des images enregistrées par caméra rapide. Cette partie du mouvement était alors déduite d'observations indirectes, à partir des enregistrements de l'accéléromètre triaxial placé dans l'impacteur.



(a) Peu après le contact avec le sol

(b) En fin d'impact

Figure 3.17 : Images extraites du film de l'impact sur le remblai B lors des essais préliminaires.

L'impacteur était équipé d'un accéléromètre triaxial, fixé dans une réservation au centre de la sphère. Un capteur de pression était également scellé au ciment à prise rapide au sommet de la dalle en béton armé, sous la couche de sable. La Figure 3.18 montre, pendant l'impact sur le remblai C, en rouge, l'enregistrement de la décélération de l'impacteur et, en bleu, l'enregistrement des mesures de pression sur la dalle au droit du point d'impact.

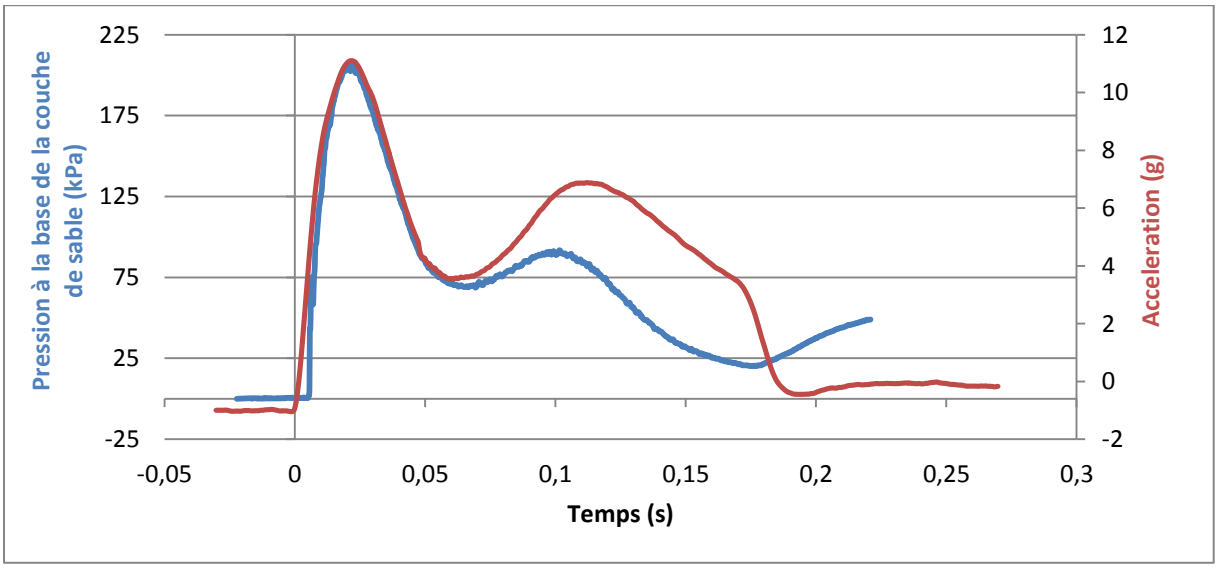


Figure 3.18 : Décélération de l'impacteur et pression sur la dalle au droit de l'impact (essais préliminaires, remblai C, impacteur acier de 2500 kg, hauteur de chute 5 m)

Il est à noter que l'échelle des temps est celle de l'accéléromètre, fixé à 0 pour le début de l'impact. En revanche, la courbe issue du capteur de pression a été translatée pour que instant ou les deux courbes atteignent leurs pics coïncident.

Les mesures en Figure 3.18 montrent que les durées de décélération de l'impacteur et de pression transmise à la structure sont du même ordre, aux alentours de 200 ms. Cette valeur est élevée par rapport aux durées mentionnées dans la littérature, de 60 ms pour un impact sur une grave et 100 ms pour des sables. Cette durée d'impact importante est probablement due au très faible compactage de la couche de sable et à la densité élevée de l'impacteur en acier.

Il peut également être constaté que les deux signaux présentent deux pics, le premier plus intense que le second. Les premiers pics de décélération et de pression sont parfaitement superposables. En revanche, les extrémums ultérieurs présentent des différences. Le second pic de décélération est plus intense que celui de pression (comparativement au premier pic de décélération qui se superpose au pic de pression) et sa phase de descente semble composée de deux droites. La pression sur la dalle remonte légèrement à partir de 175 ms.

La valeur de pic de la décélération de l'impacteur est de l'ordre de 11 g. Le Tableau 3.7 liste les valeurs de décélération données par les différentes expressions trouvées dans la littérature, partant de l'hypothèse d'un module de plaque ME = 3,3 MPa, d'un coefficient de Lamé de 980 MPa et d'un angle de frottement φ= 35°. Il peut être noté que la valeur mesurée est près de deux fois plus faible que celles données par ces auteurs. Cette remarque est cohérente avec l'observation d'une durée d'impact plus importante que les durées évaluées d'après la littérature.

Tableau 3.7. Décélération maximale et profondeur de pénétration attendues d'après les expressions de la littérature

Auteur	Décélération maximale (g)	Enfoncement final (cm)
Goldsmith (1960)	28	24
Poncelet (1974)	12	37
Japan Road Association (1978)	30	-
Habib (1979)	5	54
Yoshida et al. (1988)	24	-
Komatsuzawa (Masuya (1992))	15	-
Sonoda (Masuya (1992))	18	-
Montani (1998)	22	26

Une double intégration du signal de l'accéléromètre embarqué dans l'impacteur permet de calculer une profondeur de pénétration finale de 81 cm. Cette valeur est très proche des 78 cm mesurées après l'essai (moins de 5% d'écart). Cette profondeur de pénétration est supérieure à celles calculées selon les formules de la littérature, indiquées également dans le Tableau 3.7. Comme pour la durée d'impact ou pour le pic de décélération, cette différence est probablement liée à la faible densité du sable dans ces essais préliminaires et à la densité élevée de l'impacteur en acier.

Après essai, le câble de levage était de nouveau accroché à l'impacteur et mis en tension à l'aide de la grue de largage. Le sable était ensuite progressivement excavé selon un plan vertical, en avançant depuis le pied de remblai jusqu'à l'axe de l'impacteur. L'excavation était commencée au tractopelle, puis achevée manuellement à la pelle et à la truelle, comme le montre la photo en Figure 3.19. Enfin, la photo en Figure 3.20 représente le déplacement du sable après impact dans un plan vertical passant par le centre de l'impacteur. Dans cette image, le contraste a été augmenté pour faciliter la visualisation des fines couches de sable coloré intercalées à la construction du remblai.



Figure 3.19 : Excavation manuelle du sable dans un plan vertical – Essais préliminaires, remblai B

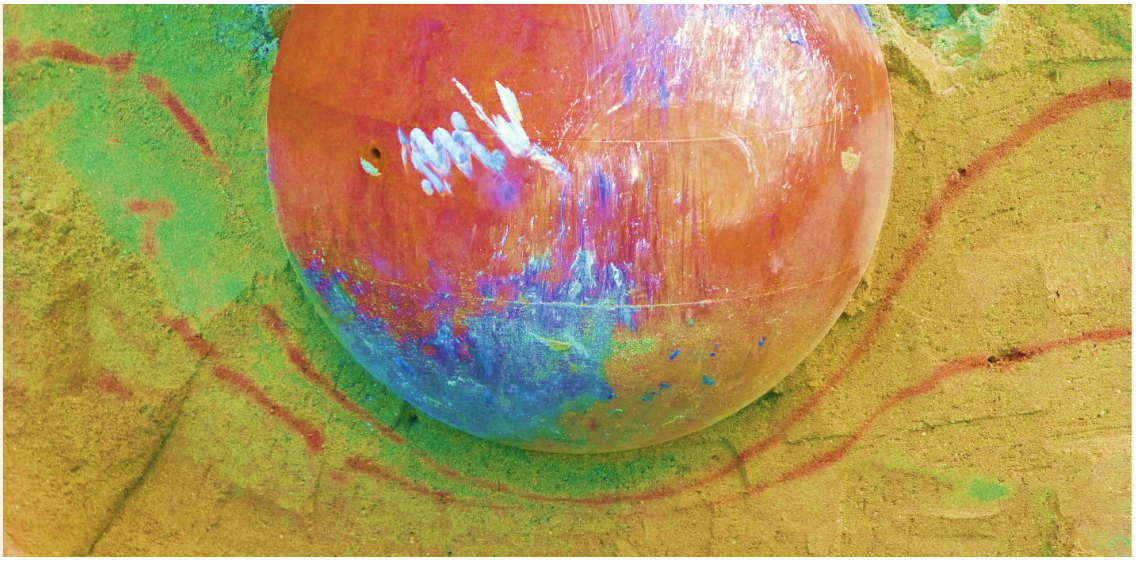


Figure 3.20 : Déplacements après impact dans la couche de sable – Essais préliminaires, remblai B

En conclusion, cette campagne d'essais préliminaires a tout d'abord permis de choisir la méthode de mise en œuvre compactée et contrôlée du sable. Les contrôles au pénétromètre dynamique PANDA montrent que la plaque vibrante de type PQ1 (pression statique au sol inférieure à 6 kPa) permet d'obtenir un compactage relativement homogène de sous-couches épaisses de l'ordre de 40 cm. Par contre, étant donné les pénétrations importantes observées, certes pour un impacteur en acier, de densité plus élevée que la roche, il est apparu préférable de compacter davantage le sable.

Les remblais de la campagne principale d'essais seront donc construits par sous-couches épaisses de 40 cm, comme pour le remblai B, mais compactées par trois passes de plaque vibrante de type PQ1 au lieu de deux. Cette méthode de mise en œuvre permet aussi de se rapprocher des énergies de compactage appliquées sur chantiers.

Par ailleurs, des essais au pénétromètre PANDA ont permis de constater que les remblais après essai étaient très déstructurés après impact. Pour limiter l'influence de la proximité des talus du remblai d'essai, les dimensions en plan du sommet des couches de sable à impacter furent portées au minimum à 4 m x 7 m pour tous les essais.

De même, pour se rapprocher des énergies d'impact plus importantes rencontrées en pratique, sans traverser totalement la couche de sable et venir percuter la structure, les épaisseurs de remblais considérées dans l'étude paramétrique expérimentale furent augmentées jusqu'à 2 m. Une telle épaisseur de sol de couverture est en pratique réaliste pour protéger une galerie ou une tête de tunnel d'un impact direct de la structure par un bloc rocheux.

Enfin, la réponse dynamique du capteur de pression fut validée en vraie grandeur, ainsi que la gamme d'étalonnage de l'accéléromètre choisie pour équiper l'impacteur. L'emploi de fines couches de sable coloré s'est avéré adapté à la mise en évidence des déplacements à l'intérieur de la couche de sable.

3.6 Mise en œuvre de la campagne d'essais

Pour rappel, les objectifs et le contenu de l'étude paramétrique expérimentale ont été définis en début de Chapitre 3, Section 3.2. Les trois sections suivantes ont alors successivement présenté les conditions générales d'essai (dispositif d'essai, propriétés du sol de la couche protectrice et caractéristiques des impacteurs), les capteurs et dispositifs d'observation retenus et la réalisation des essais préliminaires de mise au point du protocole d'essais. Cette section présente la réalisation de la campagne principale d'essais. Le dépouillement des mesures d'un essai d'impact est présenté en section suivante, illustrant les premiers constats effectués, l'analyse et l'interprétation de l'ensemble des essais de l'étude paramétrique expérimentale faisant l'objet du Chapitre 4.

Le protocole expérimental appliqué pour la campagne d'essais résulte de l'expérience et des observations effectuées lors des essais préliminaires présentés précédemment en Section 3.5. La photo en Figure 3.21, prise juste avant largage de l'impacteur, illustre la configuration du premier essai. Pour chaque essai, le remblai de protection était construit par mise en œuvre compactée et contrôlée du sable. L'emprise au sol du remblai était au minimum de 5 m x 8 m, de manière à obtenir une plate-forme en sommet de remblai de dimensions supérieures à 4 m x 7 m pour tenter de s'affranchir au maximum des effets de bord.



Figure 3.21. Réalisation de l'essai numéro 1 – Photo au démarrage de l'essai
(épaisseur de sable 1 m, diamètre d'impacteur 0.42 m, hauteur de chute 5 m)

Le sable était amené au tractopelle, déversé et nivelé au râteau par sous-couches épaisses de 40 cm. Chaque sous-couche était compactée par trois passes de plaque vibrante de type PQ1 à vitesse maximale. Enfin, lorsque l'épaisseur de la couche de sable protectrice était suffisante, le

remblai était arasé à la côte souhaitée pour l'essai. L'épaisseur de couche protectrice (D) était égale à 1, 1.5 ou 2 m, comme mentionné dans le Tableau 3.3 décrivant le programme d'essai.

La maîtrise de la procédure d'essai était assurée en complétant systématiquement une Fiche d'Essai dont le modèle est donné en Figure 3.22. Le nom de l'essai indiqué au sommet de la fiche caractérise l'épaisseur de la couche de sable protecteur, le diamètre équivalent de l'impacteur, la hauteur de chute et les modalités de compactage (C2, trois passes de plaque vibrante PQ1, pour l'ensemble des essais de la campagne principale).

Le haut de la fiche contient la date d'essai, les caractéristiques de l'impacteur et sa hauteur de chute et l'épaisseur et conditions de mise en œuvre de la couche protectrice. Deux schémas rappellent ensuite le plan d'instrumentation de l'essai. Les différents plans d'instrumentation employés sont détaillés dans la suite de cette section.

En fin de construction du remblai, deux essais au pénétromètre PANDA, une mesure de la densité totale en place, par essai à la bâche, et une mesure de teneur en eau à la mise en œuvre étaient systématiquement réalisés. La réalisation de ces essais est consignée dans la fiche. Enfin, après l'essai, la cote et les distances horizontales entre le sommet de l'impacteur et trois points fixes autour du remblai étaient mesurées pour déterminer précisément, par triangulation, la position finale exacte de l'impacteur, au droit du point d'impact.

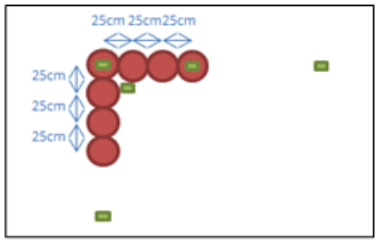
Pour les essais avec les blocs impacteurs 3 et 4 (Tableau 3.5), de diamètres équivalents et masses les plus élevés (B3 : diamètre équivalent 1.58 m et masse 4796 kg ; B4 : 1.79 m et 7399 kg), le remblai fut entièrement démonté et reconstruit après essai. Par contre, pour les blocs impacteurs moins importants (B1 ou B2), le remblai ne fut remanié et recompacté que localement. La zone remaniée était une tranchée large d'environ deux fois le diamètre de l'impacteur de part et d'autre du cratère d'impact, dans la direction de la largeur du remblai. Le remblai était alors démonté sur toute sa hauteur, à l'exception d'une couche épaisse de 20 cm à sa base, pour préserver l'instrumentation installée en surface de la dalle d'essai.

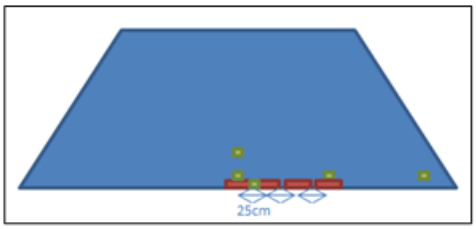
Essai D1B1H3C2

Date de l'essai

Masse	117 kg
Diamètre	42 cm
Hauteur de chute	10

Nombre de couche	3
Nombre de passe	3
Epaisseur du remblai	1 m
Couches colorées	☐





Altitude haut impacteur	

Position du point haut de l'impacteur	
Distance pt 1	
Distance pt 2	
Distance pt 3	

Essai au Panda	
Point au centre	☐
Point bord long	☐

Teneur en eau	
Masse humide	Masse sèche

Essai à la bache	
Masse de sable	
Volume d'eau	

Second impact	
Découpe du remblais	☐
Photo	☐

Commentaires

Figure 3.22 : Fiche d'Essai pour maîtrise du protocole et synthèse des conditions

Un plan schématique d'instrumentation est représenté en Figure 3.23. Pour chaque essai d'impact, outre l'observation des déplacements de l'impacteur par deux caméras rapides et des déplacements finaux dans la couche de sable par fine couche de sable coloré, le plan d'instrumentation comportait sept capteurs de pression (en rouge dans la figure) et six accéléromètres uni-axiaux (en vert). Par ailleurs, trois accéléromètres uni-axiaux étaient de plus fixés à l'impacteur, comme décrit en Section 3.4.1.

Les sept capteurs de pression étaient scellés à la dalle au ciment à prise rapide selon deux schémas différents, représentés dans une vue en plan en Figure 3.24 (a) et (b). Le plan d'instrumentation en Figure 3.23 correspond au schéma (a) d'implantation des capteurs de pression. Les sept capteurs de pression furent disposés depuis le centre de la dalle selon deux directions perpendiculaires, dans un objectif de redondance des mesures, les conditions d'essais étant a priori axisymétriques.

L'utilisation de deux schémas différents pour positionner les capteurs de pression vise à tenir compte d'une possible diffusion des efforts à l'intérieur de la couche de sable. Pour les essais numéro 1 à 14 (Tableau 3.3), correspondant à la plus faible épaisseur de sable, les capteurs de pression étaient installés selon le schéma (a). Leurs parties fixes, scellées à la surface de la dalle, accolées les unes aux autres, pour assurer une densité de de mesures maximale dans la zone escomptée de diffusion des efforts à la base de la couche protectrice. Les parties mobiles des capteurs, de moindre diamètres que les parties fixes, n'étaient donc pas en contact. Pour les essais suivants (de 15 à 43), correspondant aux épaisseurs de sable plus élevées, le schéma (b) fut employé pour couvrir une zone escomptée de diffusion plus grande.

L'accéléromètre uni-axial numéro 1 dans la Figure 3.24, axe de mesure vertical, était scellé à la dalle à proximité de son centre, situé au droit du point d'impact visé. Les accéléromètres uni-axiaux 2 à 6 étaient installés à la construction au sein de la couche de sable, l'axe de mesure en direction verticale : quatre dans le même plan à 5 cm de la dalle (numéros 2 à 5) et un au droit de l'impact, à 20 cm de la dalle (numéro 6). Les accéléromètres installés dans le sable étaient fixés à des grilles en PVC de surface 15 cm x 15 cm, comme illustré en Figure 3.4, pour s'assurer d'un suivi des mouvements du sable, sans pour autant perturber de manière significative ses mouvements.

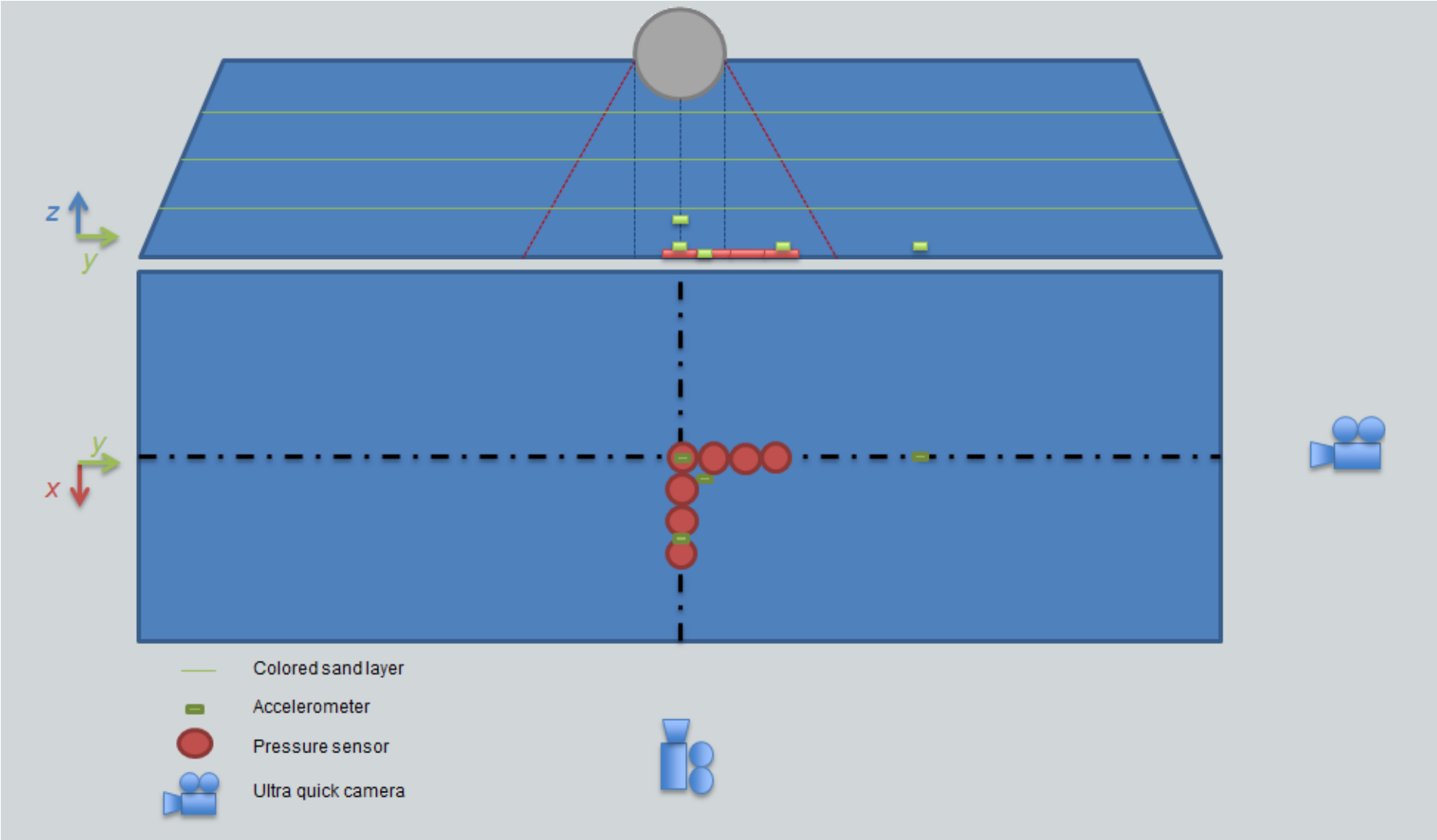


Figure 3.23. Plan schématique d'instrumentation des essais d'impact

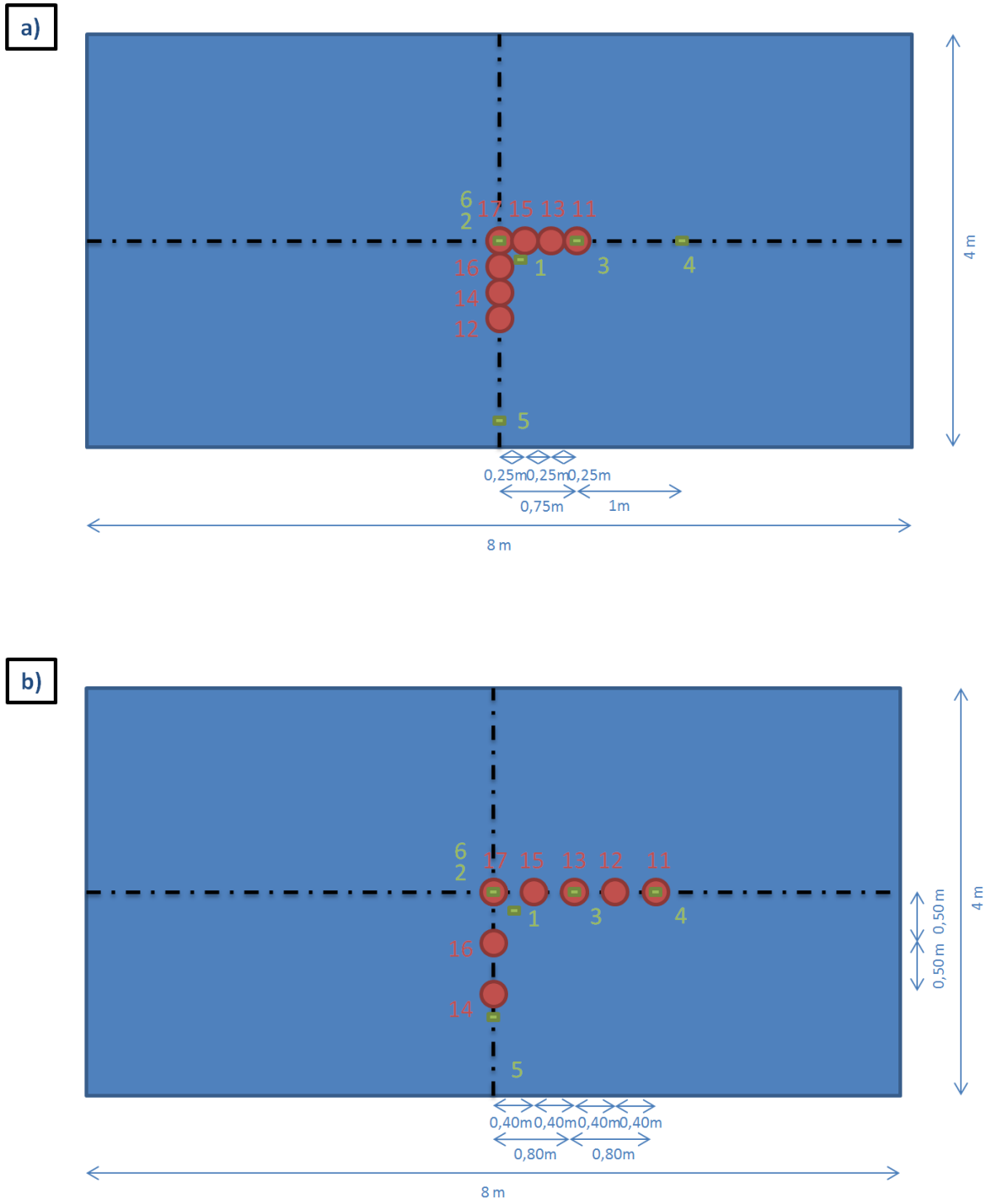


Figure 3.24. Localisation et numérotation des capteurs de pression et des accéléromètres (en (a) pour les essais 1 à 14, en (b) essais 15 à 43)

3.7 Dépouillement des mesures

La campagne d'essais vise à observer plusieurs grandeurs physiques sur lesquelles porteront les interprétations constituant l'objet de ce travail de recherche. Ces grandeurs sont soit directement mesurées pendant les essais, comme l'enfoncement final, soit déduites d'autres grandeurs mesurées expérimentalement auxquelles elles sont liées, comme la force d'impact. Cette section présente la démarche de dépouillement, pour chaque essai, de l'ensemble des mesures recueillies, dans l'objectif de représenter et d'analyser les observations relatives aux grandeurs suivantes :

- Mouvement et pénétration finale du bloc
- Force d'impact
- Durée d'impact
- Propagation des efforts dans le sable
- Pressions à l'interface remblai-dalle induites par l'impact

Les mesures de pression et d'accélération, dans l'impacteur et au sol, étaient synchronisées, enregistrées à une fréquence d'acquisition de 10 kHz (une mesure toutes les 0.1 ms). En termes de localisation spatiale, le problème étant axisymétrique, les mesures ont été analysées en termes de distance radiale entre la verticale passant par le point d'impact et le capteur.

Toutefois, du fait d'oscillations possibles du dispositif de largage, cette distance devait être calculée après essai, par localisation précise du point d'impact effectif, et non du point d'impact visé. Les coordonnées du point d'impact effectif pouvaient être déterminées à partir des enregistrements vidéo ou, de manière plus fiable, par repérage après essai du sommet de l'impacteur par rapport à des points fixes placés sur la falaise de la station de Montagnole.

La Figure 3.25 représente la méthode employée pour repérer précisément le point d'impact de chaque essai. Deux spits, A et B, placés sur une horizontale, furent scellés à la falaise calcaire à proximité de la dalle d'essai. Un repère géométrique fut défini à partir de ces points. L'origine du repère est situé sur la verticale passant par le point A, à l'altitude de la dalle d'essai. L'axe y'y est horizontal, parallèle à AB, et x'x horizontal et perpendiculaire à AB. Après essai, les distances du sommet de l'impacteur aux points A et B étaient relevées. L'altitude du sommet de l'impacteur après essai (z) est égale à l'épaisseur du remblai moins l'enfoncement final plus le diamètre de l'impacteur. Les coordonnées (x,y) du point d'impact sont alors déterminées, par triangulation, en résolvant le système d'équations suivant :

$$\begin{cases} x^2 + y^2 + (z - 179)^2 = D_{AC}^2 \\ x^2 + (382 - y)^2 + (z - 179)^2 = D_{BC}^2 \end{cases} \quad 3.1$$

Où 179 est l'altitude en cm par rapport à la dalle des deux points A et B fixés à la falaise et 382 la distance en cm entre ces points. Pour x > 0, ce système admet un couple solution unique.

Pour chacune des grandeurs listées précédemment, la suite de cette section définit les caractéristiques déduites des mesures, directement ou indirectement, et illustre leur détermination au travers du dépouillement d'un des 43 essais, l'essai 22, D2B2H3C2 : épaisseur de sable 1.5 m, diamètre d'impacteur 0.73 m et hauteur de chute 10 m. Etant donné le nombre d'essais à dépouiller, une routine Matlab a été écrite pour traiter la quantité considérable de données obtenues à chaque essai et, si besoin, représenter les résultats sous forme de graphes.

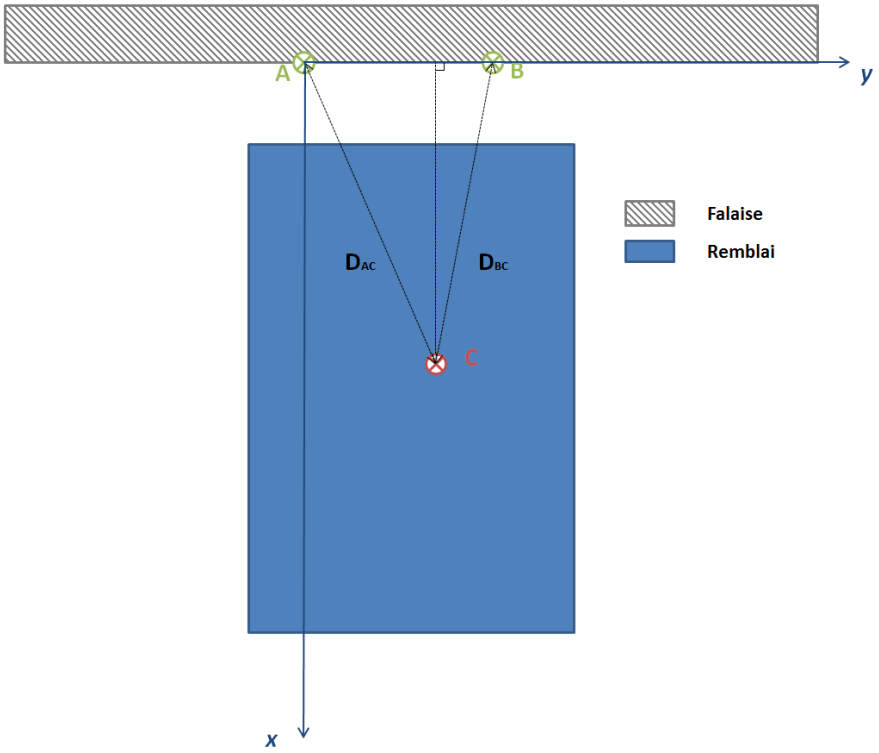


Figure 3.25 : Vue de dessus du système de repérage d'un point au sommet du remblai

3.7.1 Mouvement et pénétration finale du bloc impacteur

L'analyse trajectographique de la chute du bloc et de son impact a été réalisée à partir des enregistrements vidéo des caméras rapides avec le logiciel Trackimage. L'analyse d'image donne avec une précision millimétrique la position de l'impacteur toutes les millisecondes. Ces déplacements ont ensuite été dérivés une première fois, pour déterminer la vitesse du bloc et, une seconde fois, pour obtenir sa décélération. La validité de cette méthode a été confirmée par une accélération calculée constante avant impact, égale à la pesanteur terrestre ($9.8\ \mathrm{m/s^2}$), et par l'obtention d'une vitesse calculée nulle à la fin de l'impact.

La trajectoire peut également être observée à partir des accéléromètres embarqués sur l'impacteur. La décélération de l'impacteur fut également calculée comme étant la norme du vecteur dont les composantes correspondent aux mesures dans les directions du trièdre d'accéléromètres fixé à l'impacteur. Les données d'accélération du bloc ont été intégrées une première fois, pour obtenir une autre évaluation de la vitesse du bloc et, une seconde fois, pour obtenir une autre évaluation de son déplacement.

L'analyse trajectographique basée sur les accéléromètres suppose que la chute libre est verticale et néglige la rotation du bloc. Or, il s'est avéré que l'ouverture du crochet de largage pouvait induire une faible déviation initiale de la trajectoire. La rotation du bloc affecte aussi les mesures puisque les accéléromètres ne sont pas fixés au centre de rotation du bloc mais en surface.

Pour autant, les différences entre les deux méthodes sont très faibles. L'analyse d'images a montré que le décalage latéral de la trajectoire sur la hauteur de chute était au plus de quelques pixels, correspondant à un angle d'impact de l'ordre de 1°. Les enregistrements vidéo ne permettent pas d'observer la rotation des blocs. Pour autant, l'angle de rotation final du bloc par rapport à sa position avant largage, observé après immobilisation du bloc dans la couche de sable, était au maximum de 35° sur l'ensemble des essais. Il s'agissait d'une chute libre de 20 m de durée de 2.02 s, donc avec une vitesse de rotation moyenne faible, de 0.30 rad/s.

La différence entre l'énergie cinétique de translation correspondant à la vitesse du bloc observée à l'impact (par analyse d'image ou accélérométrie) et l'énergie cinétique de translation correspondant la vitesse d'impact théorique pour une chute libre d'une hauteur connue donne une estimation de l'énergie cinétique de rotation du bloc et de l'énergie dissipée par le frottement de l'air. Sur l'ensemble des essais, la différence entre énergie cinétique de translation déduite de la vitesse d'impact observée et énergie cinétique de translation attendue était inférieure à 2 %.

Un double suivi de la trajectoire du bloc, par analyse d'images ou accélérométrie embarquée, s'est avérée pertinente car, lors de certains essais, le soulèvement du sable a gêné le suivi direct des déplacements par caméras rapides. Dans ce cas, l'accélérométrie a permis de compléter l'observation de manière fiable, car comparée aux observations par vidéo juste avant impact.

La pénétration finale du bloc ne peut pas être précisément définie en mesurant l'altitude du sommet du bloc par rapport à la surface du remblai après impact. En effet, l'impact peut produire un important remaniement du remblai au voisinage du bloc. Par conséquent, la pénétration finale du bloc a été déterminée par mesure directe de l'enfoncement par analyse des enregistrements vidéo, entre l'instant où la base de l'impacteur atteint la surface du remblai et l'immobilisation du bloc. Cette valeur a été confrontée à celle obtenue par double intégration de la décélération. La détermination directe de la pénétration finale par analyse d'image est plus simple et précise.

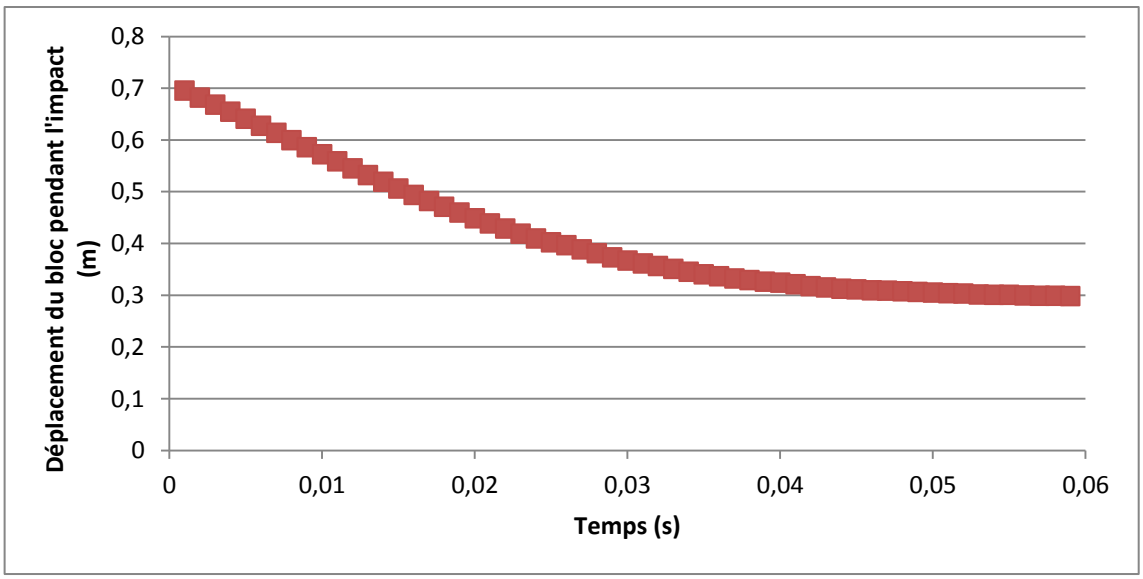
Pour illustration, la Figure 3.26 montre le déplacement, la vitesse et l'accélération pendant l'impact de l'essai 22. En (a), le graphe de couleur rouge représente l'enfoncement du bloc pendant l'impact, déduit de l'analyse d'image, en (b), la vitesse du bloc pendant l'impact (en rouge, par dérivation des déplacements donnés par l'analyse d'image et en bleu, par intégration des mesures accélérométriques) et, en (c), l'accélération par suivi des accéléromètres embarqués.

3.7.2 Force d'impact

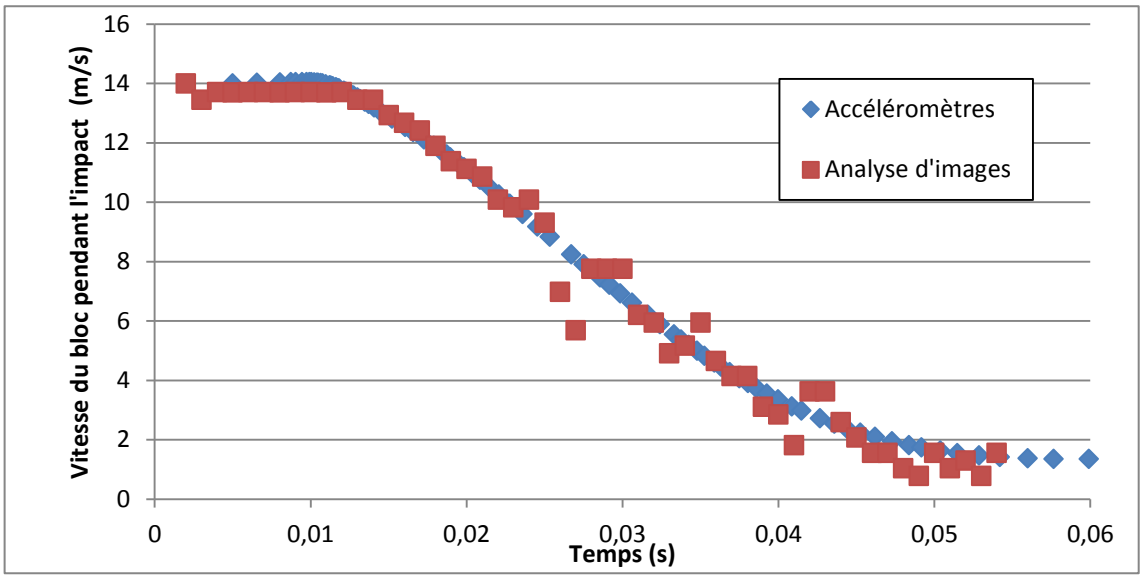
La force d'impact a été définie, comme dans la littérature, par le produit de la masse du bloc par sa décélération, considérée égale à la norme du vecteur défini par les trois composantes mesurées par le trièdre d'accéléromètres fixé à l'impacteur. Les caractéristiques des impacteurs, dont la masse, ont été données dans Tableau 3.5, page 71.

Les mesures directes de décélération du bloc étant synchronisées aux autres mesures accélérométriques, dans le remblai, et avec les mesures de pression à la surface de la dalle, il est possible de relier enfoncement du bloc et force d'impact à la propagation des efforts dans la couche protectrice et à la surface supérieure de la structure.

(a)



(b)



(c)

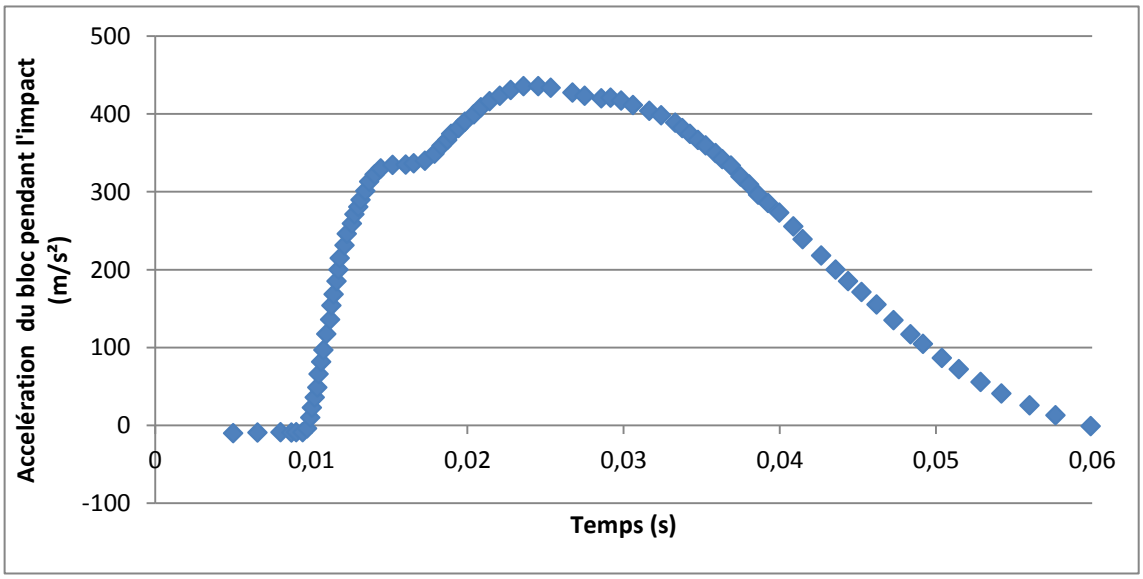


Figure 3.26. Essai 22, D2B2H3C2, mouvement du bloc pendant l'impact

3.7.3 Durée d'impact

Le début d'impact correspond à l'instant où le bloc impacteur touche le sommet du remblai. La détermination la plus fiable et précise de cet instant s'est avérée reposer sur les mesures accélérométriques. Le début d'impact a été conventionnellement défini comme étant l'instant où la valeur de l'accélération mesurée varie de plus de deux fois l'intensité du bruit de mesure autour de la valeur constante de -9.8 $\mathrm{m/s^2}$, correspondant à l'accélération du bloc pendant sa chute libre.

Par contre, la fin d'impact est difficile à définir précisément car l'accélération décroit progressivement vers la valeur de la pesanteur terrestre. En outre, les vibrations de la structure support sont susceptibles d'influer sur la distribution de pression mesurée. Sans pour autant être significatifs en termes d'énergie, ces fluctuations perturbent l'observation de la décroissance vers zéro de la pression induite pour les instants au-delà de la période propre de la dalle.

En conséquence, il est apparu préférable de caractériser la durée d'impact par la largeur du pic de décélération du bloc, définie par la durée entre l'instant où la décélération du bloc atteint 50 % de sa valeur maximale et celui où elle devient de nouveau inférieure à cette même valeur.

La même approche sera employée pour caractériser la durée des pics d'accélération au sein du remblai ou la durée des pics de pressions mesurées par les capteurs à l'interface remblai/dalle.

3.7.4 Propagation dans la couche de sable

L'ensemble des mesures accélérométriques et de pression étaient synchronisées. Par conséquent, les différents instants caractéristiques identifiés à partir de ces mesures peuvent être comparés entre eux.

L'instant auquel un accéléromètre ou un capteur de pression, en différents points dans le sable ou en surface de la dalle, mesure plus de deux fois l'amplitude du bruit de fond du signal autour de la valeur constante au repos (la pesanteur terrestre ou la pression statique des terres) a été défini comme le début en ce point de la sollicitation transmise à l'ouvrage par l'impact.

Etant donné la forme globalement sphérique des impacteurs et l'homogénéité du sable et de sa mise en œuvre, une hypothèse de propagation sphérique dans la couche de sable, en fonction de la distance entre le point d'impact et le capteur, a été employée pour représenter ce résultat lors du dépouillement d'un essai.

Ainsi, lors de l'essai 22 (D2B2H3C2), le graphe en Figure 3.27 représente, pour l'ensemble des capteurs de pression, l'instant d'arrivée de la sollicitation en fonction de la distance entre le point d'impact et le capteur. Il peut être noté que le temps d'arrivée de la sollicitation augmente linéairement avec la distance au point d'impact. Pour l'essai 22, cette vitesse était de 148 m/s, bien inférieure aux vitesses de propagation des ondes sismiques de compression usuellement observées dans les sables, de 300 à 700 m/s pour les sables fins hors nappe, suivant leur densité.

Ce résultat est à pondérer du fait que la pénétration du bloc dans la couche de sable modifie la distance au capteur pendant la sollicitation. Cette « vitesse de propagation » semble davantage correspondre à une sollicitation progressive du massif de sable pendant l'impact, plutôt qu'à la propagation d'une onde de compression dans un milieu élastique.

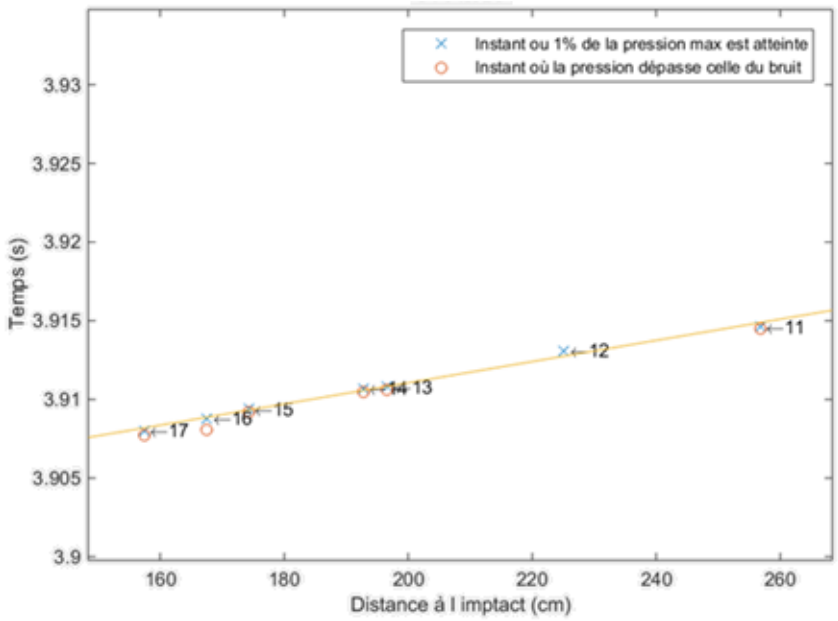


Figure 3.27. Instant d'arrivée de la sollicitation vs distance au point d'impact
(Capteurs de pression, essai 22 – D2B2H3C2)

3.7.5 Pression à l'interface remblai-dalle induite par l'impact

La distribution de pression à l'interface entre le remblai et la dalle a été directement observée en temps réel par sept capteurs de pression, P11 à P17. Pour référence, la localisation de ces capteurs a été donnée précisément en Figure 3.24, (a) pour les essais 1 à 14 et (b) pour les essais 15 à 43, pour mieux répartir les points de mesures suivant la hauteur de la couche de sable. Ils sont positionnés par rapport au centre de la dalle d'essai, au droit du point d'impact visé. La distance horizontale, en surface de la dalle, entre chaque capteur et la verticale passant par le point d'impact effectif est déterminée après essai comme expliqué en début de Section 3.7.

Pour caractériser les efforts induits par l'impact seul, la première étape du dépouillement par la routine Matlab consiste à soustraire des mesures la valeur de la pression mesurée par le capteur avant impact, correspondant au poids du remblai. L'objectif est d'étudier l'influence des paramètres d'essai (D, B et H) sur la distribution spatio-temporelle d'accroissement de pression causé par l'impact. L'accroissement de pression est donc représenté en fonction du temps ou de la distance à la trajectoire d'impact.

La Figure 3.28 représente l'accroissement de pression pendant l'impact au droit des sept capteurs. Le pic de pression le plus élevé correspond au capteur P17, au centre de la dalle d'essai, généralement le plus proche de la trajectoire d'impact. Il s'atténue progressivement pour les capteurs plus éloignés.

Pendant l'augmentation de pression, des oscillations peuvent être notées dans chacune des courbes. Après la redescente depuis le pic, des valeurs négatives sont observées. Elles n'indiquent pas une tension à l'interface mais une décharge du remblai, puisque l'origine correspond à la pression exercée par le remblai au repos. En valeur absolue, ces valeurs négatives sont donc au plus égales au poids des terres. Ces deux phénomènes, oscillations à fréquence élevée dans les mesures de pression et décharge du remblai seront discutées dans la suite.

De manière similaire, la Figure 3.29 représente l'accroissement de pression mesurée par les capteurs à différentes distances de la trajectoire, à deux instants pendant l'impact. Dans ce graphe, l'origine du temps correspond à l'instant du début de l'impact.

A 3,0 ms, le plus proche de la trajectoire d'impact, ici le capteur P17, mesure plus de deux fois l'amplitude du bruit de fond du signal autour de la pression exercée par le remblai au repos. On considère alors que la vague de pression atteint ce capteur.

A 10 ms, l'accroissement de pression présente une amplitude maximale plus élevée qu'à 17 ms, mais une distribution plus resserrée autour de l'axe de la trajectoire d'impact. A 17 ms, la distribution spatiale est plus étalée avec, à distance de l'axe d'impact, des valeurs plus fortes qu'à 10 ms.

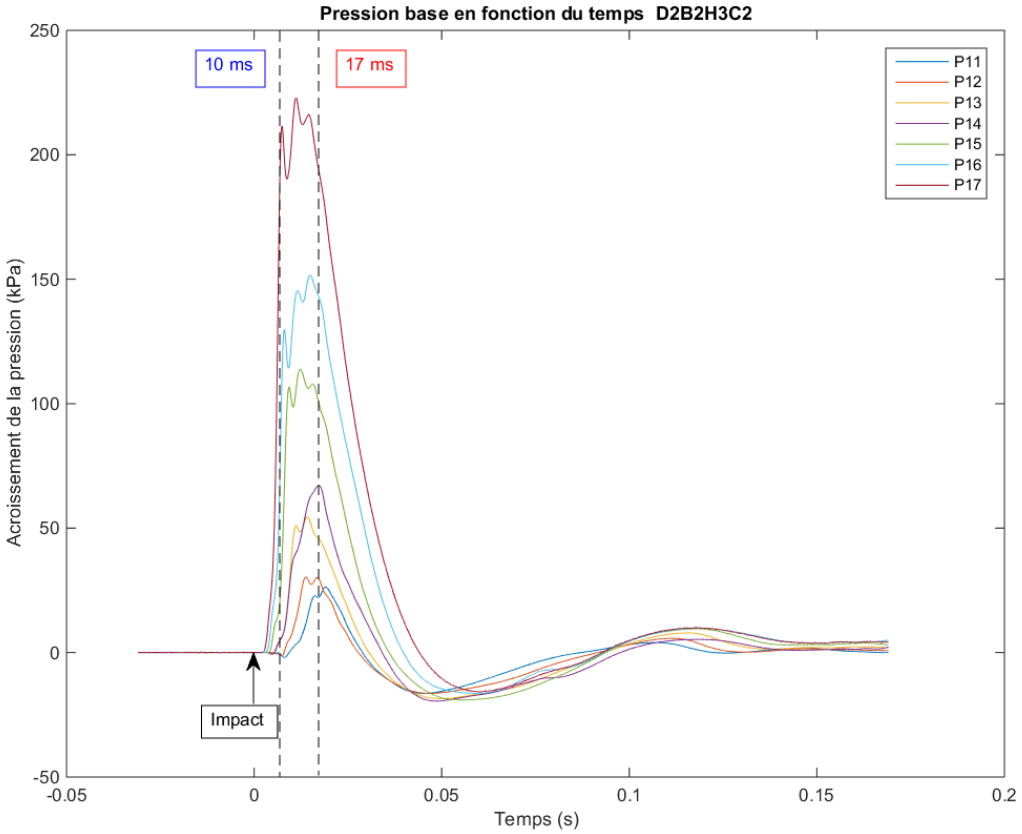


Figure 3.28. Accroissement de la pression à l'interface sol-dalle en fonction du temps au droit des sept capteurs de pression (essai 22, D2B2H3C2)

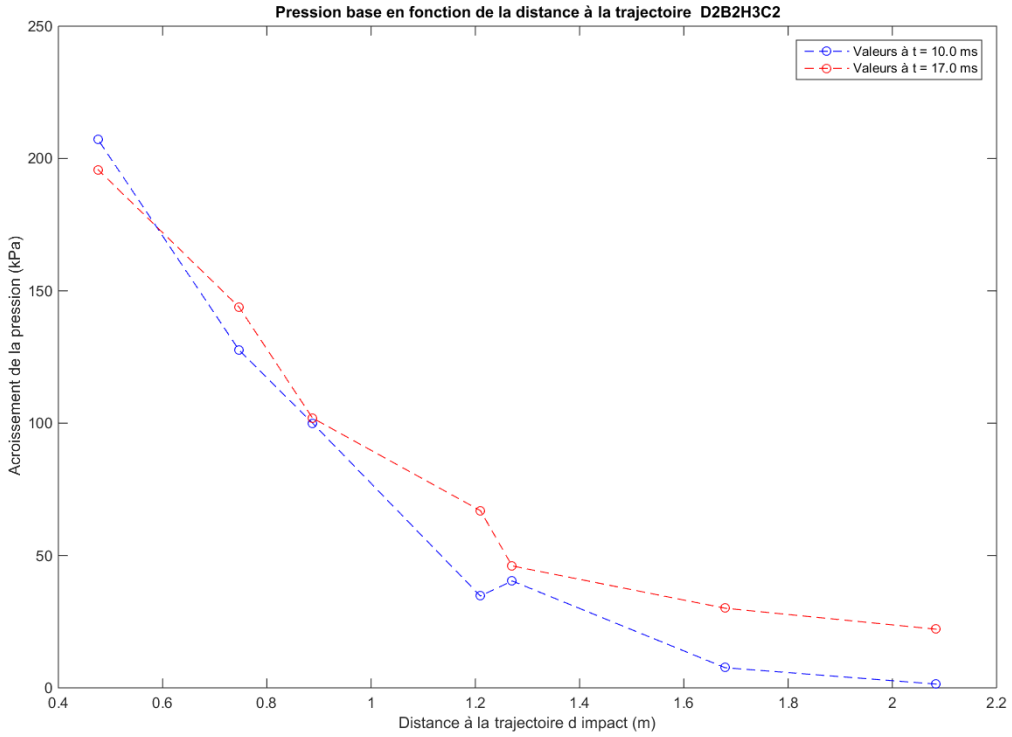


Figure 3.29. Accroissement de la pression à l'interface sol-dalle en fonction de la distance à la trajectoire 10 et 17 ms après l'impact (essai 22, D2B2H3C2)

Des graphes similaires ont été obtenus pour chacun des 43 essais. Comme pour l'essai 22 on a pu observer que l'amplitude du pic de pression décroît avec la distance à la trajectoire d'impact, mais que le pic de pression semble se produire à des instants proches pour tous les capteurs. Pour mieux comparer les instants où se produit le pic de pression dans les différents capteurs, l'accroissement de pression en un point a été normalisé en divisant les mesures par la valeur maximale de pression observée en ce point.

Le graphe en Figure 3.30 représente, pendant l'impact, l'accroissement de pression normalisé (divisé par l'accroissement maximal de pression) au droit des sept capteurs. Ce graphe montre que l'accroissement de pression normalisé augmente approximativement à la même vitesse, indépendamment de la distance à la trajectoire d'impact.

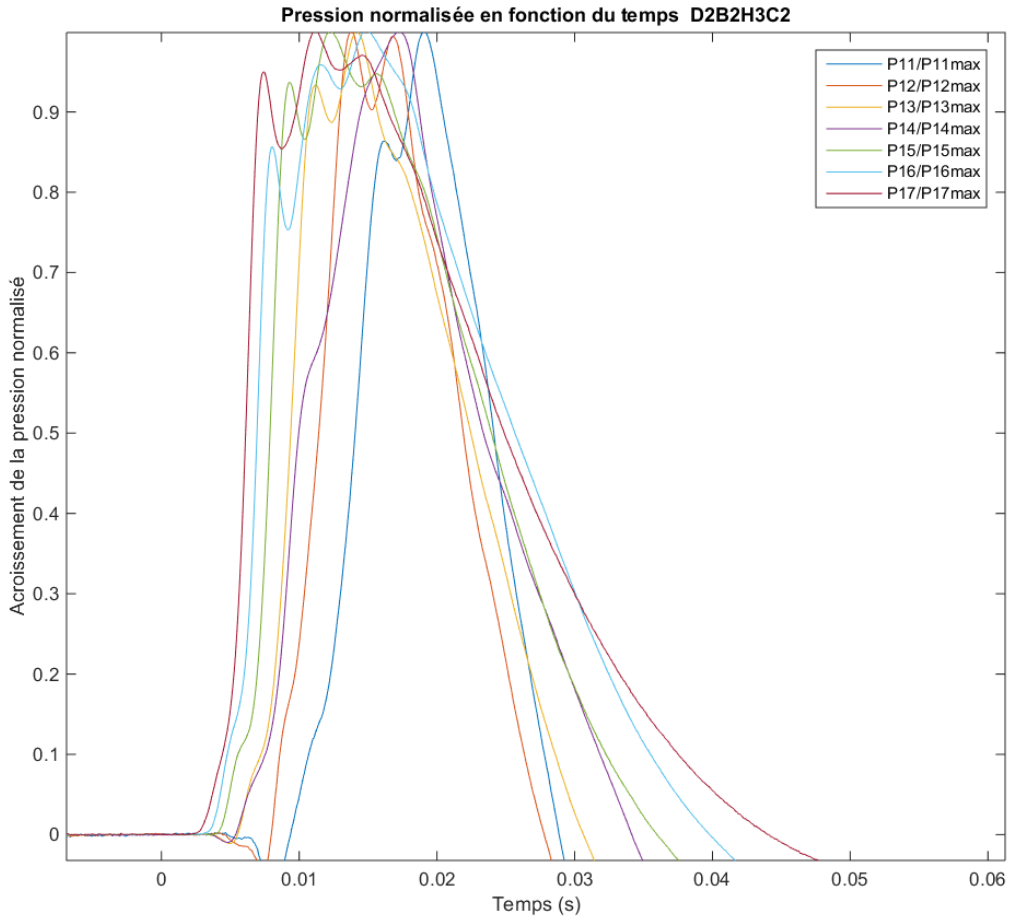


Figure 3.30. Accroissement de pression normalisé en fonction du temps au droit des sept capteurs (essai 22, D2B2H3C2)

Dans la première partie de la sollicitation, avant le pic, les courbes d'accroissement de pression apparaissent décalées entre elles à l'origine. Il avait par ailleurs été observé en Section 3.7.4, sur la propagation des efforts dans la couche de sable, que le temps d'arrivée de la sollicitation aux capteurs augmentait linéairement avec la distance au point d'impact (cf. Figure 3.27). Par conséquent, dans la procédure de dépouillement des mesures de pression, l'étape suivante a consisté à observer l'accroissement de pression normalisé, à partir du moment où la sollicitation arrive au capteur.

La Figure 3.31 représente alors, pour chaque capteur, l'accroissement de pression normalisé en fonction du temps, décalé de la durée d'arrivée de la sollicitation au capteur. Cette figure montre que, dans la première partie de la sollicitation, pendant que la pression augmente, les courbes sont confondues. Par conséquent, il est observé que l'accroissement de pression induit par un impact sur une couche de sable, avant le pic, s'exprime selon l'équation suivante :

Pour $p(r, t)$ croissant, avant le pic de pression,

$$\frac{p(r, t+t_i(r))}{p_{max}(r)} = f(t) \qquad 3.2$$

ou, par changement de variable,

$$p(r, t) = p_{max}(r) \times f(t-t_i(r)) \qquad 3.3$$

Avec :

- $p(r, t)$: Accroissement de pression à une distance r de la trajectoire d'impact et au temps t
- $p_{max}(r)$: Accroissement maximal de pression à la distance r au cours de l'impact
- $t_i(r)$: Temps à l'arrivée de la sollicitation à la distance r de la trajectoire
- $f(t)$: Une fonction du temps, représentant la montée jusqu'au pic de la pression normalisée

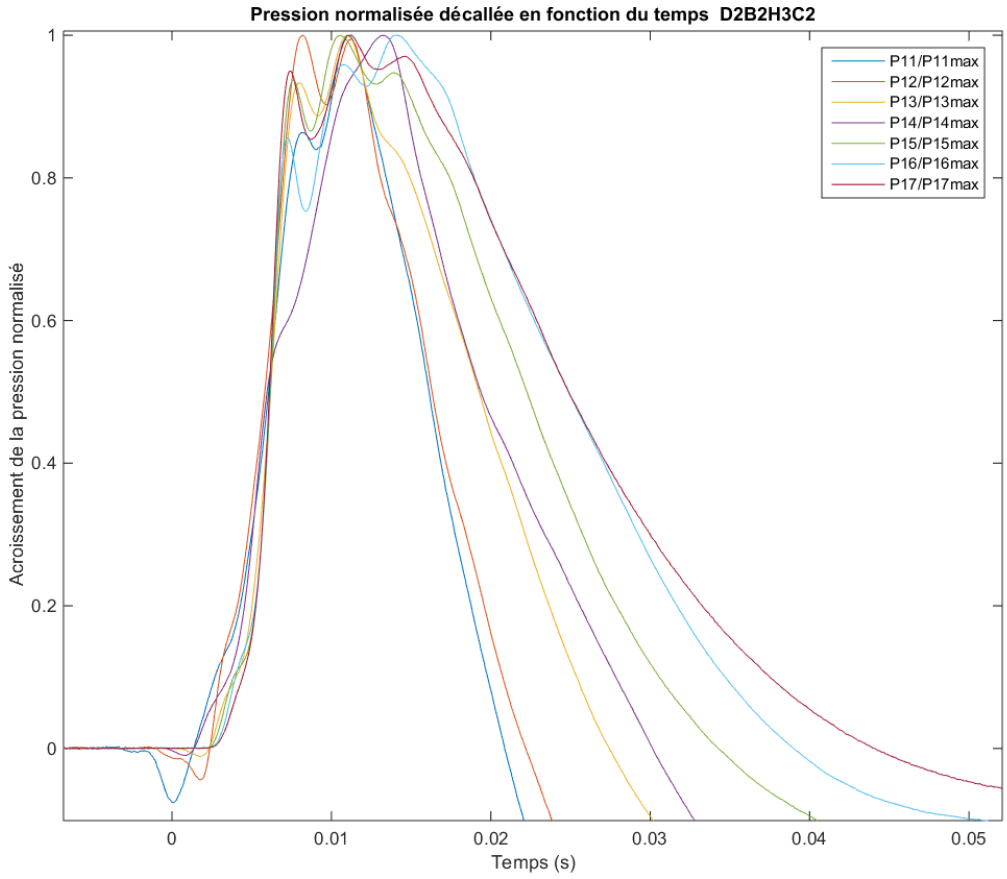


Figure 3.31 : Accroissement de pression normalisée, en fonction du temps, décalé de la durée d'arrivée au capteur de la sollicitation induite par l'impact (essai 22, D2B2H3C2)

Par conséquent, la suite du dépouillement des mesures de pression à l'interface sable-dalle tout d'abord vise à caractériser les trois termes de l'équation 3.3, en vue de leur étude paramétrique : la pression maximale induite par l'impact ($p_{max}(r)$), le temps d'arrivée de la sollicitation ($t_i(r)$) et la forme de l'augmentation de la pression induite normalisée ($f(t)$). Le dépouillement visera ensuite à caractériser la décroissance en fonction du temps de la pression à l'interface induite par l'impact, laquelle sera d'expression similaire.

3.7.5.1 Distribution spatiale de pression maximale pendant l'impact

La Figure 3.32 montre la valeur maximale de pression induite par l'impact, observée lors de l'essai 22 dans les différents capteurs placés à différentes distances entre capteur et trajectoire d'impact (r). Les valeurs représentées dans ce graphe sont les maximales enregistrées par le capteur, auxquelles a été retirée la valeur constante avant essai, égale au poids des terres.

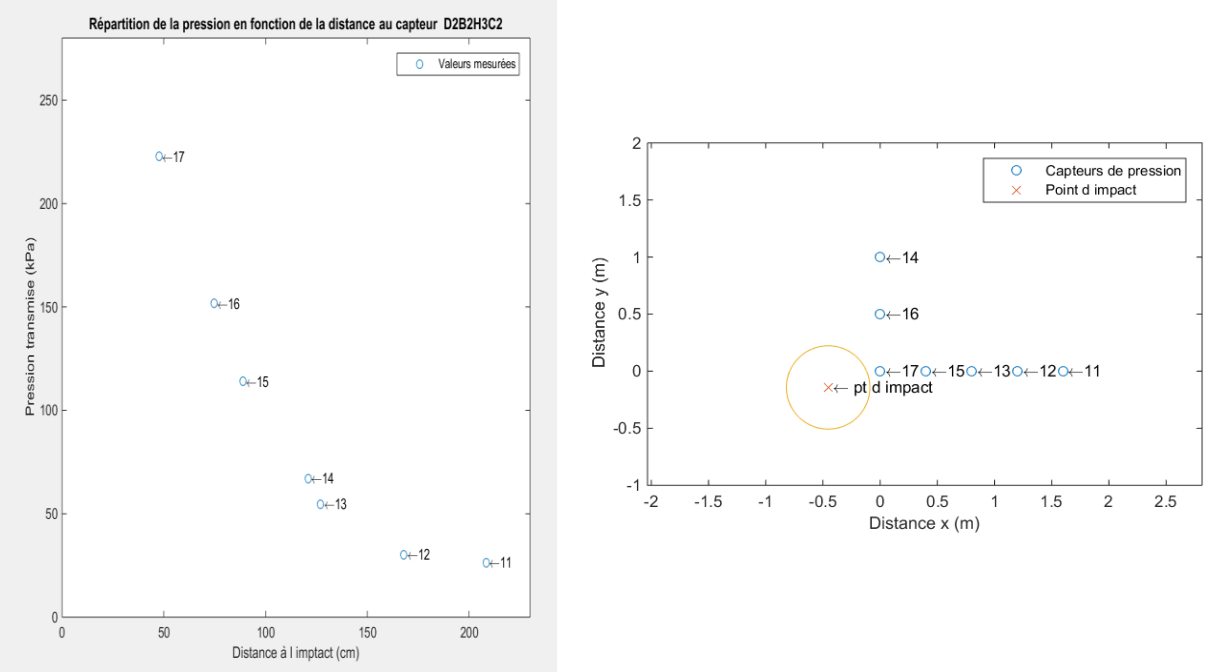


Figure 3.32 : Pression induite maximale en fonction de la distance du capteur à la trajectoire d'impact et croquis du positionnement du point d'impact.
(essai 22, D2B2H3C2)

Il peut être noté que, dans cet essai, l'impacteur n'est pas tombé au droit du capteur 17, au centre de la dalle, correspondant au point d'impact visé. Pour interpréter les résultats, la valeur maximale de pression induite, à l'aplomb du point d'impact, a donc dû être définie par extrapolation des mesures. Cette extrapolation a été réalisée graphiquement pour chacun des 43 essais, sachant qu'au voisinage de la trajectoire d'impact cette distribution axisymétrique s'aplatit et en considérant l'épaisseur de la couche de sable (D) et la dimension de l'impacteur (B).

La distribution spatiale des valeurs maximales de pression induite par l'impact, en Figure 3.32, en forme de « cloche », conduit à considérer deux représentations possibles de cette distribution, par une gaussienne (Equation 3.4) ou par une fonction de Pearson IV (Equation 3.5) :

$$p_{max}(r) = \alpha_1 e^{-\beta_1 r^2} \quad 3.4$$

$$p_{max}(r) = \frac{1}{(\alpha_2 + \beta_2 * r^2)^{\gamma}} \quad 3.5$$

La routine Matlab de dépouillement des mesures détermine donc alors les jeux de paramètres (α_1,β_1) et $(\alpha_2, \beta_2, \gamma)$ qui maximisent par la méthode des moindres carrées le coefficient de corrélation avec les données. La Figure 3.33 montre le résultat de l'interpolation des mesures selon ces deux fonctions. Les coefficients de corrélation sont supérieurs à 0.96 dans les deux cas.

Pour l'étude paramétrique expérimentale au Chapitre 4, la représentation de $p_{max}(r)$ par une distribution Gaussienne a été retenue pour deux raisons. Premièrement, la Gaussienne ne comporte que deux paramètres, dont le premier (α_1) en fait correspond à une grandeur physique directement observable : la pression induite maximale, à l'aplomb de l'impact. Deuxièmement, si l'extrapolation par fonction de Pearson représente mieux la décroissance des pressions induites maximales vers zéro pour les distances à l'axe d'impact les plus grandes, la valeur donnée par l'extrapolation Gaussienne, plus aplatie à l'axe, est plus représentative des valeurs obtenues graphiquement (dans le cadre de ce travail de thèse ou dans la littérature) que la fonction de Pearson qui tend à surestimer cette pression maximale pour coller au mieux aux valeurs plus éloignés du point d'impact.

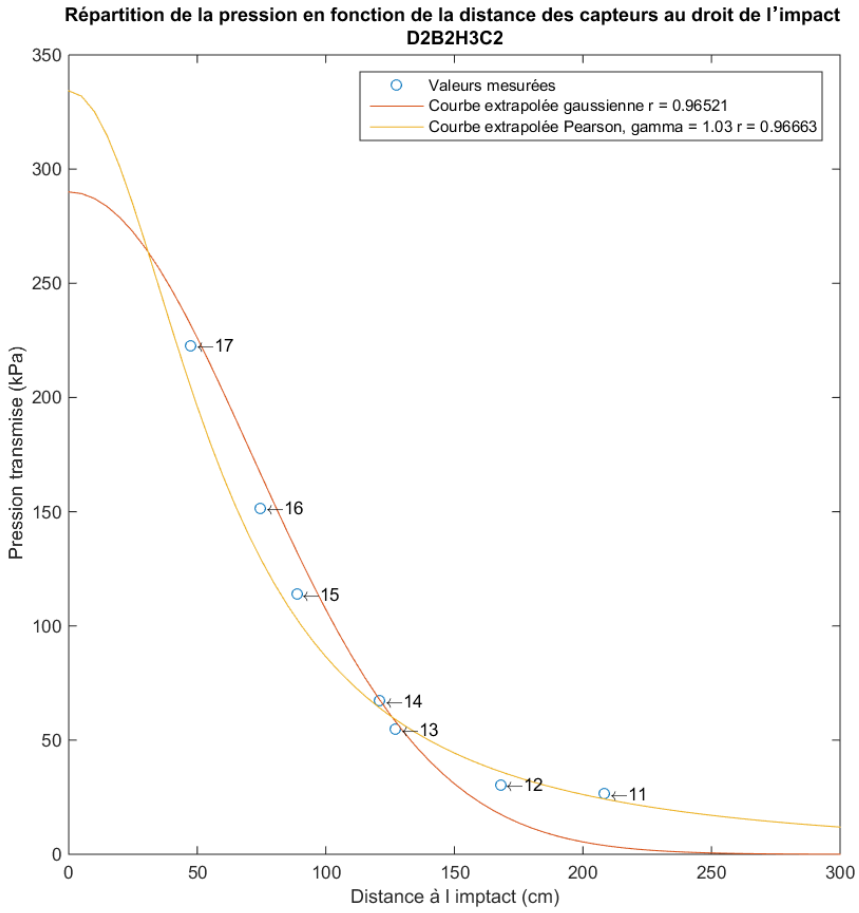


Figure 3.33 : Représentation de la distribution spatiale de pression induite maximale par Gaussienne ou par fonction de Pearson IV (essai 22, D2B2H3C2)

Le premier paramètre de la représentation de $p_{max}(r)$ par une distribution Gaussienne, α_1 dans l'équation 3.4, est donc la pression induite maximale, à l'aplomb de l'impact, déterminée si besoin par extrapolation en r = 0 des valeurs maximales de pressions mesurées par les capteurs à différentes distances de l'impact.

Le second paramètre, β_1 dans l'équation 3.4, caractérise la décroissance de la Gaussienne vers zéro. Identifier la distance à la trajectoire d'impact où la pression induite maximale devient négligeable, i.e. un « rayon d'action » de la sollicitation, n'est pas envisageable. En effet, le critère à employer serait arbitraire et le faible nombre de points de mesure induirait une forte incertitude. Il est donc apparu préférable de caractériser la décroissance de la pression maximale en s'appuyant sur les mesures à proximité de la trajectoire d'impact.

Il est légitime d'imaginer que ce « rayon d'action » est lié au diamètre de l'impacteur. En conséquence, il a été décidé de caractériser la décroissante de la pression induite maximale en fonction de la distance à la trajectoire d'impact, par la valeur de la pression maximale à une distance de B/2 de la trajectoire. Sur la distribution Gaussienne déduite de l'interpolation des mesures, cette pression maximale induite par l'impact à une distance de B/2 vaut :

$$p_{max}\left(\frac{B}{2}\right) = \alpha_1 e^{-\beta_1\left(\frac{B}{2}\right)^2} \quad 3.6$$

Le paramètre α_1 étant la pression induite maximale à l'aplomb de l'impact, l'étalement spatial de la pression induite maximale a été investigué en termes de rapport entre la pression induite maximale à B/2 divisée par la pression induite maximale au droit de l'impact (en r = 0) :

$$\frac{p_{max}\left(\frac{B}{2}\right)}{p_{max}} = e^{-\beta_1\left(\frac{B}{2}\right)^2} \quad 3.7$$

Connaissant la valeur de β_1, résultant de la régression pour l'interpolation par Gaussienne des valeurs de pression maximales observées au droit des différents capteurs, la procédure de dépouillement calcule ce rapport pour chaque essai. L'influence des paramètres d'essai (D, B et H) sur ce ratio (i.e. sur la valeur du coefficient β_1) sera investigué au Chapitre suivant.

3.7.5.2 Evolution temporelle de la pression pendant l'impact

Pour une épaisseur de couche de sable (D), le délai d'arrivée de la sollicitation d'impact en fonction de la distance à la trajectoire ($t_i(r)$) peut être déduit de l'analyse de la propagation de la sollicitation présentée en Section 3.7.4. En effet, une relation linéaire a été trouvée entre le temps d'arrivée de la sollicitation de pression en différents points de la surface supérieure de la dalle et la distance au point d'impact (Figure 3.27). Cette relation linéaire est caractérisée par sa pente, ou « vitesse de propagation » de la sollicitation dans le sable – due à la plastification et l'enfoncement progressif pendant la pénétration. Par conséquent, dans la configuration d'essai, où la trajectoire est verticale et la structure protégée horizontale, le délai d'arrivée de la sollicitation d'impact en fonction de la distance à la trajectoire est caractérisé par l'équation suivante :

$$t_i(r) = t_i(0) + \frac{\sqrt{D^2+r^2} - D}{A_i} \quad 3.8$$

Où :

- A_i est une vitesse, correspondant à la pente de la relation linéaire observée entre la distance à l'impact et l'instant d'arrivée de la sollicitation induite par l'impact (cf. Figure 3.27) et
- $t_i(0)$ est l'ordonnée à l'origine de cette droite, correspondant au l'instant d'arrivée de la sollicitation à la dalle à l'aplomb du point d'impact.

L'ordonnée à l'origine ($t_i(0)$) peut également être déterminée à partir du graphe en Figure 3.27. Toutefois, dans l'hypothèse où la structure est dimensionnée de manière découplée de l'impact du bloc sur la couche de sable, cette valeur est sans influence sur les résultats du calcul de structure. En effet, l'origine du temps pour décrire la distribution spatio-temporelle de pression nécessaire au calcul peut être fixée de manière arbitraire. Dans l'analyse des résultats d'essais, au Chapitre 4, cette valeur sera arbitrairement prise comme origine des temps pour alléger les notations.

L'étape suivante du dépouillement d'essai porte sur la caractérisation de l'accroissement jusqu'au pic de pression induite normalisée, i.e. la fonction f(t) dans les équations 3.2 ou 3.3. En observant la Figure 3.31, qui représente la pression induite normalisée en fonction du temps à partir de l'arrivée de la sollicitation au capteur, il apparaît que, du fait d'oscillations dans les mesures, l'instant correspondant au pic est très difficile à déterminer précisément par routine mathématique.

Ces oscillations dans les mesures de pression au sommet de la dalle ne sont pas systématiques, mais apparaissent de manière plus ou moins marquée dans certains essais, suivant les conditions de sollicitation (D, B, H). La Figure 3.34 montre le cas extrême des mesures du capteur 17, le plus proche de la trajectoire d'impact, lors de l'essai 29 (D2B4H2C2). Les oscillations dans les mesures apparaissent nettement régulières dans le temps et conduisent à s'intéresser à la mise en résonnance d'un élément pendant l'essai.

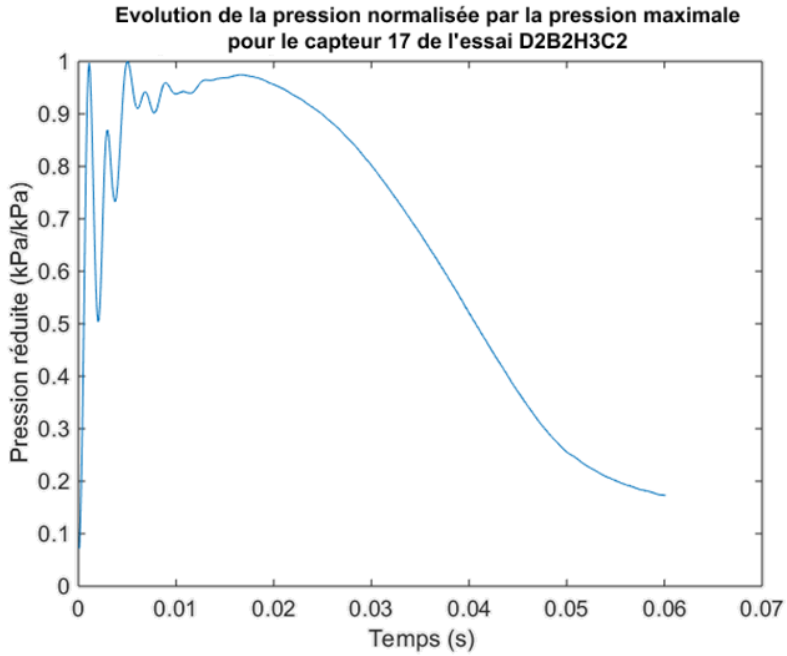


Figure 3.34. Pression induite normalisée au capteur 17 pendant l'essai 29 (D2B4H2C2)

La Figure 3.35 est un zoom de la figure précédente illustrant le caractère ondulatoire périodique de la perturbation. Cette figure montre que deux pics successifs sont distants d'environ 2 ms. Cette fréquence de vibration est celle d'une plaque d'acier carrée épaisse de 2.5 cm et de côté 20 cm encastrée en périphérie, environ 500 Hz. Cette géométrie et composition sont proches de celles de la plaque en surface des capteurs qui protège la cellule de mesure de pression d'huile.

L'entrée en résonnance des capteurs de pression, dans certaines conditions d'essai (D, B, H et C), influant sur la vitesse de sollicitation, introduit une incertitude sur la valeur de pression induite maximale observée. Au vu de l'ensemble des essais, cette incertitude paraît modérée. Par contre, comme le montre la Figure 3.35, la détermination directe de l'instant correspondant au pic de pression induite dans cet essai est très hasardeuse.

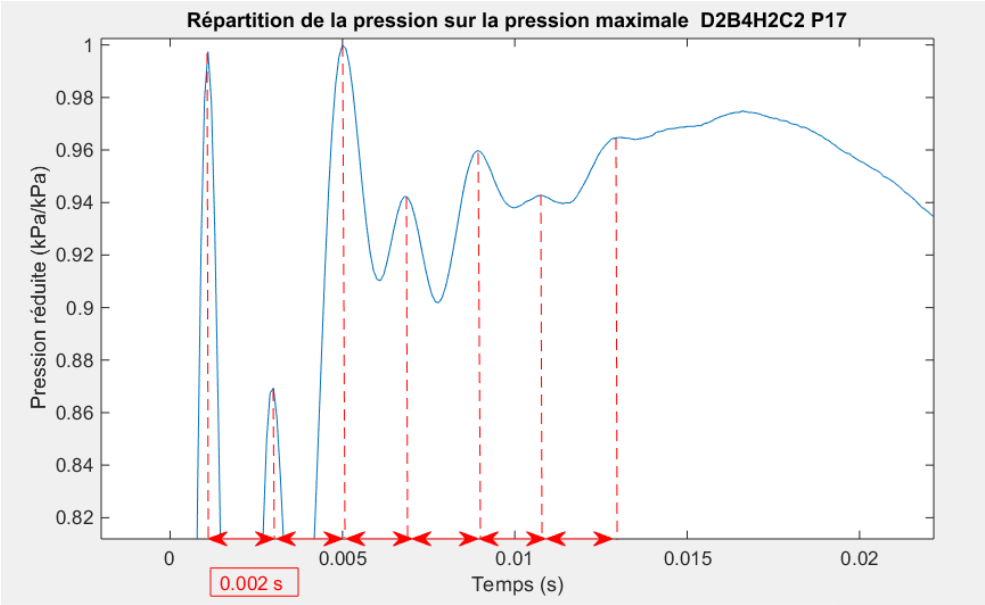


Figure 3.35. Pression induite normalisée au capteur 17 au début de l'essai 29

En un point de la surface de la dalle, la montée jusqu'au pic de pression induite normalisée (fonction $f(t)$ dans les équations 3.2 et 3.3) a été représentée par une parabole, caractérisée par (1) une valeur nulle à l'instant $t_i(r)$, (2) la pente de la courbe observée à 50 % de la pression induite maximale et (3) une tangente nulle lorsque la pression induite atteint son maximum (100 % dans le graphe de pression induite normalisée). Cette forme de modélisation et ces trois conditions imposées, nécessaires et suffisantes pour la définition d'un polynôme de degré 2, sont illustrées en Figure 3.36.

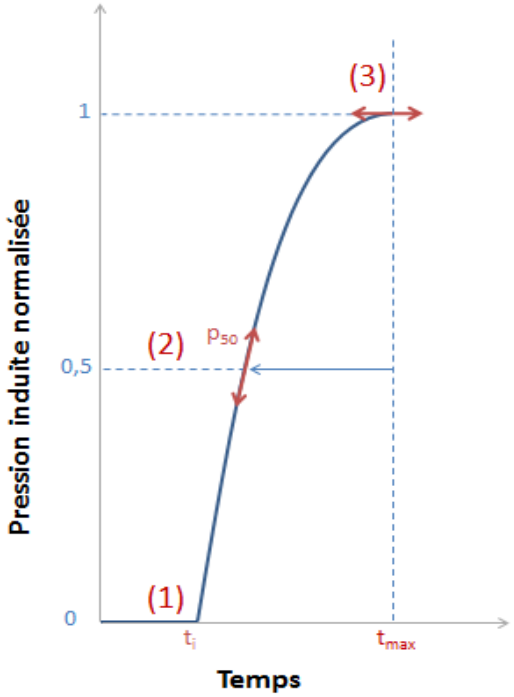


Figure 3.36 : Présentation de la forme de parabole choisie pour modéliser la pression normalisée en fonction du temps et des 3 hypothèses pour la caler.

La traduction de ces hypothèses en équation impose d'exprimer l'instant où la pression induite par l'impact atteint son maximum (t_{max}) par l'équation suivante :

$$t_{max}(r)=\frac{\sqrt{2}}{p_{50}(r)}+t_i(r) \qquad 3.9$$

Où :

- $t_{max}(r)$ est l'instant où la pression induite atteint sa valeur maximale à la distance r de la trajectoire (l'instant où $p_{max}(r)$ est atteinte),
- $p_{50}(r)$ la pente de la courbe de pression induite normalisée en fonction du temps, dans la première partie ascendante, au point correspondant à 50 % de la maximale (100%) et
- $t_i(r)$, comme défini précédemment, le temps à l'arrivée de la sollicitation à la distance r de la trajectoire.

Ainsi, l'étape suivante dans la procédure de dépouillement des mesures de chaque essai consistait à déterminer la valeur de p_{50} au droit de chacun des capteurs de pression. Comme le montre graphiquement la Figure 3.31, ces valeurs sont voisines. Par conséquent, la pente p_{50} a été considérée indépendante de r, prise égale à la moyenne des valeurs sur l'ensemble des capteurs.

En utilisant l'interpolation parabolique de l'augmentation de la pression induite décrite dans ce qui précède, il peut être démontré qu'à une distance r de la trajectoire, l'instant où la pression induite atteint 50 % de sa valeur maximale est donné par l'équation suivante :

$$t_{50}(r)=\frac{\sqrt{2}-1}{p_{50}}+t_i(r) \qquad 3.10$$

Pour chacun des capteurs, à différentes distances de la trajectoire d'impact, la Figure 3.37 montre la durée entre l'instant d'arrivée au capteur de la sollicitation induite par l'impact ($t_i(r)$) et l'instant où la valeur de la pression induite mesurée en ce point est maximale ($t_{max}(r)$). Dans le cas ou des oscillations conduiraient à une valeur de pression plus importante que celle obtenue sur le pic « principal », comme c'est le cas sur l'essai représenté en Figure 3.34, c'est l'instant où le pic principal atteint sa valeur maximale qui est prise en compte. Cette durée d'accroissement de la pression induite à sa valeur maximale apparaît identique pour tous les capteurs, de l'ordre de 10 ms pour l'essai 22, indépendamment de la distance à la trajectoire d'impact.

Ceci indique, comme le montre aussi la Figure 3.31, qu'après arrivée de la sollicitation, la pression induite augmente à la même vitesse en tout point, au fur et à mesure de l'enfoncement du bloc dans le sable. La durée d'enfoncement du bloc (cf. Figure 3.26) est comparable, de l'ordre de 50 ms pour la durée totale, 20 ms pour atteindre le pic de décélération. Cette observation tend à conclure que les efforts induits par l'impact sont transmis de manière quasi-statique, au fur et à mesure de l'enfoncement du bloc et de la rupture du sable.

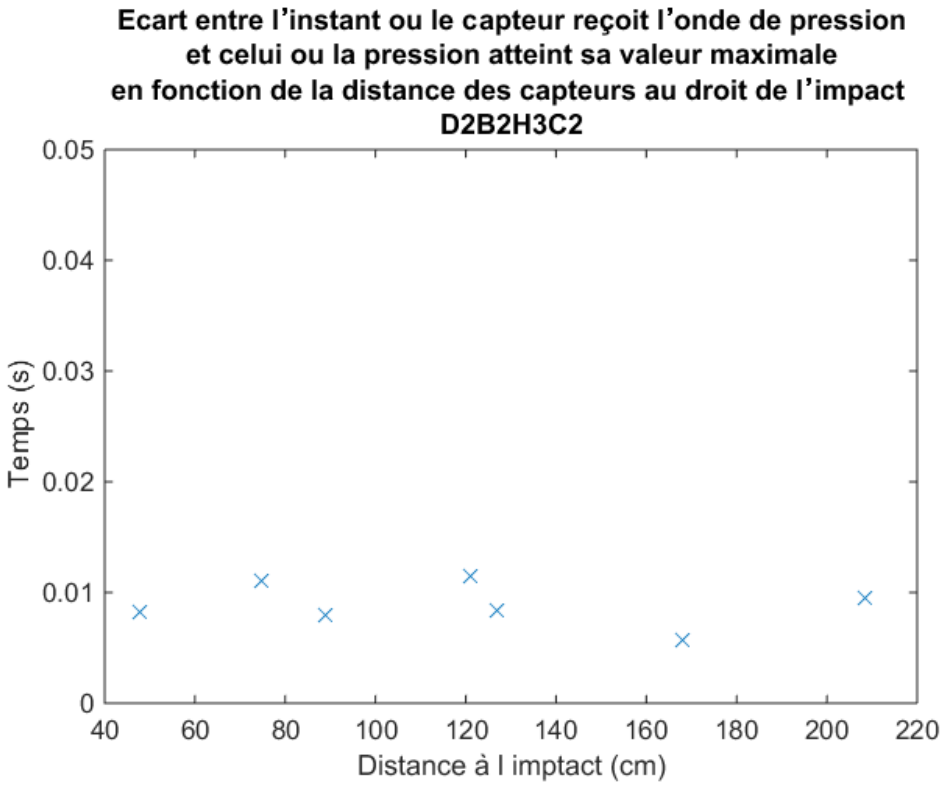


Figure 3.37 : Durée d'accroissement de la pression induite par l'impact à sa valeur maximale en fonction de la distance à la trajectoire d'impact (essai 22, D2B2H3C2)

Pour clore la description de la variation au cours du temps de la pression en un point pendant l'impact, la décroissance de la pression après le pic doit également être caractérisée. Comme précédemment pour l'accroissement de la pression induite jusqu'au pic, l'analyse s'appuie sur la représentation de la pression induite normalisée par sa valeur maximales en fonction du temps, décalée du temps d'arrivée de la sollicitation au point de mesure, représentée en Figure 3.31, page 104.

Cette figure montre que, contrairement à la phase de montée au pic, où les courbes étaient superposées, pendant la phase de décroissance, les courbes aux différents points de mesure sont décalées, la décroissance étant plus lente près de la trajectoire d'impact (capteur 17) et plus rapide pour les points plus éloignés (capteur 11). En fait, à distance de la trajectoire, la pression induite (non normalisée) est plus faible et diminue plus rapidement. Par conséquent, la pression induite normalisée est représentée par l'équation suivante :

Pour $p(r, t)$ décroissante, après le pic de pression,

$$\frac{p\left(r, t\text{-}t_{max}(r)\right)}{p_{max}(r)} = g(r, t) \qquad 3.11$$

Ou, par changement de variable,

$$p(r, t) = p_{max}(r) \times g\left(t+t_{max}(r)\right) \qquad 3.12$$

Avec :

- $p(r, t)$: Pression induite par l'impact à une distance r de la trajectoire d'impact et au temps t
- $p_{max}(r)$: Accroissement maximal de pression à la distance r au cours de l'impact
- $t_{max}(r)$: Temps où la pression induite est maximale à la distance r de la trajectoire
- $g(r, t)$: Fonction représentant la décroissance de la pression normalisée après le pic

On notera que la fonction g, ne dépend de r que par de $t_{max}(r)$.

La procédure de dépouillement des mesures permettant de définir les caractéristiques décrivant la distribution de pression induite maximale en fonction de la distance à la trajectoire d'impact ($p_{max}(r)$) a été présentée en section précédente (équation 3.4). Cette distribution est de forme Gaussienne, caractérisée par la pression maximale au droit de l'impact et la pression maximale à la distance B/2 de la trajectoire d'impact. Pour chaque essai, ces valeurs sont obtenues directement par régression sur les pressions induites maximales mesurées par les capteurs à différentes distances de la trajectoire.

L'instant où la pression induite est maximale à une distance r de la trajectoire ($t_{max}(r)$) est obtenu comme expliqué précédemment par représentation parabolique de l'accroissement de pression induite normalisée dans la première partie de la sollicitation. Cette parabole est déterminée par une valeur nulle à l'instant d'arrivée de la sollicitation au point considéré ($t_i(r)$), une tangente

nulle lorsque la pression normalisée est maximale (égale à 1) et la tangente à 50 % de la pression induite maximale (p_{50}), constante aisément déterminée à partir des mesures.

La forme après le pic de la courbe de pression induite normalisée en un point (Figure 3.31) conduit à considérer une distribution temporelle Gaussienne. En effet, cette fonction présente une tangente nulle à son extrémum et permet de représenter avec un seul paramètre une décroissance vers zéro pour de grandes valeurs du temps. Toutefois, au vu des courbes, cette décroissance dépend de la distance à la trajectoire d'impact. Par conséquent, la fonction $g(r, t)$ peut être étudiée sous la forme suivante :

$$g(r,t) = e^{-\gamma(r)*(t-t_{max}(r))^2} \qquad 3.13$$

Dans cette équation, la fonction $\gamma(r)$ caractérise, à la distance r de la trajectoire, la décroissance de la pression induite par l'impact au cours du temps. La Figure 3.38 représente l'évolution au cours du temps de la pression induite normalisée au droit du capteur de pression 17.

Comme pour la détermination du paramètre β, réalisée en section 3.7.5.1, nous aurions pu réaliser une régression entre les valeurs de pression induite normalisée en ce point pour les valeurs du temps supérieures à $t_{max}(r)$. Or les oscillations à fréquence élevée au voisinage du pic et la décharge du remblai en fin d'essai introduiraient d'importantes incertitudes dans la détermination de la valeur de la fonction $\gamma(r)$ en ce point par régression.

Comme expliqué dans ce qui précède, les oscillations à fréquence élevée proviennent de la mise en résonnance de la structure du capteur de pression, plus ou moins forte suivant les conditions de sollicitation (paramètres D, B et H). De même, la décharge du remblai après le pic de pression, produisant des variations de pression à l'interface sol-structure plus ou moins marquées et périodiques, résulte de la vibration de la dalle d'essai sous l'action de l'impulsion de pression causée par l'impact. En effet, il a été constaté que la fréquence des oscillations observées était de l'ordre de la fréquence propre de la dalle d'essai, les extrémums étant distants d'environ 30 ms.

Pour les conditions de sollicitation (D, B, H) produisant une certaine mise en résonnance de la dalle d'essai, les mesures de pression à l'interface sol-structure en un point au cours du temps peuvent être difficiles à analyser pour en extraire la forme de la pression induite par l'impact. Les pressions proviennent alors d'une superposition de la pression induite par l'impact avec la pression provenant de l'interaction entre la couche de sable sous son poids propre et la dalle en vibration. Les deux phénomènes deviennent particulièrement difficiles à distinguer lorsqu'ils produisent des pressions du même ordre (voisines du poids des terres), donc à distance de la trajectoire d'impact.

C'est pourquoi, dans le dépouillement des essais, la valeur de la fonction $\gamma(r)$ a été basée sur la détermination graphique de la durée du pic de pression induite normalisée, au-dessus de 50 % de la pression maximale (notée Δt_{50}), observée au capteur à la distance r. En fait, la Figure 3.38 est la fenêtre proposée par la routine de dépouillement Matlab pour sélectionner manuellement les points caractérisant la durée du pic Δt_{50}. Dans cette figure, sur la courbe de pressions mesurées normalisée, la pente de la courbe dans la partie ascendante à 50 % du maximum enregistrée, déterminée à l'étape précédente du dépouillement, a été représentée en rouge.

Cette méthode de caractérisation de la décroissance de la pression induite normalisée en fonction du temps, basée sur l'observation de la durée du pic à mi- amplitude, permet de s'affranchir de l'influence de la vibration de la dalle d'essai qui devient significative pour les faibles pressions et les temps supérieurs à 30 ms. Cette procédure graphique permet de s'en assurer.

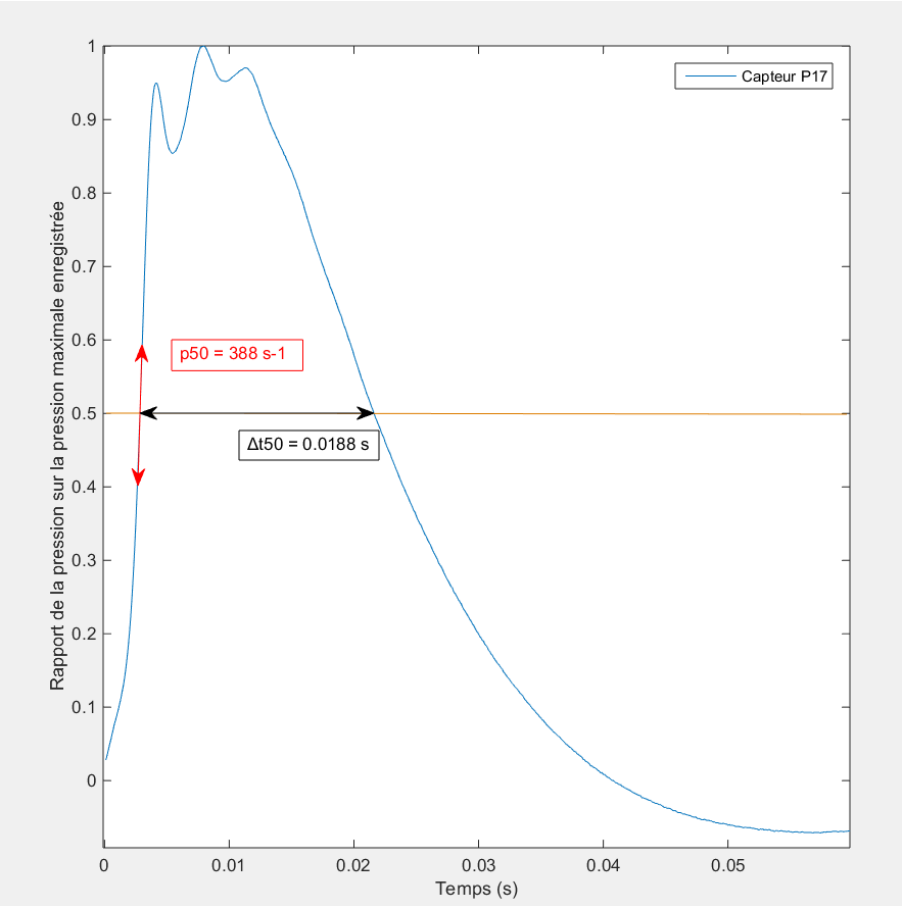


Figure 3.38. Pression induite normalisée en fonction du temps au droit du capteur 17 (essai 22, D2B2H3C2) – Interface graphique de définition de p_{50} et Δt_{50} en ce point

En Figure 3.39, la durée du pic de pression induite au-dessus de 50 % de sa valeur maximale a été représentée en fonction de la distance à la trajectoire d'impact. L'expérience montre que la durée du pic de pression induite diminue linéairement avec la distance à la trajectoire d'impact.

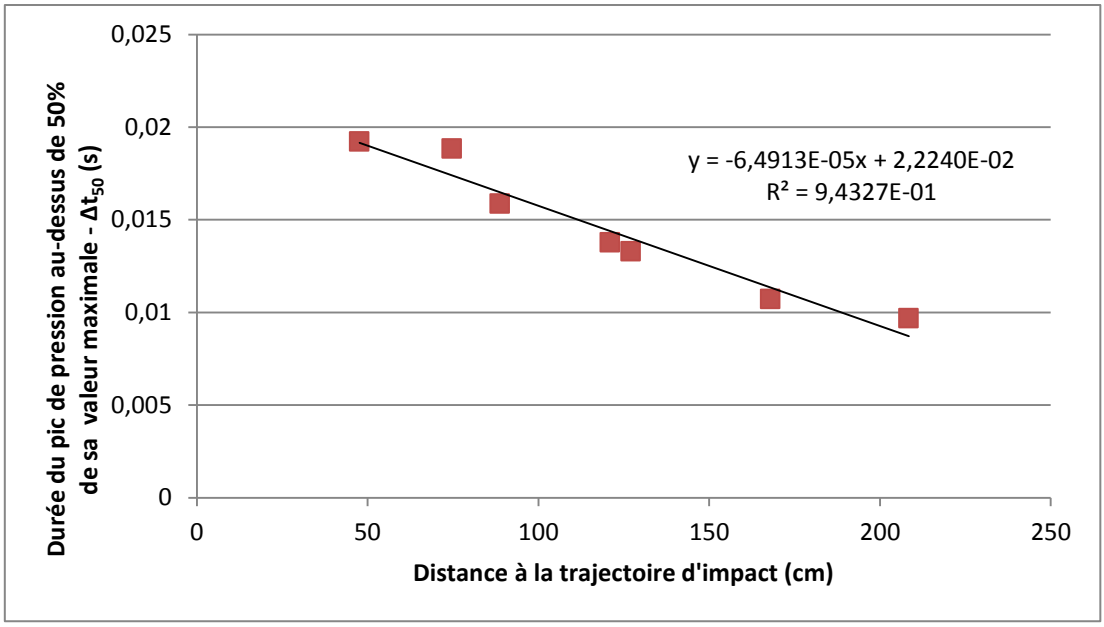


Figure 3.39 : Durée du pic de pression au-dessus de 50 % de la valeur maximale à différentes distances à la trajectoire d'impact (essai 22, D2B2H3C2)

3.7.6 Autres grandeurs déduites du dépouillement d'un essai

Les mesures données par l'accéléromètre fixé à la dalle à proximité de son centre, au voisinage de la trajectoire d'impact, a permis d'observer les vibrations de la dalle soumise à l'impulsion de pression répartie induite par l'impact au sommet de la couche de sable protectrice. La déflexion maximale de la dalle a été calculée par double intégration des mesures accélérométriques.

Par ailleurs, les mesures de pression réalisées pendant l'essai permettent d'évaluer l'effort résultant transmis à la structure sous la couche de sable. Comme montré en Section 3.7.5, le dépouillement des mesures permet de représenter la distribution spatio-temporelle de pression induite par l'impact, $p(r, t)$. L'effort résultant transmis à la structure peut être évalué par intégration de cette distribution de pression sur la surface de la dalle :

$$F_{base}(t) = \int_{-\infty}^{+\infty} p(r, t)\, dr \qquad 3.14$$

Où $p(r, t)$ est donné par l'équation 3.3 pour $t \leq t_{max}(r)$ ou 3.12 pour $t > t_{max}(r)$.

3.8 Conclusion

L'objectif de l'étude paramétrique expérimentale a été précisé en début de chapitre : lors d'un impact par un bloc rocheux sur une couche de sable protégeant une structure, étudier l'influence sur la sollicitation de la structure des caractéristiques de dimensionnement majeures suivantes : épaisseur de sable (D), diamètre du bloc rocheux (B) et hauteur de chute libre (H) (ou vitesse d'impact).

Pour limiter l'ampleur de l'étude, une seule nature de sol de protection, compacté à une densité constante, a été considérée. Les expressions quantitatives dont la forme a été établie sur la base des phénomènes observés seront probablement valables pour d'autres sols et densités, mais leurs paramètres devront être calés par des essais complémentaires.

Le programme expérimental a comporté 43 essais d'impact correspondant à des situations rencontrées en pratique. Les blocs impacteurs utilisés sont de diamètre équivalent compris entre 0.42 m et 1.79 m, correspondant à des masses comprises entre 117 et 7399 kg. Cinq hauteurs de chute libre ont été utilisées, jusqu'à 33 m, soit des vitesses d'impact jusqu'à 25 m/s (90 km/h). Trois épaisseurs de couche de sable protectrice ont été considérées : 1 m, 1.5 m et 2 m.

Deux essais différents ont été réalisés en double afin d'avoir une idée de la reproductibilité des essais et du degré d'incertitude auquel on peut s'attendre. Par ailleurs, quatre essais ont été réalisés dans des conditions identiques en termes de hauteur de chute, d'épaisseur de remblai, d'énergie de compactage et de masse d'impacteur, mais avec une forme différente.

Les conditions d'essais, les capteurs et dispositifs d'observation et la mise en œuvre de la campagne d'essais ont alors été présentés en détail. La suite du chapitre a été focalisée sur le dépouillement des mesures. La procédure a été décrite en détail et illustrée étape par étape par application aux mesures de l'essai numéro 22, D2B2H3C2 : épaisseur de sable 1.5 m, diamètre d'impacteur 0.73 m (553 kg) et hauteur de chute 10 m (vitesse d'impact 14 m/s, 50 km/h).

L'observation des grandeurs usuelles dans les études de pénétration des projectiles, profondeur de pénétration, force d'impact et durée d'impact, a tout d'abord été exposée. Les mesures réalisées au cours de l'essai ont ensuite été dépouillées pour caractériser la propagation des efforts dans la couche de sable et la distribution spatio-temporelle de pression induite par l'impact à l'interface entre la couche de sable protectrice et la structure.

Naturellement, même si la procédure de dépouillement s'applique essai par essai, et de fait a été illustrée sur un exemple dans ce chapitre, cette procédure en réalité résulte de l'analyse des résultats de l'ensemble des essais. Pour faire sens, un phénomène, que le dépouillement des mesures doit permettre de quantifier, doit être observé sur l'ensemble des essais.

A ce stade, l'analyse des mesures d'un essai d'impact sur une couche de sable protégeant une structure relativement rigide conduit à conclure sur l'observation des phénomènes suivants :

(1) Propagation dans la couche de sable des efforts induits par l'impact : Lors d'un impact sur une couche de sable, le temps d'arrivée de la sollicitation en un point du massif augmente linéairement avec sa distance au point d'impact.

(2) Cette « vitesse de propagation » est bien inférieure à la vitesse des ondes sismiques de compression dans le sable. Elle semble davantage correspondre à une sollicitation progressive du massif de sable qui plastifie pendant l'impact, plutôt qu'à la propagation d'une onde de compression dans un milieu élastique.

(3) Accroissement de pression à l'interface sable-structure : Hormis le décalage temporel initial, l'accroissement de pression à différentes distances de la trajectoire d'impact est simultané, proportionnel à la valeur maximale de la pression qui sera atteinte à cette distance au cours de l'impact.

(4) Durée du pic de pression à l'interface sable-structure : La durée du pic de pression au-dessus de 50 % de sa valeur maximale diminue linéairement avec la distance à la trajectoire d'impact.

Enfin, les difficultés rencontrées dans la définition de la procédure de dépouillement méritent d'être soulignées. Suivant les conditions de sollicitation, caractérisée par le diamètre de l'impacteur, sa hauteur de chute (sa vitesse) et l'épaisseur de sable protecteur, les capteurs de pression peuvent entrer en résonnance et la dalle en vibration.

La mise en résonnance des capteurs produit des oscillations à haute fréquence dans les mesures de pression. La pression induite par l'impact et la pression provenant de l'interaction entre la couche de sable sous son poids propre et la dalle en vibration deviennent difficiles à distinguer lorsqu'elles sont du même ordre de grandeur (voisines du poids des terres), à distance plus importante de la trajectoire d'impact.

Ces difficultés ont conduit à s'intéresser à deux paramètres dont l'observation est plus fiable : (1) Pour déterminer l'instant correspondant à la pression maximale en un point, la vitesse d'accroissement initial de pression lorsque la pression atteint 50 % de la valeur maximale et (2) Pour déterminer la durée du pic de pression, le temps pendant lequel la pression est supérieure à 50 % de la valeur maximale.

4 PRESSION A L'INTERFACE SOL-STRUCTURE POUR DIFFERENTES CONFIGURATIONS D'IMPACT

4.1 Introduction – Forme de la distribution spatio-temporelle de pression

L'objectif de ces travaux est de contribuer à établir une méthode pour dimensionner des couches de sols en protection de structures contre les impacts par blocs rocheux. La pénétration d'un projectile dans un sol non cohérent est une question complexe, moins maîtrisée que le comportement dynamique d'une structure supposée non endommagée. C'est pourquoi, cette étude a été focalisée sur la distribution spatio-temporelle de pression à l'interface entre la couche de sable protectrice et la structure, pendant l'impact sur la couche de sable.

Une campagne d'essais a été réalisée pour notamment observer cette distribution. Au regard des données expérimentales disponibles dans la littérature, il était apparu nécessaire de réaliser des essais d'impact à haute énergie en vraie grandeur. Le programme a comporté 43 essais, dans des configurations proches de celles rencontrées en pratique, caractérisées par l'épaisseur de sable (D), le diamètre du bloc rocheux (B) et sa hauteur de chute libre (H) (ou sa vitesse d'impact).

L'étude paramétrique expérimentale a consisté à combiner systématiquement différentes valeurs de D, B et H. Les blocs impacteurs utilisés étaient de diamètre équivalent compris entre 0.42 m et 1.79 m, correspondant à des blocs rocheux de masses comprises entre 117 et 7399 kg. Cinq hauteurs de chute libre ont été considérées, jusqu'à 33 m, soit des vitesses d'impact jusqu'à 25 m/s (90 km/h), valeur extrême observée lors de chutes de blocs rocheux. Trois épaisseurs de couche de sable protectrice ont été testées : 1 m, 1.5 m et 2 m.

Le chapitre précédent a présenté la réalisation de cette campagne d'essais et décrit la procédure de dépouillement d'un essai, dont plusieurs enseignements ont déjà été tirés. Ce chapitre présente l'analyse et l'interprétation de l'ensemble des essais, dans l'objectif de caractériser la distribution spatio-temporelle de pression à l'interface sable-structure pour les différentes configurations d'impact définies par les combinaisons de variables D, B et H.

La nature et la densité du sol de protection ont également une influence sur la pénétration du projectile dans le sable et sur la transmission des efforts à la structure. A titre exploratoire, la campagne d'essais a donc comporté trois essais d'impact dans la même configuration (D, B, H), réalisés sur trois couches de sable de densités sèches différentes. Ces trois couches de sables ont été construites par passes successives épaisses de 40 cm, chacune étant compactée, dans le cas C1 par deux passes de plaque vibrante de type PQ1, C2 trois passes et C3 six passes, cette procédure conduisant à des densités sèches du sable respectivement égales à 1.50, 1.58 et 1.73.

Après construction, la hauteur de la couche de sable protectrice était égale à 1.5 m (D2) dans chacun des trois essais. Ces trois remblais ont été soumis à la même sollicitation d'impact, caractérisée par un diamètre équivalent de bloc rocheux de 1.79 m (B4, masse 7399 kg) et une hauteur de chute libre de 10 m (H3, vitesse d'impact 14 m/s, 50 km/h).

Le dépouillement des mesures au chapitre précédent a montré que le temps d'arrivée de la sollicitation en un point du massif augmentait linéairement avec sa distance au point d'impact, définissant une vitesse de propagation. La Figure 4.1 montre la vitesse de propagation de la sollicitation dans le sable observée lors de ces essais (D2B4H3-C1, D2B4H3-C2 et D2B4H3-C3). Cette

figure semble indiquer que la vitesse de propagation des efforts d'impact dans la couche de sable augmente avec la densité du sable, liée à sa rigidité et sa résistance au cisaillement.

Cette tendance serait toutefois à confirmer par davantage d'essais, car un seul essai a été réalisé à la densité sèche de 1.50 et un seul également à 1.73. Tous les autres essais de la campagne ont été réalisés avec la procédure de compactage C2, donc une densité voisine de 1.58. Sur l'ensemble des 41 essais réalisés à cette densité, la vitesse de propagation était du même ordre, indépendante de D, B et H, égale à 155 m/s en moyenne, avec un écart type de 27 m/s. Même si elle paraît explicable, la tendance observée en Figure 4.1 pourrait donc être fortuite, due en apparence à la variabilité de la vitesse de propagation à une densité de compactage.

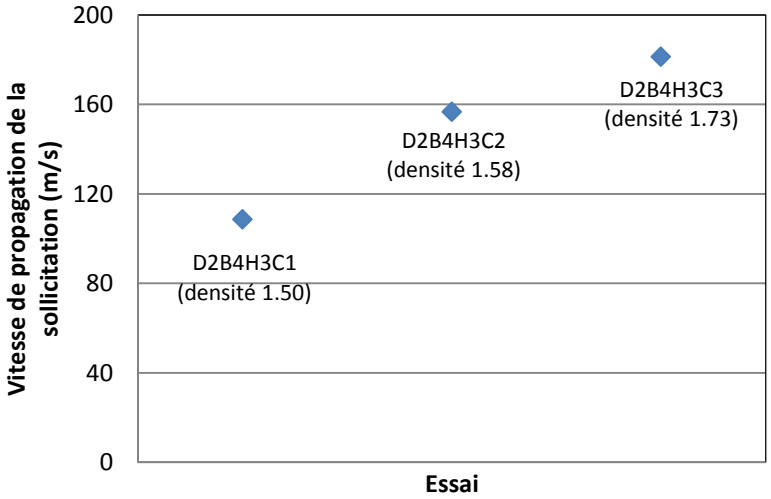


Figure 4.1 : Vitesse de propagation de la sollicitation pour différentes énergies de compactage

La suite de ce chapitre présente l'analyse et l'interprétation des 41 essais, réalisés avec le sable compacté selon la procédure C2, pour étudier l'influence des configurations d'impact D, B et H sur la distribution spatio-temporelle de pression induite sur l'ouvrage par l'impact. Les différentes caractéristiques de cette distribution, exposées en Section 3.7 relative au dépouillement d'un essai, seront successivement considérées.

Comme montré en Section 3.7.5, sur le dépouillement d'un essai, la représentation de la distribution spatio-temporelle de pression induite par l'impact ($p(r,t)$) s'appuie sur la connaissance de la distribution spatiale de pression induite maximale ($p_{max}(r)$) et de la distribution temporelle de la pression induite « normalisée » à la distance r de la trajectoire d'impact, i.e. la pression induite divisée par la pression induite maximale à cette distance.

La Figure 4.2 représente la distribution des valeurs maximales de pression induite observées pendant l'impact en fonction de la distance à la trajectoire d'impact. Cette distribution spatiale est de forme Gaussienne, caractérisée par la pression maximale au droit de l'impact, son extrémum, et par la pression induite maximale à une distance de B/2 de la trajectoire, employée pour exprimer sa décroissance avec la distance à la trajectoire.

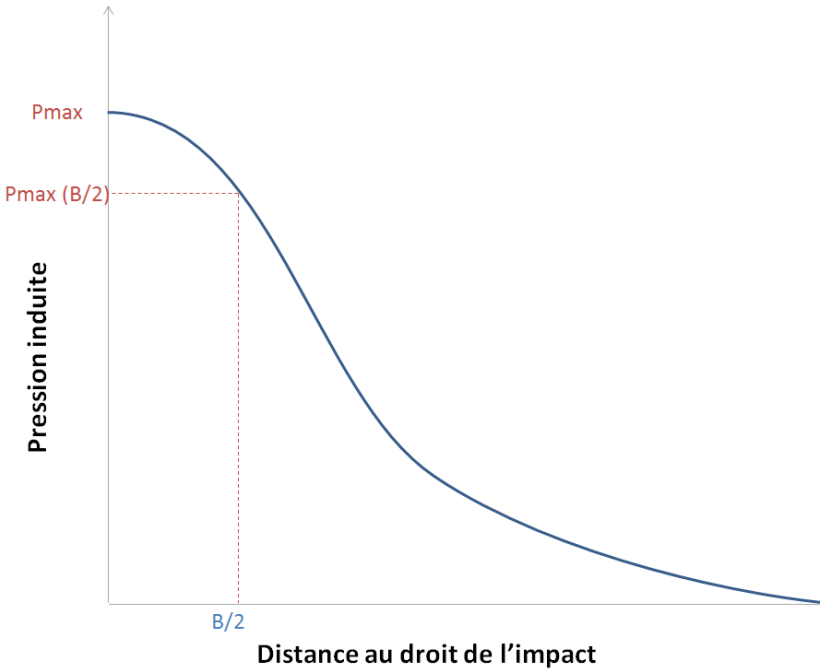


Figure 4.2. Distribution spatiale de pression induite maximale

La Figure 4.3 rappelle la forme de la pression induite normalisée, en un point, en fonction du temps. Cette distribution temporelle, à une distance de la trajectoire d'impact, est caractérisée par l'instant d'arrivée de la sollicitation à cette distance (t_i), la pente de la courbe à 50 % de la pression maximale pendant la montée initiale en pression (p_{50}) et la durée pendant laquelle la pression est supérieure à 50 % de la valeur maximale (Δt_{50}). Les autres paramètres dans la figure, t_{50}, t_{max} et t'_{50}, sont définis par la forme des fonctions f(t) et g(r, t) qui représentent de manière continue les différents points de mesure.

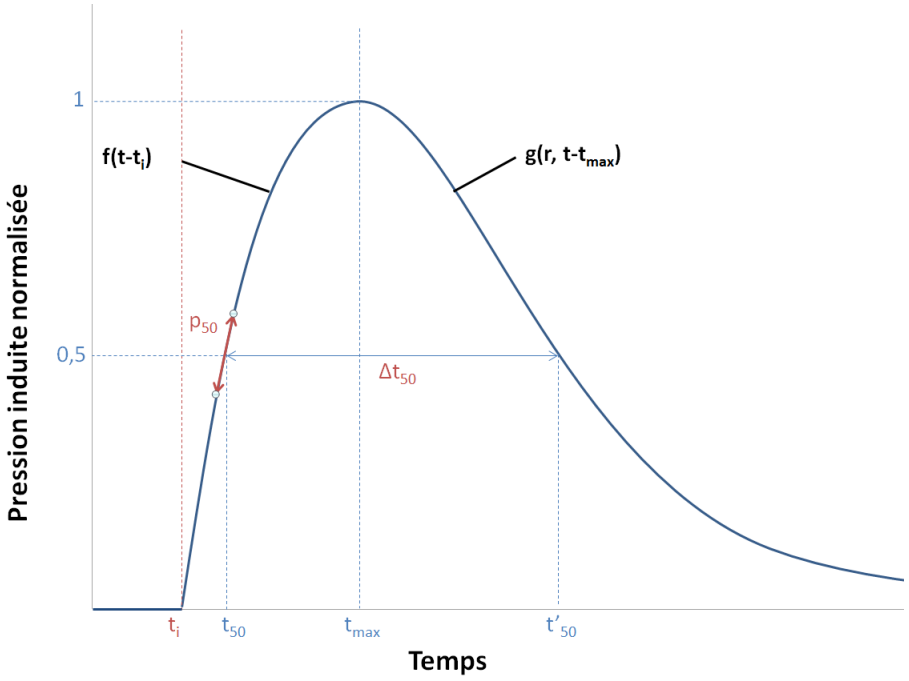


Figure 4.3. Distribution temporelle de pression induite normalisée à la distance r de la trajectoire

En résumé, la pression induite par l'impact est donnée par les expressions suivantes :

- Pour $t < t_i(r)$:

$$p(r, t) = 0 \qquad 4.1$$

- Pour $t_i(r) \leq t < t_{max}(r)$:

$$p(r, t) = p_{max}(r) \times f\big(t - t_i(r)\big) \qquad 4.2$$

- Pour $t_{max}(r) \leq t$:

$$p(r, t) = p_{max}(r) \times g\big(r, t - t_{max}(r)\big) \qquad 4.3$$

Les fonctions $t_i(r)$, $p_{max}(r)$, $f\big(t - t_i(r)\big)$ et $g(r, t)$ étant définies comme suit :

$$t_i(r) = \frac{\sqrt{D^2 + r^2} - D}{A_i} \qquad 4.4$$

Où A_i représente la vitesse de propagation de la sollicitation dans la couche de sable. Dans cette équation, l'origine du temps correspond à l'instant où l'impacteur entre en contact avec le sommet de la couche de sable.

$$p_{max}(r) = \alpha_1 e^{-\beta_1 r^2} \qquad 4.5$$

Où α_1 est la pression maximale induite à la surface de la dalle au droit de l'impact et β_1, qui traduit la décroissance de la pression maximale induite à distance de la trajectoire d'impact, est déterminé par la pression maximale induite observée à la distance B/2 de la trajectoire d'impact (à l'aplomb de la périphérie du bloc), comme exposé en Section 3.7.5.1 :

$$\alpha_1 = p_{max}(r=0) \qquad 4.6$$

$$\beta_1 = \frac{4}{B^2} \ln\left(\frac{p_{max}(r=0)}{p_{max}\left(r=\frac{B}{2}\right)}\right) \qquad 4.7$$

$$f\big(t - t_i(r)\big) = \frac{p_{50}}{2}\big(t - t_i(r)\big) \times \Big(2\sqrt{2} - p_{50} \cdot \big(t - t_i(r)\big)\Big) \qquad 4.8$$

Où p_{50} est la pente de la courbe de pression induite normalisée en fonction du temps à 50 % de la pression maximale pendant la montée initiale en pression. La valeur de cette pente a été trouvée indépendante de la distance à la trajectoire.

$$g\left(r, t - t_{max}(r)\right) = e^{-\gamma(r) \cdot \left(t - t_{max}(r)\right)^2} \quad 4.9$$

Où $\gamma(r)$ décrit, à la distance r de la trajectoire, la décroissance de la pression induite par l'impact au cours du temps. Etant donnée la forme de la distribution temporelle de pression induite normalisée à une distance r de la trajectoire d'impact, parabolique avant le pic et Gaussienne après (fonctions f et g dans ce qui précède), la valeur de $\gamma(r)$ est reliée à la durée du pic de pression induite normalisée au-dessus de 50 % de la pression maximale ($\Delta t_{50}(r)$), grandeur observée dans les essais, par l'équation suivante :

$$g\left(r, t_i(r)+\Delta t_{50}(r)\right) = e^{-\gamma(r) \cdot \left(t_i(r)+\Delta t_{50}(r) - t_{max}(r)\right)^2} = 0.5$$

$$\gamma(r) = \frac{\ln(2) \cdot {p_{50}}^2}{[p_{50} \cdot \Delta t_{50}(r) - 1]^2} \quad 4.10$$

$$\Delta t_{50}(r) = \Delta t_{50}(r=0) - L \cdot r \quad 4.11$$

Pour un impact dans une configuration D, B, et H, les équations 4.1 à 4.11 définissent la distribution de pression induite par l'impact à l'interface sable-structure, après caractérisation des quatre grandeurs A_i, $p_{max}(r=0)$, $p_{max}(r=B/2)$, p_{50} et de la fonction $\Delta t_{50}(r)$, observée linéaire dans les essais (voir Figure 3.39 en page 116). Comme le montre l'équation 4.11, cette fonction est caractérisée par la largeur du pic à 50 % de la pression maximale au droit de l'impact ($\Delta t_{50}(r = 0)$) et sa diminution pour les distances à la trajectoire d'impact croissantes (coefficient L).

La distribution spatio-temporelle de pression induite étant définie à partir de ces grandeurs, l'ensemble des caractéristiques de la distribution peuvent être déterminées, telles que celles qui apparaissent dans la Figure 4.3 :

- Instant où la pression induite atteint 50 % de sa valeur maximale (t_{50}) :

$$t_{50}(r) = \frac{\sqrt{2} - 1}{p_{50}} + t_i(r) \quad 4.12$$

- Instant où la pression induite atteint sa valeur maximale (t_{max}) :

$$t_{max}(r) = \frac{\sqrt{2}}{p_{50}} + t_i(r) \quad 4.13$$

- Instant où la pression induite décroit au-dessous de 50 % de sa valeur maximale (t'_{50}) :

$$t'_{50}(r) = t_{50}(r) + \Delta t_{50}(r) \qquad 4.14$$

Dans l'espace des configurations des essais expérimentaux réalisés, trois valeurs au moins ont été considérées pour chacune des conditions d'impact D, B et H. Le programme d'essais combine systématiquement ces valeurs, dans l'objectif d'investiguer l'influence des conditions d'impact D, B et H sur la distribution spatio-temporelle de pression induite à l'interface sol-structure.

La suite de ce chapitre présente l'analyse de l'influence de D, B, H successivement sur chacune des cinq grandeurs qui caractérisent la distribution spatio-temporelle de pression induite à l'interface sol-structure pendant l'impact. L'objectif de cette interprétation des essais est de proposer des relations qui expriment chacune de ces grandeurs en fonction de D, B et H. Pour d'autres sols et densités, ces expressions auront probablement des formes similaires, mais les valeurs de leurs paramètres devront être déterminées par essais complémentaires.

4.2 Vitesse de propagation de la sollicitation

La vitesse de propagation de la sollicitation (A_i) traduit le décalage temporel observé aux différents points de mesure entre l'instant du contact de l'impacteur avec le sommet de la couche protectrice et l'instant où la grandeur mesurée s'accroit brutalement.

Ce délai est proportionnel à la distance entre le point d'impact et le point de mesure, d'où une interprétation en terme de vitesse de propagation. Pour l'ensemble des combinaisons D, B et H considérées dans les 41 essais, cette vitesse est de l'ordre de 155 m/s avec un écart type de 27 m/s.

La Figure 4.4, page suivante, montre l'ensemble des représentations utilisées pour analyser l'influence des caractéristiques d'essai D, B et H sur la vitesse de propagation de la sollicitation. Pour chacune des trois valeurs de l'épaisseur de couche de sable protectrice (D), la valeur de la vitesse de propagation de la sollicitation est donnée soit, graphes du haut, en fonction de la hauteur de chute (H, ou vitesse d'impact), en distinguant les différents diamètres d'impacteur (B) soit, graphes du bas, en fonction du diamètre d'impacteur, en distinguant les différentes hauteurs de chute.

Aucune tendance significative de la vitesse de propagation de la sollicitation dans la couche de sable en fonction de B, D ou H n'est constatée. Cette vitesse semble donc être une caractéristique de la nature et de la densité du sol utilisé en protection d'impact.

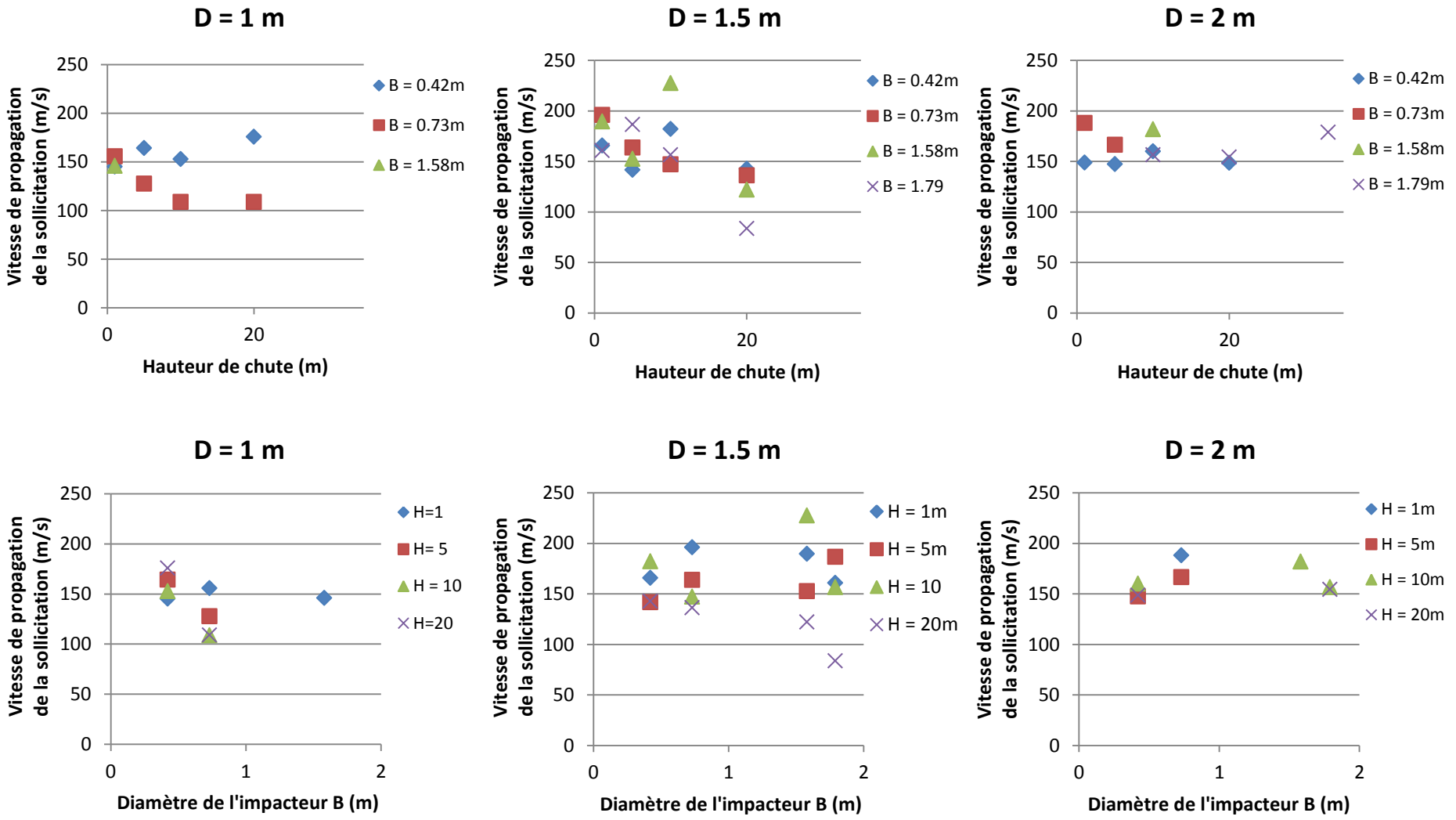


Figure 4.4. Vitesse de propagation de la sollicitation observée pour l'ensemble des configurations d'essais

4.3 Pression maximale au droit de l'impact

Pendant l'impact, l'extrémum de la distribution spatiale de pression induite est situé au droit de l'impact. Cet extrémum atteint une valeur maximale peu de temps après l'impact. La Figure 4.5, page suivante, montre les valeurs maximales de pression induite à l'interface sol-structure au droit de l'impact pour les différentes configurations d'essais. Pour chacune des trois valeurs de l'épaisseur de couche de sable protectrice (D), la pression maximale observée est donnée soit, graphes du haut, en fonction de la hauteur de chute (H, ou vitesse d'impact), pour chacun des diamètres d'impacteur (B) soit, graphes du bas, en fonction du diamètre d'impacteur, pour chacune des hauteurs de chute.

Les tendances suivantes peuvent être observées :

- Les graphes du haut montrent que la pression maximale augmente linéairement avec la hauteur de chute, de manière plus forte lorsque le diamètre de l'impacteur est plus élevé.
- Les graphes du bas montrent que la pression maximale augmente avec la taille du bloc, plus rapidement qu'une fonction linéaire. Cette augmentation est plus marquée lorsque l'épaisseur de remblai diminue.
- Pour un couple (B, H), la pression maximale diminue pour les épaisseurs de couche protectrice croissante, de manière significative entre 1 m et 1.5 m, moindre entre 1.5 et 2 m.

L'augmentation de la pression maximale pour les diamètres d'impacteur (B) croissants et sa diminution pour les épaisseurs de couche protectrice (D) croissantes conduit à s'intéresser à l'influence du rapport B/D. En effet, si B et D augmentent, de manière proportionnée, le rapport B/D est constant et la pression maximale est accrue en raison de l'augmentation de B mais aussi réduite en raison de l'augmentation de D.

En Figure 4.6, page 128, la pression induite maximale a été représentée en fonction du rapport B/D pour l'ensemble des configurations D, B et H des essais réalisés. Cette figure montre que, pour une valeur de H fixée, la relation entre la pression maximale et le rapport B/D est linéaire, avec changement de pente pour une certaine valeur de ce rapport. Cette observation trouve un écho dans les études de la capacité portante des fondations superficielles, où la profondeur des mécanismes de rupture est proportionnelle à la largeur de la fondation. Si, pendant l'enfoncement du bloc, le mécanisme de rupture est empêché par la proximité de la structure, alors la pression maximale est plus importante.

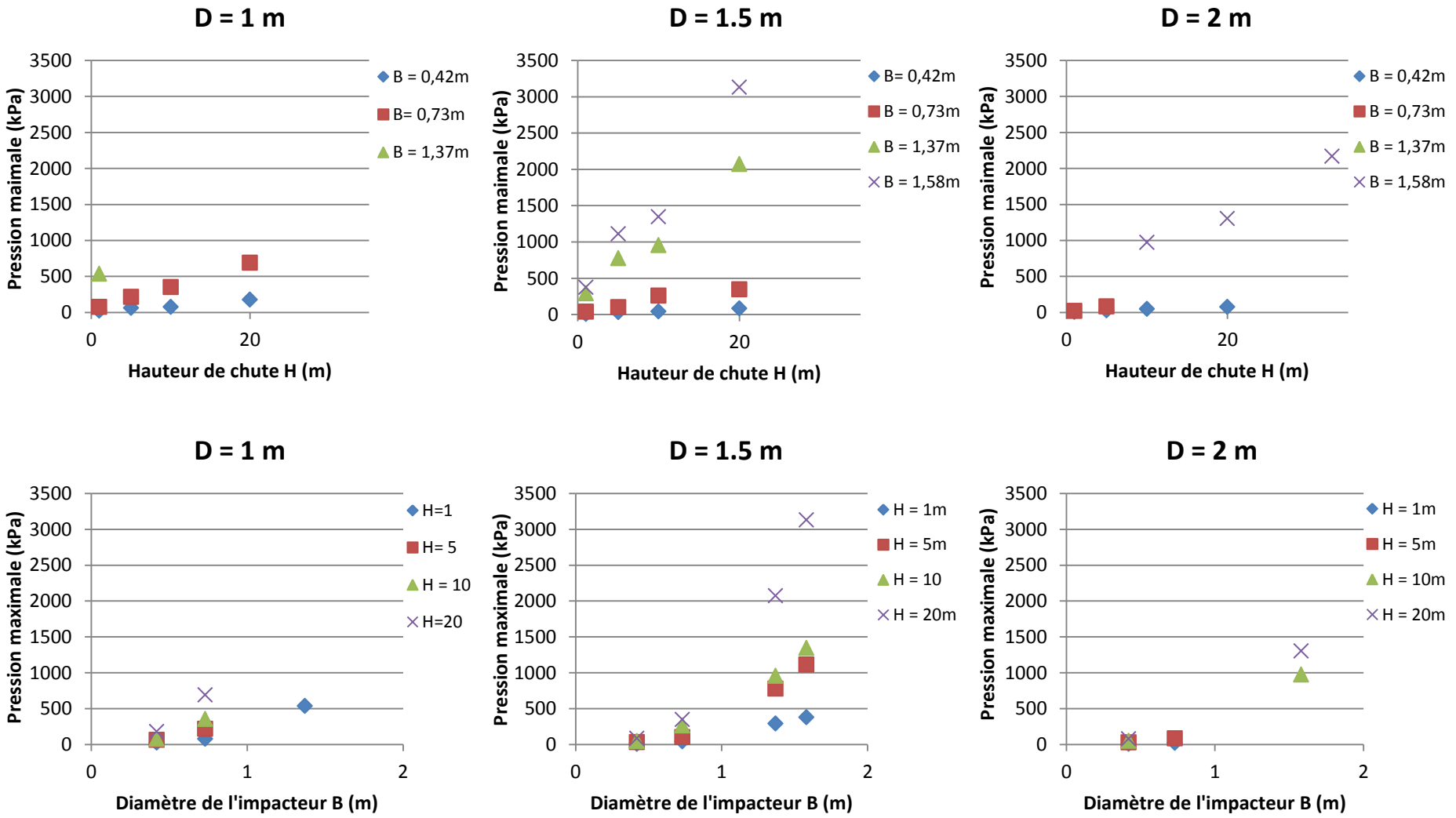


Figure 4.5. Pression maximale induite à l'interface sol-structure au droit de l'impact pour les différentes configurations d'essais

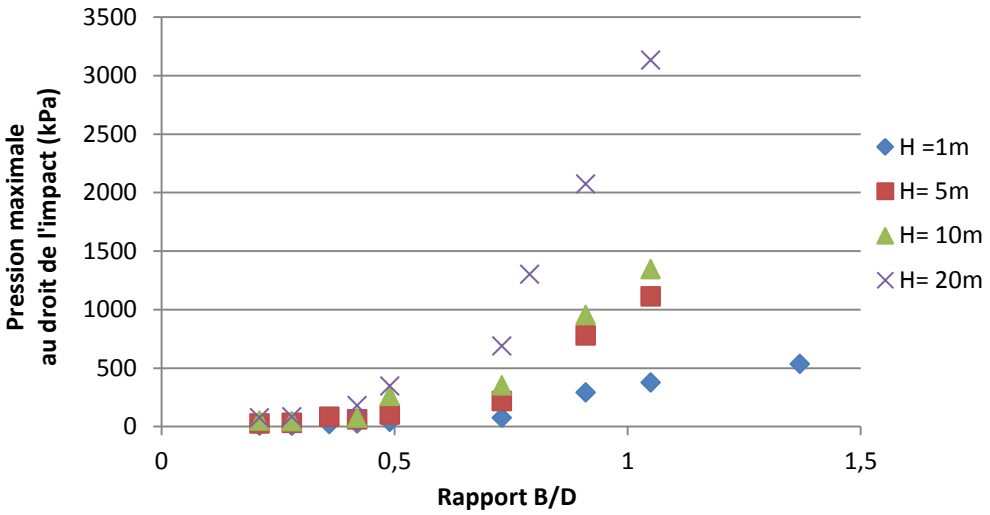


Figure 4.6. Pression induite maximale au droit de l'impact en fonction du rapport B/D

De même, les quatre graphes en Figure 4.7 représentent la pression induite maximale en fonction du rapport B/D pour chacune des quatre valeurs de H considérées dans les essais. Pour chaque valeur de H, deux interpolations linéaires ont été réalisées, une sur chaque portion linéaire. Ces graphes montrent que, quelle que soit la hauteur de chute (ou vitesse d'impact), un changement de comportement se produit lorsque B/D est de l'ordre de 0.75. Avant et après ce seuil, pour chaque valeur de H, la pression maximale induite augmente linéairement avec le rapport B/D. Par conséquent, la pression induite maximale s'exprime selon les relations suivantes :

- Pour $\mathrm{B/D} < 0.75$,

$$p_{max}\left(\frac{B}{D},H\right) = C_1(H) * \frac{B}{D} + C_2(H) \qquad 4.15$$

- Pour $\mathrm{B/D} \geq 0.75$,

$$p_{max}\left(\frac{B}{D},H\right) = C_3(H) * \frac{B}{D} + C_4(H) \qquad 4.16$$

Pour chacune des quatre valeurs de H considérées dans les essais, les valeurs des fonctions, d'une part, $C_1(H)$ et $C_2(H)$ et, d'autre part, $C_3(H)$ et $C_4(H)$, sont déterminées par les régressions linéaires sur les valeurs de p_{max}données dans la Figure 4.7, respectivement pour B/D inférieur à 0.75 et pour B/D supérieur à 0.75.

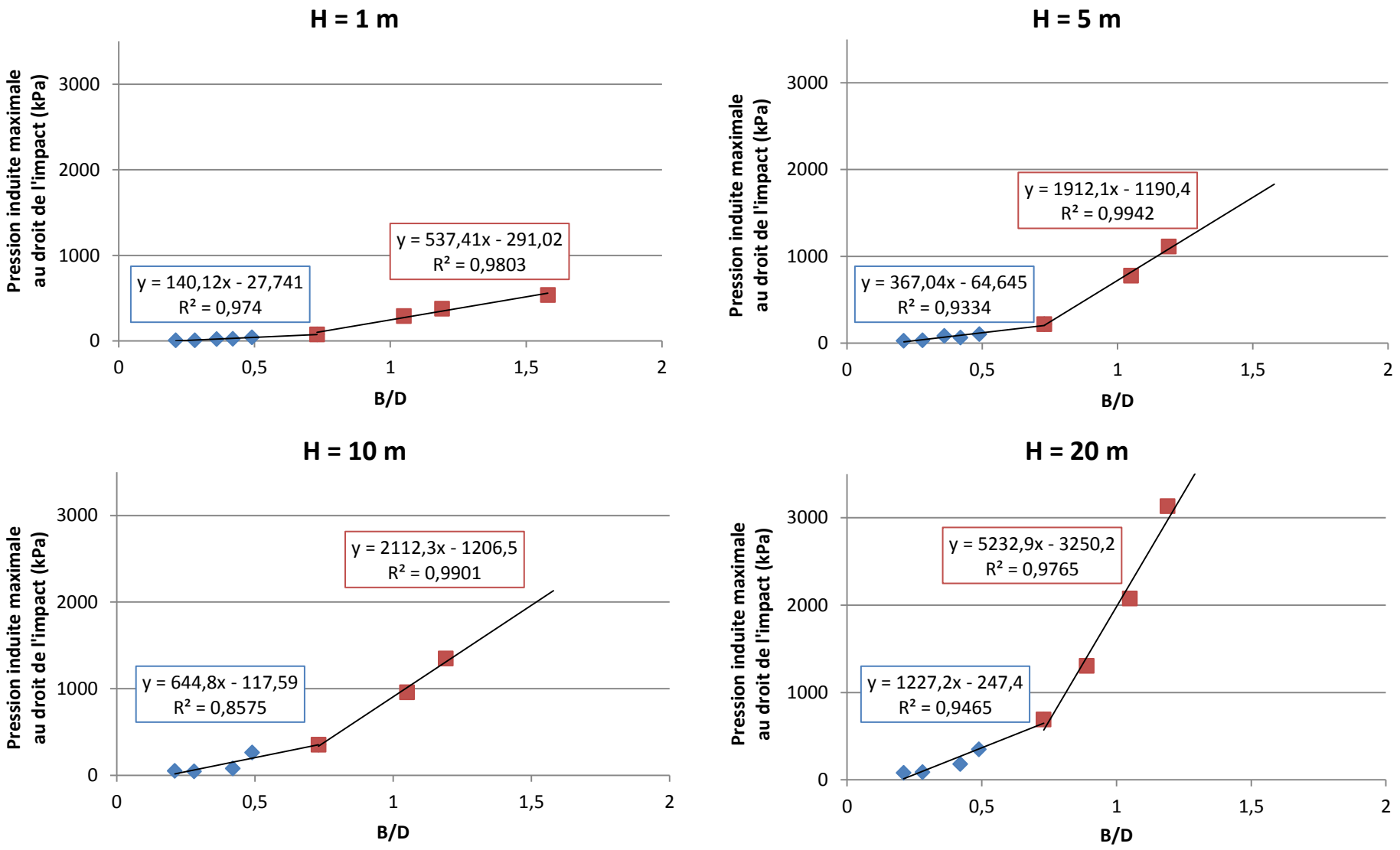


Figure 4.7. Pression induite maximale au droit de l'impact en fonction du rapport B/D pour chacune des quatre hauteurs de chute considérées

Les fonctions $C_1(H)$, $C_2(H)$, $C_3(H)$ et $C_4(H)$, qui traduisent l'influence de la hauteur de chute sur la pression maximale induite au droit de l'impact, ont été représentés dans le graphe de la Figure 4.8. Cette figure montre que C_1, C_2, C_3 et C_4 sont des fonctions affines de H. Par conséquent, pendant un impact sur couche de sol protégeant une structure, la pression induite maximale à l'interface sol-structure, au droit de l'impact, est donnée par :

- Pour $B/D < 0.75$,

$$p_{max}\left(\frac{B}{D}, H\right) = (c_{11}\cdot H + c_{12}) \times \frac{B}{D} + (c_{21}\cdot H + c_{22}) \qquad 4.17$$

- Pour $B/D \geq 0.75$,

$$p_{max}\left(\frac{B}{D}, H\right) = (c_{31}\cdot H + c_{32}) \times \frac{B}{D} + (c_{41}\cdot H + c_{42}) \qquad 4.18$$

Où c_{j1} et c_{j2} sont respectivement la pente et l'ordonnée à l'origine des fonctions affines C_j représentées dans le graphe de la Figure 4.8.

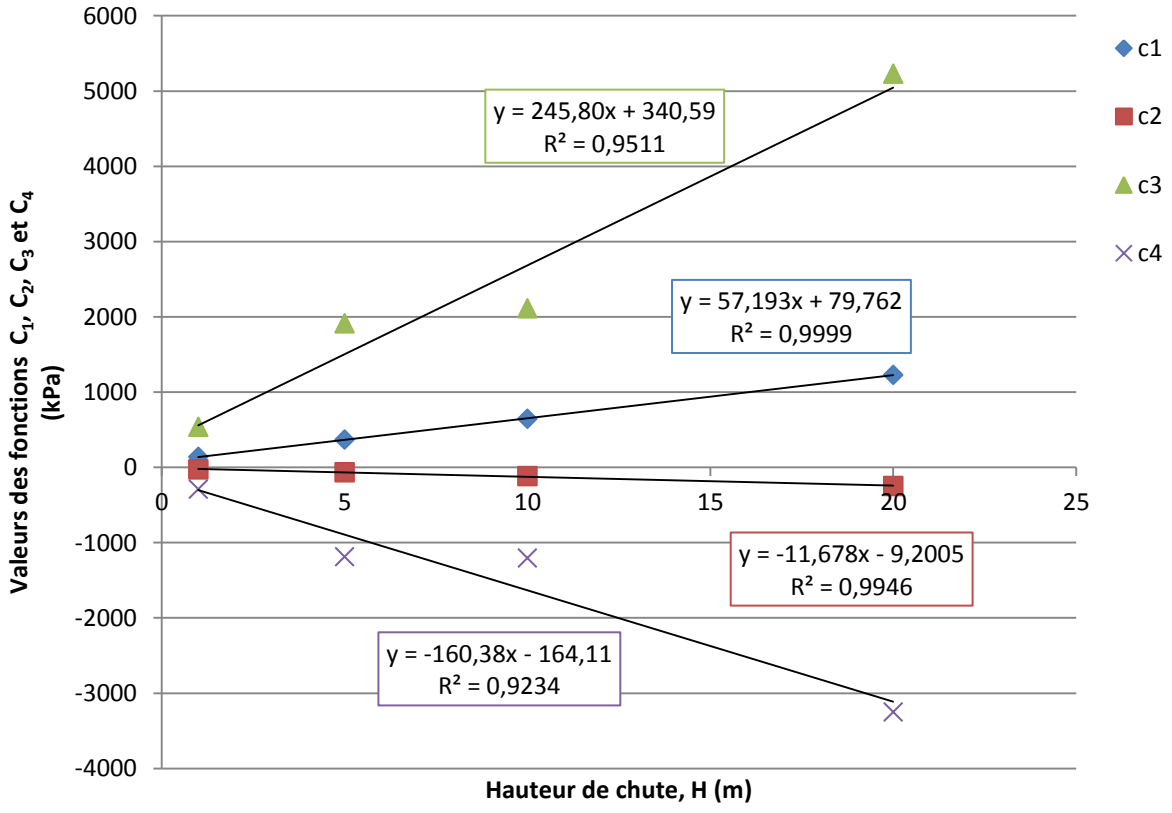


Figure 4.8. Fonctions reliant la pression maximale au droit de l'impact à la hauteur de chute

Ces expressions montrent que, pour une valeur donnée de la hauteur de chute (ou de la vitesse d'impact), la pression maximale induite augmente linéairement avec B/D, de façon différente pour B/D inférieur ou supérieur à 0.75. Pour une valeur du rapport B/D, la pression maximale induite augmente linéairement avec la hauteur de chute (ou vitesse d'impact).

Pour le sable fin utilisé dans les essais, compacté à la densité sèche moyenne de 1.54, les valeurs des paramètres c_{jk} ont été regroupées dans le Tableau 4.1. Il est tentant de prendre les valeurs de c_{j2} égales à zéro puisque, quelle que soit la valeur de B/D, lorsque H tend vers zéro, la pression induite maximale au droit du point d'impact tend vers zéro. Pour les hauteurs de chute (ou vitesses d'impact) croissantes, la pression induite maximale augmente avec le rapport B/D, quatre fois plus lorsque B/D est supérieur à 0.75 (rapport de c_{31} sur c_{11}).

Tableau 4.1. Valeurs des paramètres des relations entre hauteur de chute et pression maximale pour le sable fin compacté utilisé dans les essais

Pour $B/D < 0.75$				Pour $B/D \geq 0.75$			
c_{11} (kPa/m)	c_{12} (kPa)	c_{21} (kPa/m)	c_{22} (kPa)	c_{31} (kPa/m)	c_{32} (kPa)	c_{41} (kPa/m)	c_{42} (kPa)
57	79	-12	-9	246	341	-160	-164

En termes de dimensionnement de protections aux impacts rocheux, l'épaisseur de sol protecteur (D) sera de préférence choisie supérieure à 4B/3, où B représente le diamètre équivalent du bloc le plus important susceptible d'atteindre la structure. Dans ce cas, l'équation 4.17 donne la valeur de pression maximale induite par l'impact, en fonction de la hauteur de chute libre (ou de la vitesse d'impact). Pour un autre sol utilisé en protection, des essais d'impact avec plusieurs valeurs du rapport B/D et plusieurs hauteurs d'impact (H) permettent d'évaluer les paramètres de l'équation 4.17, donnant la pression maximale induite dans toute configuration d'impact (D, B, H).

4.4 Pression maximale à l'aplomb de la périphérie du bloc

Comme représenté en Figure 4.2, page 121, la distribution spatiale de pression induite maximale ($p_{max}(r)$) est de forme Gaussienne (équation 4.5), décroissant vers zéro avec la distance à la trajectoire d'impact. L'expression donnant l'extrémum, au droit du point d'impact, pour différentes configurations (D, B et H) a été établie en section précédente.

Au Chapitre 3, il a été proposé d'employer la valeur de la pression induite maximale à une distance de B/2 de la trajectoire pour caractériser sa décroissance en fonction de la distance à la trajectoire d'impact. S'agissant d'une expression Gaussienne, il est en fait plus simple de s'intéresser au rapport $p_{max}(r=B/2) / p_{max}(r=0)$ pour étudier l'influence de la configuration d'impact (D, B et H) sur la décroissance de la pression induite maximale avec la distance à la trajectoire. En effet, la forme de la distribution spatiale de pression maximale ainsi normalisée ne dépend alors plus que du paramètre caractérisant la décroissance Gaussienne.

La Figure 4.9, page suivante, montre les valeurs du rapport $p_{max}(r=B/2) / p_{max}(r=0)$ pour les différentes configurations d'essais. Pour chacune des trois valeurs de l'épaisseur de couche de sable protectrice (D), la valeur de ce rapport est donnée soit, graphes du haut, en fonction de la hauteur de chute (H, ou vitesse d'impact), pour chacun des diamètres d'impacteur (B) soit, graphes du bas, en fonction du diamètre d'impacteur, pour chacune des hauteurs de chute.

Ces graphes montrent que l'influence de la hauteur de chute est très faible quel que soit le diamètre de l'impacteur ou l'épaisseur de la couche de sol. Par contre, le rapport diminue avec les dimensions d'impacteur croissantes, d'autant plus fortement que l'épaisseur de couche est faible.

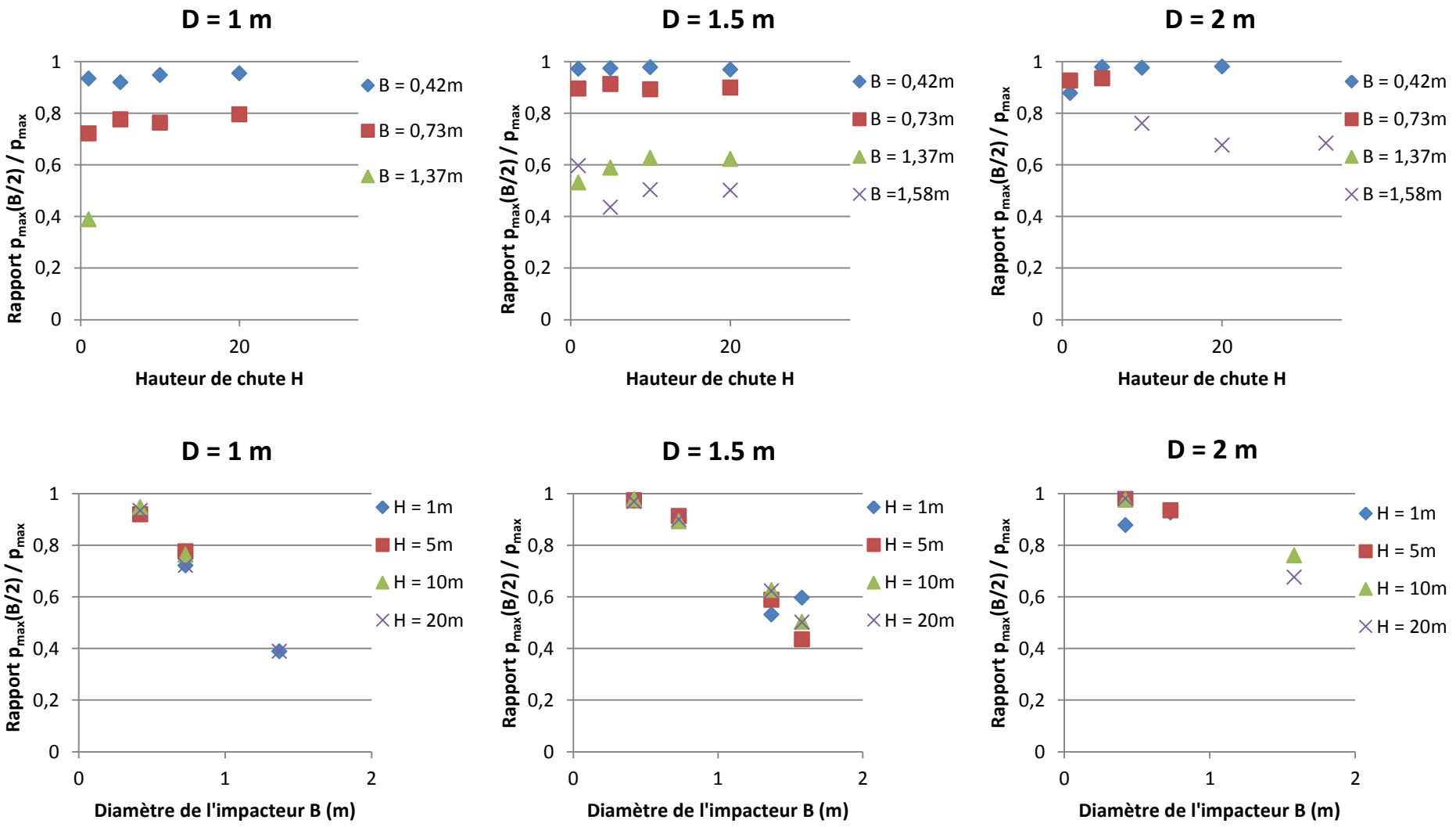


Figure 4.9. Pression induite maximale observée au droit de la périphérie de l'impacteur dans les différentes configurations d'essai

Comme pour la pression induite maximale au droit du point d'impact, une influence du rapport B/D sur la forme de la distribution spatiale de pression induite maximale a été envisagée. En Figure 4.10, la valeur du rapport $p_{max}(r=B/2) / p_{max}(r=0)$, i.e. la valeur en B/2 de la pression induite maximale normalisée, a été représentée en fonction du rapport B/D pour l'ensemble des essais de la campagne expérimentale. Dans ce graphe, les hauteurs de chute (ou vitesse d'impact) employées dans les essais sont distinguées par couleurs.

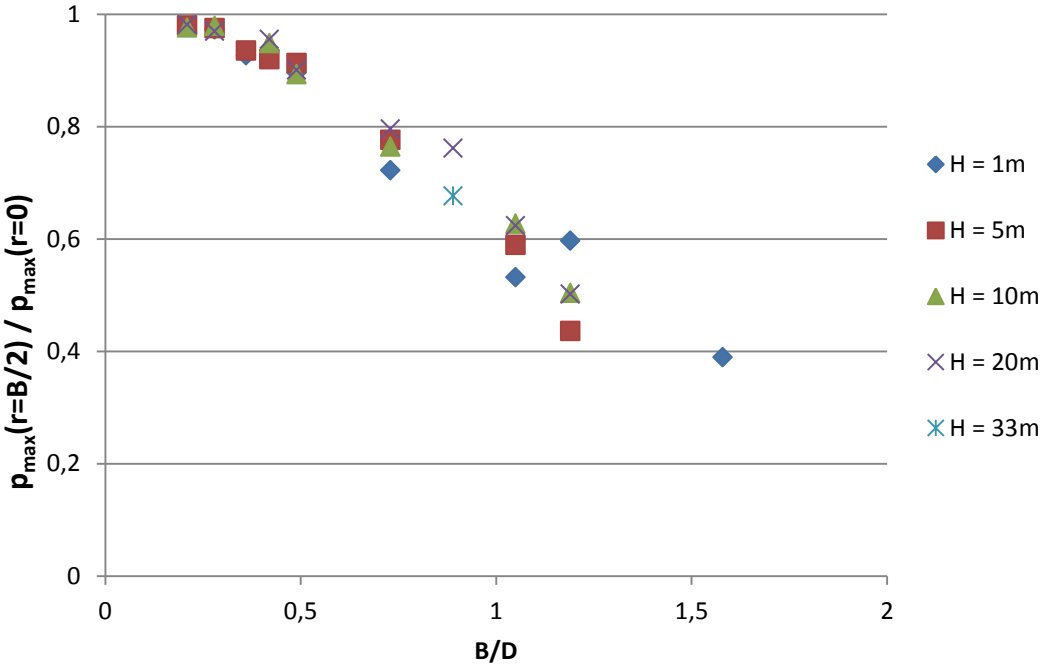


Figure 4.10. Pression induite maximale au droit de la périphérie du bloc en fonction de B/D

Ce graphe montre que la valeur en B/2 de la pression induite maximale normalisée décroit avec le rapport B/D, indépendamment de la hauteur de chute (H, ou vitesse d'impact). La valeur en B/2 de la pression induite maximale normalisée tend vers 1 lorsque B/D tend vers zéro (la couche de sol protectrice devient infiniment épaisse), puis décroit rapidement vers 0.5 pour B/D de l'ordre de 1 et enfin décroit moins lentement pour les rapports B/D supérieurs.

En d'autres termes, lorsque le diamètre du bloc est faible par rapport à l'épaisseur de la couche de sol protectrice, la valeur de la pression induite maximale au droit de la périphérie du bloc (en B/2) est légèrement inférieure à la valeur maximale observée au droit de l'impact. Par contre, lorsque les dimensions du bloc sont grandes par rapport à l'épaisseur de la couche de sol protectrice, un effet d'enclume se produit qui rigidifie le sol autour de la trajectoire d'impact et réduit fortement la valeur de la pression maximale au droit de la périphérie du bloc (en B/2). Lorsque B/D devient très grand, il peut être imaginé que la pression induite maximale en B/2 tend vers zéro, la plus grande partie des efforts étant repris par le sol plus proche de la trajectoire d'impact.

Par conséquent, en Figure 4.11, une distribution Gaussienne a de nouveau été proposée pour représenter la décroissance de la valeur en B/2 de la pression induite maximale normalisée, en fonction du rapport B/D. Cette distribution est donnée par l'équation suivante :

$$p_{max}(B/2)/p_{max}(r=0) = e^{-a \cdot \left(\frac{B}{D}\right)^2} \quad 4.19$$

Où le paramètre a est donné par la régression sur l'ensemble des valeurs à B/2 de la pression induite maximale normalisée observées dans les essais, pour différentes valeurs du rapport B/D. L'ensemble des données est considéré, puisque cette distribution est indépendante de la hauteur de chute H.

Or, en B/2, la distribution spatiale de pression induite maximale (équation 4.5) vaut :

$$p_{max}(B/2)/p_{max}(r=0) = e^{-\beta_1 \cdot \left(\frac{B}{2}\right)^2} \quad 4.20$$

Par conséquent, la décroissance de la pression induite maximale avec la distance à la trajectoire (β_1 dans l'équation 4.5) est reliée à la configuration d'impact D, B et H par l'équation suivante :

$$\beta_1 = \frac{4\,a}{D^2} \quad 4.21$$

Pour le sable fin utilisé dans les essais, compacté à la densité sèche moyenne de 1.54, le paramètre a vaut 0.4418, comme indiqué dans la Figure 4.11. Pour un autre matériau ou une autre densité de compactage, il est estimé que trois essais d'impact à différentes valeurs de B/D, par exemple 0.5, 1 et 1.5, permettent de déterminer sa valeur de manière relativement précise. Néanmoins, l'influence de la nature ou de la densité du sol sur ce paramètre n'a pas été établie.

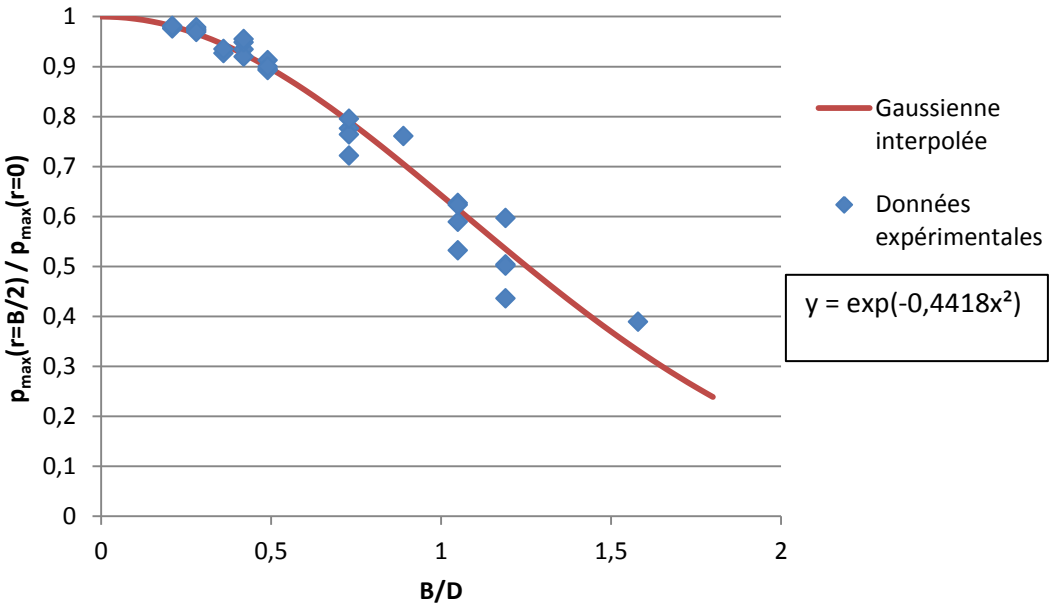


Figure 4.11. Représentation Gaussienne de la pression induite maximale normalisée en fonction du rapport entre diamètre d'impacteur et épaisseur de sol protecteur (B/D)

4.5 Vitesse d'accroissement de la pression normalisée

En Section 3.7.5, sur le dépouillement des mesures des capteurs de pression à l'interface sol-structure, l'observation de l'évolution au cours du temps de la pression induite par l'impact aux différents points de mesure a conduit à s'intéresser, en chaque point, à la pression induite normalisée, i.e. divisée par la valeur maximale au cours du temps de la pression induite en ce point. Les résultats d'essais ont alors montré que la pression induite normalisée augmentait à la même vitesse, indépendamment de la distance à la trajectoire d'impact, les courbes étant simplement décalées entre elles de la durée d'arrivée de la sollicitation aux différents points (Figure 3.31).

En tout point à la surface de la dalle, à partir de l'arrivée de la sollicitation en ce point, la courbe de pression induite normalisée en fonction du temps a été trouvée de forme parabolique. Cette parabole a été caractérisée par la pente de la courbe de pression induite normalisée en fonction du temps à 50 % de la pression maximale pendant la montée initiale en pression (p_{50}). Cette pente est alors reliée à l'instant où la pression induite est maximale par l'équation 4.13.

La valeur de p_{50} a été déterminée pour chaque configuration d'essai considérée (D, B et H). La Figure 4.12 montre les valeurs de la pente p_{50} observée pour l'ensemble des configurations d'impact considérées dans les essais. Dans cette figure, pour chacune des trois valeurs de l'épaisseur de couche protectrice (D), la valeur de la pente p_{50} est donnée soit, graphes du haut, en fonction de la hauteur de chute (H, ou vitesse d'impact), pour chacun des diamètres d'impacteur (B) soit, graphes du bas, en fonction du diamètre d'impacteur, pour chacune des hauteurs de chute.

Les graphes du haut montrent que la hauteur de chute (H, ou la vitesse d'impact) n'a pas d'influence sur p_{50}. Les graphes du bas montrent une certaine décroissance de p_{50} avec les diamètres d'impacteur (B) croissantes. Ces graphes montrent également que l'épaisseur de la couche de sol protectrice (D) n'a qu'une faible influence sur cette relation.

Pour chaque essai, la valeur de p_{50} est bien définie, puisque commune aux sept capteurs de pression placés à différentes distances de la trajectoire d'impact. Néanmoins, dans certains essais, la mise en résonnance des capteurs peut conduire à une pente apparente, en fait manifestement erronée. Ces essais sont à l'origine de l'assez grande dispersion des valeurs observée en Figure 4.12. Ces quelques valeurs ont été écartées pour la suite de l'analyse.

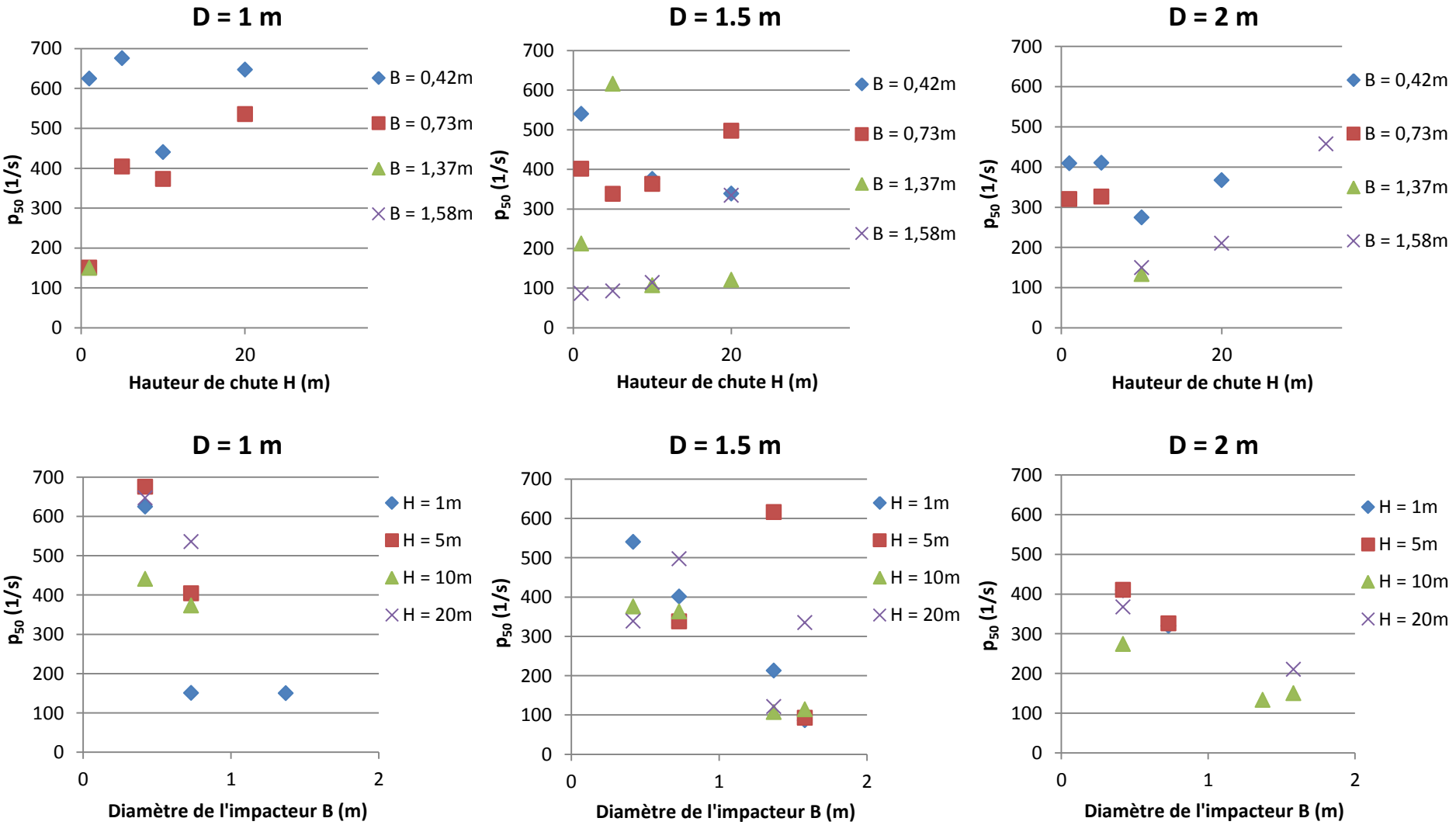


Figure 4.12. Vitesse d'accroissement de la pression induite normalisée à 50% de la pression induite maximale pour l'ensemble des configurations d'impact

La hauteur de chute n'ayant pas d'influence notable sur p_{50}, pour une configuration (D, B), la moyenne des valeurs de p_{50} pour l'ensemble des hauteurs de chute testées a été calculée. Dans le graphe en Figure 4.13, les valeurs de p_{50} moyennes sur l'ensemble des hauteurs de chute ont été représentées en fonction du diamètre de l'impacteur pour les différentes épaisseurs de couche protectrice considérées, chaque épaisseur étant toutefois identifiée par une couleur. Chaque point dans ce graphe correspond donc, pour une valeur de B, à la moyenne des valeurs de p_{50} représentées pour les différentes hauteurs de chute dans les trois graphes du bas de la Figure 4.12.

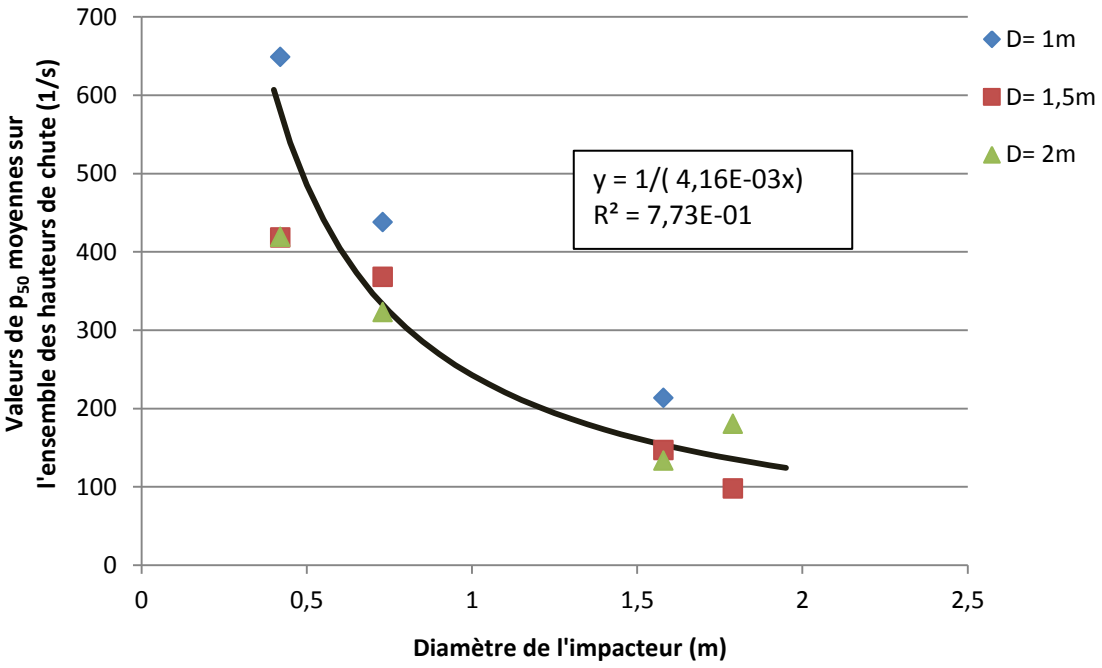


Figure 4.13. Vitesse d'accroissement de la pression induite normalisée à 50 % de la pression maximale en fonction du diamètre de l'impacteur

Pour les très grandes dimensions d'impacteur, la vitesse d'accroissement de la pression induite normalisée semble tendre vers une valeur constante, forcément positive. Par conséquent, une relation hyperbolique est proposée pour représenter la décroissance de p_{50} avec le diamètre de l'impacteur. Cette interpolation hyperbolique, tracée dans le graphe de la Figure 4.13, représente relativement l'ensemble des données, quelle que soit la valeur de D.

Par conséquent, la vitesse d'accroissement de la pression induite normalisée à 50 % de la pression induite maximale (p_{50}), pour les différentes configurations d'impact considérées dans cette étude paramétrique expérimentale, s'exprime par la relation suivante :

$$p_{50} = \frac{v}{B} \qquad 4.22$$

Où v (en m/s) est un paramètre donné par la régression hyperbolique sur les valeurs de p_{50} en fonction de B. Pour le sable compacté employé dans la campagne d'essais, v = 240 m/s.

4.6 Durée du pic de pression

En un point de l'interface entre le sol et la structure protégée, la décroissance en fonction du temps de la pression induite normalisée a été caractérisée par la durée pendant laquelle la pression était supérieure à 50 % de sa valeur maximale (Δt_{50}). Il a été observé que cette durée était une fonction affine décroissante de la distance à la trajectoire d'impact (r), comme indiqué en introduction du chapitre par l'équation 4.11, rappelée ci-dessous :

$$\Delta t_{50}(r) = \Delta t_{50}(r=0) - L \cdot r \qquad 4.23$$

Dans cette équation, le premier terme ($\Delta t_{50}(r=0)$) représente la durée du pic de pression induite au-dessus de 50 % de la pression maximale au droit du point d'impact. Le second terme traduit la décroissance de la durée du pic de pression induite au-dessus de 50 % de la pression maximale avec l'éloignement à la trajectoire d'impact.

Dans le dépouillement de chaque essai, correspondant à une configuration d'impact définie par D, B et H, les valeurs de Δt_{50} au droit de chaque capteur de pression, à la distance r de la trajectoire, sont déduites de l'enregistrement des mesures données par le capteur. La suite de cette section présente l'analyse et l'interprétation de ces observations dans l'objectif d'identifier l'influence de la configuration d'essai (D, B et H), tout d'abord, sur la durée du pic de pression au droit de l'impact ($\Delta t_{50}(r=0)$), puis sur la décroissance de la durée du pic de pression avec la distance à la trajectoire d'impact (facteur L).

4.6.1 Durée du pic de pression au droit de l'impact

Pour chaque essai d'impact, correspondant à une configuration D, B et H, la durée pendant laquelle, au droit du point d'impact, la pression induite est supérieure à 50 % de sa valeur maximale ($\Delta t_{50}(r=0)$) est tirée de l'enregistrement des mesures données par les capteurs de pression.

Si le point d'impact pendant l'essai est proche du point visé, au centre de la dalle d'essai, où se trouve le capteur central du dispositif, la valeur de $\Delta t_{50}(r=0)$ est directement tirée des mesures sur ce capteur. Dans le cas contraire, cette valeur est obtenue par extrapolation linéaire en r = 0 à partir des valeurs de Δt_{50} tirées des mesures sur les capteurs aux distances $r > 0$. En effet, comme le montre en Section 3.7.5.2 la Figure 3.39, malgré les éventuelles difficultés de dépouillement dues à une interférence avec la fréquence propre de la dalle d'essai, les valeurs de Δt_{50} sont bien alignées.

La Figure 4.14 montre les durées du pic de pression au-dessus de 50 % de la pression maximale au droit de l'impact ($\Delta t_{50}(r=0)$) observées pour l'ensemble des configurations d'impact de la campagne d'essais. Dans cette figure, pour chacune des trois valeurs de l'épaisseur de couche protectrice (D), la valeur de $\Delta t_{50}(r=0)$ est donnée soit, graphes du haut, en fonction de la hauteur de chute (H, liée à la vitesse d'impact), pour chaque diamètre d'impacteur (B) soit, graphes du bas, en fonction du diamètre d'impacteur, pour chaque hauteur de chute.

Ces graphes montrent que la durée du pic au droit de l'impact est comprise entre 10 et 50 ms. Elle diminue avec la hauteur de chute (graphes du haut) et augmente avec le diamètre de l'impacteur (graphes du bas). Il apparait également qu'elle diminue légèrement avec l'épaisseur de la couche de sol.

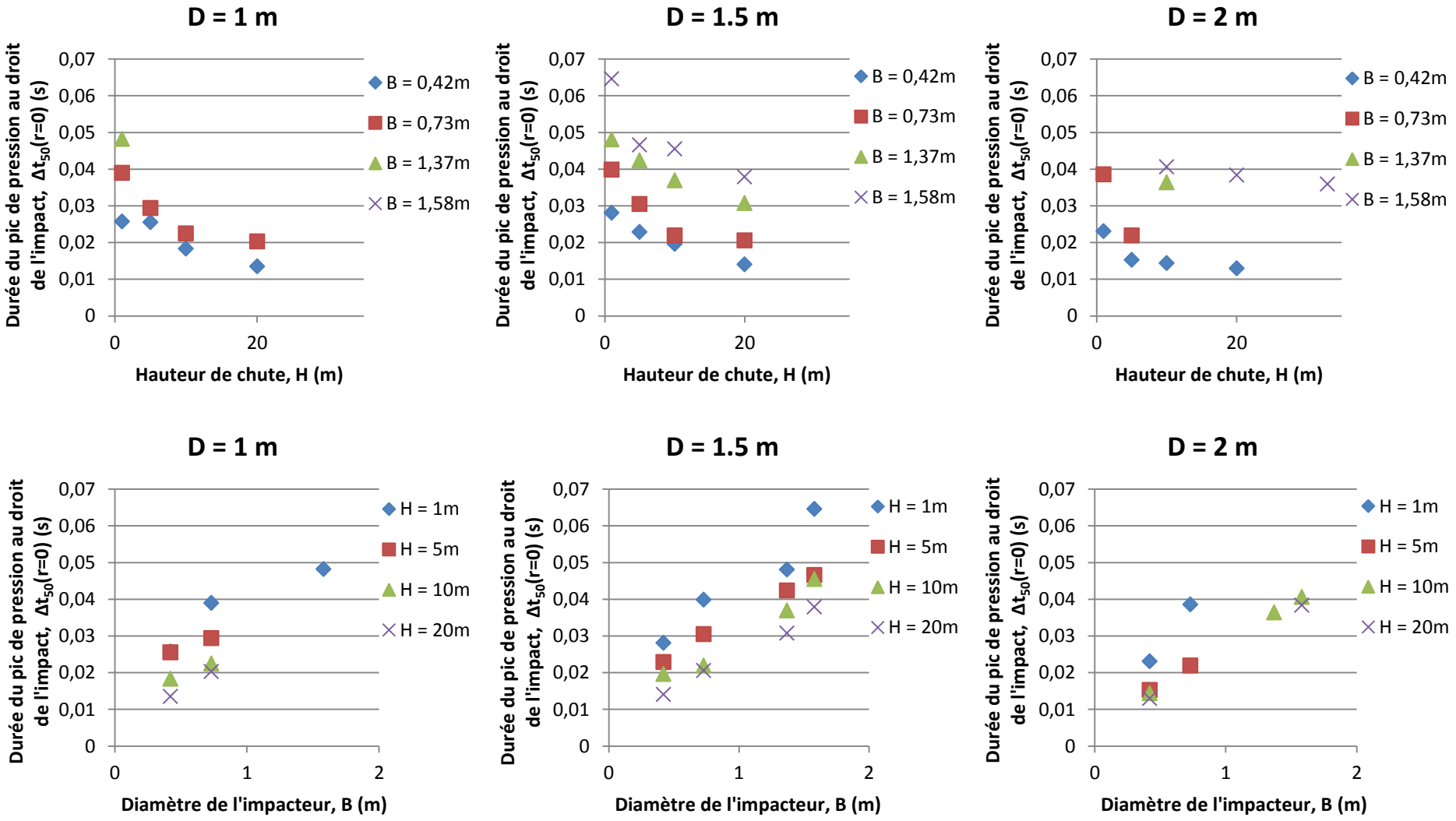


Figure 4.14 : Durée du pic de pression au droit de l'impact pour l'ensemble des configurations d'impact

En Figure 4.15, les durées de pic de pression au-dessus de 50 % de la valeur maximale au droit du point d'impact ($\Delta t_{50}(r=0)$) pour l'ensemble des configurations D, B et H ont été représentées en fonction du rapport B/D. Ce graphe montre que, pour chaque hauteur de chute considérée (H, ou vitesse d'impact), la valeur de $\Delta t_{50}(r=0)$ augmente linéairement avec le rapport B/D. Par conséquent, la durée du pic au-dessus de 50 % de la pression maximale s'exprime par la relation suivante :

$$\Delta t_{50}(r=0) = K_1(H) \cdot \left(\frac{B}{D}\right) + K_2(H) \qquad 4.24$$

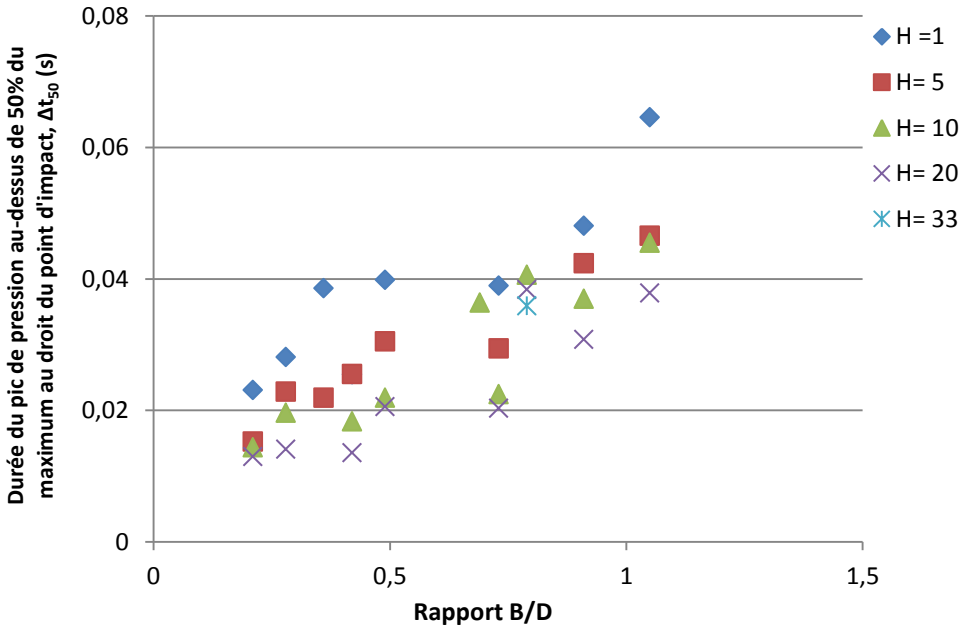


Figure 4.15. Durées du pic de pression au-dessus de 50 % de la valeur maximale au droit du point d'impact en fonction de B/D pour l'ensemble des configurations d'essai

Ce graphe indique également que l'augmentation de $\Delta t_{50}(r=0)$ avec les valeurs croissantes de B/D est indépendante de H. La Figure 4.16 montre les régressions linéaires sur les valeurs de $\Delta t_{50}(r=0)$ en fonction de D/B pour chacune des valeurs de H, obtenues en imposant la même pente pour les quatre fonctions d'interpolation affine (la valeur imposée étant la moyenne des pentes obtenues par régression linéaire sur les valeurs correspondant à chacune des valeurs de H). Par conséquent, l'expression de $\Delta t_{50}(r=0)$ devient :

$$\Delta t_{50}(r=0) = k_1 \cdot \left(\frac{B}{D}\right) + K_2(H) \qquad 4.25$$

Où le paramètre k_1 (en s) représente l'augmentation de $\Delta t_{50}(r=0)$ avec les rapports B/D croissants.

Dans cette équation, $K_2(H)$ peut être considéré comme étant la durée du pic au droit du point d'impact pour une hauteur de chute H lorsque l'épaisseur de la couche de sol protectrice devient grande devant la dimension du bloc impacteur. Les valeurs de $K_2(H)$ correspondent à l'ordonnée à l'origine des relations linéaires entre $\Delta t_{50}(r=0)$ et B/D, interpolées pour chaque valeur de H en Figure 4.16. Ces valeurs ont été représentées en fonction de H en Figure 4.17.

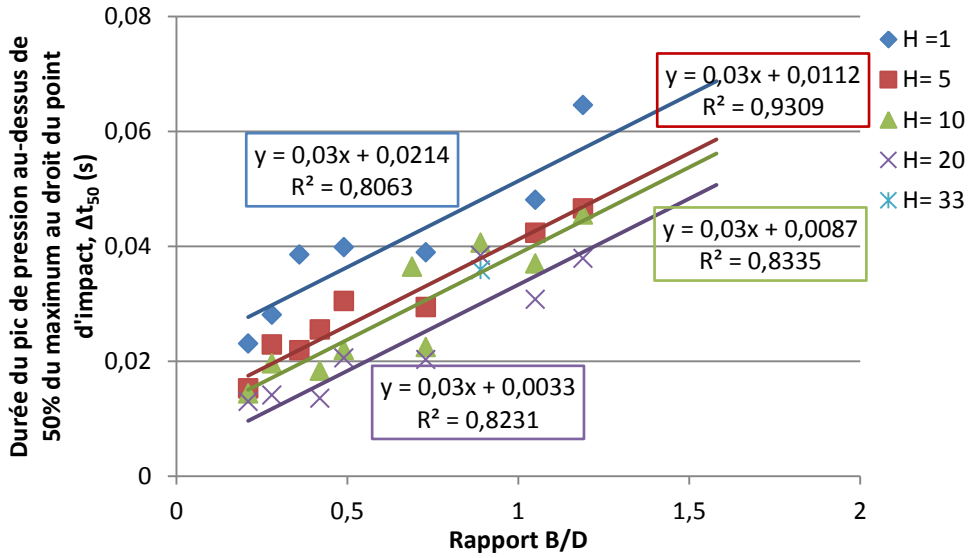


Figure 4.16. Relation entre durée du pic de pression au-dessus de 50 % de la valeur maximale et le rapport B/D pour différentes hauteurs de chute (ou vitesses d'impact)

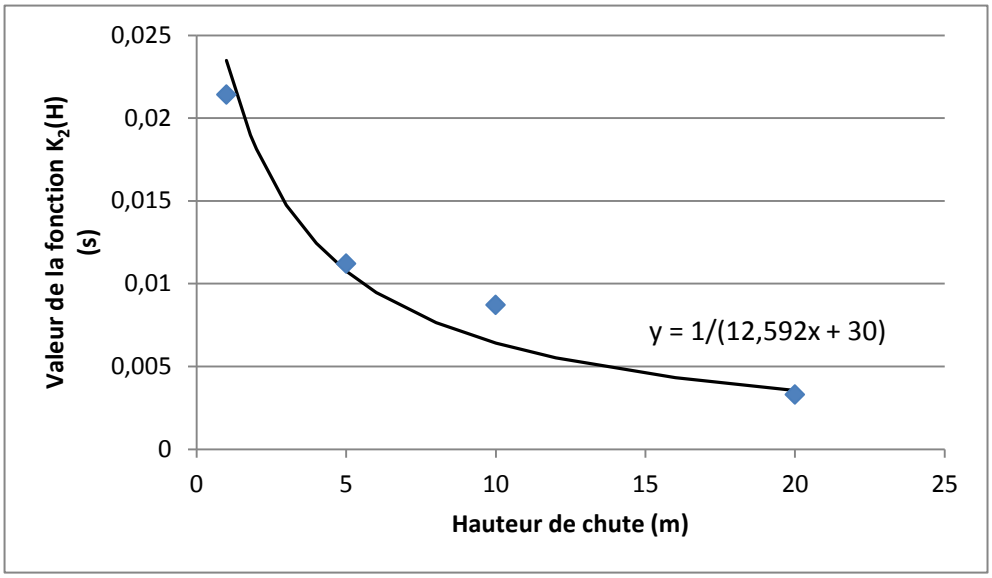


Figure 4.17. Durée du pic de pression au-dessus de 50 % de sa valeur maximale au droit du point d'impact en fonction de la hauteur de chute pour des couches protectrices très épaisses

Cette durée d'impact pour des épaisseurs de couches protectrices importantes par rapport aux dimensions de l'impacteur semble décroître vers zéro pour les valeurs très grandes de H (ou de la vitesse d'impact). Par conséquent, il est proposé de représenter $K_2(H)$ par la relation hyperbolique suivante :

$$K_2(H) = \frac{k_{21}}{1 + \frac{H}{k_{22}}} \qquad 4.26$$

Où les paramètres k_{21} (en s) et k_{22} (en m) résultent de la régression hyperbolique sur les valeurs de $K_2(H)$ représentée en Figure 4.17.

En résumé, la durée du pic de pression au-dessus de 50 % de la pression maximale au droit de l'impact ($\Delta t_{50}(r=0)$) s'exprime par :

$$\Delta t_{50}(r=0) = k_1 \cdot \left(\frac{B}{D}\right) + \frac{k_{21}}{1+\frac{H}{k_{22}}} \qquad 4.27$$

Où k_1 (en s) est le paramètre qui représente l'augmentation de $\Delta t_{50}(r=0)$ avec les rapports B/D croissants, déterminé par régression linéaire sur les valeurs de $\Delta t_{50}(r=0)$ mesurées pour une hauteur de chute (ou vitesse d'impact) donnée. Les paramètres k_{21} (en s) et k_{22} (en m) représentent la relation hyperbolique entre l'ordonnée à l'origine de ces relations linéaires et la hauteur de chute.

Pour le sable compacté employé dans la campagne d'essais, k_1 a été trouvé de l'ordre de 30 ms (cf. Figure 4.16) et les paramètres k_{21} et k_{22} de l'ordre de 33 ms et 2.4 m respectivement (cf. Figure 4.17). Sur la plage de configurations considérée dans cette étude (B/D dans l'intervalle [0.21 ; 1.58] et H dans l'intervalle [1 ; 33] m), aucun des deux termes dans l'équation 4.27 n'est négligeable devant l'autre. Il apparaît difficile de départager les influences respectives du rapport B/D et de la hauteur de chute (ou vitesse d'impact) sur la durée du pic de pression au droit de l'impact.

4.6.2 Décroissance de la durée du pic de pression avec la distance à la trajectoire

Pour chaque essai, la durée pendant laquelle la pression induite par l'impact en un point de l'interface sol-structure est supérieure à 50 % de sa valeur maximale en ce point au cours du temps décroit linéairement avec la distance à la trajectoire d'impact. Ce taux de décroissance avec la distance à la trajectoire, représenté dans l'équation 4.23 par la fonction L, a été observé dans chacun des d'essais, pour une configuration d'impact définie par un jeu de paramètres D, B et H.

La Figure 4.18 montre les taux de décroissance de la durée du pic de pression au-dessus de 50 % de sa valeur maximale ($\Delta t_{50}(r)$) avec la distance à la trajectoire d'impact (r), i.e. les valeurs de L, observés pour l'ensemble des configurations d'impact des essais réalisés. Dans cette figure, pour chacune des trois valeurs de l'épaisseur de couche protectrice (D), la valeur de la pente L est donnée soit, graphes du haut, en fonction de la hauteur de chute (H, liée à la vitesse d'impact), pour chaque diamètre d'impacteur (B) soit, graphes du bas, en fonction du diamètre d'impacteur, pour chaque hauteur de chute.

Les graphes du haut montrent que le taux de décroissance de la durée du pic de pression en fonction de la distance à la trajectoire d'impact diminue pour les hauteurs de chute (H) croissantes. Inversement, les graphes du bas montrent que ce taux augmente avec les diamètres d'impacteur croissants. Enfin, l'ensemble des graphes montrent que le taux de décroissance de la durée du pic de pression en fonction de la distance à la trajectoire d'impact diminue pour les épaisseurs de couches de sol protectrices croissantes.

Ces deux dernières observations conduisent à s'intéresser à une relation entre le taux de décroissance de la durée du pic de pression en fonction de la distance à la trajectoire d'impact et le rapport D/B.

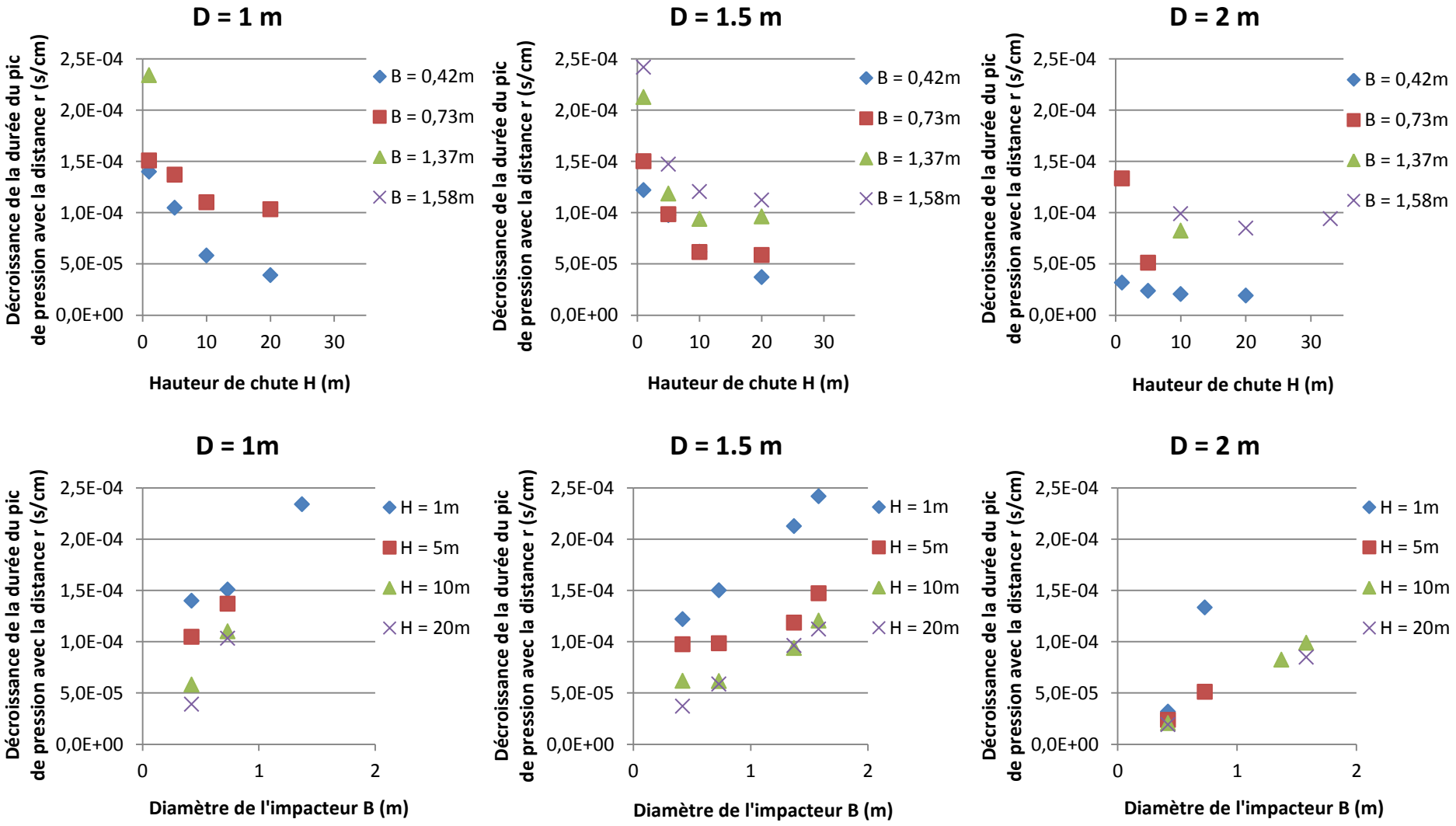


Figure 4.18. Taux de décroissance de la durée du pic de pression avec la distance à la trajectoire pour l'ensemble des configurations d'impact des essais

En Figure 4.19, les taux de décroissance de la durée du pic de pression en fonction de la distance à la trajectoire d'impact ont été représentés pour l'ensemble des essais en fonction du rapport D/B, en distinguant les différentes hauteurs de chute (H, ou vitesse d'impact). Ce graphe montre que, pour chaque hauteur de chute, le taux de décroissance de la durée du pic avec la distance à la trajectoire d'impact augmente linéairement avec le rapport B/D.

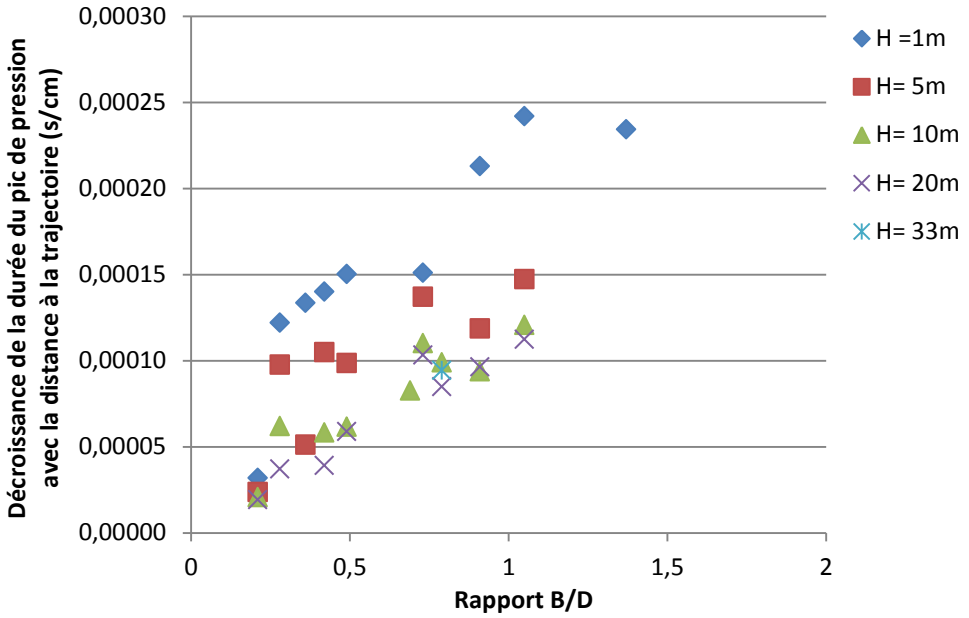


Figure 4.19. Taux de décroissance de la durée du pic de pression avec la distance à la trajectoire en fonction du rapport B/D pour l'ensemble des essais

Pour chaque hauteur de chute (H), une régression linéaire a été effectuée sur les valeurs du taux de décroissance de la durée du pic de pression avec la distance à la trajectoire en fonction de D/B. Les pentes des relations affines étant très proches, ces régressions ont été recalculées en imposant la même pente pour les quatre droites d'interpolation, prise égale à la moyenne des pentes obtenues par régression sur les données correspondant à chacune des valeurs de H. Le graphe résultant, en Figure 4.20, montre la relation entre le taux de décroissance de la durée du pic de pression avec la distance à la trajectoire en fonction de D/B, pour les différentes hauteurs de chute considérées dans les essais. Par conséquent, la fonction L a été définie par la relation suivante :

$$L(D, B, H) = l_1 \cdot \left(\frac{B}{D}\right) + L_2(H) \qquad 4.28$$

Où le paramètre l_1 (en s/m) représente l'influence linéaire de B/D sur le taux de décroissance de la durée du pic de pression (Δt_{50}) avec la distance à la trajectoire.

La fonction $L_2(H)$ représente l'ordonnée à l'origine des relations linéaires entre taux de décroissance de la durée du pic de pression avec la distance à la trajectoire et valeur du rapport D/B. $L_2(H)$ est la valeur minimale du taux de décroissance de la durée du pic de pression avec la distance à la trajectoire, lorsque l'épaisseur de couche de sol protectrice est importante devant la dimension de l'impacteur. En Figure 4.21, les valeurs de L_2 ont été représentées en fonction de H.

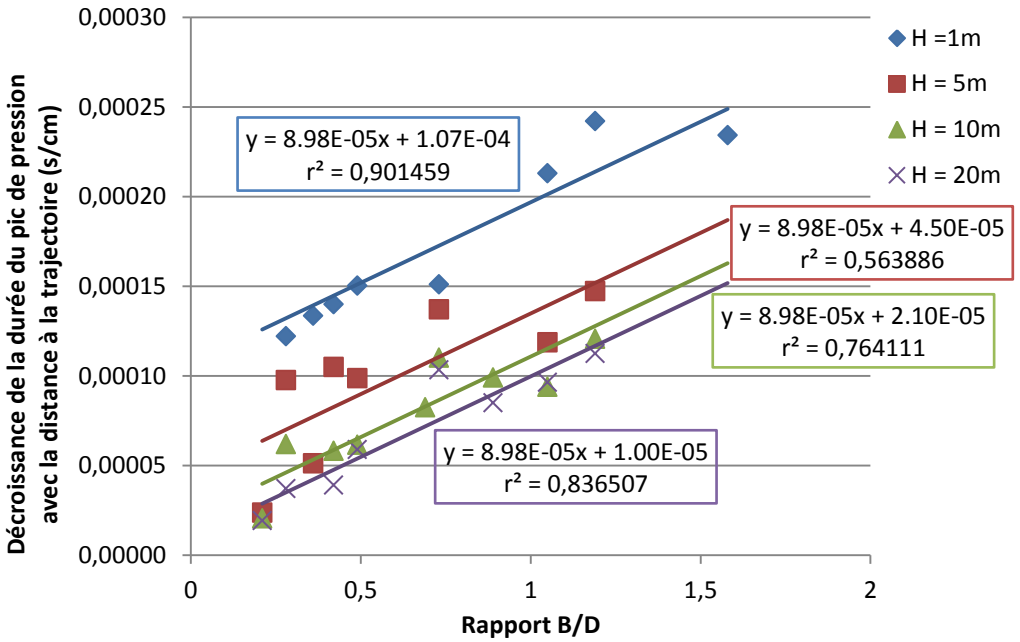


Figure 4.20. Taux de décroissance de la durée du pic de pression avec la distance à la trajectoire en fonction du rapport B/D – Interpolation linéaire pour chaque hauteur de chute

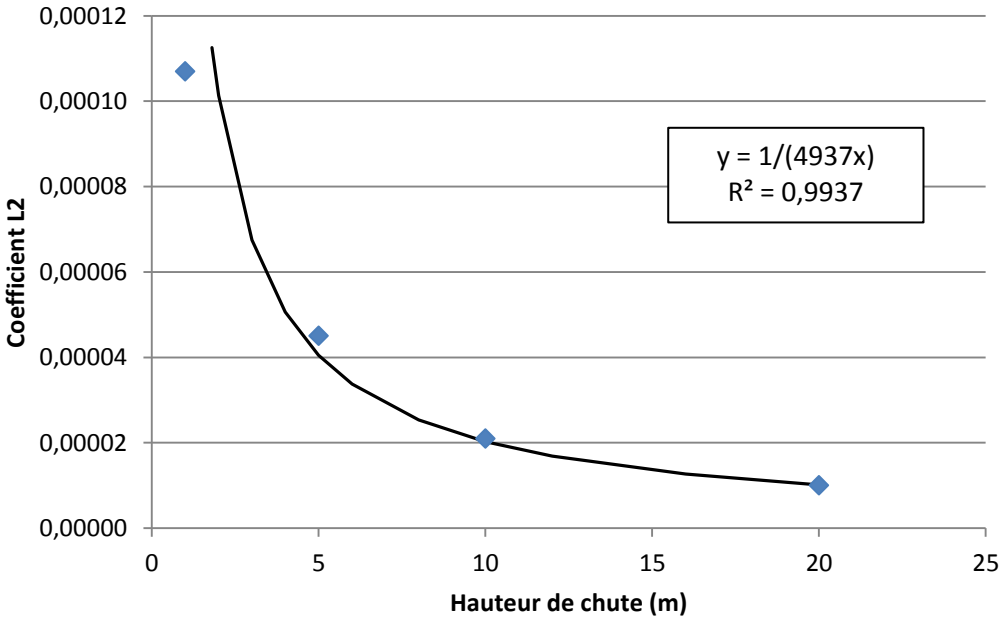


Figure 4.21. Taux de décroissance de la durée du pic de pression avec la distance à la trajectoire pour une épaisseur de sol protecteur très grande par rapport à la dimension du bloc

Ce taux de décroissance de la durée du pic de pression avec la distance à la trajectoire pour des épaisseurs de couches protectrices importantes par rapport aux dimensions de l'impacteur semble décroître vers zéro pour les valeurs très grandes de H (ou de la vitesse d'impact). Par conséquent, il est proposé de représenter $L_2(H)$ par la relation hyperbolique suivante :

$$L_2(H) = \frac{l_2}{H} \qquad 4.29$$

Où le paramètre l_2 (en s) résulte de la régression hyperbolique sur les valeurs de $L_2(H)$ représentée en Figure 4.21.

En résumé, le taux de décroissance de la durée du pic de pression avec la distance à la trajectoire s'exprime par :

$$L(D, B, H) = l_1 \cdot \left(\frac{B}{D}\right) + \frac{l_2}{H} \qquad 4.30$$

Où l_1 (en s/m) est le paramètre qui représente l'augmentation de L avec les rapports B/D croissants, déterminé par régression linéaire sur les valeurs de L observées pour une hauteur de chute (ou vitesse d'impact) donnée. Le paramètre l_2 (en s) représente la relation hyperbolique entre l'ordonnée à l'origine de ces relations linéaires et la hauteur de chute.

Pour le sable compacté employé dans la campagne d'essais, l_1 a été trouvé de l'ordre de 9 ms/m (cf. Figure 4.20) et le paramètre l_2 de l'ordre de 20 ms (cf. Figure 4.21).

4.7 Conclusion

4.7.1 Synthèse des formules

L'analyse des mesures de pression à l'interface entre le sol et la structure protégée pendant les essais d'impact a conduit à représenter la distribution spatio-temporelle de pression induite par l'impact ($p(r, t)$) comme le produit de la distribution spatiale de pression induite maximale ($p_{max}(r)$) par la distribution temporelle de la pression induite « normalisée » à la distance r de la trajectoire d'impact, i.e. la pression induite divisée par la pression induite maximale à cette distance. La distribution $p(r, t)$ a ainsi été exprimée par les équations 4.1 à 4.3 rappelées ci-dessous :

- Pour $t < t_i(r)$:

$$p(r, t) = 0 \qquad 4.31$$

- Pour $t_i(r) \leq t < t_{max}(r)$:

$$p(r, t) = p_{max}(r) \times f\big(t - t_i(r)\big) \qquad 4.32$$

- Pour $t_{max}(r) \leq t$:

$$p(r, t) = p_{max}(r) \times g\big(r, t - t_{max}(r)\big) \qquad 4.33$$

Où $t_i(r)$ représente l'instant d'arrivée de la sollicitation à la distance r de la trajectoire, $p_{max}(r)$ la distribution spatiale de pression induite maximale et les fonctions f et g la distribution de pression induite normalisée respectivement avant et après le pic de pression, à l'instant $t_{max}(r)$.

La distribution spatiale de la pression maximale $p_{max}(r)$ a été représentée en Figure 4.2 et la distribution temporelle de la pression induite « normalisée » à la distance r de la trajectoire, montrant les fonctions f et g, en Figure 4.3. La fonction f, pendant l'augmentation de la pression jusqu'à sa valeur maximale à cette distance est parabolique, puis la fonction g, pendant sa décroissance vers zéro, est Gaussienne.

Cinq grandeurs sont utilisées pour caractériser, à partir des essais, la distribution $p_{max}(r)$ et les fonctions f et g (cf. équations 4.4 à 4.11) :

- A_i : la vitesse de propagation de la sollicitation dans la couche de sol,
- $p_{max}(r=0))$ et $p_{max}(r=B/2)$, la pression induite maximale, respectivement au droit de l'impact et à l'aplomb de la périphérie du bloc,
- p_{50} et Δt_{50}, la vitesse d'accroissement de la pression induite normalisée (caractérisant la fonction f), observée indépendante de la distance à la trajectoire d'impact, et la durée pendant laquelle la pression induite est supérieure à 50 % de sa valeur maximale (caractérisant la fonction g), observée diminuer avec la distance à la trajectoire d'impact.

La campagne d'essais expérimentaux a systématiquement combiné différentes épaisseurs de la couche de sol protectrice (D), diamètres équivalents d'impacteur (H) et hauteur de chute (H, reliée à la vitesse d'impact). A partir de ces essais, ce chapitre a présenté l'analyse de l'influence de la

configuration d'impact (D, B et H) sur chacune de ces cinq grandeurs. Cette analyse a permis de mettre en évidence de nouveaux phénomènes et d'exprimer en fonction de la configuration d'impact définie par D, B et H les cinq grandeurs qui caractérisent la distribution spatio-temporelle de pression induite par l'impact à l'interface entre la couche de sol protectrice et la structure.

Concernant la propagation initiale de la sollicitation (vitesse A_i, mise en évidence en représentant le temps d'arrivée de la sollicitation en fonction de la distance du capteur de pression à la trajectoire de pression), cette grandeur a été observée identique dans tous les essais. Ce paramètre peut donc être défini à partir d'un essai, instrumenté par capteurs de pressions à l'interface sol-structure, indépendamment de la configuration d'impact D, B ou H.

La valeur de la pression maximale induite au droit du point d'impact a été trouvée, pour une hauteur de chute (ou une vitesse d'impact), augmenter linéairement avec le rapport B/D, de manière beaucoup plus significative pour $B > 0.75D$. Pour la conception d'une protection aux impacts par une couche de sol, il est donc recommandé de choisir l'épaisseur de la couche de sol supérieure à $4B/3$.

La pente et l'ordonnée à l'origine de la relation affine entre la pression maximale induite au droit du point d'impact ($p_{max}(r=0)$) et la valeur du rapport B/D dépend de la hauteur de chute (i.e. de la vitesse d'impact du bloc rocheux). Cette pente et ordonnée ont également été trouvées linéaires en fonction de H, conduisant à exprimer la pression maximale induite au droit du point d'impact en fonction de la configuration d'impact (D, B et H) par l'équation suivante :

$$p_{max}\left(\frac{B}{D}, H\right) = (c_1 \cdot H + c_2) \times \frac{B}{D} + (c_3 \cdot H + c_4) \qquad 4.34$$

Les valeurs des paramètres c_i, $i=1$ à 4, sont différents pour les épaisseurs de couche de sol protectrice (D) inférieures ou supérieures à l'épaisseur critique de $4B/3$. Dans chacun des cas, pour les épaisseurs supérieures à $4B/3$ (recommandé), les valeurs de ces quatre paramètres sont obtenues expérimentalement en deux étapes. Premièrement, pour une hauteur de chute donnée, effectuer une régression linéaire sur les valeurs de $p_{max}(r=0)$ observées pour plusieurs valeurs du rapport B/D. Deuxièmement, la pente donnée par cette régression correspondant au facteur de B/D dans l'équation 4.34 et l'ordonnée à l'origine au terme constant (pour une valeur de H), effectuer une régression linéaire sur chacun de ces deux termes en fonction de H, pour obtenir respectivement (c_1 et c_2) et (c_3 et c_4). Considérant la qualité des régressions observées, neuf essais combinant trois rapports de B/D et trois hauteurs de chute (H) permettent de déterminer ces coefficients.

La distribution spatiale de pression induite maximale ($p_{max}(r)$) est de forme Gaussienne, comme indiqué par l'équation 4.35 ci-après, décroissante à partir de l'extrémum observé au droit du point d'impact. Le paramètre β_1, décrivant la diminution de la pression maximale en fonction de la distance à la trajectoire d'impact (r), est relié à la valeur de la pression induite maximale au droit de la périphérie du bloc par l'équation 4.36, dans laquelle B représente le diamètre équivalent du bloc.

$$p_{max}(r) = p_{max}(r=0) \cdot e^{-\beta_1 r^2} \quad 4.35$$

$$\beta_1 = \frac{4}{B^2} \ln\left(\frac{p_{max}(r=0)}{p_{max}\left(r=\frac{B}{2}\right)}\right) \quad 4.36$$

La valeur en B/2 de la pression induite maximale normalisée ($p_{max}(r=B/2) / p_{max}(r=0)$) décroit avec le rapport B/D, indépendamment de la hauteur de chute (H, ou vitesse d'impact). En fait, lorsque les dimensions du bloc sont grandes par rapport à l'épaisseur de la couche de sol protectrice, un effet d'enclume se produit qui rigidifie le sol autour de la trajectoire d'impact et réduit fortement la valeur de la pression maximale au droit de la périphérie du bloc (en B/2). Il a été montré que le paramètre β_1 est donné par l'équation suivante :

$$\beta_1 = \frac{4\,a}{D^2} \quad 4.37$$

Où le paramètre a est déterminé par interpolation Gaussienne des valeurs de pression induite maximale normalisée à la distance B/2 de la trajectoire d'impact en fonction du rapport B/D.

La distribution temporelle de la pression induite normalisée à la distance r de la trajectoire d'impact est de forme différente avant et après le pic de pression. Avant le pic, les résultats des essais ont montré que la pression induite normalisée augmentait à la même vitesse, indépendamment de la distance à la trajectoire. Pendant l'augmentation de la pression, la courbe de pression induite normalisée en fonction du temps est de forme parabolique, caractérisée par la pente de la courbe à 50 % de la pression maximale (p_{50}), comme représenté par l'équation suivante :

$$\frac{p(r,t)}{p_{max}(r)} = \frac{p_{50}}{2}\left(t - t_i(r)\right) \times \left(2\sqrt{2} - p_{50} \cdot \left(t - t_i(r)\right)\right) \quad 4.38$$

Les essais montrent que la vitesse d'accroissement de la pression induite normalisée à 50 % de la pression induite maximale (p_{50}) est indépendante de la hauteur de chute (H, ou la vitesse d'impact) et peu influencée par l'épaisseur de la couche de sol protectrice (D). Par contre p_{50} décroit avec le diamètre équivalent du bloc rocheux (B) selon la relation suivante :

$$p_{50} = \frac{v}{B} \quad 4.39$$

Où v (en m/s) est un paramètre dont la valeur est obtenue par régression hyperbolique sur les valeurs de p_{50} en fonction de B.

p_{50} étant indépendante de H et peu influencé par D, peu d'essais avec différents diamètres de bloc (B) suffisent pour déterminer la valeur de ce paramètre. De plus, p_{50} étant indépendante de de la distance à la trajectoire d'impact, sa valeur peut être mesurée sur tout capteur de pression à l'interface sol-structure.

En tout point de l'interface sol-structure, la décroissance de la pression induite normalisée en fonction du temps est de forme Gaussienne, représentée par l'équation suivante :

$$\frac{p(r,t)}{p_{max}(r)} = e^{-\gamma(r)\cdot\left(t - t_{max}(r)\right)^2} \qquad 4.40$$

Avec :

$$\gamma(r) = \frac{\ln(2)\cdot {p_{50}}^2}{[p_{50}\cdot\Delta t_{50}(r) - 1]^2} \qquad 4.41$$

Où $\Delta t_{50}(r)$ représente la durée du pic de pression induite au-dessus de 50 % de la pression maximale au point situé à la distance r de la trajectoire d'impact.

Les essais ont montré que Δt_{50} était une fonction linéaire décroissante de la distance à la trajectoire d'impact :

$$\Delta t_{50}(r) = \left[k_1 \cdot \left(\frac{B}{D}\right) + \frac{k_{21}}{1+\frac{H}{k_{22}}}\right] - L\cdot r \qquad 4.42$$

où k_1 (en s) déterminé par régression linéaire sur les valeurs de Δt_{50} au droit de l'impact (en r = 0) en fonction du rapport B/D, observées pour une hauteur de chute (ou vitesse d'impact) donnée. Les paramètres k_{21} (en s) et k_{22} (en m) représentent la relation hyperbolique entre l'ordonnée à l'origine de ces relations linéaires et la hauteur de chute (ou la vitesse d'impact).

Enfin, le taux de décroissance de la durée du pic de pression Δt_{50} avec la distance à la trajectoire (facteur L dans l'équation 4.42) s'exprime par :

$$L = l_1 \cdot \left(\frac{B}{D}\right) + \frac{l_2}{H} \qquad 4.43$$

Où l_1 (en s/m) est déterminé par régression linéaire sur les valeurs de L observées pour une hauteur de chute (ou vitesse d'impact) donnée. Le paramètres l_2 (en s) représente la relation hyperbolique entre l'ordonnée à l'origine de ces relations linéaires et la hauteur de chute.

Les valeurs des paramètres qui décrivent, pour une configuration d'impact D, B et H, la distribution spatio-temporelle de pression induite ont été déterminés pour le sable fin utilisé dans les essais, compacté à la densité sèche moyenne de 1.54. La vitesse (A_i) qui caractérise la propagation de la sollicitation à travers la couche de sol a été trouvée égale à 155 m/s (±27m/s).

4.7.2 Synthèse des paramètres

Les valeurs des paramètres qui caractérisent la pression maximale induite au droit du point d'impact ont été regroupées dans le Tableau 4.2. Le paramètre a, qui caractérise le taux de décroissance de la Gaussienne β_1 de la distribution spatiale de pression maximale (équation 4.35) en fonction de l'épaisseur de la couche de sol protectrice (équation 4.37) vaut 0.4418.

Tableau 4.2. Paramètres de la relation entre pression maximale au droit de l'impact et configuration d'impact D, B et H pour le sable fin compacté employé dans les essais

Pour $B/D < 0.75$				Pour $B/D \geq 0.75$			
c_1 (kPa/m)	c_2 (kPa)	c_3 (kPa/m)	c_4 (kPa)	c_1 (kPa/m)	c_2 (kPa)	c_3 (kPa/m)	c_4 (kPa)
57	79	-12	-9	246	341	-160	-164

Le paramètre v, dans la relation entre la vitesse d'accroissement de la pression induite normalisée à 50 % de la pression induite maximale (p_{50}) et le diamètre de l'impacteur, a été trouvé égal à 240 m/s.

Les paramètres k_1, k_{21} et k_{22} caractérisant, au droit du point d'impact, la durée pendant laquelle la pression est supérieure à 50 % de la pression maximale (Δt_{50}), sont respectivement de l'ordre de 30 ms, 33 ms et 2.4 m. Enfin, les valeurs des paramètres l_1 et l_2, qui caractérisent la décroissance de la durée du pic de pression avec la distance à la trajectoire, sont respectivement égaux à 9 ms/m et 20 ms.

Pour d'autres sols et densités, les relations trouvées seront probablement de formes similaires, mais les valeurs des paramètres devront être déterminées par essais complémentaires.

Ainsi, pour ce matériau, la distribution spatio-temporelle de pression induite par l'impact à l'interface sol-structure peut être déterminée pour toute configuration d'impact D, B et H. Par exemple, le modèle de distribution spatio-temporelle de pression induite par l'impact D2B3H3C2 a été calculé et représenté en Figure 4.22.

Les performances du modèle pour représenter les essais réalisés lors de la campagne de ce travail de thèse, ainsi que la comparaison avec les travaux de la littérature sont présentées dans le prochain chapitre.

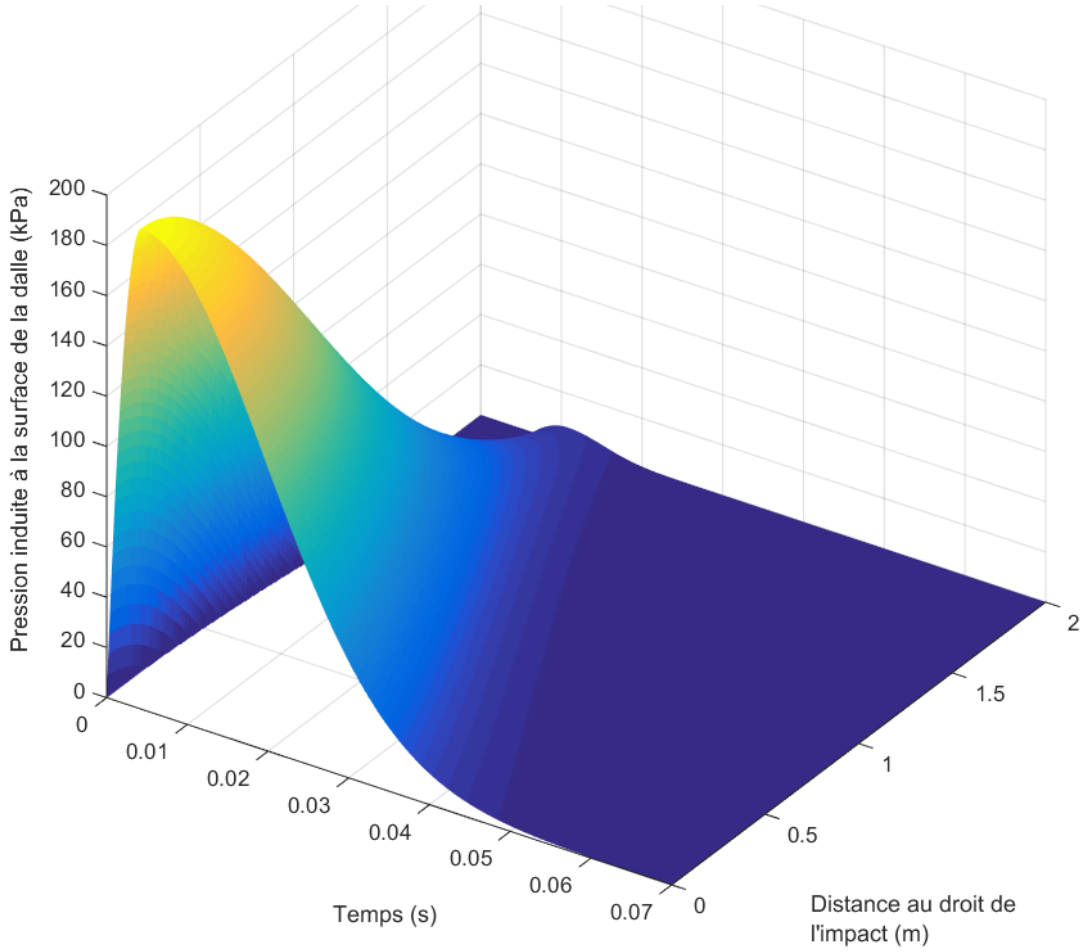


Figure 4.22 : Pression transmise à la base de la couche de sable calculée pour l'impact D2B2H3C2

5 PRECISION ET PERFORMANCE DU MODELE

5.1 Introduction

Dans le chapitre précédent, l'analyse des résultats du programme expérimental a conduit à proposer une expression analytique de la distribution spatio-temporelle de pression induite par l'impact d'un bloc rocheux au sommet d'une structure de rigidité élevée protégée par une couche de sable. Cette distribution est donnée en fonction de la configuration d'impact, caractérisée par une épaisseur de couche de sol protectrice (D), un diamètre équivalent de bloc rocheux (B) et une hauteur de chute libre du bloc avant impact (H), laquelle équivaut à une vitesse d'impact (V).

Cette expression analytique de la distribution spatio-temporelle de pression induite a été établie empiriquement, en faisant varier de manière systématique les trois facteurs caractéristiques de la sollicitation, D, B et H (ou V). Comme indiqué dans le Tableau 3.1, en Section 3.2, relative à la définition du programme d'essais, les autres facteurs susceptibles d'avoir une influence sur cette distribution ont été pris constants.

L'objet de ce chapitre est d'évaluer la précision et la performance du modèle proposé. Dans le domaine pour lequel il a été établi, la performance d'un modèle empirique est affectée par les sources d'imprécisions suivantes, pour certaines liées entre elles :

(1) Incertitude quant à la maîtrise des conditions d'essai (facteurs variables ou considérés fixés),

(2) Incertitudes de mesures,

(3) Pertinence de l'expression du modèle et du choix des grandeurs considérées caractériser le modèle (pression maximale, vitesse d'accroissement initial de la pression induite,…),

(4) Incertitudes liées au dépouillement des mesures pour en tirer ces grandeurs caractéristiques.

(5) Pertinence de la forme des expressions reliant les grandeurs caractéristiques aux facteurs variables de sollicitation (D, B et H).

La suite du chapitre est organisée en cinq Sections principales suivies d'une conclusion. Tout d'abord, la Section 5.2 présente une analyse de la répétabilité des essais, apportant un éclairage sur les sources d'imprécisions (1) et (2) ci-dessus. Ensuite, pour deux essais correspondant à des conditions d'impact différentes ($B/D < 0.75$ et $B/D > 0.75$), la Section 5.3 compare directement les pressions mesurées aux valeurs prédites par le modèle, illustrant la performance du modèle sur le domaine où il a été établi.

En Section 5.4, pour estimer plus globalement la performance du modèle sur l'ensemble des sollicitations d'essais, les grandeurs caractérisant la distribution de pression induite, comme sa valeur maximale, obtenues par dépouillement des mesures sont comparées aux valeurs données par application du modèle. Ceci permet d'estimer l'influence des sources d'incertitude (3), (4) et (5).

Enfin, la Section 5.5 porte sur la résultante de pression induite au toit de la structure protégée, grandeur souvent considérée dans la littérature. Pour l'ensemble des essais réalisés, les valeurs de F_{base} déduites des mesures sont tout d'abord comparées aux valeurs données par intégration du modèle. Le modèle est ensuite également confronté aux résultats de la littérature.

5.2 Répétabilité et incertitude des observations

5.2.1 Incertitude aléatoire

Pour investiguer le degré de répétabilité des essais et l'incertitude que peuvent induire les paramètres d'expérience plus ou moins contrôlables, les essais D1B1H3C2 et D1B1H4C2 ont été réalisés à deux reprises. Pour mémoire, l'essai D1B1H3C2 correspond à l'impact sur une couche de sable protectrice épaisse de 1 m, par un bloc sphérique de diamètre 0.42 m (masse 117 kg), largué depuis une hauteur de 10 m (vitesse d'impact 14 m/s ou 50.4 km/h). D1B1H4C2 est similaire, avec une hauteur de chute libre de 20 m (19.8 m/s ou 71.3 km/h). La mise en œuvre du sable est identique pour les deux essais, par sous-couches épaisses de 40 cm compactées par trois passes de plaque vibrante de type PQ1, conduisant à une densité sèche moyenne de l'ordre de 1.54.

La Figure 5.1 montre, pour ces deux essais répétés, les valeurs maximales des pressions mesurées au droit des sept capteurs, placés à la base de la couche de sable selon deux directions perpendiculaires, en fonction de la distance à la trajectoire d'impact. Dans chacun des deux essais répétés, les distributions et les valeurs de pressions maximales sont similaires et proches, mais ces comparaisons amènent les trois observations suivantes relatives aux sources d'incertitudes :

(1) Distance de la trajectoire d'impact aux capteurs de pression

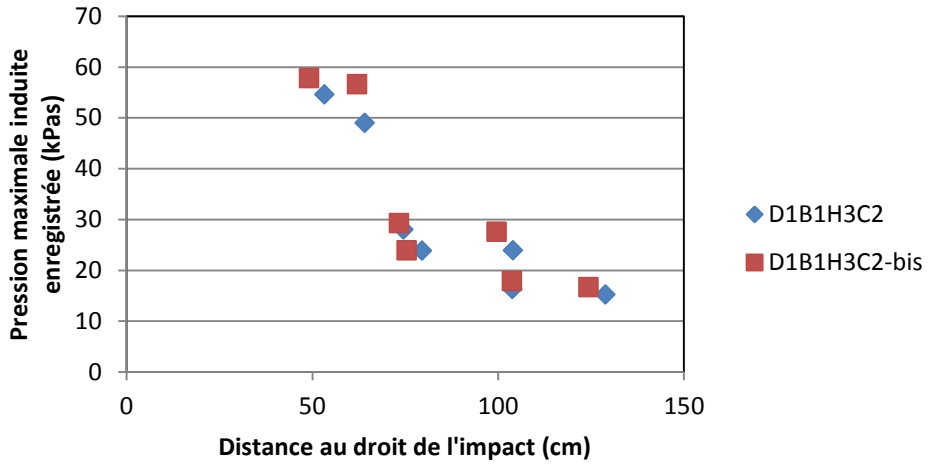
La pression est observée à partir d'une certaine distance de la trajectoire. Dans les essais, en raison d'oscillations possibles du dispositif de largage, le point d'impact effectif pouvait être différent du point d'impact visé situé au centre du dispositif. La distance de la trajectoire d'impact aux capteurs était déterminée après essai, par repérage du sommet de l'impacteur après essai par rapport à des points fixes placés sur la falaise de la station de Montagnole.

(2) Lors d'un essai, variabilité des mesures de pression à une même distance de la trajectoire

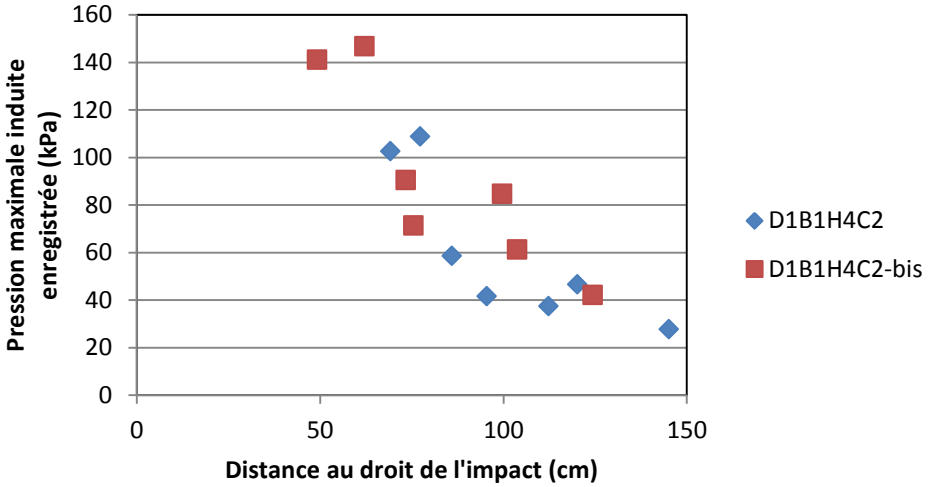
Les capteurs étant placés dans deux directions perpendiculaires, suivant la position du point d'impact effectif, la mesure de pression à une distance de la trajectoire d'impact présente une certaine redondance. La variabilité des mesures de pression maximale à une distance donnée résulte à la fois de l'incertitude sur la position du point d'impact (et son caractère constant pendant l'essai) et de l'incertitude sur le caractère axisymétrique des conditions d'essai (compactage, forme de l'impacteur). Dans l'essai D1B1H4C2-bis, la redondance des mesures aux distances voisines de 0.75 m et au voisinage de 1 m montre que cet écart peut atteindre 30 %.

(3) Entre essais identiques, variabilité des distributions de pressions maximales

Pour chacune des conditions d'essais, les distributions de pressions maximales entre premier essai et essai répété sont comparables, attestant d'une bonne répétabilité des observations. En effet, la distance entre les deux distributions est inférieure à la variabilité observée dans un même essai entre deux capteurs situés à des distances voisines (cf. point (2) ci-dessus).



(a) Essai D1B1H3C2 et essai répété D1B1H3C2-bis



(b) Essai D1B1H4C2 et essai répété D1B1H4C2-bis

Figure 5.1 : Distribution spatiale des valeurs maximales de pressions mesurées par les capteurs dans les essais D1B1H3C2 et D1B1H4C2 réalisés à deux reprises

La répétabilité des essais peut aussi être questionnée en termes de variation temporelle des observations. La Figure 5.2 compare les distributions temporelles de pression induite à trois distances de la trajectoire d'impact observées pendant l'essai D1B1H3C2 et l'essai répété D1B1H3C2-bis. La variabilité de la position du point d'impact implique de comparer des distributions temporelles de pression à des distances voisines : 49 et 53 cm, 73 et 75 cm et 103 et 104 cm.

Pour autant que les valeurs maximales de pressions mesurées à une distance donnée soient proches, les distributions temporelles de pression induite sont très comparables, indiquant une bonne répétabilité temporelle des mesures de pression.

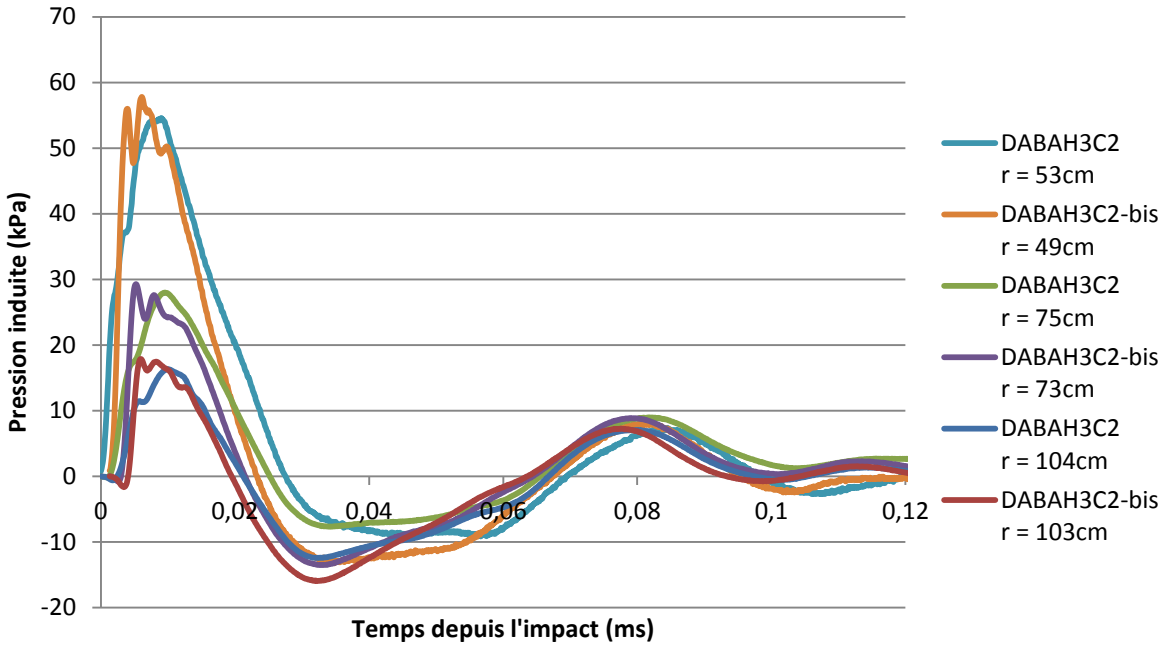


Figure 5.2 : Distributions temporelles de pression induite à trois distances de la trajectoire d'impact observées pendant l'essai D1B1H3C2 et l'essai répété D1B1H3C2-bis

La répétition d'essais a montré que l'observation des distributions spatiales ou temporelles de pressions induites par l'impact était raisonnablement répétable. Néanmoins, la comparaison des mesures entre essais identiques a mis en évidence une source d'incertitude aléatoire principale liée à la maitrise de la position du point d'impact pendant l'essai. Pour l'interprétation des essais, le point d'impact a été défini par la position de l'impacteur en fin d'essai, dont la détermination est entachée d'incertitudes. Surtout, les films des caméras haute fréquence montrent que, pendant l'impact, entre l'instant ou l'impacteur entre en contact avec le remblai et l'instant où il s'arrête, le bloc peut se décaler de sa trajectoire de plusieurs centimètres, voire plusieurs dizaines de centimètres.

En réalité, même si la sollicitation est en théorie axisymétrique, la pénétration du bloc avec déplacement du sol protecteur est instable, susceptible de dévier par rapport à la verticale dans une direction aléatoire, où la résistance mécanique sera moindre.

Il peut aussi être raisonnablement avancé que l'incertitude liée au déplacement aléatoire de l'impacteur pendant sa pénétration dans la couche protectrice dépend de l'homogénéité de la couche de sable compacté. Plus généralement, la variabilité de densité sèche ou de teneur en eau du sable entre essais induira une incertitude dans l'analyse et l'interprétation des mesures de pressions sur l'ensemble des essais.

En conclusion, les essais répétés montrent l'existence d'une distribution spatio-temporelle de pression induite que les points de mesure approchent. L'incertitude majeure des observations provient de la définition du point d'impact, susceptible de varier de manière aléatoire pendant la pénétration du bloc. Les autres sources de variabilité des mesures de pression sont l'homogénéité de la densité sèche du sable compacté, éventuellement la teneur en eau entre essais.

Ces sources d'incertitudes, qui conduisent à une relative disparité des pressions mesurées, sont aussi présentes en pratique. Dans le cadre cette étude, qui vise à produire des règles de dimensionnement opérationnelles, le modèle empirique exprimant la distribution spatio-temporelle de pression induite à la base de la couche de sol doit inclure les effets de ces sources incertitudes.

En conséquence, le dépouillement des mesures et l'interprétation de l'ensemble des observations a été menée en choisissant de manière sécuritaire (maximisant la pression) les valeurs des paramètres caractéristiques de la distribution (pression induite maximale, valeur de la pression induite à une distance B/2 de la trajectoire, etc.)

5.2.2 Incertitude liée à l'utilisation d'impacteurs rhombicuboctaèdrique

Comme mentionné en section précédente, l'observation des impacts par caméras rapides a montré que la déviation aléatoire du bloc pendant sa pénétration dans le sable entrainait une incertitude sur la valeur de la pression mesurée à une distance donnée au droit du point d'impact. Il est naturel de penser que la forme du bloc a une influence sur sa pénétration dans la couche de sable protectrice. En outre, dans l'objectif de définir un modèle d'utilisation simple, le bloc impacteur a été considéré de forme sphérique « équivalente », i.e. de diamètre correspondant à la masse du bloc rocheux, permettant de réduire le nombre de paramètres définissant les conditions de sollicitation.

Pour la réalisation du programme d'essai, décrit en Section 3.3.3, deux géométries de blocs impacteurs ont été employées, sphériques ou rhombicuboctaèdrique, cette dernière étant actuellement (2018) employée pour représenter un bloc rocheux dans les tests d'écrans de filets dynamiques en vue de leur Certification Européenne. Dans un premier temps, il a été imaginé de transformer en sphères les impacteurs rhombicuboctaèdrique existants. Avant d'effectuer cette modification, il a cependant été décidé d'investiguer l'influence de cette géométrie sur les résultats d'essais par rapport à ceux obtenus avec un bloc sphérique.

La forme rhombicuboctaèdrique du bloc impacteur est susceptible d'avoir une influence sur les pressions induites à la base de la couche de sable. En effet, l'amplitude et la trajectoire de pénétration peuvent dépendre de la face ou de l'angle qui, de manière aléatoire, entre en contact avec le sable. L'utilisation d'impacteurs rhombicuboctaèdrique introduit donc une autre source d'incertitude aléatoire et également un biais dans l'interprétation des mesures de pressions selon un modèle supposant l'impacteur sphérique.

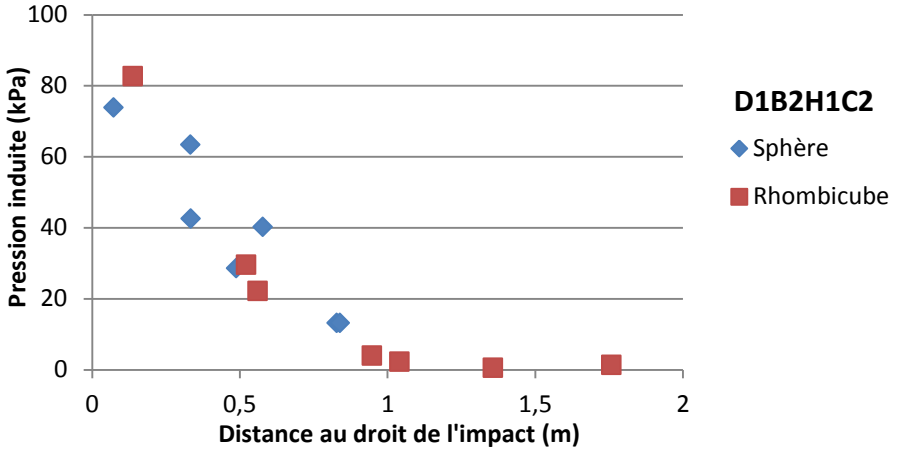
Pour étudier l'influence de la géométrie des impacteurs rhombicuboctaèdrique, quatre essais ont été répétés en employant tout d'abord un impacteur sphérique de 553 kg (de diamètre 0.73 m), puis un impacteur rhombicuboctaédrique de côté 0.66 m et de masse 543 kg. Comme indiqué dans le Tableau 3.5, donnant les caractéristiques des impacteurs utilisés, le diamètre équivalent de l'impacteur rhombicuboctaédrique, lié à sa masse, pour une même densité est voisin de celui de l'impacteur sphérique (0.73 m).

Les quatre essais réalisés chacun avec ces deux impacteurs correspondent ainsi aux conditions D1B2H1C2, D1B2H2C2, D1B2H3C2 et D1B2H4C2 : une couche de sable protectrice épaisse de 1 m mise en œuvre par sous-couches épaisses de 0.40 m compactées par trois passes de plaque vibrante PQ1, un diamètre équivalent d'impacteur 0.73 m et quatre hauteurs de chute libre avant impact, de 1 m (H1), 5 m, 10 m et 20 m (H4).

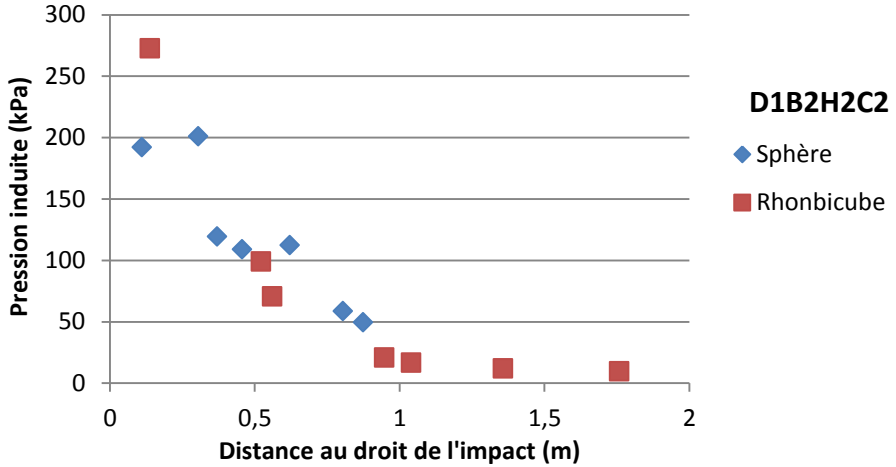
La Figure 5.3 compare, pour chacune des quatre hauteurs de chute différentes, les distributions spatiales de pression induite maximale observées avec impacteur sphérique ou rhombicuboctaèdre de dimension équivalente. Pour chaque hauteur de chute, il peut être noté que la pression induite maximale est légèrement plus élevée pour l'impacteur rhombicuboctaèdre, tandis que la pression maximale induite semble décroitre légèrement plus rapidement avec les distances croissantes à la trajectoire d'impact. Il a également été estimé que la durée d'impact était quelque peu plus brève avec les impacteurs rhombicuboctaèdriques.

Pour autant, il est très difficile de quantifier l'influence de la forme de l'impacteur, qui, dans le cas de nos essais, est de l'ordre de grandeur des autres incertitudes de mesure. C'est pourquoi les impacteurs sphériques ou rhombicuboctaèdre ont été utilisés indifféremment, sous réserve d'interpréter les résultats en considérant un diamètre équivalent lié à la masse de l'impacteur.

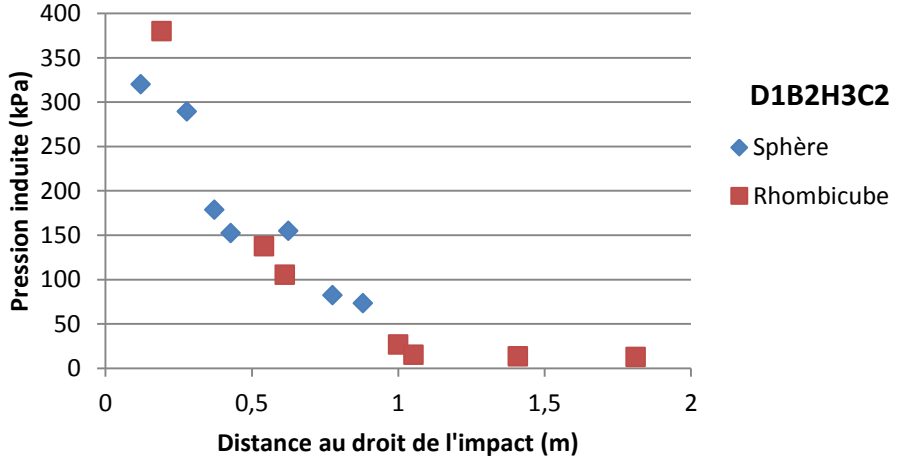
Il est probable qu'à partir d'un certain élancement de l'impacteur, la distribution de pression induite sera influencée de manière significative par la géométrie du bloc impacteur. Il conviendra donc, dans des travaux futurs, d'étudier comment la forme du bloc modifie la distribution spatio-temporelle de pression induite établie pour un impacteur proche d'une sphère.



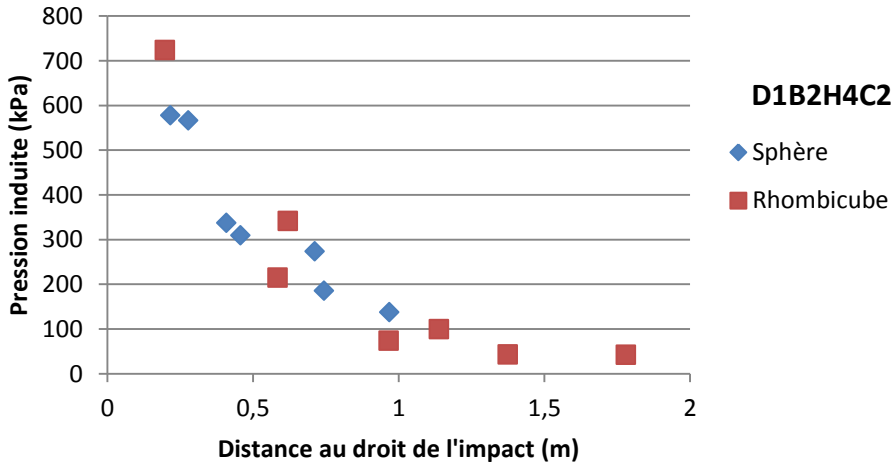
(a) Hauteur de chute H1 (1 m)



(b) Hauteur de chute H2 (5 m)



(c) Hauteur de chute H3 (10 m)



(d) Hauteur de chute H4 (20 m)

Figure 5.3 : Comparaison pour différentes hauteurs de chute des distributions spatiales de pression induite maximale observées avec impacteur sphérique ou rhombicuboctaèdre de dimension équivalente

5.3 Représentation par le modèle des pressions observées

Le modèle empirique de distribution spatio-temporelle de pression induite repose sur le choix de la forme de cette distribution, caractérisée par cinq grandeurs : (1) Vitesse de propagation initiale de la sollicitation, (2) Pression induite maximale, (3) Vitesse d'accroissement initial de la pression induite à 50 % de la pression maximale, (4) Durée de pression au-dessus de 50 % de sa valeur maximale et (5) Pression maximale induite observée à la distance B/2 de la trajectoire d'impact (à l'aplomb de la périphérie du bloc lors de l'impact). Par analyse et interprétation des résultats de l'ensemble des 43 différentes conditions d'essais, ces cinq grandeurs caractéristiques ont été reliées aux conditions de sollicitation (D, B et H) par l'intermédiaire de paramètres. Ces paramètres ont été déterminés pour le sable utilisé dans cette étude, à une densité sèche donnée.

En conclusion du chapitre précédent, où le modèle a été établi, la surface tridimensionnelle représentant la distribution spatio-temporelle de pression induite pour l'essai D3B3H2C2 a été représentée en Figure 4.21. Cette figure permettait d'illustrer la forme générale des distributions de pression induite au toit de la structure protégée par la couche de sable. En Figure 4.22, pour un autre essai (D2B1H4C2), une surface tridimensionnelle déduite des points expérimentaux et celle donnée par le modèle ont été comparées par représentation graphique. Bien que traduisant toutes les informations disponibles, cette représentation qualitative est peu adaptée pour apprécier la capacité du modèle à représenter les distributions de pression observées.

Avec sept capteurs de pression totale à l'interface entre la couche de sable protectrice et la structure, l'observation de la pression induite par l'impact (pression totale moins pression initiale correspondant au poids du sable) est quasi continue dans le temps (une mesure toutes les 0.1 ms) mais relativement discrète en espace. Par conséquent, dans cette Section, le modèle a été confronté aux mesures de manière plus explicite en représentant, pour des conditions d'essais données, la pression induite transmise à la structure en fonction du temps, mesurée ou calculée par le modèle, pour des distances croissantes à la trajectoire d'impact correspondant à la position de capteurs.

Dans la suite de cette Section, ces comparaisons de distributions temporelles de pressions induites mesurées et données par le modèle à différentes distances de la trajectoire d'impact ont été représentées pour trois essais : D2B1H2C2, D1B2H3C2 et D2B4H2C2. Les caractéristiques de ces trois essais sont rappelées dans le Tableau 5.1. Ces essais ont été choisis car correspondant à des valeurs du rapport B/D inférieure, voisine ou supérieure à 0.75, valeur critique mise en évidence lors de l'analyse de l'ensemble des essais. Lorsque la taille du bloc est grande par rapport à l'épaisseur de sable, le développement des mécanismes de pénétration est limité par la proximité de la structure, induisant un effet d'enclume.

Tableau 5.1 : Configurations des essais pour la comparaison entre pression observée et modélisée

Essai	Epaisseur de sable, D (m)	Diamètre impacteur, B (m)	Hauteur de chute, H (m)	B/D (-)	Masse bloc impacteur (kg)	Vitesse impact (km/h)
D2B1H2C2	1.50	0.42	5	0.28	117	36
D1B2H3C2	1.00	0.73	10	0.73	553	50
D2B4H2C2	1.50	1.79	5	1.19	7399	36

Pour chacun des essais D2B1H2C2, D1B2H3C2 et D2B4H2C2 respectivement, les Figures 5.4, 5.5 et 5.6 montrent les distributions temporelles de pressions induites observées et données par le modèle, à quatre distances de la trajectoire correspondant à la position de capteurs pendant l'essai. Ces figures montrent que l'expression proposée pour représenter la distribution spatio-temporelle de pression induite à l'interface entre la couche de sol protectrice et la structure est proche des valeurs observées pour trois conditions d'impact très différentes.

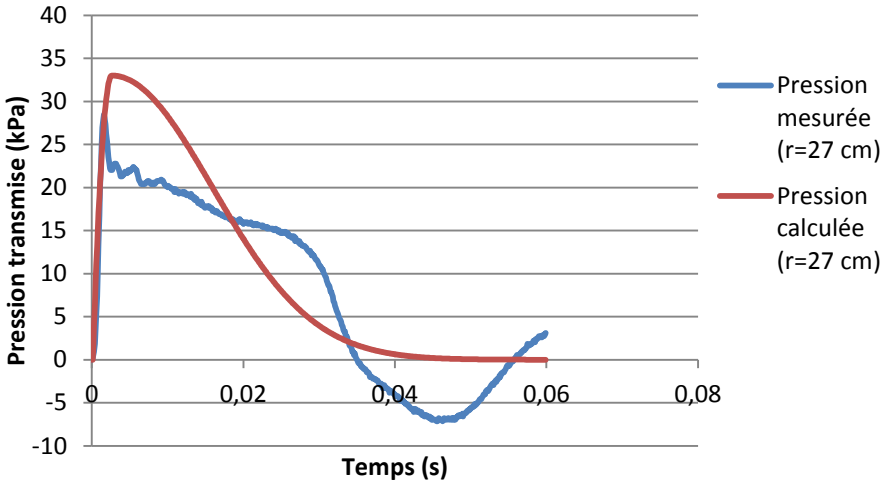
Il est important de noter deux points. Premièrement, contrairement aux valeurs de pression données par le modèle, les pressions observées sont entachées des vibrations à haute fréquence des capteurs de pression et des vibrations propres de la dalle sous la couche de sable. L'interaction entre la dalle en vibration et la couche de remblai entraine des oscillations d'amplitude de l'ordre du poids propre de la couche de sable et d'extrémums distants d'environ 30 ms. Comme illustré au Chapitre suivant, sur la modélisation numérique, l'application d'une impulsion de charge surfacique à l'interface entre la couche de sable et la dalle produit cette superposition avec la pression causée par la mise en vibration de la dalle.

Deuxièmement, pour pouvoir analyser les résultats en termes de pression induite par l'impact, le dépouillement des mesures de pression doit tenir compte, notamment pour les faibles pressions (de l'ordre de celle causée par le poids propre du remblai), des variations de pression causées par la vibration de la dalle. Le nombre important d'essais et la connaissance de la fréquence propre de la dalle permettent d'identifier les quelques distributions spatio-temporelles de pression mesurées pour lesquelles l'interaction dynamique entre la dalle et la couche de sable se superpose avec l'impulsion causée par l'impact.

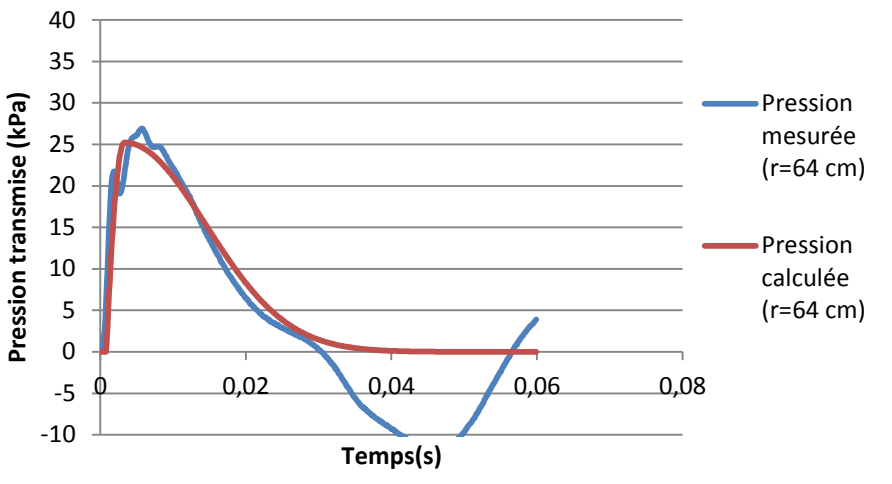
Cette interaction est alors susceptible de rendre difficile l'observation d'une grandeur caractéristique du modèle (pression induite maximale, pression induite maximale à une distance B/2 de la trajectoire d'impact,…). Lors du dépouillement de ces quelques essais, une valeur sécuritaire raisonnable de la grandeur caractéristique a alors été choisie, qui maximise la valeur de la pression ou la durée du pic de pression à une distance donnée de la trajectoire. Ceci explique que, dans l'ensemble, la distribution donnée par le modèle englobe les mesures de manière majorante.

En conséquence et en raison des diverses sources d'incertitudes, en particulier, comme exposé en début de ce chapitre, liées à la position du point d'impact ou à l'inhomogénéité du sable compacté, des écarts qui peuvent être importants entre les valeurs de pression induites observées ou données par le modèle. Pour autant, aucune erreur systématique n'apparaît.

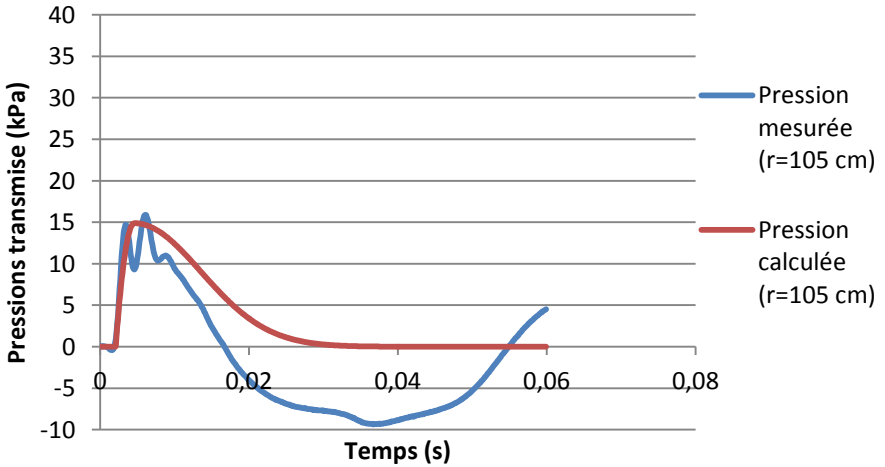
En Section suivante, pour apprécier de manière plus globale la pertinence du modèle, sur l'ensemble des 43 essais, les valeurs des grandeurs caractéristiques tirées du dépouillement des mesures (pression induite maximale, pression induite maximale à une distance B/2 de la trajectoire d'impact,…), sur lesquelles repose le modèle, sont comparées à leurs valeurs prédites par le modèle.



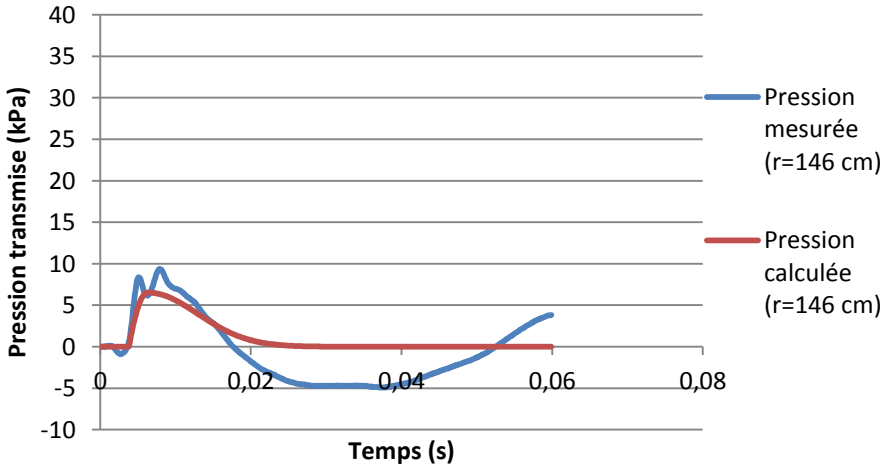
(a) Distance à la trajectoire d'impact : 27 cm



(b) Distance à la trajectoire d'impact : 64 cm

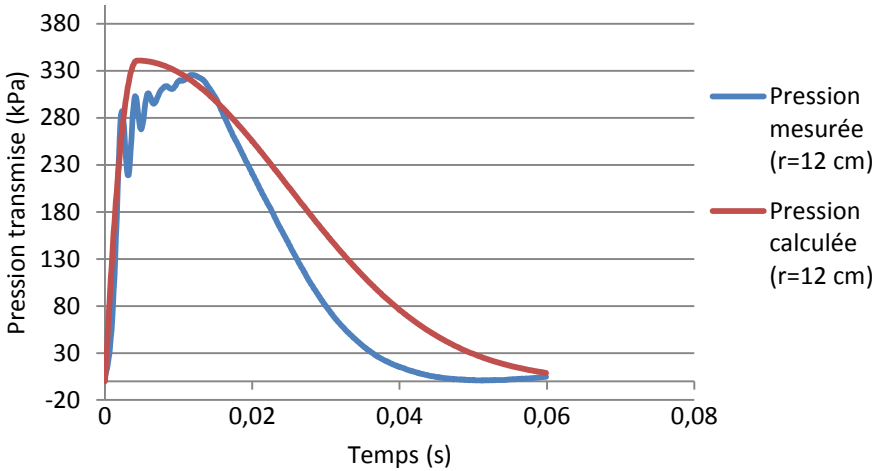


(c) Distance à la trajectoire d'impact : 105 cm

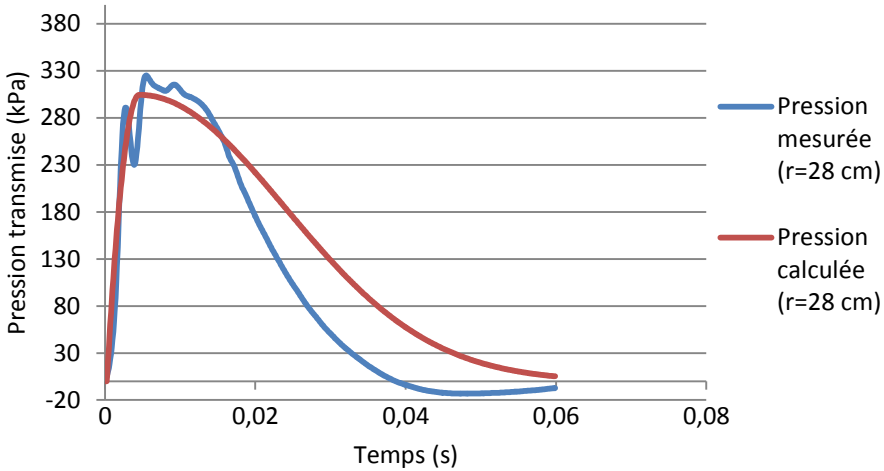


(d) Distance à la trajectoire d'impact : 146 cm

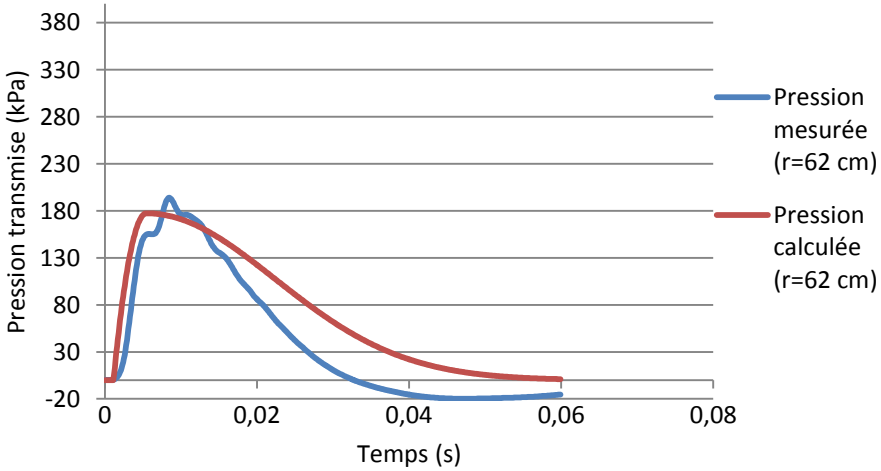
Figure 5.4 : Essai D2B1H2C2 (B/D = 0.28) – Pression induite observée et donnée par le modèle à quatre distances de la trajectoire d'impact



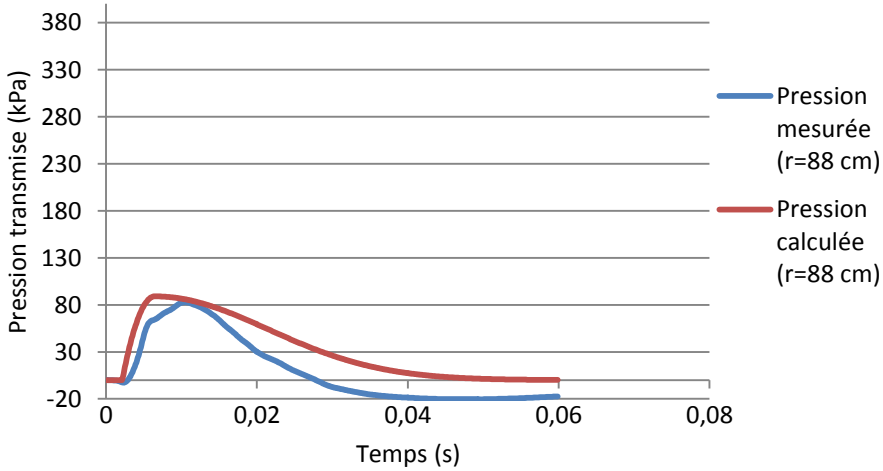
(a) Distance à la trajectoire d'impact : 12 cm



(b) Distance à la trajectoire d'impact : 28 cm

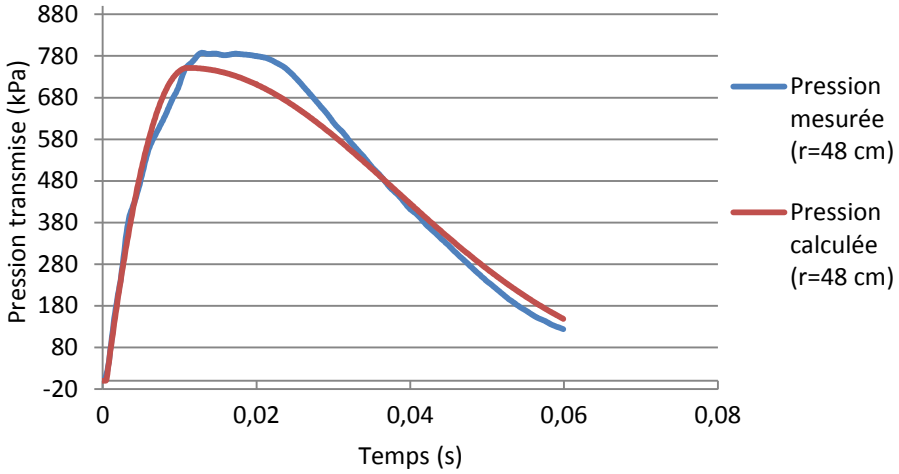


(c) Distance à la trajectoire d'impact : 62 cm

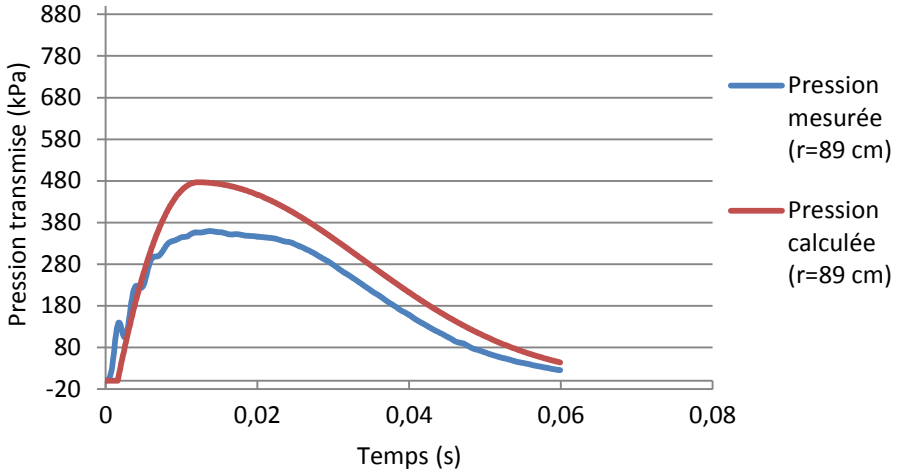


(d) Distance à la trajectoire d'impact : 88 cm

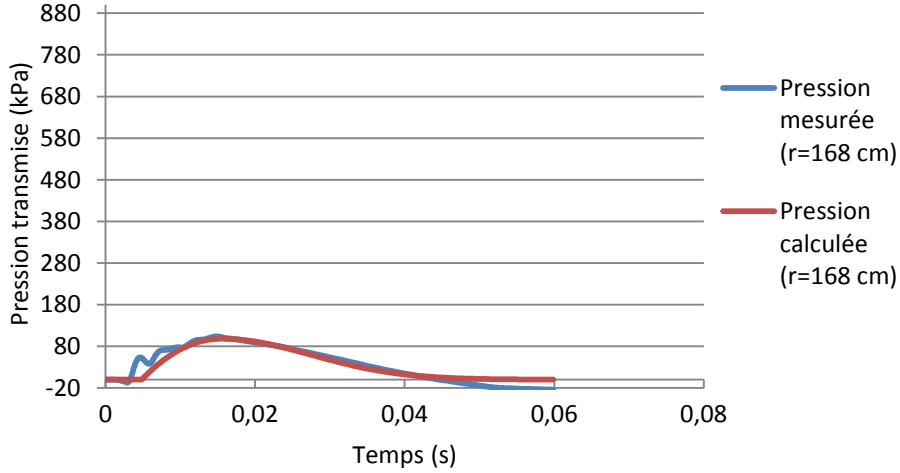
Figure 5.5 : Essai D1B2H3C2 (B/D = 0.73) – Pression induite observée et donnée par le modèle à quatre distances de la trajectoire d'impact



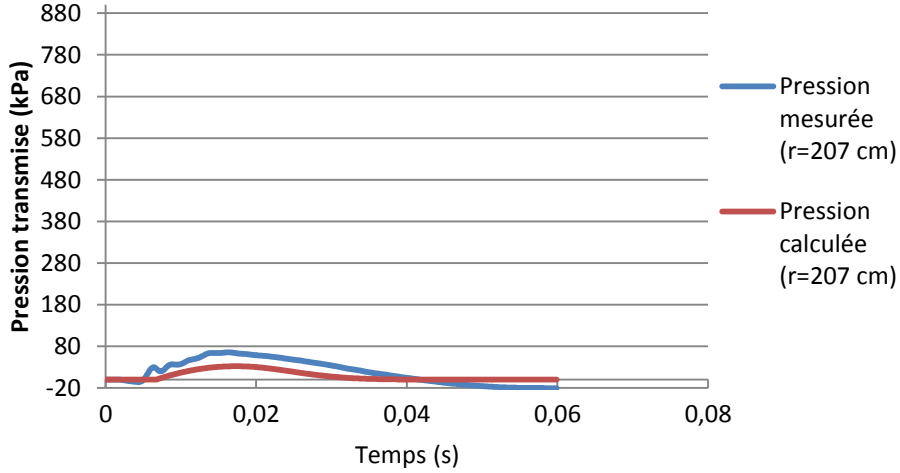
(a) Distance à la trajectoire d'impact : 48 cm



(b) Distance à la trajectoire d'impact : 89 cm



(c) Distance à la trajectoire d'impact : 168 cm



(a) Distance à la trajectoire d'impact : 207 cm

Figure 5.6 : Essai D2B4H2C2 (B/D = 1.19) – Pression induite observée et donnée par le modèle à quatre distances de la trajectoire d'impact

5.4 Représentation des valeurs caractéristiques de la distribution de pression

Pour quantifier l'écart entre deux jeux de données, mesures et modèle, il est d'usage de calculer un coefficient de corrélation. En l'occurrence, il s'agit d'identifier une expression donnant une grandeur (la pression induite à la base de la couche protectrice) en fonction de deux variables primaires (la distance à la trajectoire d'impact et le temps) et de trois variables secondaires (B, D et H). Un certain nombre de paramètres apparaissent dans cette expression. Une régression non linéaire multiple sur l'ensemble des observations donnerait alors le coefficient de corrélation sur l'ensemble des données entre prédictions par le modèle et observations, les valeurs optimales des paramètres et les coefficients de covariance entre ces paramètres.

Toutefois, l'utilisation brutale d'un tel outil conduirait à des résultats médiocres et très difficiles à interpréter. En effet, les données comparées sont de natures différentes (pression mesurée à l'interface sol-structure et pression à l'interface induite par l'impact). La vibration de la dalle entraîne la superposition à la pression induite par l'impact, d'une pression, dépendante des conditions d'essais, résultant de l'interaction entre la dalle en vibration et la couche de remblai. Enfin, les mesures sont entachées d'incertitudes liées à (a) La position du point d'impact et la trajectoire pendant la pénétration du bloc et (b) la variabilité de la densité du sol compacté.

Par conséquent, en pratique, une forme de modèle est proposée en observant les phénomènes, pour identifier des grandeurs qui apparaissent adaptées à représenter les observations. Des hypothèses sont alors intuitées (e.g. l'influence de la dimension de l'impacteur par rapport à l'épaisseur de la couche protectrice), dont la pertinence est confirmée ou non par l'analyse des données. L'exercice de régression intervient seulement pour vérifier si la forme du modèle et le choix des facteurs d'influence (ou paramètres d'état du modèle) sont pertinents.

C'est pourquoi, dans cette Section, pour illustrer la capacité du modèle à représenter la distribution spatio-temporelle de pression induite pour l'ensemble des essais, le choix a été fait de comparer les valeurs des grandeurs caractéristiques principales déduites du dépouillement des essais aux valeurs données par le modèle. Les critères d'appréciation du modèle sont ainsi la capacité du modèle à représenter les grandeurs suivantes déduites des essais :

(1) La pression maximale induite par l'impact au travers de la couche de sable protectrice,

(2) La pression maximale à la distance B/2 de la trajectoire et,

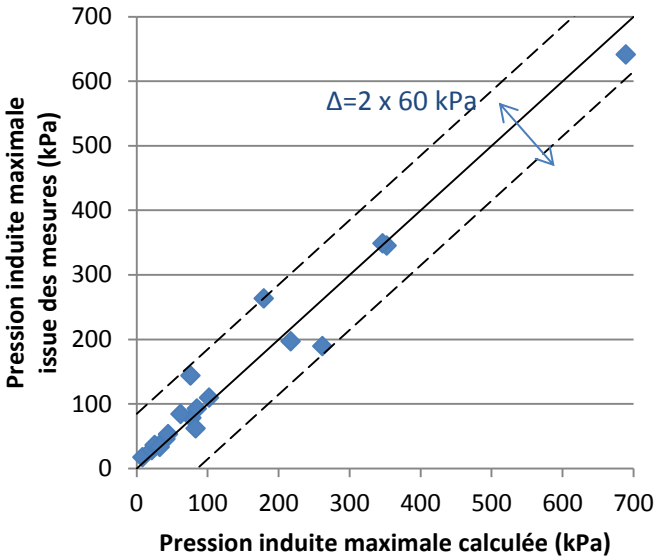
(3) A différentes distances de la trajectoire d'impact, la durée pendant laquelle la pression induite est supérieure à 50 % de sa valeur maximale à cette distance.

Pour représenter l'impulsion dynamique de pression causée par l'impact sur la structure, les deux premières grandeurs caractérisent la distribution spatiale et la troisième la durée de l'impulsion, élément déterminant pour le calcul en dynamique de la structure.

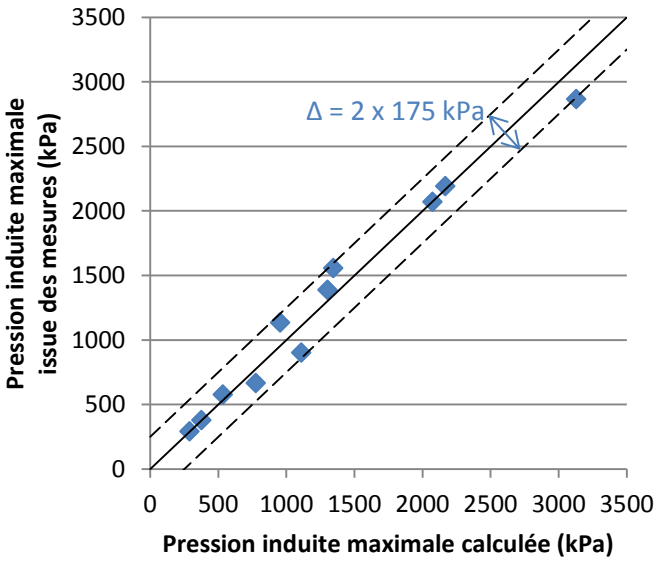
En Figure 5.7, pour chaque essai, caractérisé par un triplet (D, B et H), la valeur maximale de la pression induite par l'impact ($p_{max}(r=0)$) issue du dépouillement des mesures de pressions a été représentée en fonction de sa valeur donnée par le modèle pour les conditions d'impact (D, B et H) de l'essai (cf. équation 4.34). Cette Figure montre cette comparaison, en (a), pour les essais où le rapport B/D est inférieur à 0.75 et, en (b), pour les essais où ce rapport est supérieur à 0.75.

Le modèle ayant été établi pour les sollicitations où B/D > 0.25, les quatre essais avec B/D = 0.21 n'ont pas été représentés.

En effet, comme exposé au chapitre précédent, le comportement change radicalement au voisinage de cette valeur seuil du rapport B/D mis en évidence par les essais, en raison d'un effet d'enclume qui se développe. Par conséquent, les valeurs des paramètres du modèle sont déterminées de part et d'autre de cette valeur seuil du ratio B/D. En outre, les valeurs de pression induite maximale étant bien plus importantes lorsque B/D est supérieur à 0.75, pour une meilleure lisibilité du graphe, il est apparu pertinent de distinguer ces deux groupes de conditions d'essais.



(a) Essais avec condition d'impact B/D < 0.75



(b) Essais avec condition d'impact B/D > 0.75

Figure 5.7 : Comparaison des valeurs de pression induite maximale issues des essais et calculées

Cette Figure permet de constater que la corrélation entre pression induite maximale déduite des essais et donnée par le modèle est très bonne. Pour les valeurs du rapport B/D inférieures à 0.75, la distance des points à la droite y = x est de l'ordre de 60 kPa et, pour les valeurs de B/D supérieures, de l'ordre de 175 kPa. Cet intervalle qui englobe l'ensemble des mesures ne semble pas dépendre de la valeur de pression induite maximale de l'essai.

De manière similaire, en Figure 5.8, pour chaque essai, caractérisé par un triplet (D, B et H), la valeur maximale de pression induite par l'impact à la distance B/2 de la trajectoire ($p_{max}(r=B/2)$) issue du dépouillement des mesures de pressions a été représentée en fonction de sa valeur donnée par le modèle pour les conditions d'impact (D, B et H) de l'essai (cf. équations 4.36 et 4.37). Cette Figure de nouveau montre la très bonne corrélation entre valeurs déduites des essais et les valeurs données par le modèle. La distance des points à la droite y = x est au plus de 110 kPa sur l'ensemble des essais, sans tendance particulière sur l'erreur, indiquant que les expressions et paramètres choisis sont pertinents pour la plage des conditions d'essais sur laquelle le modèle a été établi.

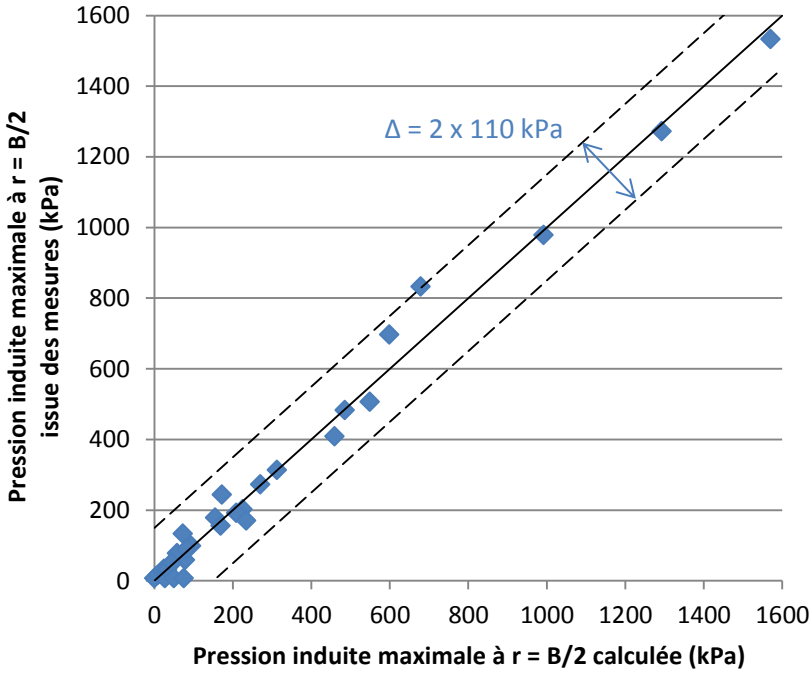


Figure 5.8 : Pression induite maximale à la distance B/2 du droit de l'impact – Comparaison des valeurs issues des mesures et calculées avec le modèle

Enfin, en Figure 5.9, pour chaque essai caractérisé par un triplet (D, B et H) et chacune des distances à la trajectoire d'impact où se trouve un capteur de pression, la durée pendant laquelle selon les mesures la pression induite est restée supérieure à 50 % de sa valeur maximale à cette distance ($\Delta t_{50}(r)$) a été représentée en fonction de la durée calculée avec le modèle, pour les conditions d'impact (D, B et H) de l'essai et la distance du capteur à la trajectoire d'impact (cf. équations 4.42 et 4.43).

Cette Figure montre une bonne concordance entre durées déduites des mesures et durées calculées, mais avec une certaine dispersion. Sur l'ensemble des essais, la distance des points à la droite y = x est au plus de 10 ms, pour des durées de l'ordre de 10 à 40 ms. Cette conclusion

témoigne de la difficulté d'identifier précisément la distribution temporelle de pression en un point, lorsque la mesure est entachée par les vibrations de la dalle et, surtout, la mise en résonnance parfois des capteurs lors de l'impact.

Il apparaît toutefois que le modèle tend à surestimer légèrement la durée du pic de pression induite, en particulier pour les faibles valeurs, correspondant aux plus grandes distances à la trajectoire d'impact (où la pression induite maximale est aussi la plus faible).

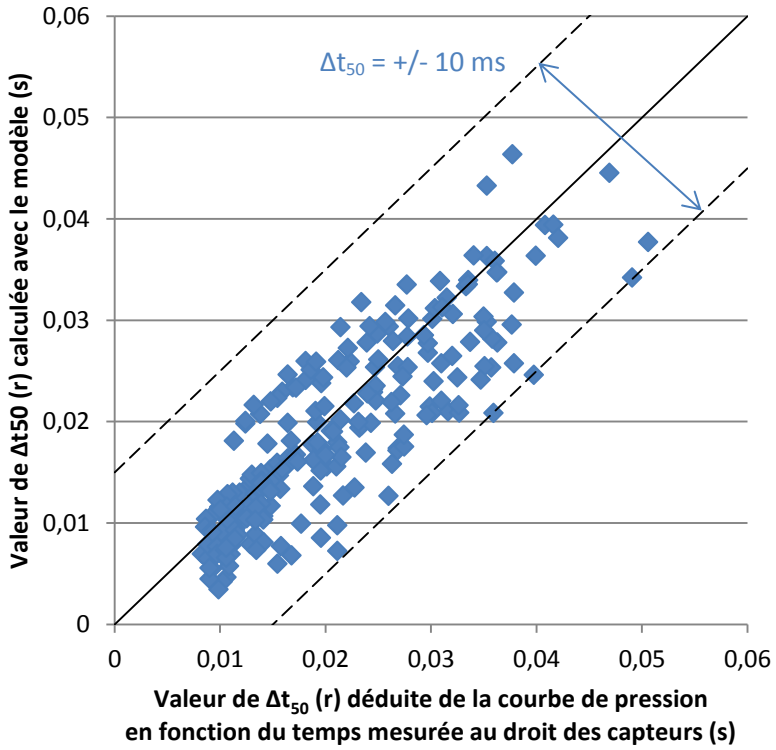


Figure 5.9 : Valeurs des $\Delta t_{50}(r)$ – Comparaison entre les durées déduites des distributions de pression en fonction du temps au droit des capteurs et les durées calculées avec le modèle

5.5 Résultante de pression induite au toit de la structure

Dans la littérature, les auteurs qui se sont intéressés aux efforts transmis à une structure au travers d'une couche de sol protectrice ont parfois choisi d'analyser la résultante des pressions induites par l'impact au toit de la structure protégée (F_{base}). L'objet de cette Section est d'évaluer la capacité du modèle à représenter cette résultante de pression.

La résultante des pressions induites à la base de la couche de sol protectrice est une fonction du temps, obtenue par intégration de la distribution spatiale à un instant donné. Cette Section tout d'abord compare, sur la campagne d'essais réalisée, les valeurs de F_{base} déduites des pressions mesurées et obtenues par intégration du modèle de pression spatio-temporelle. La suite de la Section confronte alors le modèle à deux autres conditions d'essais et expressions tirées de la littérature : Yoshida (1988) et Montani (1998).

5.5.1 Comparaison sur la campagne d'essais des valeurs déduites des mesures et obtenues par intégration du modèle

Dans l'interprétation d'essais expérimentaux, la valeur expérimentale de F_{base} à un instant donné est calculée par intégration spatiale de valeurs discrètes de pressions, mesurées au droit des capteurs. Le modèle de distribution spatio-temporelle de pression induite développé au Chapitre 4 peut également être intégré en espace pour calculer $F_{base}(t)$.

La comparaison des valeurs de F_{base} déduites des mesures et calculées à partir du modèle est tout d'abord l'occasion de préciser les modalités d'intégration des mesures et du modèle. Ensuite, appliquée aux essais réalisés, cette comparaison permet d'apprécier la performance du modèle à prédire la résultante $F_{base}(t)$, sur le domaine de conditions d'impact (D, B, H, nature et densité du sol protecteur) pour lequel les paramètres du modèle ont été déterminés.

La Figure 5.10 représente le principe d'intégration spatiale des mesures discrètes de pression observées au droit des sept capteurs utilisés dans les essais (points bleus). Trois hypothèses sont nécessaires. Premièrement, comme le montre l'analyse des trajectoires pendant l'impact observées par caméras rapides, le point d'impact se trouve rarement au droit du capteur au centre du dispositif. Par conséquent, la valeur de la pression en r = 0 doit être raisonnablement extrapolée de manière manuelle à partir de l'ensemble des mesures à l'instant t (point rouge), comme exposé dans le Chapitre 3, relatif au dépouillement des mesures, Section 3.7.5.1.

Deuxièmement, aucune mesure de pression n'est disponible pour des distances à la trajectoire d'impact supérieures à celle du capteur le plus éloigné. L'extrapolation de la pression mesurée étant très hasardeuse, et l'intégration axisymétrique donnant aux mesures un poids proportionnel à la distance à la trajectoire (r), l'intégration a été tronquée à partir du capteur le plus éloigné de l'impact. Il est important de noter que cette hypothèse toutefois conduit à sous-évaluer la résultante des pressions induites par l'impact obtenue par intégration des mesures aux capteurs.

Troisièmement, entre deux capteurs, la distribution spatiale de pression a été supposée linéaire. Cette approche de calcul de F_{base} a été appliquée aux mesures brutes de pression, même lorsque la distribution des points de mesures de variait pas de manière régulière en fonction de la distance à la trajectoire d'impact, en raison d'incertitudes ou de vibrations exposées précédemment.

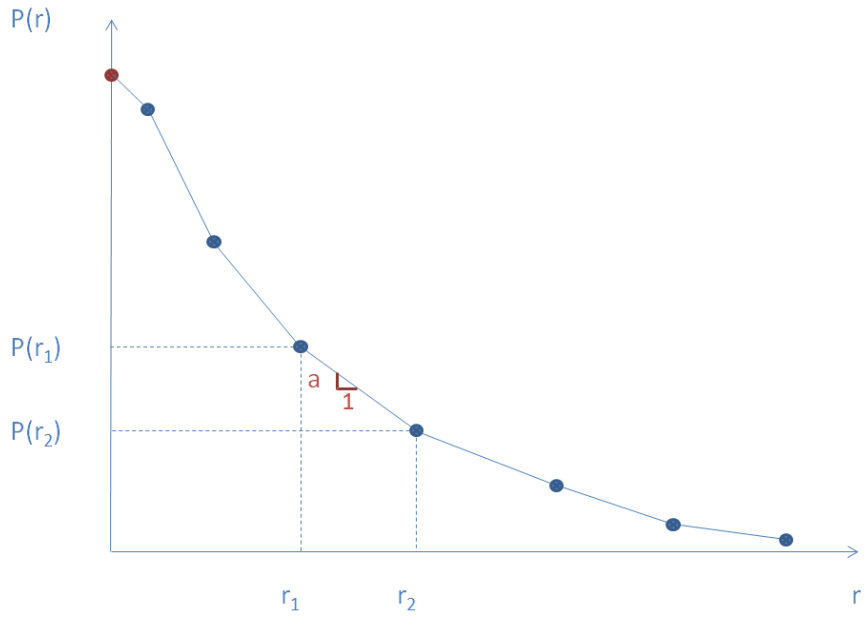


Figure 5.10 : Principe d'intégration spatiale des mesures discrètes de pression induite.

En résumé, la Figure 5.11 représente de manière schématique les aires intégrées et non intégrées pour obtenir la valeur de la résultante de pression induite à partir des mesures discrètes de pression. L'interpolation linéaire et la troncature au-delà du capteur le plus éloigné de l'impact conduisent à une intégration spatiale des mesures de pression qui systématiquement sous-estime $F_{base}(t)$.

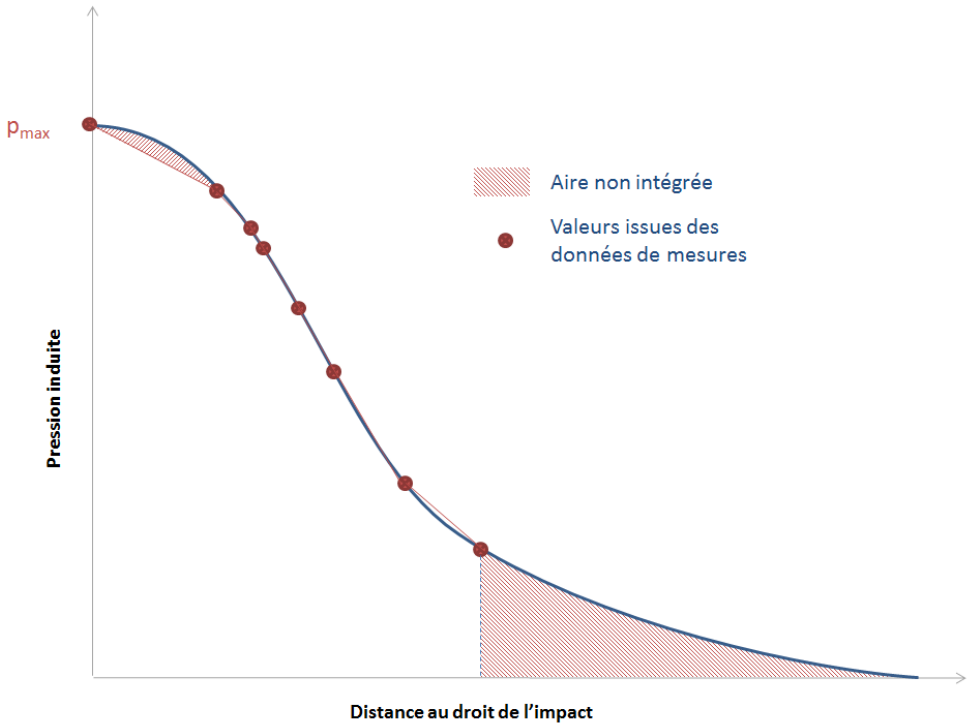


Figure 5.11 : Aire intégrée pour évaluer $F_{base}(t)$ à partir des mesures discrètes de pression.

Avec ces hypothèses, à un instant t, la valeur de $F_{base}(t)$ déduite des mesures discrètes de pression au droit des capteurs est donnée par l'équation suivante :

$$F_{base} = \sum_{i=0}^{i=6} \int_{r_i}^{r_{i+1}} \int_{0}^{2\pi} p(r) \cdot r \cdot dr \, d\theta \qquad 5.1$$

où p(r) représente la valeur de la pression induite à la distance r, $r_0 = 0$ et r_i, i = 1 à 7, les distances respectives croissantes des sept capteurs.

La distribution p(r) étant supposée linéaire entre deux capteurs à distances croissantes successives, l'intégration donne l'expression suivante :

$$F_{base} = 2\pi \sum_{i=0}^{i=6} \left[p(r_i) \frac{r_{i+1}^2 - r_i^2}{2} + a_i \left(\frac{r_{i+1}^3 - r_i^3}{3} - \frac{r_i}{2}\left(r_{i+1}^2 - r_i^2\right) \right) \right] \qquad 5.2$$

avec :

$$a_i = \frac{p_{i+1} - p_i}{r_{i+1} - r_i}, \quad i = 0 \text{ à } 6 \qquad 5.3$$

où p_0 est la valeur de pression induite au droit de l'impact et les p_i, i = 1 à 7, les valeurs de pression induite respectives aux distances croissantes r_i, i = 1 à 7, des sept capteurs.

A titre d'illustration, la résultante des pressions induites par l'impact au toit de la structure lors de l'essai D2B4H4C2, donnée par cette procédure d'intégration spatiale des mesures discrètes de pression, a été représentée en Figure 5.12. Pour mémoire, cet essai correspond au largage d'un bloc de diamètre équivalent 1.79 m (masse 7399 kg) d'une hauteur de 20 m (vitesse d'impact de 20 m/s ou 71 km/h) sur une couche de sable protectrice compactée épaisse de 1.5 m. Le pic d'effort dynamique transmis à la structure est de l'ordre de 6000 kN et la durée du pic de l'ordre de 40 ms.

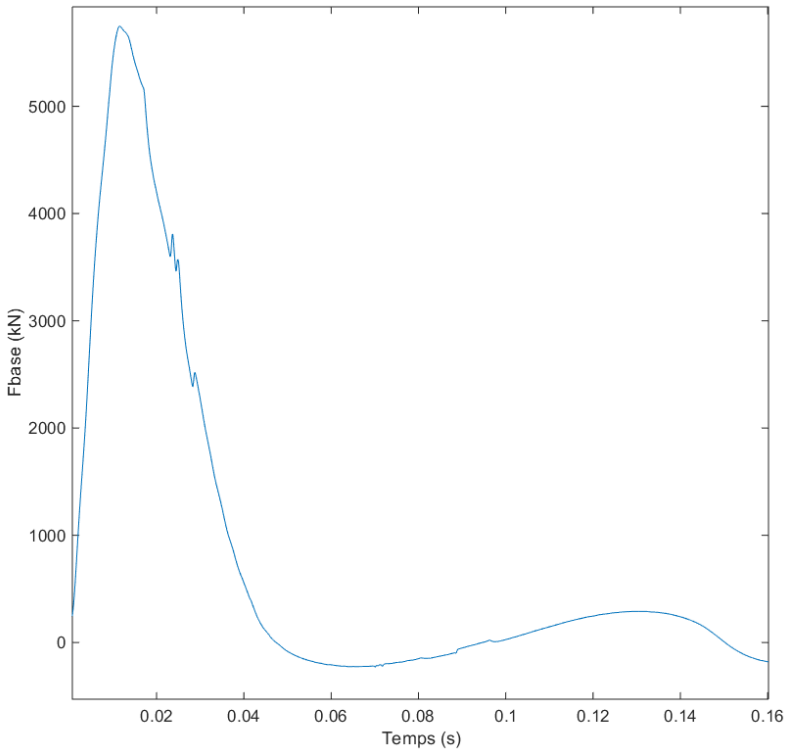


Figure 5.12 : Essai D2B4H4C2 – Résultante des pressions induites au toit de la structure

De manière similaire, la résultante de pression induite au toit de la structure ($F_{base}(t)$) peut être évaluée par intégration spatiale du modèle empirique de distribution spatio-temporelle développé au Chapitre 4. Une synthèse de ce modèle a été présentée conclusion du Chapitre. La distribution spatio-temporelle de pression induite est de la forme suivante :

$$p(r,t) = p_{max} \cdot e^{-\beta r^2} \cdot \varphi(r,t) \qquad 5.4$$

où p_{max} est la pression induite maximale, au droit de l'impact. Le second terme traduit la décroissance exponentielle de la pression induite maximale avec la distance à la trajectoire d'impact (r). La fonction $\varphi(r,t)$ décrit, à la distance r, la variation temporelle de la pression induite, de forme parabolique jusqu'au pic, puis décroissante exponentiellement. La fonction $\varphi(r,t)$ comporte également un terme traduisant le décalage temporel initial de la pression induite avec la distance à la trajectoire d'impact.

Les courbes de couleur rouge en Figure 5.13 montrent, pour l'essai D2B4H4C2 décrit précédemment, la distribution spatiale de pression induite donnée par le modèle à trois instants : 30 ms (au voisinage du pic de pression), puis 50 et 70 ms, pendant la décroissance de la pression. A titre d'illustration, les distributions de pression aux mêmes instants calculées avec le modèle, mais en ignorant de délai d'arrivée de la sollicitation, ont également été calculées et représentées en bleu dans la Figure.

Ces courbes montrent que, pour l'intégration spatiale de la pression induite au toit de la structure (i.e. pour le calcul de $F_{base}(t)$), le délai d'arrivée de la sollicitation à une distance r de la trajectoire entraîne une décroissante plus rapide de F_{base} dans le temps. Le modèle complet doit donc être employé pour calculer la résultante $F_{base}(t)$.

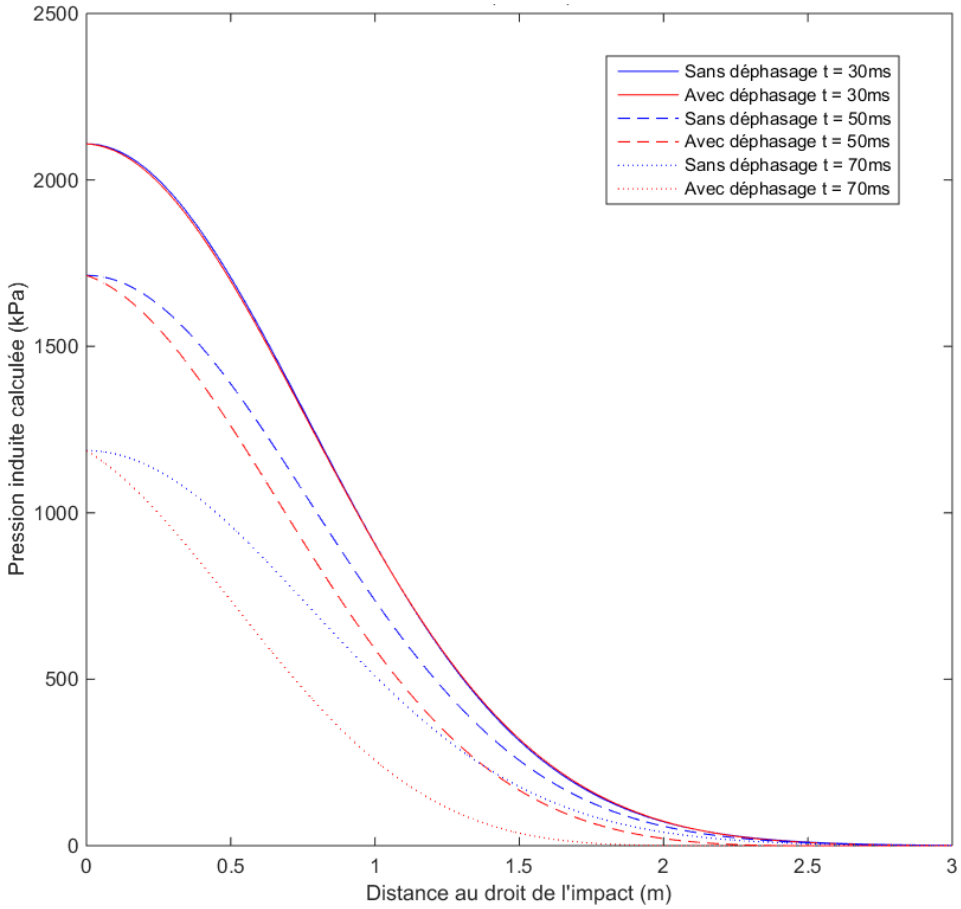


Figure 5.13 : Essai D2B4H4C2 – Distributions spatiales de pression induite calculées à trois instants, avec et sans considérer le délai d'arrivée de la sollicitation à la distance r

Pour l'essai D2B4H4C2, utilisé jusqu'à présent pour illustrer les procédures d'intégration des pressions induites au toit de la structure, la Figure 5.14 : Essai D2B4H4C2 – Comparaison des résultantes de pression déduites des mesures et calculées avec le modèle compare les résultantes calculées à partir des mesures de pression et à partir du modèle. La résultante $\mathrm{F_{base}(t)}$ obtenue par la procédure d'intégration spatiale des valeurs discrètes déduites des capteurs est représentée en bleu. La résultante $\mathrm{F_{base}(t)}$ obtenue par intégration spatiale numérique du modèle est représentée en rouge.

Il peut être noté qu'à tout instant les valeurs de la résultante de pression induite données par le modèle sont supérieures aux valeurs issues des mesures pression. Dans ce qui précède, il a été expliqué que la procédure d'évaluation de la résultante de pression induite au toit de la structure à partir des mesures discrètes de pression au droit des capteurs, par troncature de la distribution pour les distances au-delà du capteur le plus éloigné de l'impact, sous-estimait la valeur de $\mathrm{F_{base}}$.

Pour estimer l'effet de cette troncature, pour l'essai D2B4H4C2, l'intégration spatiale numérique du modèle a été de même tronquée pour les distances au-delà du capteur le plus éloigné de l'impact. La résultante de pression induite donnée par le modèle, tronqué au-delà du capteur le plus éloigné de l'impact, est représentée par la courbe de couleur jaune dans la Figure. Une différence significative subsiste entre la valeur de $\mathrm{F_{base}}$ déduite des mesures de pression et la valeur obtenue par intégration numérique du modèle.

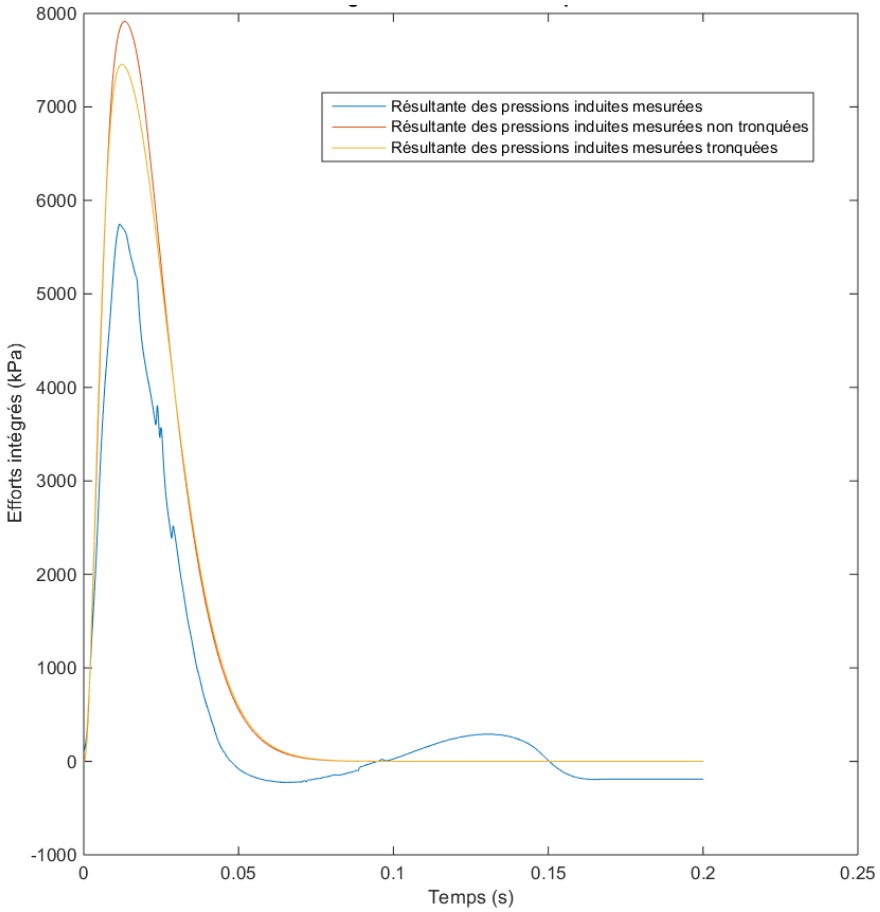


Figure 5.14 : Essai D2B4H4C2 – Comparaison des résultantes de pression déduites des mesures et calculées avec le modèle

Cette surestimation par le modèle de la résultante de pression induite au toit de la structure, comme la surestimation de la distribution spatio-temporelle de pression discutée dans les précédentes Sections, provient du dépouillement des mesures de pression entachées d'incertitudes aléatoires ou bruitées par les vibrations de la dalle support ou des capteurs.

Pour illustration, en Figure 5.15 les valeurs de pression mesurées au droit des capteurs à l'instant t = 18 ms ont été reliées entre elles par des segments de droites de couleur rouge. La courbe enveloppe employée lors du dépouillement par une Gaussienne pour déterminer les grandeurs caractéristiques du modèle, donc par suite les valeurs des paramètres du modèle, est représentée par la courbe de couleur jaune. De manière sécuritaire, cette courbe a été calée pour envelopper l'ensemble des mesures.

Enfin, en Figure 5.15, la courbe de couleur bleu relie linéairement les valeurs de pression induite données par le modèle à cet instant au droit des capteurs. Cette dernière résulte de l'analyse présentée au Chapitre 4 pour obtenir les valeurs des paramètres du modèle qui représentent au mieux l'ensemble des essais, à partir donc des courbes jaunes qui majorent les observations.

Les paramètres du modèle spatio-temporel de pression induite ont donc été déterminés à partir d'un dépouillement sécuritaire des mesures. L'intégration spatiale de ce modèle surestime donc également la résultante des pressions induites au toit de la structure. Néanmoins, sur ce cas, il apparaît que les mesures brutes de pression sont susceptibles de sous-estimer l'effort réel.

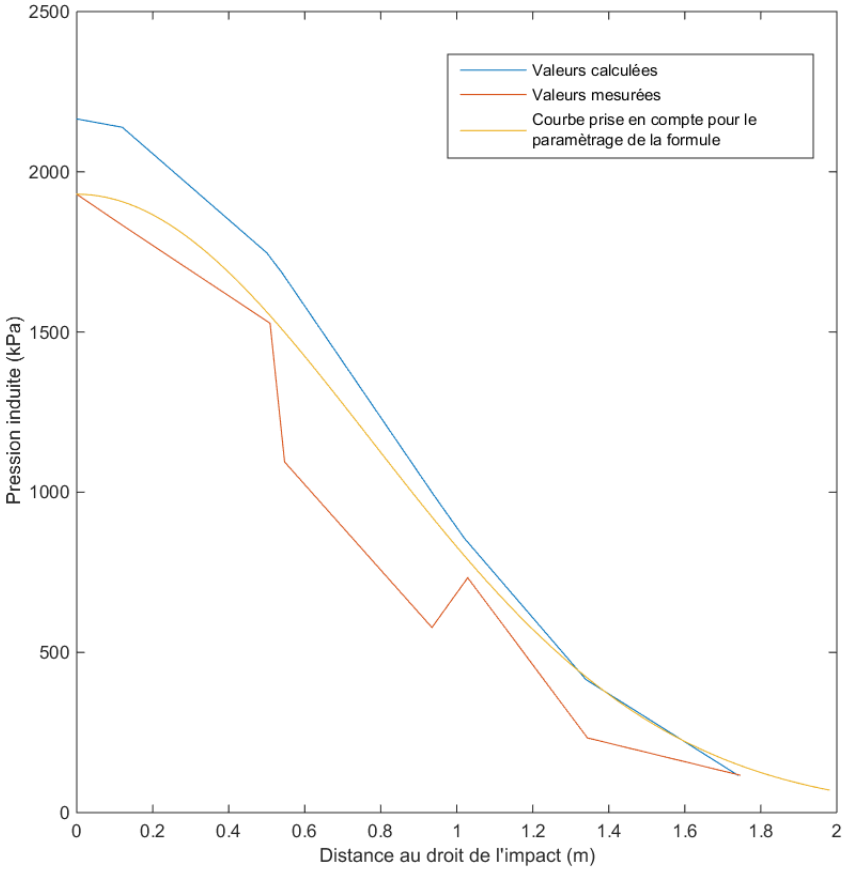


Figure 5.15 : Essai D2B4H4C2 à t= 18ms – Pression induite d'après les capteurs, ajustée pour le dépouillement de l'essai et calculée au droit des capteurs par le modèle

La capacité du modèle à représenter la résultante de pression induite par l'impact au toit de la structure a été étudiée de manière plus générale, sur l'ensemble des essais réalisés. La Figure 5.16 montre pour chaque essai la valeur maximale de la résultante de pression (F_{base_max}) donnée par le modèle, en fonction de la valeur obtenue par intégration spatiale des mesures discrètes. Il apparaît que le modèle tend à surestimer au plus d'environ 30 % la valeur maximale de la résultante de pression induite. Cette surestimation proportionnelle est liée au dépouillement graphique des essais, qui surestime les pressions en proportion à l'échelle du graphe.

Enfin, pour chaque hauteur de chute du programme d'essais, la Figure 5.17 représente, les valeurs de F_{base_max} déduites des mesures expérimentales de pression en fonction du rapport B/D. Il est intéressant de noter que la relation entre F_{base_max} et le rapport B/D n'est pas monotone, contrairement aux valeurs de p_{max} (cf. Figure 4.7). En fait, F_{base_max} correspond à l'intégrale de la distribution spatiale de pression à l'instant où la pression induite au droit de l'impact atteint sa valeur maximale p_{max}. Or, la largeur de la distribution spatiale de pression induite maximale a été trouvée en lien avec D^2. Ainsi, le rapport B/D n'est pas un paramètre d'essai suffisant pour décrire la résultante de pression transmise à la structure.

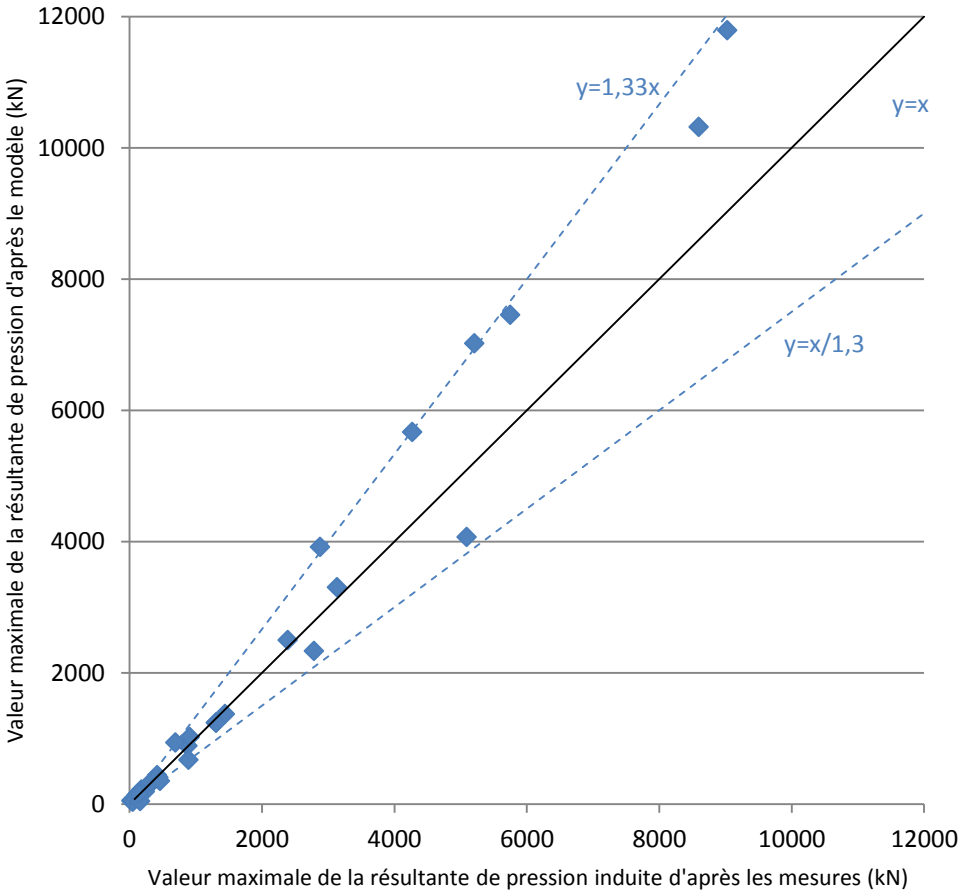


Figure 5.16 : Comparaison sur l'ensemble des essais des valeurs de F_{base_max} obtenues par intégration du modèle et à partir des mesures discrètes de pression

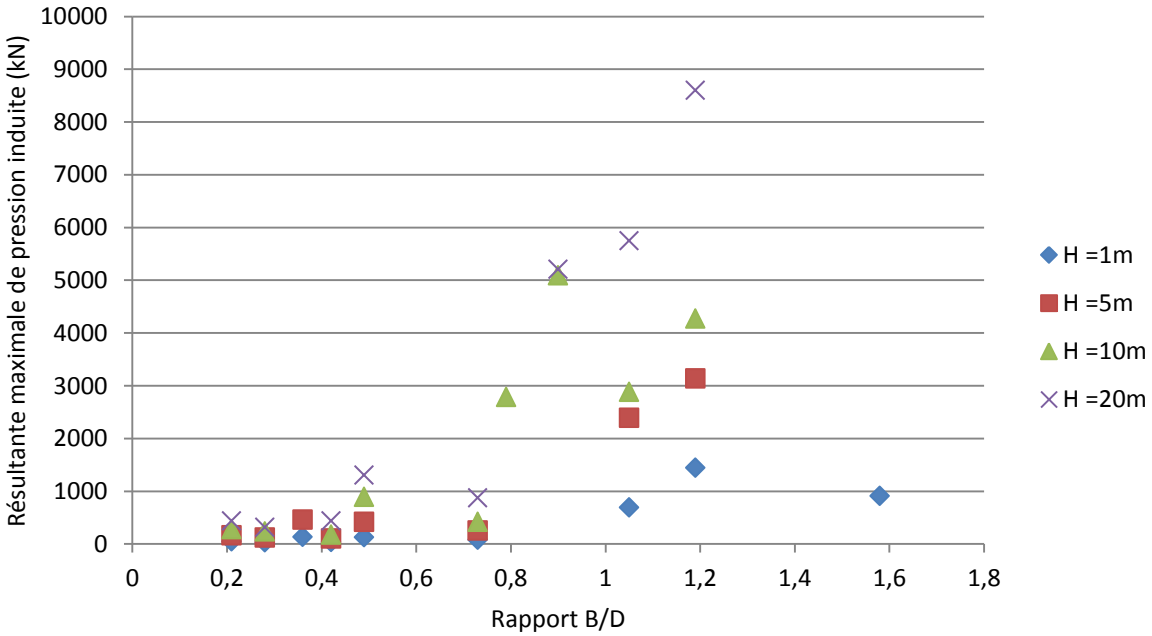


Figure 5.17 : Résultante maximale de pression induite, basée sur les mesures de pression, en fonction du rapport B/D pour différentes hauteurs de chute de l'impacteur

5.5.2 Confrontation aux résultats de la littérature

Les données disponibles dans la littérature concernant les efforts transmis à la structure au travers d'une couche de sol protectrice lors d'un impact sont actuellement rares. La plupart des travaux relatifs aux impacts d'un solide sur une couche de sol se sont en effet concentrées sur l'étude de la force d'impact (produit de la masse de l'impacteur par sa décélération).

Dans cette Section, le modèle de distribution spatio-temporelle de pression induite développé au Chapitre 4 est confronté aux résultats obtenus par Yoshida (1988) et par Montani (1998). Ces deux auteurs ont réalisé des essais pour différentes conditions d'impact et donné les valeurs de la résultante de pression induites au toit de la structure protégée (F_{base}), déduites de l'intégration spatiale des pressions observées. Ces auteurs ont également proposé des modèles pour représenter F_{base}.

5.5.2.1 Travaux de Yoshida (1988)

Les données issues des travaux de Yoshida (1988) exploitables dans le cadre de cette étude sont celles de la résultante des pressions induites présentées en détail pour l'un de ses essais. Dans cet essai (décrit en Section 2.2.1 de la bibliographie), l'impacteur était cylindrique, de diamètre 0.90 m et de surface d'impact sphérique. Sa masse était de 1000 kg, correspondant donc à un bloc rocheux de diamètre équivalent de l'ordre de 1 m, proche du diamètre de l'impacteur. Dans la suite, la valeur de B sera prise égale à 0.90 m pour simuler la distribution de pression induite avec le modèle. La hauteur de chute libre de l'impacteur pour cet essai était de 15 m (H = 15 m).

La couche de sol protectrice, épaisse de 0.90 m (D = 0.90 m), était composée d'un sable fin mal gradué (d_{10}= 0.09 mm, d_{60}= 0.14 mm et C_u = 1.56). Le sable était placé par couches de 20 cm et foulé aux pieds dans un bac en acier carré de côté 6 m, reposant sur une dalle en béton non armé épaisse de 30 cm, coulée sur une couche de grave épaisse de 20 cm.

Les pressions à la base de la couche de sable protectrice ont été observées pendant l'impact à l'aide de cinq capteurs de pression totale. La résultante de pression induite à la base de la couche de sable protectrice pendant l'impact ($F_{base}(t)$) donnée par Yoshida (1988), déduite de l'intégration spatiale des pressions observées, a été représentée en couleur rouge en Figure 5.18.

Le modèle développé au Chapitre 4 a été employé pour prédire les pressions induites par l'impact au toit de la structure lors de l'essai de Yoshida. Les conditions d'impact sont B = 0.90 m, D = 0.90 m et H = 15 m. Les valeurs des paramètres du modèle ont été déterminés expérimentalement pour une couche protectrice de sable propre bien gradué (d_{10}= 0.10 mm, d_{60}= 0.70 mm et C_u = 7), placé par sous-couches épaisses de 40 cm compactées par trois passes de plaque vibrante PQ1 à une densité de l'ordre de 1.54. Le matériau employé par Yoshida (1988) était de même nature, mais plus fin, et sa densité sèche après placement n'a pas été précisée par l'auteur. Par conséquent, en première approche et par défaut, les valeurs des paramètres du modèle déterminés au Chapitre 4 ont été utilisées.

La courbe de couleur bleu en Figure 5.18 montre la prédiction de $F_{base}(t)$ obtenue par intégration de a distribution de pression induite donnée par le modèle pour ces conditions d'impact. La résultante de pression induite au toit de la structure prédite par le modèle est très supérieure à la résultante observée par Yoshida (1988). Dans sa simulation du même essai, Montani (1998) avait

également prédit une valeur maximale de F_{base} de l'ordre de trois fois supérieure à celle observée, pointant la faible valeur de la résultante des pressions et aussi de la force d'impact.

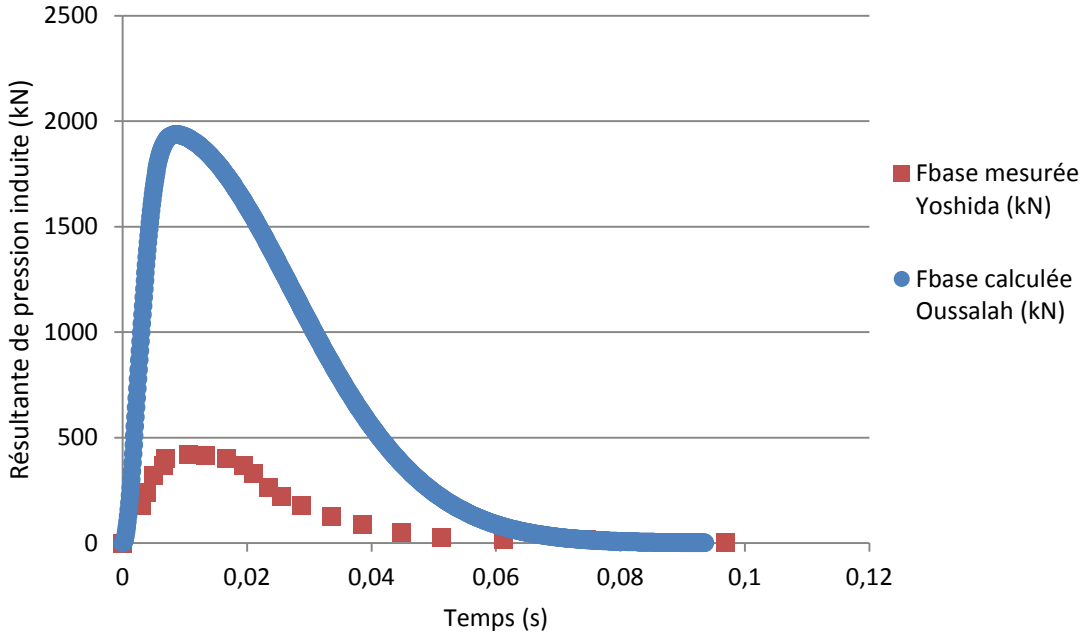


Figure 5.18 : Résultante de pression induite mesurée par Yoshida et prédite par le modèle

Plusieurs raisons possibles peuvent concourir à expliquer un tel écart :

(1) Le capteur le plus proche n'était pas au droit de l'impact. Yoshida (1988) n'a pas vérifié la position du bloc après impact. Dans nos essais, il a été observé que le point d'impact pouvait être différent du point visé et qu'une déviation de la trajectoire dans le sable était possible. A quelques dizaines de cm de la trajectoire, la pression induite peut chuter de manière importante pour ce rapport B/D voisin de 1.

(2) L'intégration des mesures discrètes de pression comporte une erreur par troncature au-delà du capteur le plus éloigné de l'impact, induisant une sous-estimation de l'effort intégré. Dans cet essai, la valeur de pic de la pression au capteur le plus éloigné est relativement faible. Cette source d'erreur est considérée faible au regard de l'important écart entre mesure et prédiction par le modèle.

(3) Les paramètres du modèle n'étaient pas représentatifs du sable utilisé par Yoshida et de sa faible densité sèche à la mise en œuvre. Les deux matériaux étant de même nature, une telle influence des paramètres du modèle est peu probable.

(4) La faible rigidité de la structure support (dalle en béton non armé épaisse de 30 cm sur couche de grave de 20 cm) est susceptible d'avoir sensiblement réduit la pression à l'interface entre la base de la couche de sable et la structure. La flexibilité de la structure support peut expliquer une partie de cette différence, mais une sensibilité dans un rapport de 1 à 4 semble toutefois peu probable dans ces conditions d'essai. Avec son modèle, après calage du paramètre représentant la déformabilité du sol, Montani (1988) avait prédit de l'ordre de trois fois les valeurs mesurées par Yoshida (1988).

En Figure 5.19, les distributions de résultante de pression induite ont été normalisées par rapport aux valeurs respectives. Il est intéressant de remarquer que la distribution temporelle prédite par le modèle est très proche de celle mesurée par Yoshida (1988). Les mesures de Yoshida semblent confirmer les observations faites sur la forme de la distribution temporelle de pression induite par un impact en un point au sommet d'une structure au travers d'une couche de sable.

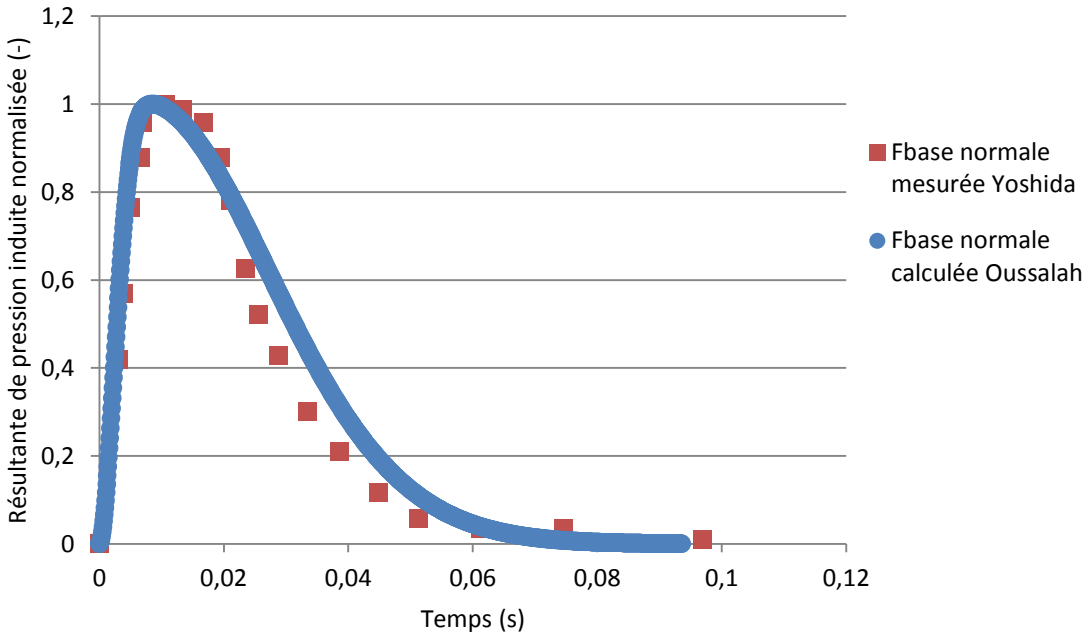


Figure 5.19 : Résultante de pression induite normalisée mesurée par Yoshida et prédite par le modèle

5.5.2.2 Travaux de Montani (1998)

Les travaux de Montani (1998) ont été présentés en détail en Section 2.2.3 du Chapitre sur la revue des études antérieures. Cet auteur a testé plus de 139 configurations d'impact différentes, faisant varier la nature du sol, l'épaisseur de la couche de sol protectrice, la masse (et diamètre) de l'impacteur et la hauteur de chute, sur semelle rigide ou sur dalle. Les essais expérimentaux étaient réalisés en puits de chute avec une énergie d'impact moyenne, jusqu'à 100 kJ. Les résultats furent analysés pour produire des expressions donnant les valeurs maximales de (1) La force de décélération du bloc, (2) La résultante des pressions à la base de la couche protectrice et (3) La somme des réactions d'appui de la structure support.

Dans cette Section, tout d'abord, le modèle de distribution spatio-temporelle de pression induite au toit de la structure protégée développé au Chapitre 4 est utilisé pour simuler différents essais de Montani (1998). Les valeurs maximales des résultantes de pression au toit de la structure (F_{base_max}) déduites des observations expérimentales sont comparées aux valeurs données par les modèles. Ensuite, les résultats d'essais expérimentaux à énergie plus importante (jusqu'à 1.45 MJ), présentés au Chapitre 3, sont considérés. De nouveau, les valeurs de F_{base_max} données par les modèles sont confrontées aux résultantes maximales déduites des mesures expérimentales.

Pour se rapprocher des conditions d'impact pour lesquelles le modèle de la présente étude a été développé, seuls les essais d'impact réalisés par Montani (1998) sur couche de sol protectrice d'une semelle de fondation ont été considérés.

De même, la littérature montre que la granulométrie et la densité relative des sols de protection ont un effet sur la pression transmise à la structure protégée. Les paramètres du modèle développé au Chapitre 4 ont été déterminés pour un sable propre à une densité donnée. Par conséquent, les essais Montani (1988) retenus pour étudier la performance du modèle sont les essais réalisés avec un sol de protection le plus proche possible en termes de granulométrie et de densité, i.e. le sol numéro 1, une grave 3-32 non compactée. Faute de pouvoir réaliser de nouveaux essais pour déterminer les valeurs des paramètres du modèle correspondant à ce matériau, les valeurs des paramètres du modèle déterminées au Chapitre 4 ont été employées, bien qu'établies pour un sable.

Les épaisseurs de sol protecteur considérées (D) sont celles utilisées par Montani (1998) dans son étude : 0.35 m, 0.50 m et 1 m. Dans ces essais, une couche de sable était tout d'abord placée au sommet de la structure pour protéger les capteurs, puis le gravier était déversé et étendu dans le puits de chute, sans compactage jusqu'à l'épaisseur souhaitée.

Les essais réalisés avec les impacteurs de masses 500 kg et 1000 kg ont été simulés. Ces impacteurs, de masse volumique 2600 kg/m^3, de l'ordre de celle d'une roche, sont des fûts cylindriques de diamètres respectifs 0.72 m et 0.90 m, avec calottes sphériques côté impact de diamètres plus importants, 1.04 m et 1.20 m.

Un impacteur sphérique de même masse volumique et de masse 500 kg (resp. 1000 kg) aurait un diamètre de l'ordre de 0.72 m (resp. 0.90 m), correspondant au diamètre de fût choisi par Montani (1998) pour construire l'impacteur. Par conséquent, dans la simulation avec les modèles, le diamètre équivalent de l'impacteur (B) a été pris égal à 0.72 m pour l'impacteur de masse 500 kg et 0.90 m pour l'impacteur de 1000 kg.

Enfin, les hauteurs de chute (H) considérées pour la simulation sont celles des essais de Montani (1998) : 1 m, 4 m, 7 m et 10 m. Il est intéressant de noter que les essais réalisés avec ces impacteurs de masses 500 kg et 1000 kg, de diamètres équivalents (B) respectifs 0.72 m et 0.90 m, sur des couches de sol protecteur d'épaisseurs (D) comprises entre 0.35 m et 1 m correspondent à des rapports B/D supérieurs 0.90.

La pression induite au sommet de la structure protégée a été modélisée pour quatre séries d'essais extraites du programme de Montani (1998) (cf. Tableau 2.8 en Section 2.2.3) : les trois premiers avec d'impacteur de masse 1000 kg (B = 0.90 m) et les trois épaisseurs de grave 3-32 protectrice du programme (D = 0.35 m, 0.50 3 et 1 m) et le quatrième avec l'impacteur de masse 500 kg (B = 0.72 m) et une épaisseur de grave protectrice de 0.35 m (D = 0.35). Ces quatre séries correspondent à des rapports B/D respectifs de 2.57, 1.80, 0.9 et 2.06, supérieurs à la valeur critique de 3/4. Pour chacune des séries, les quatre hauteurs de chutes employées par Montani (1998) ont été considérées.

La Figure 5.20 compare les valeurs maximales de la résultante des pressions au toit de la structure $\mathrm{F_{base_max}}$ déterminées par (a) Intégration par Montani de ses mesures discrètes de pression, (b) Le modèle de $\mathrm{F_{base_max}}$ proposé par Montani avec un module $\mathrm{M_E} = 2.5\ \mathrm{MN/m^2}$ et

(c) Intégration du modèle de distribution spatio-temporelle de pression développé au Chapitre 4. Cette Figure permet de constater que, sur l'ensemble des quatre séries d'essais, les deux modèles représentent relativement bien les valeurs de F_{base_max} déduites des mesures de pression. Il est toutefois nécessaire de préciser que selon Montani (1998) et la directive Suisse, les formules établies ne sont valables que pour D > 0.50 m. Elle est donc utilisée ici en dehors de son domaine de validité.

La plage d'efforts des essais considérés jusqu'à présent correspondent à des énergies d'impacts relativement faibles (inférieures à 100 kJ) et des résultantes de pression inférieures aux efforts dimensionnant supposés en pratique s'exercer au toit de la structure protégée lors de l'impact par un bloc rocheux.

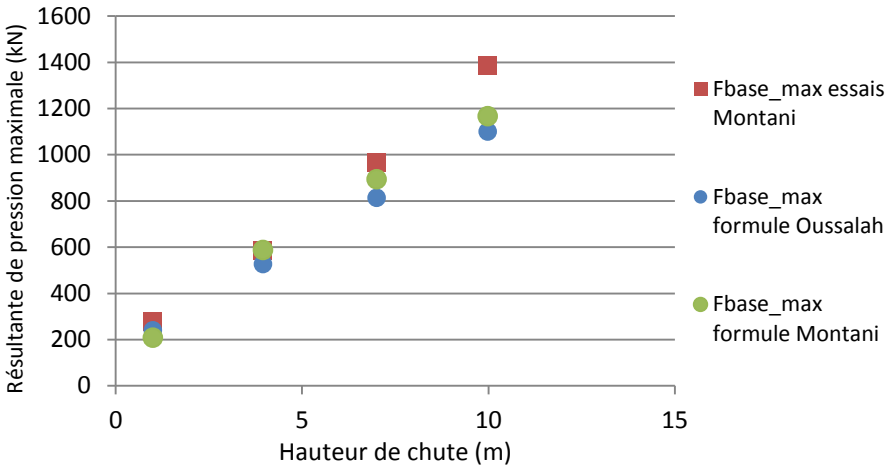
Par conséquent, pour approfondir l'analyse sur la performance des modèles, des essais à plus haute énergie réalisés dans le cadre de ce travail ont été considérés. Néanmoins, le modèle de F_{base_max} proposé par Montani (1998) a été développé sur une plage de conditions d'impact plus réduite et sur des matériaux de nature différente du sable employé dans cette étude paramétrique expérimentale. C'est pourquoi, dans un premier temps, le modèle de Montani a été calé pour représenter au mieux des essais réalisés correspondant aux conditions d'impact sur lesquelles le modèle a été développé.

La Figure 5.22 montre les valeurs de F_{base_max} (carrés rouges) obtenues par intégration des mesures discrètes de pression observées lors des essais réalisés dans cette étude avec l'impacteur sphérique de masse 553 kg (B = 0.73 m), sur une couche protectrice de sable propre bien gradué (d_{10}= 0.10 mm, d_{60}= 0.70 mm et C_u = 7) à une densité de l'ordre de 1.54 épaisse de 1 m. Les résultats de quatre essais sont représentés, correspondant à des hauteurs de chute de 1 m, 5 m, 10 m et 20 m. Ces conditions d'impact (B, D et H) sont dans la plage des configurations pour lesquelles les deux modèles ont été développés.

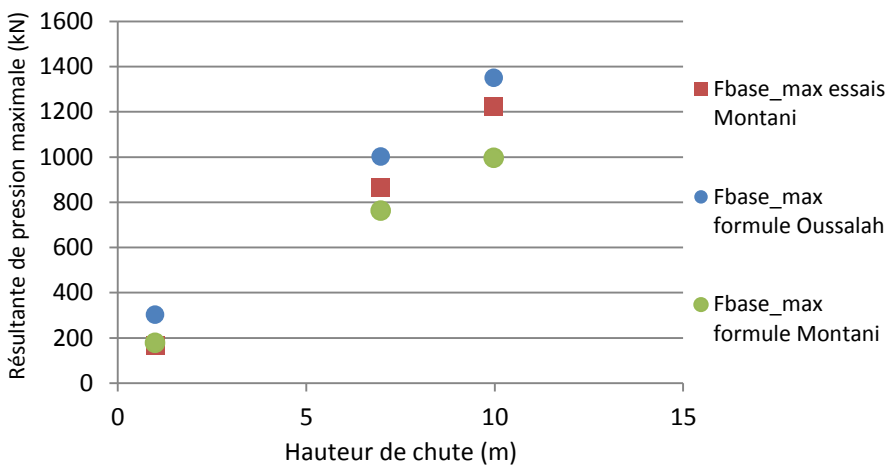
Dans cette Figure, les prédictions de F_{base_max} par le modèle de Montani (1998) (courbe verte) et par le modèle développé au Chapitre 4 (courbe bleue) ont également été représentées. Les paramètres du modèle de Montani, essentiellement le module M_E de la couche protectrice de sable, a été calé de manière à approcher au mieux les quatre observations (pour $M_E = 1.879$ MPa). Les deux modèles prédisent relativement bien les observations.

Le modèle de F_{base_max} proposé par Montani (1998) ayant été calé sur des essais dans la plage de conditions d'impact pour laquelle le modèle avait été développé, il a alors été appliqué à des conditions d'impact au-delà de cette plage. La Figure 5.22 représente les valeurs de F_{base_max} (carrés rouges) obtenues par intégration des mesures discrètes de pression observées lors des essais réalisés dans cette étude avec l'impacteur de masse 7399 kg (B = 1.79 m), sur une couche protectrice de sable épaisse de 1.50 m pour les quatre hauteurs de chute 1 m, 5 m, 10 m et 20 m (1.45 MJ).

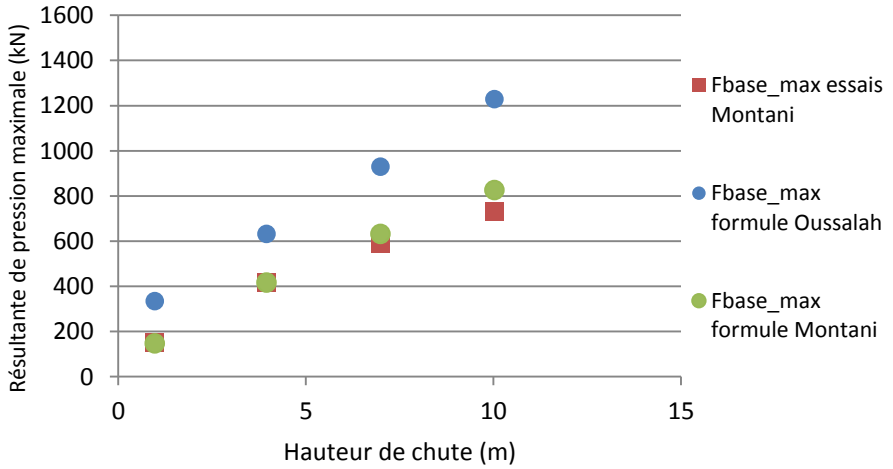
Les prédictions de F_{base_max} données par les modèles ont également été représentées. Il peut être constaté que, pour les hauteurs de chute croissantes, la valeur de F_{base_max} donnée par le modèle de Montani tend à s'éloigner des observations. Il est important également de noter que la valeur de F_{base_max} est en réalité légèrement supérieure à celle obtenue par intégration des mesures discrètes de pression, procédure susceptible de tronquer la distribution de pression au-delà du capteur le plus éloigné de l'impact.



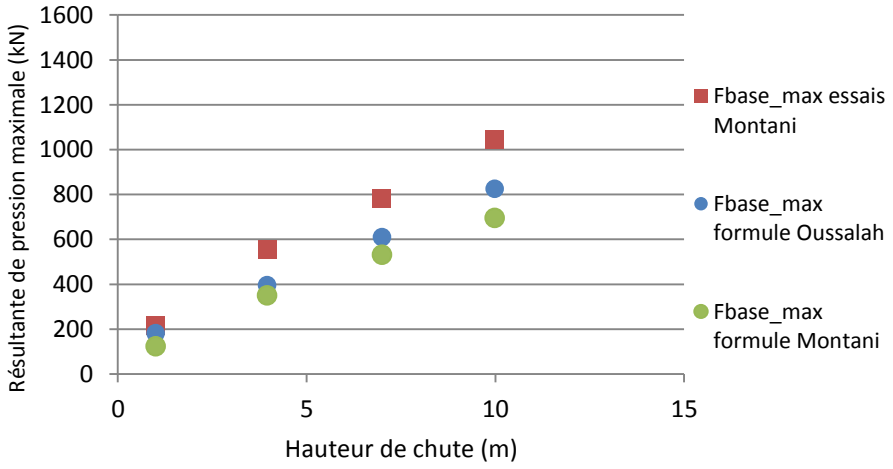
(a) Impacteur de 1000 kg, épaisseur de grave 0.35 m (B/D = 2.57)



(b) Impacteur de 1000 kg, épaisseur de grave 0.50 m (B/D = 1.80)



(c) Impacteur de 1000 kg, épaisseur de grave 1 m (B/D = 0.90)



(d) Impacteur de 500 kg, épaisseur de grave 0.35 m (B/D = 2.06)

Figure 5.20 : Résultantes de pressions maximales issues des observations de Montani (1998) et calculées à partir du modèle pour quatre séries d'essais

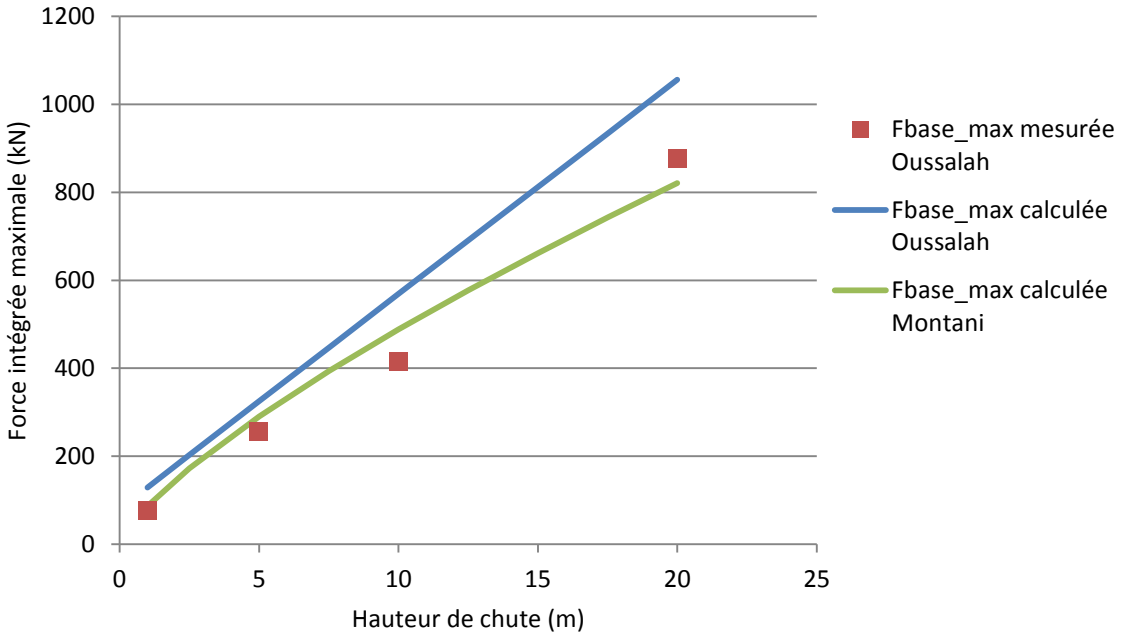


Figure 5.21 : Impacteur de 553 kg (B = 0.73 m) et couche protectrice de sable épaisse de 1 m – Résultantes de pression induite observées et données par les modèles

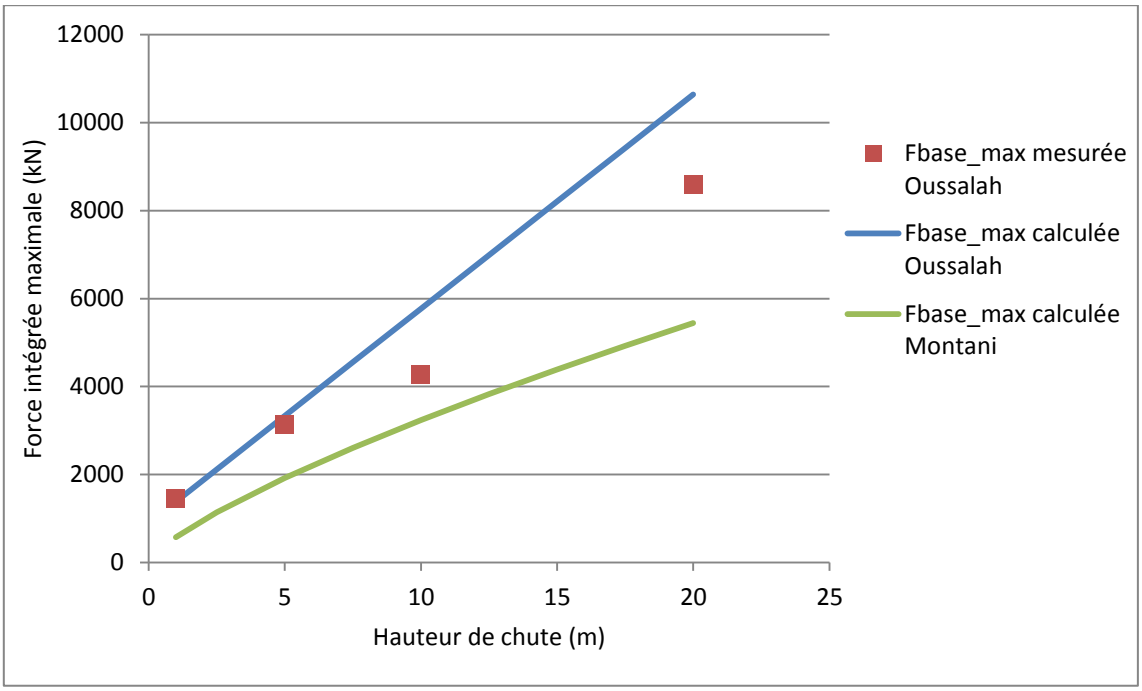


Figure 5.22 : Impacteur de 7399 kg (B = 1.79 m) et couche protectrice de sable épaisse de 1.50 m – Résultantes de pression induite observées et données par les modèles

5.6 Pression induite au toit de la structure

Très peu d'auteurs ont publié leurs mesures de pression observées dans le temps à différentes distances de l'impact. Pour une de ses séries d'essais (Série numéro 2), Calvetti (2005) a représenté sous forme de graphe les pressions observées au cours du temps au droit de l'impact. Ses travaux ont été présentés en détail en Section 2.2.6 du Chapitre sur la revue des études antérieures.

Les impacts étaient réalisés verticalement sur une couche de sable grossier (d_{10}= 0.3 mm, d_{60}= 7 mm) placé de manière lâche, à une densité relative estimée à 30 %, sur une épaisseur de 2.60 m. Le sable était placé sans compactage à l'intérieur d'une cuve circulaire en béton armé, de diamètre 10.7 m. L'épaisseur du radier de fond de cuve était de 50 cm.

L'impacteur était une sphère en béton, de diamètre 0.90 m, avec un évidement pour installer un accéléromètre proche du centre, conduisant à une masse de 850 kg. Quatre hauteurs de chute libre ont été utilisées pour cette série d'essais : 5 m, 10 m, 13.7 m et 18.5 m.

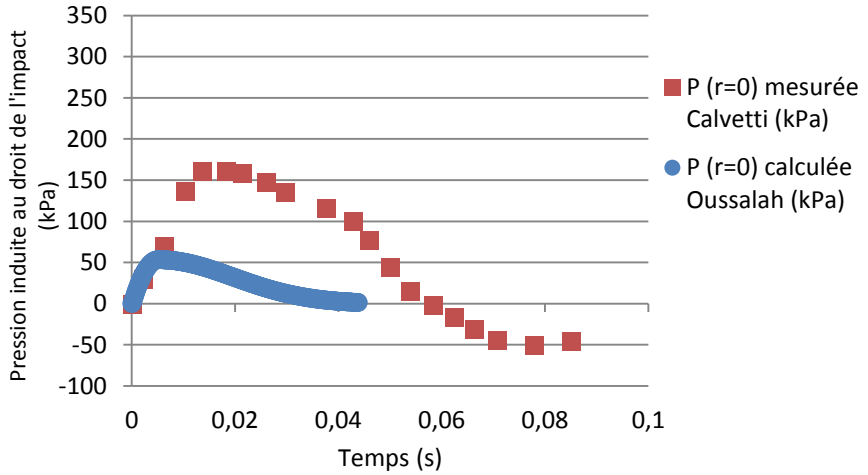
Les pressions à la base de la couche de sable protectrice étaient observées pendant l'impact à l'aide de cinq capteurs de pression totale. La Figure 5.23 montre, en rouge, pour chacune des quatre hauteurs de chute libre de l'impacteur, les distributions temporelles de pression induite au droit de l'impact données par Calvetti (2005).

Pour la simulation de ces essais avec le modèle développé au Chapitre 4, le diamètre de l'impacteur (B) a été pris égal à 0.86 m, correspondant à une sphère de densité 2.5 et de masse égale à celle de l'impacteur de Calvetti (850 kg). L'épaisseur de la couche de sol protectrice (D) est égale à 2.60 m. Le matériau employé par Calvetti (2005) était de même nature que celui utilisé dans la présente étude, mais plus grossier, et placé dans des conditions « lâches », sans compactage. En première approche et par défaut, les valeurs des paramètres du modèle déterminés au Chapitre 4 ont été utilisées pour modéliser les distributions de pression.

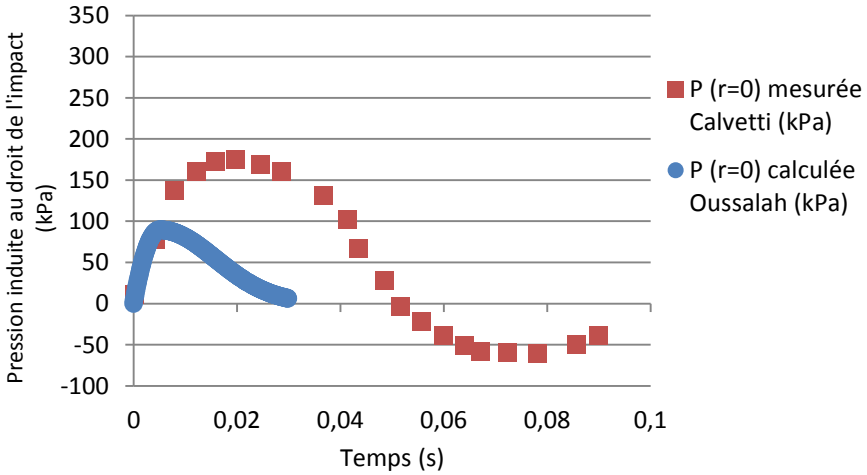
Dans ses essais, Calvetti (2005) observe entre ses capteurs une vitesse de propagation des sollicitations de l'ordre de 130 m/s, alors que dans nos essais cette vitesse est de 155 m/s. Cette vitesse plus faible traduirait le fait que le sable de Calvetti était plus lâche et moins résistant que celui de la présente étude placé par sous-couches successives compactées. Cette vitesse apparaît effectivement liée à la plastification et au déplacement du sol pendant l'impact.

Les distributions temporelles de pression induites au droit de l'impact (r = 0) ont été calculées avec le modèle pour les quatre hauteurs de chute libre des essais de Calvetti (2005). Ces distributions ont été représentées en bleu dans les graphes de la Figure 5.23. Il est intéressant de noter que les distributions observées et données par le modèle sont d'allures similaires, avec une partie avec le pic supposée parabolique et après le pic Gaussienne, mais manifestement le modèle sous-estime nettement les pressions mesurées.

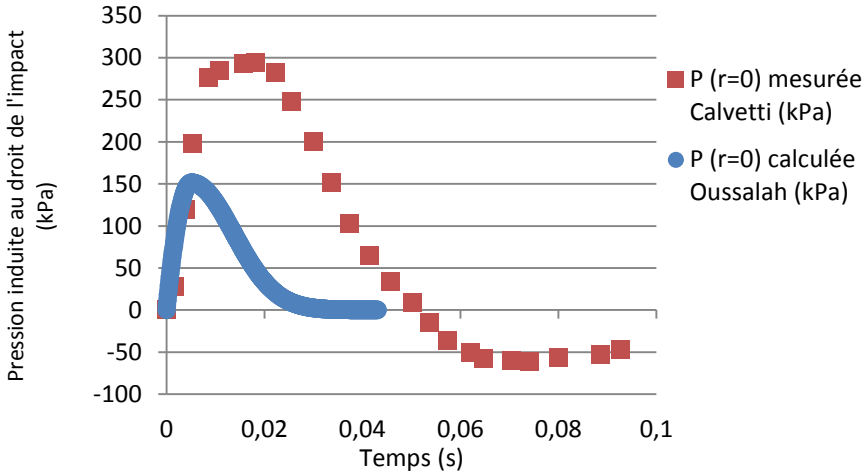
La principale raison de cette différence provient du domaine d'application du modèle, les paramètres ayant été déterminés pour des rapports B/D supérieurs à 0.25 (cf. Figure 4.7). La nature et la densité du matériau de Calvetti, qui diffèrent de celles du sable utilisé pour déterminer les valeurs des paramètres du modèle, n'explique que partiellement cette différence. Une incertitude existe également sur la densité du sable grossier de Calvetti, partiellement remanié entre essais, résultant en fait en un compactage dynamique de la couche de sol.



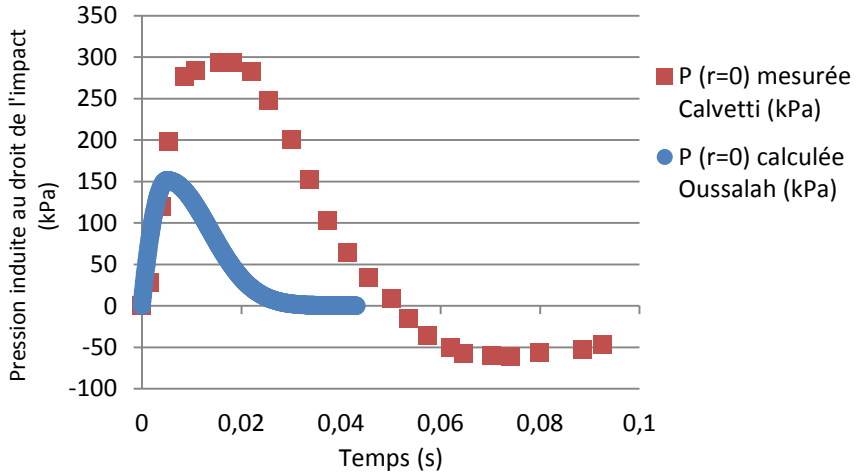
(a) Impacteur 850 kg, épaisseur de sable 2.60 m (B/D = 0.33) – H = 5 m



(b) Impacteur 850 kg, épaisseur de sable 2.60 m (B/D = 0.33) – H = 10 m



(c) Impacteur 850 kg, épaisseur de sable 2.60 m (B/D = 0.33) – H = 13.7 m



(d) Impacteur 850 kg, épaisseur de sable 2.60 m (B/D = 0.33) – H = 18.5 m

Figure 5.23 : Comparaison des distributions temporelles de pression au droit de l'impact observées par Calvetti (2005) et données par le modèle

5.7 Conclusion et domaine d'application

Le modèle proposé dans ce travail permet de représenter de manière satisfaisante, pour l'ensemble des essais réalisés, la distribution spatio-temporelle de pression induite par l'impact et transmise à la structure sous-jacente.

Compte tenu de la faible quantité de données expérimentales disponible dans la littérature sur les essais d'impact et, à plus forte raison, les mesures spatio-temporelle de pression transmise à la structure sous-jacente, l'évaluation du modèle par (1) Recalage des paramètres à partir d'essais sur un matériau de protection différent, puis (2) Simulation directe des observations pour d'autres essais sur le même matériau ne pouvait être menée de manière satisfaisante.

C'est pourquoi, l'évaluation de la performance du modèle a également porté sur les résultantes des pressions, intégrées spatialement, plus fréquentes dans la littérature, représentées dans un graphe en fonction du temps pour chaque essai. Sur l'ensemble des essais réalisés dans cette étude, les résultantes de pression induite données par le modèle sont proches des observations. L'écart sur la valeur maximale de la résultante de pression induite est de l'ordre de 33 %, proportionnelle à la valeur de la résultante en raison des erreurs résultant du dépouillement semi-graphique des mesures spatiales et temporelles de pression.

Les confrontations du modèle de pression spatio-temporelle de pression induite, intégré en espace, aux résultantes de pression induites issues de la littérature sont assez difficiles à interpréter. En effet, de nombreuses différences existent dans la mise en œuvre entre les essais réalisés dans cette étude et les essais de la littérature : nature et densité des sols protecteurs, forme de l'impacteur, flexibilité de la structure protégée, conditions limites etc.

Ces analyses montrent l'importance d'appliquer le modèle dans le domaine pour lequel il a été établi, à savoir, pour :

- ⇨ Des rapports B/D compris entre 0.3 et 2.
- ⇨ Des impacteurs de forme quasi sphérique, de masse de 100 à 7500 kg et de densité proche de celle de la roche.
- ⇨ Des remblais en sable fin et bien gradué moyennement compacté d'épaisseur de 1 à 2 m, les paramètres du modèle devant être calés pour un autre matériau à une autre densité.
- ⇨ Pour des hauteurs de chute de 1 à 33 m (vitesses d'impact de 4 à 25 m/s).

Dans ces conditions, le modèle proposé, établi pour des conditions d'impact plus larges que celles de la littérature, permet d'obtenir une évaluation fiable de la force intégrée maximale. En outre, le modèle développé exprime pour la première fois la distribution spatio-temporelle de la pression induite.

Des études complémentaires apparaissent cependant nécessaires pour (1) Déterminer les valeurs des paramètres du modèle pour d'autres natures de sol grenus et densités et (2) Evaluer l'influence de (a) la forme de l'impacteur, (b) l'angle d'incidence et (c) la rigidité de la structure protégée pour des énergies d'impact élevées.

6 APPROCHE NUMERIQUE DE LA PROTECTION AUX IMPACTS PAR COUCHE DE SOL

Dans un premier temps, nous avons réalisé une série de modélisations numériques afin de déterminer si une approche numérique simple pouvait suffire à proposer des résultats prédictifs pour la description d'un impact rocheux sur une structure recouverte d'une couche de sable protectrice, ou contribuer à réduire le nombre d'essais nécessaires à la qualification d'un sol en protection d'impacts. Dans un second temps, nous avons investigué l'influence de la présence d'une structure souple, en lieu et place des supports relativement rigides étudiés dans le volet expérimental.

6.1 Simulation numérique des essais

6.1.1 Description du modèle

La modélisation a été réalisée à l'aide du programme de calcul en déformation aux éléments finis ABAQUS et son module « Dynamic/Explicite ». Le modèle est réalisé en 3 dimensions et nous avons tiré parti des deux plans de symétrie du problème : plans verticaux, parallèles aux bords du remblai.

Le modèle comporte quatre parties : le bloc impacteur, la couche de sol, la dalle et le rocher. Le substratum est modélisé à l'aide d'un corps rigide encastré. Le bloc impacteur est également un corps rigide (hypothèse raisonnable compte tenu de sa grande rigidité par rapport au sable impacté), mais il n'est contraint par aucune condition limite.

La dalle est de dimension 7 m par 4 m et d'épaisseur 0.5 m, tandis que le remblai est un prisme à base trapézoïdale de surface supérieure 8m par 4m et une épaisseur de 1.5m. Les impacteurs sont des sphères dont les rayons sont équivalents à ceux des impacteurs réels qu'ils représentent.

Compte tenu du fait qu'on souhaite modéliser un essai d'impact où la structure de protection n'est pas endommagée, la dalle sera représentée par un corps élastique linéaire, avec un module de Young E_{dalle}= 30G Pa et un coefficient de Poisson ν_{dalle}= 0.25.

Le comportement en déformations du sol est représenté par un modèle élastoplastique, avec un critère de rupture de Mohr-Coulomb et peu de dilatance. Le Tableau 6.1 liste les valeurs des paramètres utilisés. L'angle de frottement et la cohésion ont été choisis en accord avec les essais triaxiaux réalisés en laboratoire. Une valeur usuelle a été prise pour le coefficient de Poisson, ainsi qu'une faible dilatance, en raison du caractère relativement lâche du sable. Enfin, une condition de « tensile cutoff » est ajoutée pour limiter la traction dans les éléments constitutifs du remblai.

Les contacts sont pris en compte à l'aide du module « surface to surface » d'ABAQUS, avec un contact normal de type « hard contact » et un contact tangentiel frictionnel avec un coefficient de friction de 0.2. Les matériaux les plus durs sont définis comme étant les surfaces maitresses et les plus tendres, comme surfaces esclaves.

Tableau 6.1. Paramètres utilisés pour représenter le comportement en déformations du sol

Paramètre	Valeur
Module de Young E_{sol}	20 MPa
Coefficient de Poisson	0.30
Angle de frottement	35°
Angle de dilatance	1°
Cohésion	1 kPa
Densité du sol	1.7

La Figure 6.1 représente les solides et le maillage utilisés. Les éléments sont des parallélépipèdes rectangles à 8 nœuds, de type C3D8R (nomenclature ABAQUS) pour les éléments de la dalle et du remblai. Celles de l'impacteur sont des mailles rectangulaires à 4 nœuds puisqu'il s'agit d'une coque rigide. Elles font 10 cm de côté pour les éléments de la dalle et varient de 2.5 à 25 cm pour les éléments du sol. Un maillage plus fin est adopté pour les éléments voisins du point d'impact, susceptibles d'être fortement déformés.

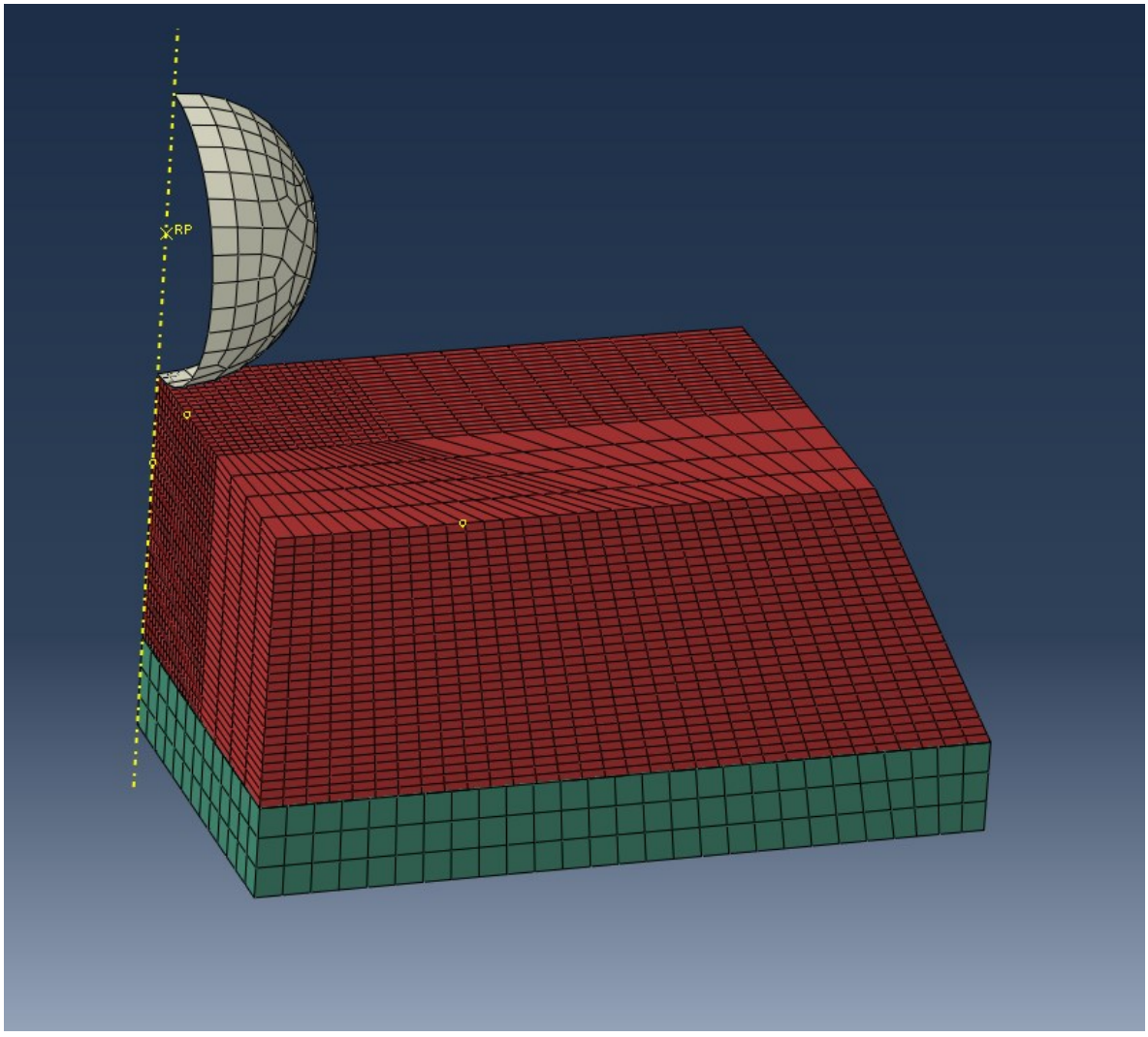


Figure 6.1. Représentation du maillage de la dalle, du remblai et de l'impacteur

Quatre étapes constitutives du modèle sont implémentées :

(1) Initialisation, où les conditions limites sont appliquées au modèle.
(2) Application progressive en 1 s de la gravité à l'ensemble des éléments du modèle. Pendant cette étape, l'impacteur reste fixé à son point d'ancrage.
(3) Une étape de 2.02 s où l'ancrage de l'impacteur est supprimé permettant sa chute libre.
(4) Une étape de 0.3 s où l'impacteur entre en collision avec le tas de sable et est stoppé.

6.1.2 Simulation du premier cas : B/D faible

Le premier cas d'étude modélisé est l'essai D2B1H4C2. Pour rappel, il s'agit d'un essai d'impact sur une couche de sable de 1.5 m d'épaisseur depuis une hauteur de 20 m par un bloc impacteur de masse 117 kg pour un rayon de 21 cm.

La Figure 6.2 montre la pression en fonction du temps calculée à l'interface entre le sol et la structure au droit de l'impact pour l'essai D2B1H4C2 simulé. En premier lieu on remarque que la forme de la distribution de la pression ressemble beaucoup à celle observée expérimentalement : un pic intense suivi de plusieurs pics secondaires moins intenses régulièrement espacés.

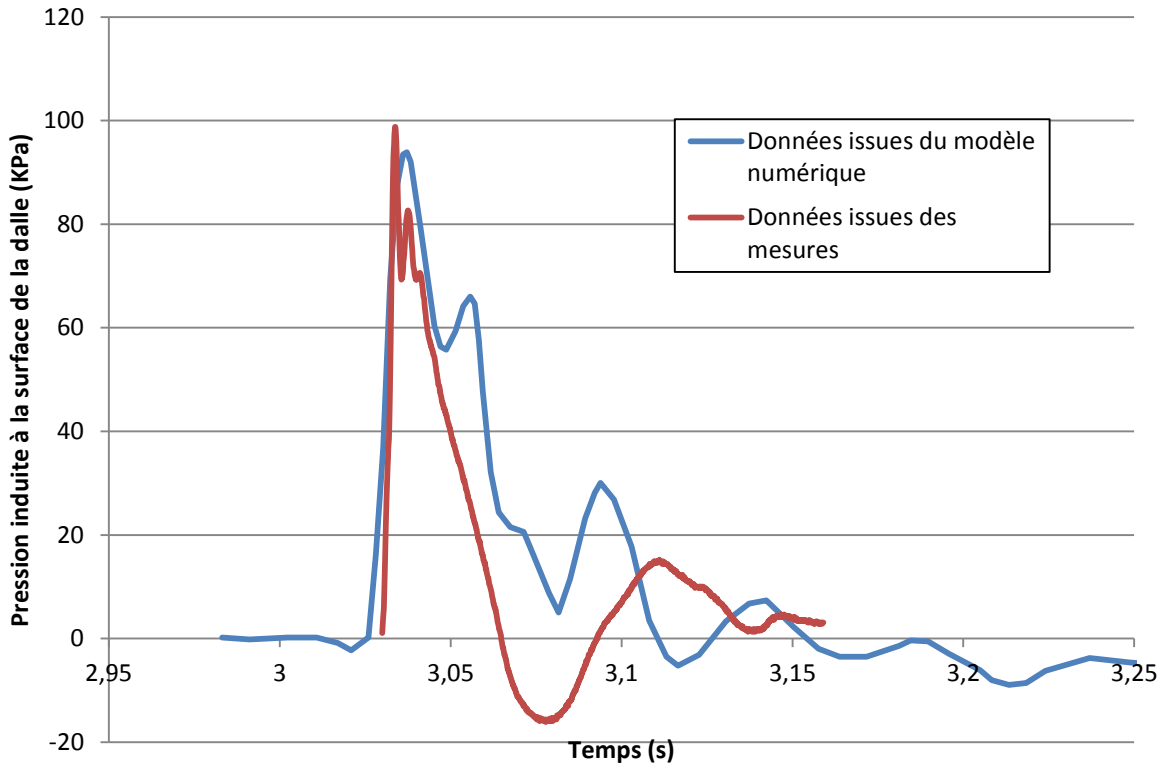


Figure 6.2. Distribution temporelle de pression induite au droit de l'impact pour le cas D2B1H4C2, calculée à l'aide du modèle numérique

Il apparait que la pression induite prédite par le modèle tend vers une valeur négative de l'ordre de -5kPa. Cette pression induite est obtenue par soustraction de la distribution de pression transmise à la surface de la dalle par la pression due au poids du sol. Cette valeur négative doit donc être interprétée comme un déchargement local de la dalle de l'ordre de 5kPa. Le maillage déformé,

illustré plus loin, en Figure 6.4, montre qu'une partie du sol sous l'impacteur a effectivement été refoulée autour de l'impacteur déchargeant bien la dalle au droit du point d'impact.

On interprète ce signal de la façon suivante : il s'agirait de la composition d'une impulsion de la forme décrite dans le chapitre 4 : montée intense et descente plus douce, composés avec un signal ondulatoire. Ce signale ondulatoire, d'une fréquence de 33Hz, est probablement dû aux vibrations de la dalle et à son interaction avec le remblai.

Par ailleurs, on constate que la pression maximale induite, transmise à la dalle au droit du point d'impact est très proche de celle observée au cours des essais en vraies grandeurs, respectivement 94 et 99kPa.

Enfin, la largeur du pic de pression (17 ms) est également proche de celle observée expérimentalement (14 ms), à condition d'ignorer la composante due aux oscillations du système.

Lorsqu'on observe en parallèle les distributions temporelles de pression à différentes distances de la trajectoire d'impact, on s'aperçoit qu'il existe un décalage dans le temps, des instants où la pression induite commence à varier.

Ce décalage, déjà mis en lumière précédemment, permet une fois encore de remonter à une vitesse de propagation de l'effort transmis au travers de la couche de sol. Cette vitesse est très proche de celle observée expérimentalement : 160 m/s contre 143 m/s dans cet essai.

Par ailleurs, comme dans les essais en vraie grandeur, on observe une vitesse d'accroissement de la pression induite normalisée identique quelle que soit la distance au point d'impact considérée. La Figure 6.3 illustre cela. Il est à noter que pour mettre en évidence la similarité des vitesses d'accroissement, les courbes ont été translatée dans le temps, effaçant le de décalage temporel pourtant observé.

En revanche, la valeur de la pente à 50% de la valeur de la pression normalisée obtenue par le calcul est de 147 s^{-1}, soit environ deux fois moins que celle observée lors de l'essai.

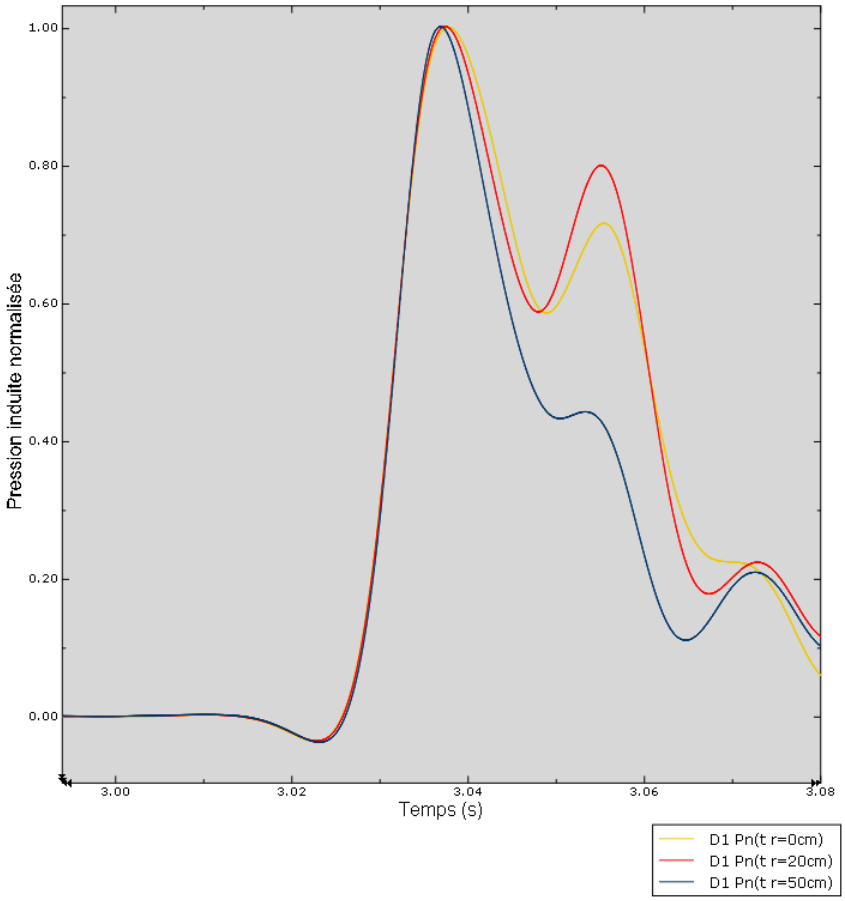


Figure 6.3. Pressions induites normalisées, pour 3 distances de la trajectoire de l'impact pour le cas D2B1H4C2, calculées à l'aide du modèle numérique.

La largeur des pics de pression calculée diminue linéairement avec la distance au droit de l'impact, comme cela a pu être observé lors des essais. En revanche, le coefficient directeur de cette diminution, fourni par les résultats du modèle numérique est de 0.0074s/m, alors qu'il devrait être de 0.0037s/m.

Enfin, la pression maximale enregistrée à une distance B/2 de la trajectoire de l'impact, vaut d'après le modèle 93% de la valeur maximale au droit de l'impact, alors qu'elle vaut en réalité 96%.

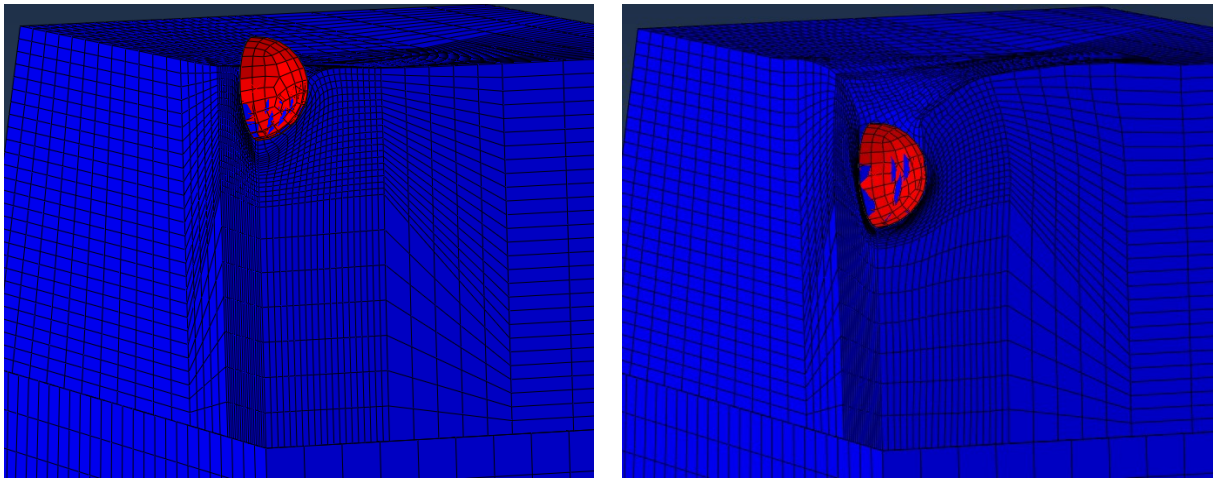
Un récapitulatif des grandeurs caractéristiques de la distribution de pression calculée et mesurée est présenté dans le Tableau 6.2.

Tableau 6.2 : Récapitulatif des grandeurs obtenues par le modèle numérique, comparées à celles issues des essais d'impact en vraies grandeurs (essai D2B1H4C2).

Grandeurs	D2B1H4C2		
	Valeur réelle	Valeur calculée	Erreur relative
Pmax (kPa)	99.8	94	5.8%
P(B/2)/Pmax	0.96	0.93	4.1%
A_i (m/s)	143	160	10.6%
p_{50} (s^{-1})	339	147	56.6%
Δt50(r=0) (s)	0.014	0.017	17.6%
L (s/cm)	$3.7\ 10^{-5}$	$7.4\ 10^{-5}$	50%

Il apparait également que les déformations du remblai, et donc l'enfoncement de l'impacteur, sont beaucoup plus importants que ceux observés lors des essais (60 cm d'enfoncement total selon le modèle contre 23 cm lors des essais). La Figure 6.4 présente le modèle déformé, 15 ms après l'impact (a) et lorsque l'impacteur s'immobilise à la fin de l'impact (b).

Cela peut s'expliquer par la simplicité du modèle de comportement choisie pour le sol (Elastoplastique avec critère de rupture de Mohr-Coulomb). En effet, ce modèle présente un module de Young constant, indépendant du confinement. Or, lors du phénomène d'impact, la partie du sol prise en étau entre l'impacteur et la dalle, est fortement confinée. Cette augmentation du confinement a pour effet d'augmenter la résistance du sol à la rupture d'une part, phénomène dont tient compte le critère de Mohr-Coulomb, et d'accroître sa rigidité, permettant une transmission plus directe de l'énergie d'impact de l'impacteur à la dalle.



(a) (b)

Figure 6.4. Configuration déformées pour le modèle de l'essai D2B1H4C2
a) 15 ms après l'impact ; b) 300 ms après l'impact

6.1.3 Simulation du second cas : B/D important

Le second cas d'étude modélisé est l'essai D2B3H4C2. Pour rappel, il s'agit d'un essai d'impact sur une couche de sable de 1.5 m d'épaisseur depuis une hauteur de 20 m par un bloc impacteur pesant 4999 kg pour un rayon de 79 cm (B = 1.58 m).

On constate, en Figure 6.5, cette fois-ci la présence de deux pics importants, de formes très proches, qui ne correspondent à rien de ce que nous avons pu observer expérimentalement. Il est alors difficile d'appliquer l'analyse systématique des grandeurs caractéristiques de l'impact, comme nous l'avons fait pour le cas précédent.

Les amplitudes des pics de pression calculées à l'interface entre le sol et la structure, de 4 à 8 MPa, sont beaucoup plus grandes que celles attendues (de l'ordre de 2 MPa observés au cours de la campagne expérimentale pour un tel essai). La largeur du premier pic est proche de celle mesurée lors des essais. Celle du second est beaucoup plus importante.

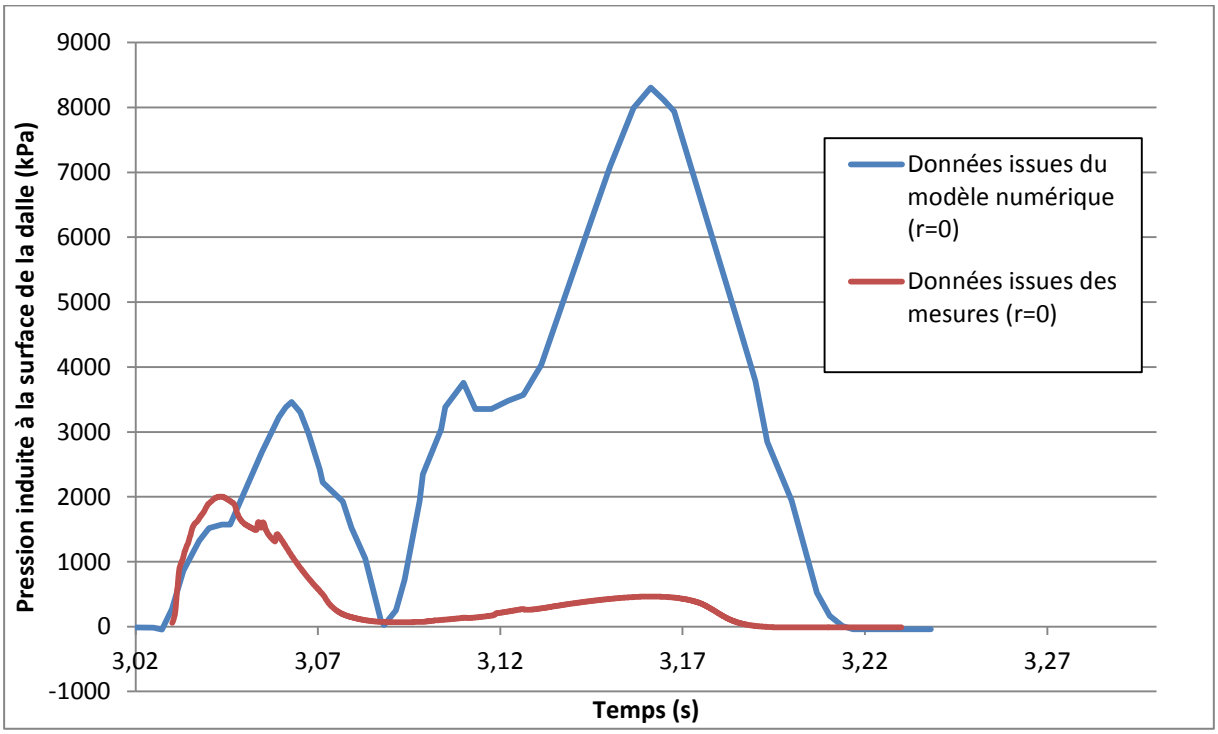


Figure 6.5 : Distribution temporelle de pression induite à l'interface sol/structure au droit de l'impact pour le cas D2B3H4C2, calculée à l'aide du modèle numérique

L'observation des déformations suggère quelques explications quant aux résultats de ces calculs. En Figure 6.6 on peut voir qu'un mécanisme de rupture localisé se met rapidement en place sous l'impacteur, dans les 30 ms après l'impact. Le paramètre PEEQ représenté ici est un scalaire équivalent de la contrainte de Von Mises pour les déformations plastiques.

$$PEEQ = \sqrt{\frac{2}{3} \cdot \varepsilon_{ij}^{(p)} \cdot \varepsilon_{ij}^{(p)}}$$

L'impacteur et la pyramide de sol sous l'impacteur se déplacent pratiquement d'un seul bloc le long de la surface de rupture, comme on peut le voir en Figure 6.7, appliquant une augmentation de la pression à l'interface sol/dalle, correspondant au premier pic simulé.

On s'aperçoit également qu'au droit de l'impact, localisation des éléments les plus confinés, une seconde pyramide d'éléments sont moins soumis au cisaillement et donc génèrent moins de déformation plastique. Cette seconde pyramide fait apparaitre une seconde surface de rupture localisée, repérée par les traits en rouge dans la Figure 6.7, le long de laquelle le sol s'écoule.

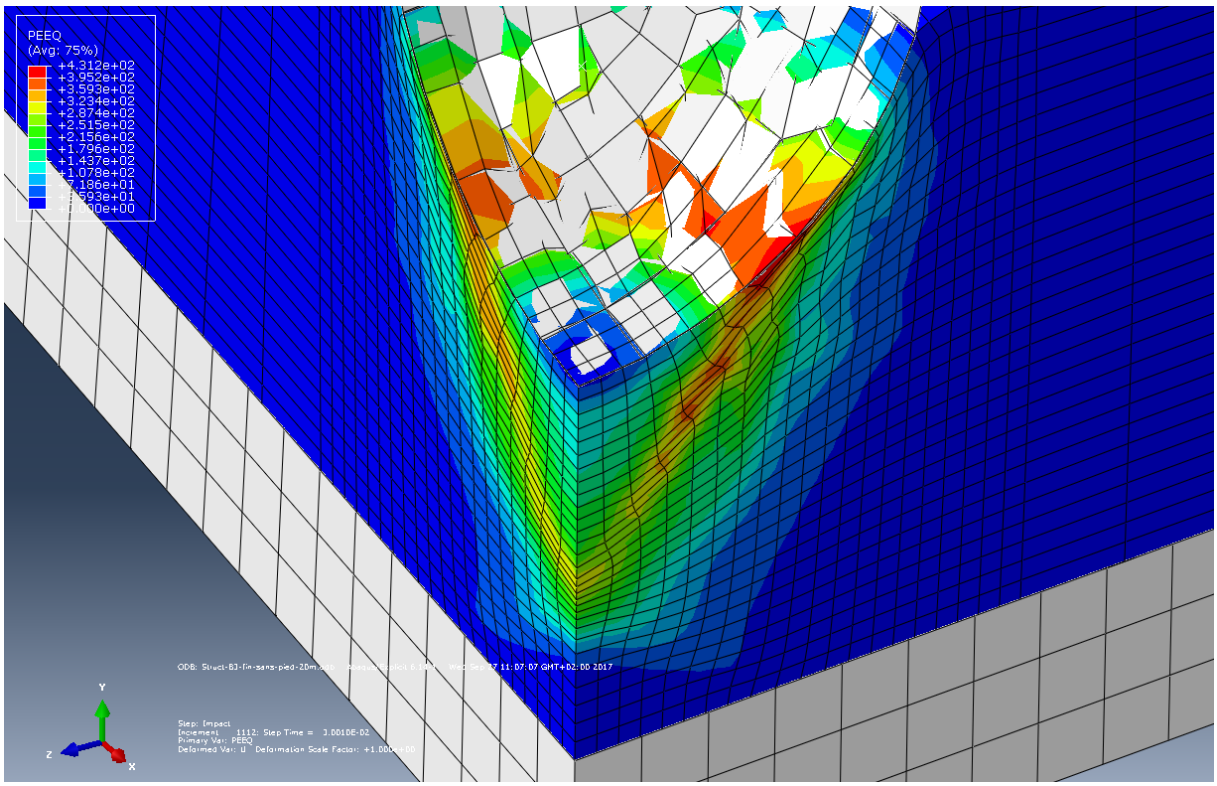


Figure 6.6 : Représentation des déformations plastiques pour la configuration déformée de la modélisation de l'essai D2B3H4C2 30 ms après l'impact

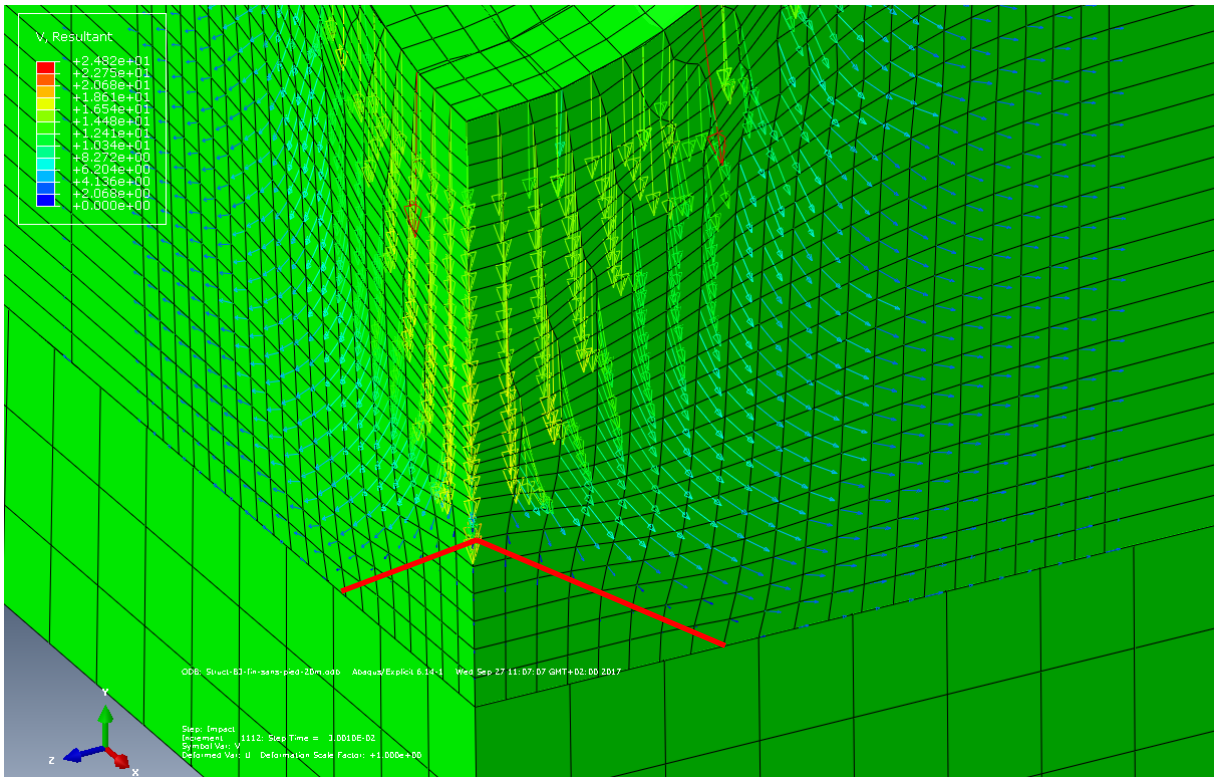


Figure 6.7 : Représentation des vitesses de déplacement pour la configuration déformée de la modélisation de l'essai D2B3H4C2 30ms après l'impact

La pyramide du haut descend donc le long de la première surface de rupture, celle du bas reste immobile et les quelques éléments entre les deux répartissent la charge jusqu'à ce qu'ils plastifient totalement. A cet instant, environ 40 ms après le début de l'impact, la pyramide inférieure est libérée de toute charge ce qui explique le retour à 0 de la pression induite à l'interface sol/structure. Ceci se poursuit jusqu'à ce que la pyramide supérieure, rencontre la pyramide inférieure, traversant les éléments ayant plastifiés qui n'opposent alors plus de résistance.

On peut voir, en Figure 6.8, deux mécanismes de rupture, délimitant d'une part, une pyramide inversée d'éléments non plastiques sous l'impacteur et, d'autre part, une pyramide droite reposant sur la dalle. Au contact des sommets, les éléments qui séparent ces pyramides sont plastifiés.

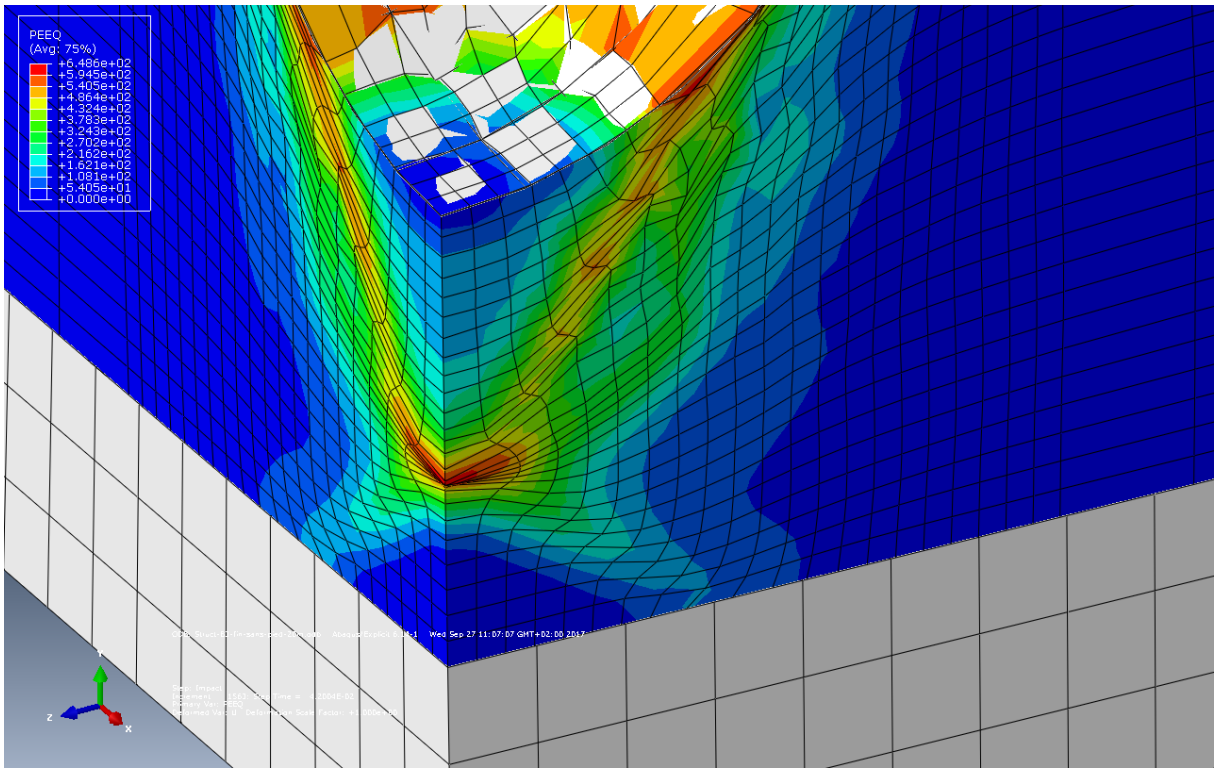


Figure 6.8 : Représentation des déformations plastiques pour la configuration déformée de la modélisation de l'essai D2B3H4C2 42 ms après l'impact

Les éléments de la pyramide inférieure sont ensuite fortement comprimés et la pression induite à l'interface sol/structure croît à nouveau. Cette augmentation de la pression à l'interface est concentrée au voisinage de la trajectoire d'impact, puisque la forme de la pyramide supérieure impose un poinçonnement et que la faible épaisseur de sol entre la pyramide du haut et la structure ne permet pas une diffusion significative de l'effort.

En observant la pression induite à différentes distances de la trajectoire de l'impact, comme le montre la Figure 6.9, le second pic de pression est très fortement réduit à distance de la trajectoire. Par rapport au premier pic, le second est réduit à distance de la trajectoire, alors qu'il augmente au droit de l'impact.

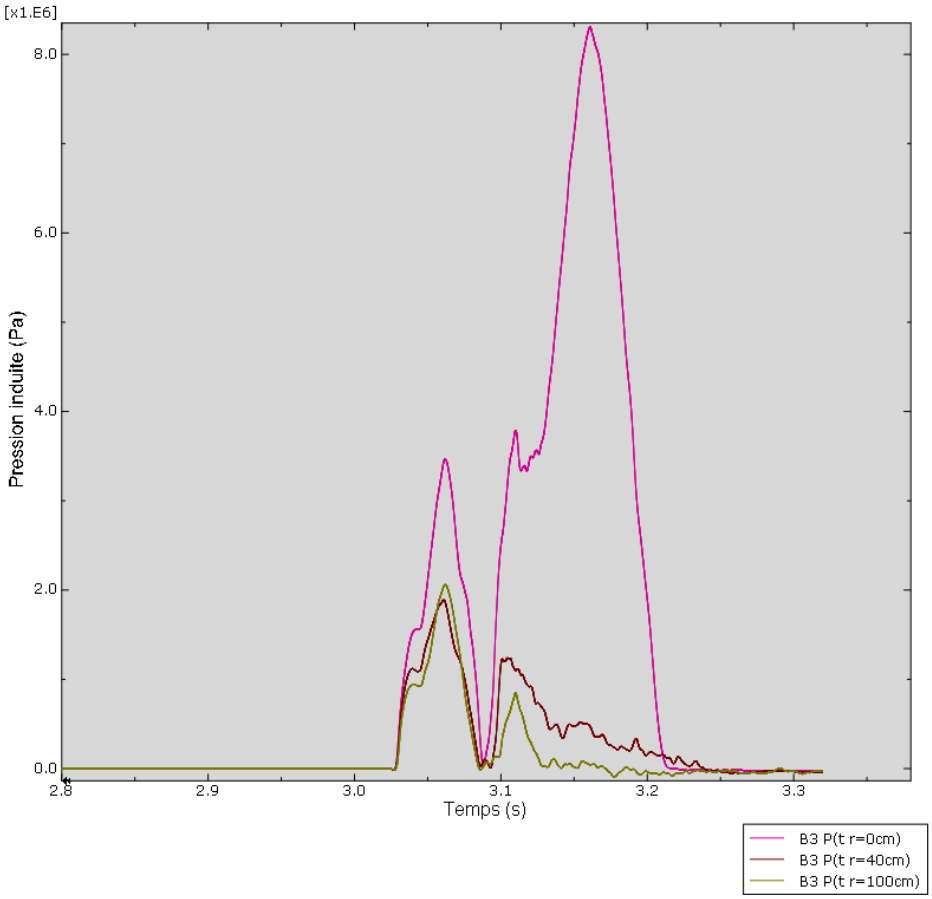


Figure 6.9 : Distribution temporelle de pression induite à l'interface sol/structure pour 3 distances à la trajectoire d'impact pour le cas D2B3H4C2, calculée à l'aide du modèle numérique

La Figure 6.10 représente les distributions temporelles de pression induite à la surface de la structure pour l'essai D2B3H4C2 pour des distances à la trajectoire d'impact de 0 cm, 40 cm et 100 cm, issues du modèle numérique, comparées à celles issues des mesures expérimentales. Elles ont été représentées sur trois graphiques différents pour des raisons de lisibilité.

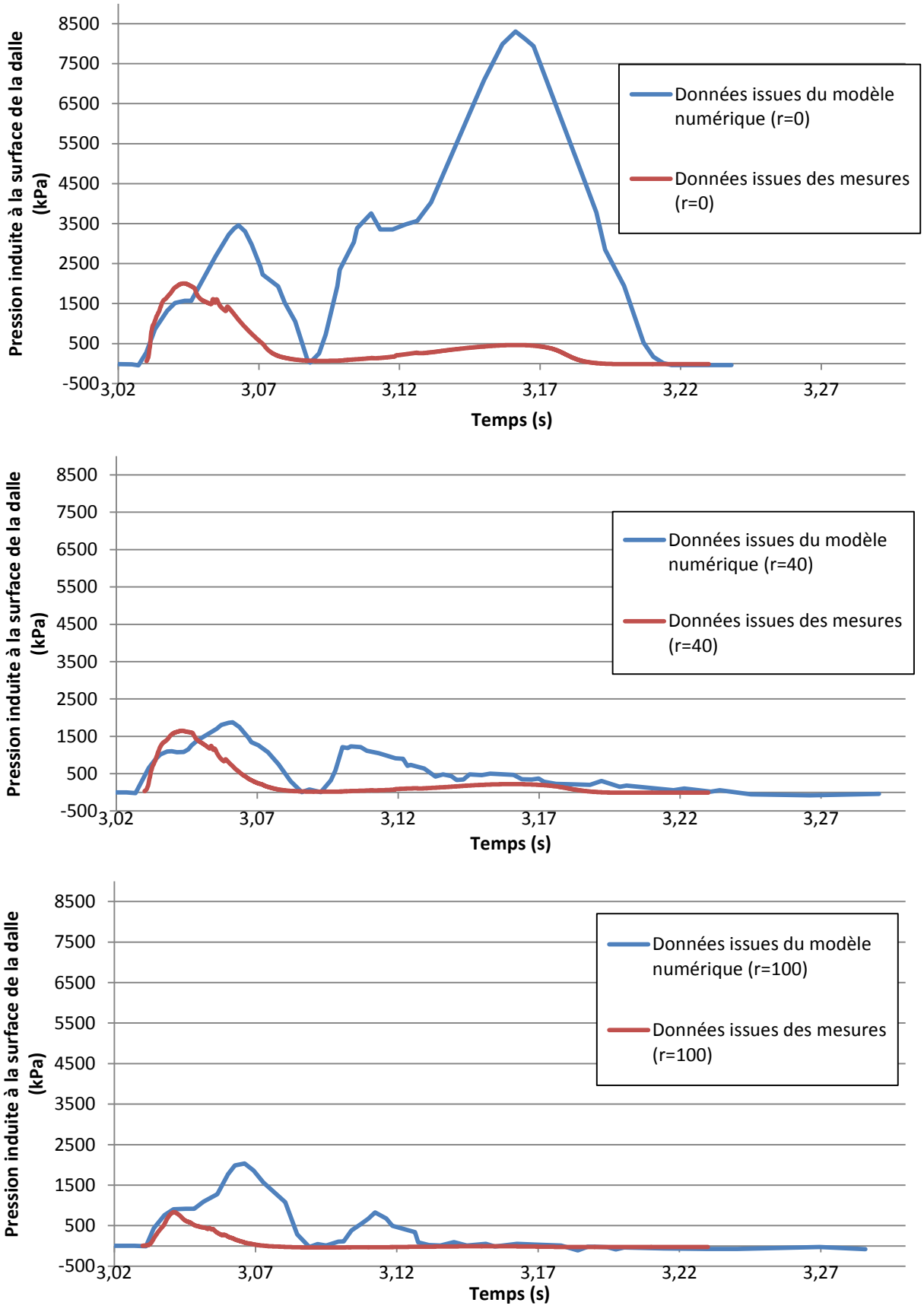


Figure 6.10 : Comparaison des données de pression transmise à la surface de la dalle issues du modèle numérique et des essais pour le cas D2B3H4C2

En fait, les mécanismes de rupture localisée, qui entrent en jeu lorsqu'on modélise un impact avec un B/D élevé, ne sont pas représentatifs de la réalité. En effet, aucun mécanisme ne semblait intervenir lors des impacts réels, comme l'illustre la photographie en Figure 6.11. De plus, les modifications de forme de pression induite (pics successifs) qu'ils entrainent ne sont pas observées.

Il est probable que le modèle de comportement du sol soit responsable de l'apparition de tels mécanismes. En effet, on s'attend à ce que, en réalité, les mécanismes ne se forment pas de façon aussi localisées mais progressent et se propagent au sein du remblai au fur et à mesure de la pénétration du bloc. Ainsi, il n'y a pas de propagation discontinue de mécanismes de rupture produisant des variations brutales de pression à la base de la couche de sol.



Figure 6.11 : Photo après excavation du remblai de l'essai D2B4H3C2

6.1.4 Conclusion

Nous avons pu voir que la forme de la répartition spatio-temporelle de la distribution de pression était assez proche de celle observée dans la réalité dans le cas du petit impacteur.

L'intervalle entre l'instant où l'impact se produit et celui où une augmentation de la pression en un point de l'interface sol/dalle se fait sentir est toujours une fonction linéaire de la distance de ce point au point d'impact. Cette vitesse de propagation de la sollicitation est du même ordre que celle mesurée expérimentalement, inférieure aux vitesses de propagation des ondes sismiques dans un sol de même nature. Cela semble confirmer notre hypothèse selon laquelle ce phénomène n'est pas un phénomène de propagation d'onde dynamique dans le sol mais bien une propagation de l'application de l'effort.

Nous avons constaté que le jeu de paramètres choisi, permet d'obtenir une estimation satisfaisante de la répartition spatio-temporelle de la pression induite par l'impact et transmise à la structure sous-jacente dans le cas de notre petit impacteur. Cependant, les déformations observées et donc l'enfoncement de l'impacteur sont largement surestimés à cause de la simplicité du modèle choisi, dont le module de Young reste constant, indépendamment du confinement des éléments.

Nous avons également vu que, pour un B/D plus élevé le confinement au droit de l'impact augmente. Or, un critère de Mohr-Coulomb entraine, pour des sables denses, un mécanisme de rupture avec des surfaces de cisaillement localisées lors d'un chargement statique de fondation superficielle. Le même type de mécanisme de rupture semble se mettre en place ici.

L'implémentation d'une loi de comportement telle que celle dite du modèle hyperbolique de Duncan, développée à partir d'une large campagne d'essai triaxiaux pourrait être une bonne piste d'amélioration du modèle.

En effet, le module de Young des éléments dépend du confinement qui leur est appliqué. Ainsi, les éléments au droit de l'impact seraient moins déformables, ce qui fournirait des déformations moins grandes et une pénétration du bloc plus proche de celle observée expérimentalement.

D'autre part, le modèle de Duncan propose une transition entre l'état élastique et l'état plastique des éléments plus lisse que celle du modèle utilisé ici. Cela devrait donc permettre une propagation plus douce du mécanisme de rupture et une propagation des efforts à un plus grand nombre d'éléments. Les éléments ainsi sollicités pourront participer à la dissipation de l'énergie d'impact en générant des déformations plastiques.

Enfin, c'est la rencontre des deux pyramides d'éléments rigides qui a généré de telles divergences entre le modèle et la réalité. Si le module de Young des éléments confinés avait été plus grand, ils auraient été beaucoup moins déformés et les pyramides ne se seraient rencontrées que pour des essais d'impact beaucoup plus sévères.

Par ailleurs, les modèles en déformation ont l'avantage de représenter correctement le comportement des sols, mais lorsque de grandes déformations interviennent, comme c'est le cas ici, il est difficile d'obtenir une bonne propagation des mécanismes.

Enfin, le modèle hyperbolique de Duncan n'est décrit que pour des sollicitations bidimensionnelles. De plus son formalisme n'est pas adapté à une implémentation dans un modèle élastoplastique.

6.2 Etude de l'influence de la rigidité d'une structure

Les études présentes dans la bibliographie laissent apparaitre qu'il existe une différence dans la distribution de pression transmise à une structure surmontée d'une couche de protection selon que cette structure est souple ou rigide.

Les formules proposées dans les sections précédentes ont été établies à partir d'essais sur couche de sable surmontant une dalle reposant sur le rocher, réputé très rigide. De ce fait, les expressions proposées sont sécuritaires. Pour autant, il est intéressant d'essayer d'évaluer, à l'aide d'un modèle simple, l'influence de la rigidité de la structure sur la distribution de pression.

On modélise ici un portique de type cadre ouvert, composé de deux murs verticaux et d'une dalle horizontale. Les murs sont de hauteur 4 m, et d'épaisseur 50 cm. La dalle est elle aussi épaisse de 50 cm et possède une portée de 7 m pour une largeur de 4 m.

La Figure 6.12 montre le maillage du modèle. Pour ce qui est des conditions limites, les pieds des murs sont considérés comme étant encastrés à une surface infiniment rigide.

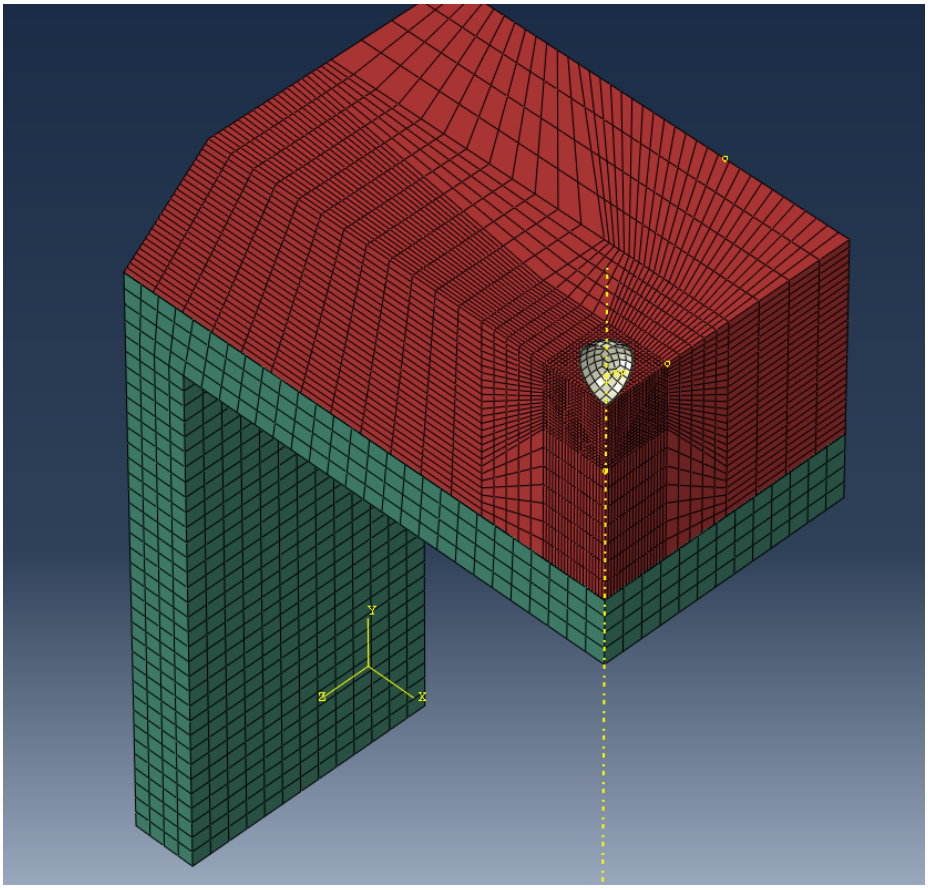


Figure 6.12 : Représentation du maillage du modèle de calcul avec portique

Les autres caractéristiques du modèle et les propriétés des modèles de comportement des différents matériaux sont les mêmes que pour les modèles présentés en section précédente. Seule la nature de la structure surmontée par le matelas amortissant a été changée.

En comparant les résultats du modèle avec et sans portique, pour l'impact avec l'impacteur le plus petit (Section 6.1.2), on constate que la pression maximale enregistrée au droit de l'impact est très légèrement plus faible lorsque la dalle est sur appuis. Le taux d'accroissement temporel de la pression normalisée est également du même ordre.

Il apparait également que le signal est une fois encore composé d'un pic de pression induit par l'impact, d'un signal périodique de fréquence 66 Hz, fréquence très proche de celle notée pour le modèle où la dalle reposait sur un support rigide. L'origine de ce signal, qui n'a pas été observé dans les essais n'est pas expliquée. Pour la dalle sur appui, un nouveau signal périodique de fréquence 10 Hz apparaît que l'on peut aisément attribuer aux vibrations de la structure.

On constate également que les durées du premier pic localisé de pression au droit de l'impact données par les deux modèles numériques, avec dalle sur support rigide (Section 6.1.2) et avec dalle sur appuis, sont très proches, ainsi que la vitesse d'accroissement initiale de la pression. Par contre la durée totale de l'impulsion de pression produite par l'impact est significativement plus grande pour le modèle avec dalle sur appui, puisqu'elle contient à présent trois pics au lieu de deux. La valeur du rapport de la pression maximale à une distance de B/2 sur la pression maximale au droit de l'impact est, elle aussi, proche dans les deux modèles.

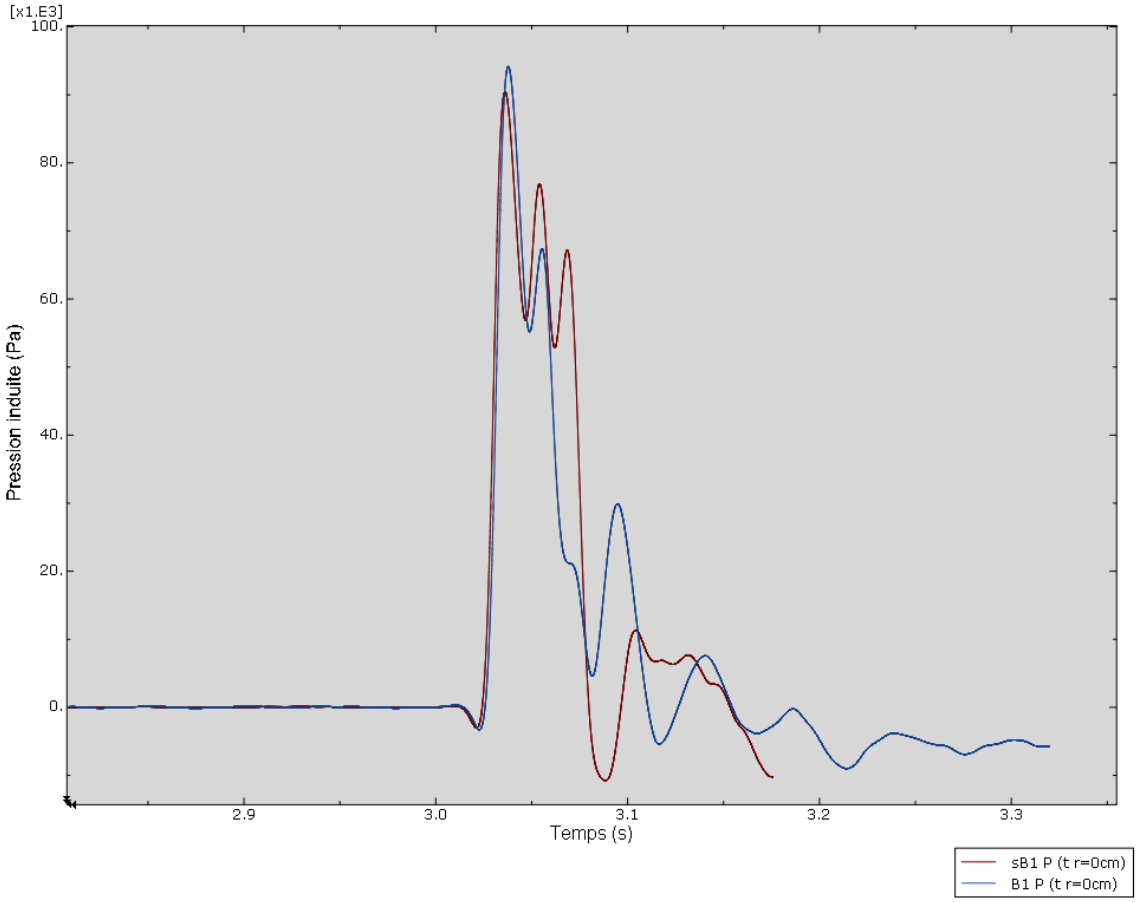


Figure 6.13 : Distribution temporelle de pression induite calculée à l'interface sol/structure au droit de l'impact pour la dalle sur appui rigide (bleu) et pour la dalle sur appui (rouge) pour l'essai D2B1H4C2

Le Tableau 6.3 récapitule les principales grandeurs caractéristiques obtenues par modélisation numérique d'une dalle protégée par une couche de sol, dans un premier cas sur appuis et dans un second cas sur fondation rigide.

En doublant ou en divisant par deux la rigidité de la structure, on s'aperçoit que les valeurs de la pression induite à différentes distances de la trajectoire d'impact ne varient que très peu, de l'ordre de 5%. Cette variation semble d'ailleurs due à la concomitance entre l'arrivée au pic de la pression induite et un déplacement vers le haut de la dalle qui oscille très légèrement lors de l'application de la gravité sur le remblai. Il en va de même pour les largeurs de pic qui ne semblent pas varier significativement de façon intrinsèque, mais toujours par interférence entre les phénomènes ondulatoires dynamiques de vibration ou d'oscillation de la dalle.

Tableau 6.3 : Récapitulatif des grandeurs obtenues par modélisation numérique d'impact sur couche de sol protégeant une dalle sur fondation rigide ou sur appuis

Grandeurs	D2B1H4C2	
	Dalle sur appui	Dalle sur support rigide
Pmax (kPa)	90.0	94
P(B/2)/Pmax	0.92	.93
A_i (m/s)	140	160
p_{50} (s^{-1})	150	147
Δt50(r=0) (s)	0.019	0.017
L (s/cm)	$10.0\ 10^{-5}$	$7.4\ 10^{-5}$

6.3 Conclusion

Il apparaît difficile de fonder une méthode de dimensionnement des couches de sol en protection de structures aux impacts sur la seule modélisation numérique présentée.

Deux points importants semblent cependant ressortir de l'exploitation du modèle présenté :

(1) Le fait de libérer la flexion de la dalle sur laquelle repose la couche de sol impactée ne fait varier la distribution spatio-temporelle de la pression transmise à la dalle que de façon minime, les ordres de grandeur étant largement conservés.

(2) Les variations dans la distribution de la pression transmise à la dalle, spatiale ou temporelle, semblent être dues à la composition de pressions résultant de l'impact et de vibrations de faible amplitude de la dalle.

Il est faut toutefois noter que lors de sa campagne d'essai, Montani (1998) avait mis en évidence une dépendance de la valeur maximale de l'effort transmis à la surface de la structure en racine carré de sa rigidité.

7 DIMENSIONNEMENT DE COUCHES DE SOL EN PROTECTION AUX IMPACTS DE STRUCTURES

La finalité des travaux est la justification des couches de sol en protection des structures contre les impacts par blocs rocheux. Nos connaissances sur la justification des structures en béton armé sous sollicitation dynamique d'impact sont limitées. Donc nous ne traiterons l'aspect calcul des structures en dynamique, sous une sollicitation d'impact que de façon sommaire.

Les essais ont montré une absence d'effets dynamiques significatifs dans la couche de sol. En effet, pendant l'impact, les forces d'inertie dans la couche de sable sont négligeables au regard de la force d'impact exercée par le bloc rocheux et la part d'énergie de déformation stockée dans le sable est très faible au regard de la part dissipée par les déformations plastiques.

Après l'impact, la masse de sol interagit, essentiellement en termes de masse et d'inertie, avec la structure dont le mouvement se poursuit en raison de l'énergie de déformation importante accumulée dans la structure pendant l'impact. La couche de sol éventuellement amortit les vibrations de la structure après l'impulsion causée par l'impact, mais le système sol plus structure ne peut pas entrer en résonnance car aucune sollicitation apportant de l'énergie n'est appliquée qui pourrait entretenir et amplifier les mouvements.

Par conséquent, pour calculer les efforts dynamiques dans la structure protégée par une couche de sable pendant un impact rocheux, il est proposé de simuler l'impact rocheux par une distribution de charge dynamique appliquée en surface de la structure protégée. Cette distribution dynamique de charge étant caractérisée par ailleurs.

Comme montré par l'étude expérimentale, pour un sable de densité fixée protégeant une structure de rigidité élevée, cette impulsion de charge est caractérisée par le diamètre équivalent du bloc rocheux, l'épaisseur de la couche protectrice de sable et la vitesse d'impact. Pour une structure de rigidité plus faible, il peut être raisonnablement avancé que l'amplitude et la vitesse de chargement seront plus faibles.

Ce chapitre récapitule la démarche proposée pour le dimensionnement des couches de sol comme dispositif de protection au risque rocheux de structures. Cette méthode sera appliqué pour un exemple fictif, mais représentatif des problèmes auxquels peuvent être soumis les bureaux d'étude.

7.1 Définition du problème

On se propose donc d'étudier le dimensionnement d'une structure de protection de type galerie pare bloc. Cette structure sera composée d'un portique cadre ouvert recouvert d'une couche de sable. Pour simplifier l'étude de la partie structure, on prendra une épaisseur de béton de 0.50 m, une portée de 7m et des murs de 4m de haut. En réalité, une telle structure serait composée de poutres de plus grande hauteur, localement plus rigide.

Cette structure serait positionnée en contrebas d'une falaise d'une vingtaine de mètre de haut. Les études sur l'aléa rocheux auront montré que les blocs susceptibles de tomber de la falaise, arriveront à une vitesse maximale de 20m/s (environ 70km/h), et qu'ils auront des masses inférieures à 5 tonnes (soit un diamètre équivalent sphérique de 1.58m).

7.2 Détermination de la sollicitation

On se propose de calculer la distribution spatio-temporelle de pression induite par l'impact et transmise à la couche de sol protectrice. Cette distribution de pression dépendant de l'épaisseur de la couche de sable, il convient en premier lieu d'en choisir une. De ce fait, un calcul itératif peut être nécessaire pour obtenir un dimensionnement acceptable.

Les données expérimentales ayant mis en avant l'existence d'une épaisseur de couche critique pour B/D=0.75, on proposera la mise en œuvre d'une couche de 2m d'épaisseur pour être aux alentours de cette épaisseur limite.

Nous disposons alors de tous les éléments nécessaires pour qualifier la distribution de pression induite, pour un impact sur couche de sol : un impacteur de diamètre B = 1.58m, impactant une couche de sable d'épaisseur D = 2m, avec une vitesse équivalente à celle d'une chute libre d'une hauteur H = 20m.

7.2.1 Formulation générale

Ainsi, on attend une distribution de pression de la forme :

- Pour $t_i(r) \leq t < t_{max}(r)$:

$$p(r,t) = p_{max}(r=0) \times e^{-\beta_1 r^2} \times \frac{p_{50}}{2}\left(t - t_i(r)\right) \times \left(2\sqrt{2} - p_{50} \cdot \left(t - t_i(r)\right)\right)$$

- Pour $t_{max}(r) \leq t$:

$$p(r,t) = p_{max}(r=0) \times e^{-\beta_1 r^2} \times e^{-\gamma(r) \cdot \left(t - t_{max}(r)\right)^2}$$

Où t est le temps et t=0, l'instant ou le bloc rocheux entre en contact avec la couche de sol. r est la distance au droit de l'impact.

Pour définir la distribution de pression induite par l'impact à l'interface entre le sol et la structure, selon le modèle défini au Chapitre 4, les six grandeurs suivantes doivent être déterminées :

(1) $p_{max}(r=0)$

(2) β_1

(3) p_{50}

(4) $t_i(r)$

(5) $t_{max}(r)$

(6) $\gamma(r)$

7.2.2 Distribution spatiale de la pression induite maximale

La détermination de chacune des grandeurs numérotées précédemment est successivement présentée dans la suite.

(1) Dans notre cas d'étude, le rapport B/D vaut 0.79 supérieur à 0.75, la valeur de $p_{max}(r=0)$ est alors donnée par :

$$p_{max}\left(\frac{B}{D}, H\right) = (c_{31}\cdot H + c_{32}) \times \frac{B}{D} + (c_{41}\cdot H + c_{42})$$

Ce qui conduit à :

$$p_{max}(r=0) = 853\ kPa$$

(2) Pour ce qui est du paramètre β_1, on applique la relation suivante :

$$\beta_1 = \frac{4\ a}{D^2}$$

Qui donne dans notre cas :

$$\beta_1 = 0.4418\ m^{-2}$$

7.2.3 Distribution temporelle de la pression induite normalisée

(3) La vitesse d'accroissement de la pression induite normalisée p_{50} est donnée par l'équation :

$$p_{50} = \frac{v}{B}$$

Qui donne :

$$p_{50} = 152\ s^{-1}$$

(4) $t_i(r)$ est obtenu par application de l'équation suivante :

$$t_i(r) = \frac{\sqrt{D^2 + r^2} - D}{A_i}$$

Soit, dans le cas présent :

$$t_i(r) = \frac{\sqrt{4 + r^2} - 2}{155}$$

(5) $t_{max}(r)$ est déduit des deux paramètres précédents grâce à l'équation 4.13 :

$$t_{max}(r)=\frac{\sqrt{2}}{p_{50}}+t_i(r)$$

Qui donne donc :

$$t_{max}(r)=9.3\,10^{-3}+\frac{\sqrt{4\ +\ r^2}}{155}$$

(6) Le calcul de $\gamma(r)$ passe par la détermination de $\Delta t_{50}(r)$ avec l'équation :

$$\Delta t_{50}(r) = \Delta t_{50}(r=0) - L \cdot r$$

$\Delta t_{50}(r=0)$ et L sont respectivement obtenus grâce aux équations suivantes :

$$\Delta t_{50}(r=0) = k_1 \cdot \left(\frac{B}{D}\right) + \frac{k_{21}}{1+\frac{H}{k_{22}}}$$

$$L(D, B, H) = l_1 \cdot \left(\frac{B}{D}\right) + \frac{l_2}{H}$$

Qui conduisent au couple :

$$\Delta t_{50}(r=0)=0.059\ s$$

$$L(D, B, H)=8.084\ 10^{-3}\ s/m$$

D'où l'expression :

$$\Delta t_{50}(r) = 0.059 - 8.084\ 10^{-3} \cdot r$$

La fonction $\gamma(r)$ découle enfin de l'équation suivante :

$$\gamma(r) = \frac{\ln(2) \cdot {p_{50}}^2}{[p_{50} \cdot \Delta t_{50}(r) - 1]^2}$$

Permettant d'écrire :

$$\gamma(r) = \frac{16013}{[7.968 - 1.229 * r]^2}$$

7.2.4 Récapitulatif

Ainsi nous évaluons la distribution spatiotemporelle de la distribution de pression induite par l'impact d'un bloc de 5 tonnes arrivant sur une couche de sable de 2m d'épaisseur à une vitesse de 20 m/s. Cette distribution est de la forme :

- Pour $t \leq \frac{\sqrt{4+r^2}-2}{155}$:

$$p(r,t) = 0$$

- Pour $\frac{\sqrt{4+r^2}-2}{155} \leq t < 9.3\,10^{-3} + \frac{\sqrt{4+r^2}-2}{155}$:

$$p(r,t) = 853 \times e^{-0.4418\,r^2} \times \left(t - \frac{\sqrt{4+r^2}-2}{155}\right) \times \left(200.82 + 10792 \cdot \left(t - \frac{\sqrt{4+r^2}-2}{155}\right)\right)$$

- Pour $9.3\,10^{-3} + \frac{\sqrt{4+r^2}-2}{155} \leq t$:

$$p(r,t) = 853 \times e^{-0.4418\,r^2} \times e^{-\frac{16013}{[7.968-1.229*r]^2} \cdot \left(t - 9.3\,10^{-3} + \frac{\sqrt{4+r^2}-2}{155}\right)^2}$$

7.3 Calcul en dynamique de la structure

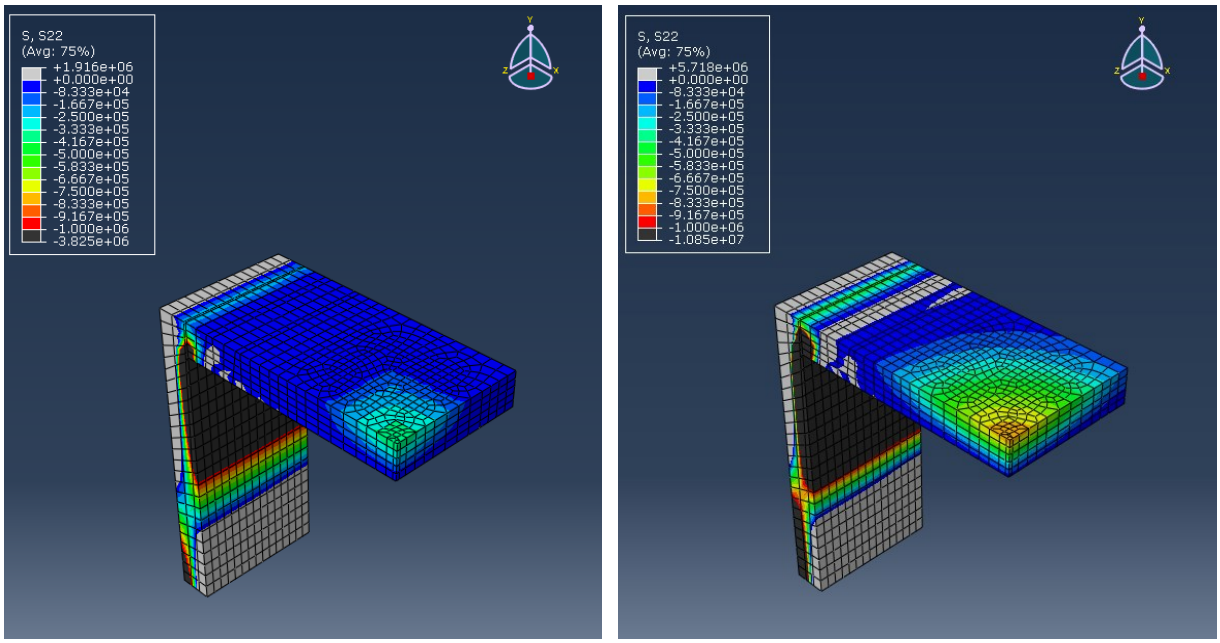
Une fois la distribution spatio-temporelle de pression induite par l'impact sur la structure connue, il faut procéder à la justification de la structure. Compte tenu de la vitesse de sollicitation et du comportement du matériau constituant la structure, ce dimensionnement doit être réalisé par calcul en dynamique.

Il faut pour cela modéliser le portique en cadre ouvert en trois dimensions. On appliquera à sa surface supérieure la distribution de pression induite $p(r,t)$, déterminée en section précédente. La Figure 7.1 illustre la modélisation de l'application de la charge.

Il convient également de modéliser la couche de sable au sommet de la structure. Pour autant, la couche de sable n'est présente que pour appliquer son poids propre à la distribution de pression qui s'applique sur la structure. On rappelle que $p(r,t)$, est la distribution de pression induite par un impact, amortie par une couche de sol, mais ne contient pas la distribution de pression induite par la couche de sol. Ainsi, il est important que le remblai soit pesant. Pour le cas du sable une masse volumique de 1800kg/m^3 est une proposition raisonnable.

D'autre part, la présence de ce remblai aura une influence sur la réponse dynamique de la structure (variation de déflexion et de moment, variation de période propre). Pour autant, les déformations plastiques du remblai induites par les interactions entre le sol et dalle devraient être très largement négligeables. Ainsi, un simple comportement élastique pour le sol, avec un module de Young de 25MPa et un coefficient de Poisson de 0.33 est préconisé.

Le coût en temps de calcul de cette méthode « hybride » est très faible puisque qu'elle ne nécessite l'ajout que d'une partie à géométrie simple, pouvant être maillée très grossièrement et dont le comportement peut être pris purement élastique.



(a) (b)

Figure 7.1. Modélisation de l'application de la pression induite par l'impact décrit sur un portique en cadre ouvert a)2.5ms et b) 12ms après l'impact.

La structure a été supposée élastique avec les mêmes propriétés qu'au Chapitre 5. La Figure 7.2 présente les résultats obtenus en termes de moment fléchissant autour de l'axe z et d'effort tranchant vertical, pour une section transversale du portique, à mi travée.

Nos connaissances sur la modélisation des structures en dynamique étant limitées, nous ne conclurons pas sur la possibilité de justifier une structure pour ce niveau d'efforts. Néanmoins on constate des oscillations dans données de moment et d'effort fléchissant de période 45 ms. Il est à noter que la fréquence propre théorique d'une dalle de 8x4x0.5 m3, encastré sur deux bords opposés et possédant une masse volumique de 2500 kg/m^3 et un module de Young de 30 GPa est de 85 Hz soit une période propre de 8 ms. En revanche, pour les structures composites, il est d'usage d'utiliser une approche simplifiée par homogénéisation. Pour une dalle homogénéisée, de dimensions 8x4x2.5m^3, de masse volumique (2500 x 0.5 + 1800 x 2)/2.5 = $1940 \mathrm{kg/m^3}$et de module de Young (30000 x 0.5 + 25 x2)/2.5 = 6020 MPa, la fréquence propre dans les mêmes conditions serait de 37 ms, de l'ordre de celle observée.

On constate également qu'à partir de 1.04 s, de fortes oscillations à hautes fréquences apparaissent, en particulier sur le graphique de l'effort tranchant. Dans le modèle, cet instant correspond à la fin de l'application de la charge induite par l'impact. La pressions appliquées à la dalle à l'instant t =1.03999 s est négligeable, égal à $9.6 \cdot 10^{-23}$ kPa. Il est donc très probable que ces oscillations soient dues à une instabilité numérique.

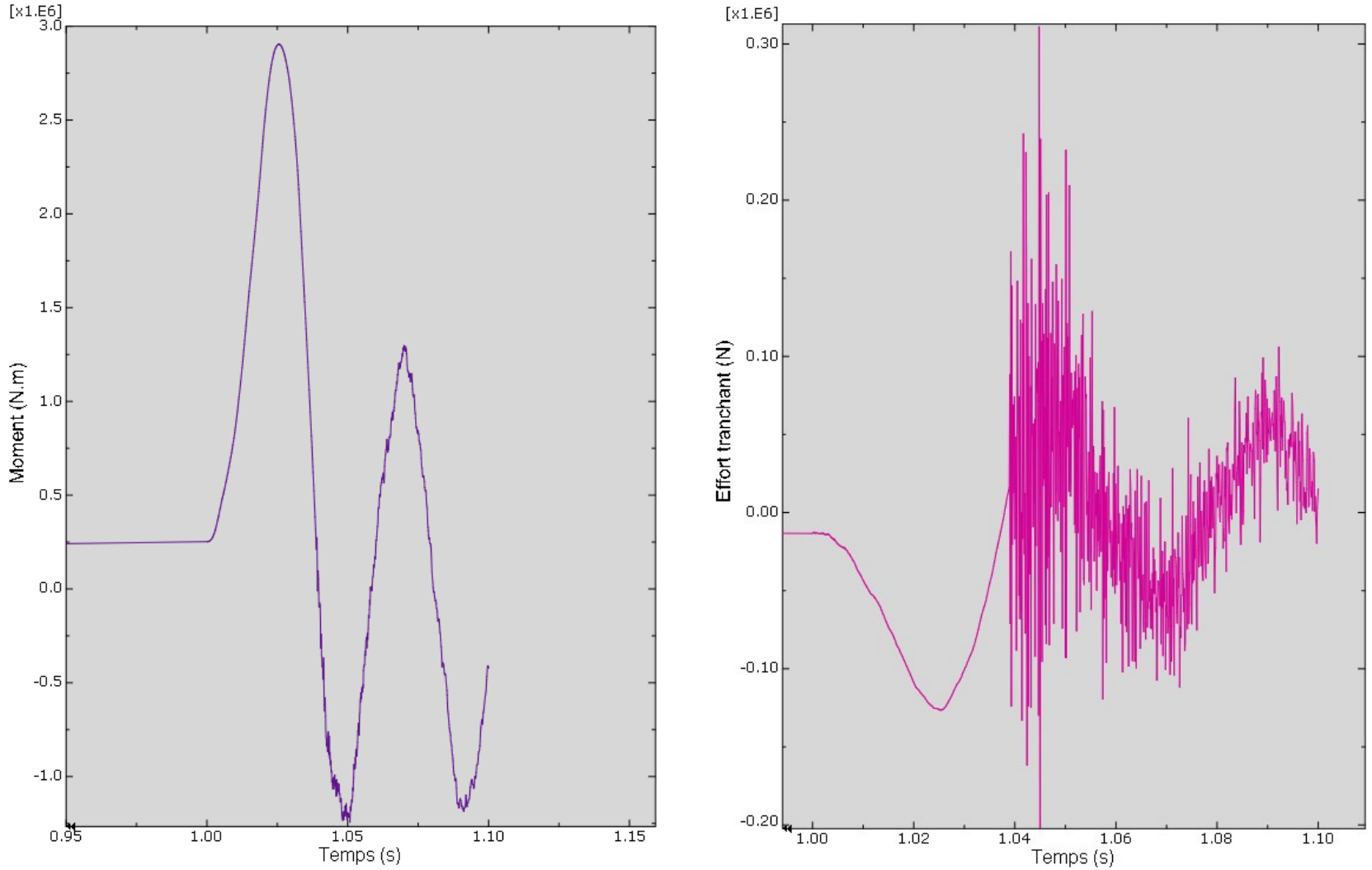


Figure 7.2 : Moment fléchissant et effort tranchant calculés à mi travée dans une section transversale du portique dans le cas de l'étude

7.4 Conclusions

Ainsi, nous n'avons observé aucun effet dynamique significatif au sein de la couche de sol lors de la campagne d'essai expérimentale. Cela nous a permis de faire l'hypothèse raisonnable selon laquelle il était possible de découpler les comportements du sol et celui de la structure impactée.

De cela découle notre méthode pour le dimensionnement des couches de sol en protection contre les chutes de bloc. Cette méthode consiste à qualifier en tout point de l'espace et du temps, la distribution de pression induite par l'impact sur le remblai. Ensuite, il faut appliquer cette distribution dans un calcul dynamique à la structure à dimensionner, afin de la justifier vis-à-vis de l'impact rocheux.

La qualification de la pression induite, se fait au moyen de trois variables qui décrivent la nature de l'impact : la hauteur de chute libre équivalente H, le diamètre équivalent du bloc impact B et l'épaisseur de la couche de sable impactée D.

L'utilisation de ces variables dans les équations proposées dans le chapitre 4 permet de calculer les 6 grandeurs caractéristiques de la distribution de pression induite et donc d'en obtenir une expression pour tout point de l'interface sol/structure et à tout instant :

(1) $p_{max}(r=0)$

(2) β_1

(3) p_{50}

(4) $t_i(r)$

(5) $t_{max}(r)$

(6) $\gamma(r)$

Une fois la distribution obtenue, il est possible de justifier l'ouvrage à l'aide d'un calcul dynamique en considérant la structure élastique, surmontée d'un massif de sol pesant et sollicitée à l'interface sol/structure par l'impulsion spatio-temporelle de pression induite par l'impact, déterminée par les expressions déduites de l'étude paramétrique expérimentale.

8 CONCLUSION ET PERSPECTIVES

L'objectif de ce travail était de contribuer à établir une méthode pour dimensionner les couches de sols en protection de structures contre les impacts par des blocs rocheux. Pour cela une étude bibliographique sur le comportement des matériaux grenus sous sollicitation d'impact a tout d'abord été réalisée. Cette revue des travaux antérieurs a montré que la majorité des études a porté sur l'effort d'impact et sur la pénétration du bloc dans le sol, beaucoup moins sur les efforts induits sur la structure lors d'un impact sur une couche de sol protectrice. En particulier, très peu d'essais avec observation des efforts transmis à la structure ont été réalisés pour des niveaux d'énergie d'impact élevés.

La pénétration à faible vitesse d'un projectile dans un sol non cohérent est une question complexe, impliquant dissipation d'énergie par rupture et plastification du sol en grands déplacements et grandes déformations. Le caractère dynamique de la réponse du sol pour de telles sollicitations n'a pas été identifié. Toutefois, des phénomènes oscillatoires ont été observés, liés au comportement dynamique de la structure soumise à l'impulsion d'efforts induits par l'impact au travers de la couche de sol.

Une campagne d'essais expérimentaux instrumentés a été menée pour compléter l'observation des phénomènes, en particulier pour mieux caractériser la distribution spatio-temporelle de pression induite à l'interface entre la couche de sol protectrice et la structure, dans différentes configurations d'impact. Cette distribution est en effet la donnée d'entrée nécessaire au calcul de la structure. Ces essais ont été réalisés sur site expérimental en vraie grandeur, à la station de chute de blocs de l'Ifsttar à Montagnole (F-73000).

Le dépouillement des essais et l'analyse des résultats mettent en évidence plusieurs phénomènes. Tout d'abord, le temps d'arrivée de la sollicitation d'impact en un point du massif augmente linéairement avec sa distance au point d'impact. Cette « vitesse de propagation » a été observée constante pour l'ensemble des essais, indépendante de la configuration D (épaisseur de la couche de sol), B (diamètre équivalent de l'impacteur) et H (hauteur de chute). Cette vitesse, de l'ordre de 155 m/s dans l'ensemble des essais, est bien inférieure à celle des ondes sismiques de compression dans le sable sec.

Ensuite, les résultats d'essais montrent qu'à l'interface entre le sable et la structure, hormis le décalage temporel initial mentionné précédemment, l'accroissement de pression à différentes distances de la trajectoire d'impact est simultané, proportionnel à la valeur maximale de la pression qui sera atteinte à cette distance au cours de l'impact.

Ces deux observations sont caractéristiques d'une sollicitation progressive du massif de sable qui plastifie et est déplacé pendant la pénétration de l'impacteur, plutôt qu'à la propagation d'une onde de compression dans un milieu élastique. En conséquence, la modélisation de la réponse du massif de sable pendant la pénétration du bloc peut raisonnablement être représentée par une approche quasi statique.

Ces observations physiques conduisent à définir la « pression induite normalisée » en divisant la pression induite par l'impact observée à une distance de la trajectoire par sa valeur maximale au cours de l'impact à cette même distance. Pendant l'augmentation de pression, la

vitesse d'accroissement de la pression induite normalisée est indépendante de la distance à la trajectoire.

En un point de l'interface sol-structure, la pression induite normalisée après le pic décroit en fonction du temps sous forme d'une Gaussienne. L'aplatissement de cette Gaussienne est caractérisé par la durée du pic de pression au-dessus de 50 % de sa valeur maximale. Les essais montrent que cette durée diminue linéairement avec la distance à la trajectoire d'impact.

Une expression de la pression induite à l'interface sol-structure pendant un impact au sommet de la couche de sol protectrice a été proposée. Par définition, la distribution spatio-temporelle de pression induite par l'impact est égale au produit de la distribution spatiale de pression maximale par la distribution spatio-temporelle de pression induite normalisée, définie à partir des phénomènes décrits précédemment, observés à chaque essais.

La distribution spatiale de pression induite maximale pendant l'impact a été trouvée de forme Gaussienne. Son extrémum est observé au droit du point d'impact. Il est apparu pratique de caractériser son aplatissement par la pression induite maximale à une distance de B/2 de la trajectoire d'impact, i.e. à l'aplomb de la périphérie du bloc.

La distribution spatio-temporelle de pression induite à l'interface sol-structure pendant un impact au sommet de la couche de sol protectrice a ainsi été caractérisée par cinq grandeurs : (1) La vitesse de propagation initiale de la sollicitation au travers de la couche de sable, (2) La pression maximale atteinte au droit du point d'impact, (3) La pression maximale atteinte à une distance B/2 de la trajectoire, (4) La vitesse d'accroissement de la pression induite normalisée, indépendante de la distance à la trajectoire et (5) La durée du pic de pression au-dessus de 50 % de sa valeur maximale, durée qui décroit linéairement avec la distance à la trajectoire d'impact.

L'analyse des essais pour l'ensemble des configurations d'impacts étudiées, qui combinent systématiquement les paramètres B, D et H a permis de compléter l'observation des phénomènes. Des expressions ont également été établies donnant, pour une combinaison D, B et H, les valeurs des paramètres qui caractérisent les cinq grandeurs décrivant la distribution spatio-temporelle de pression induite à l'interface sol-structure pendant un impact au sommet de la couche de sol protectrice.

La pression maximale atteinte au droit du point d'impact augmente linéairement avec le rapport B/D, avec une rupture de pente marquée aux alentours de 0.75, au-delà de laquelle la pression maximale s'accroit beaucoup plus rapidement avec le rapport B/D. Les essais montrent donc qu'il existe une épaisseur de sol protecteur minimale critique, égale à 4B/3, à mettre en œuvre pour protéger efficacement d'un impact par un bloc attendu de diamètre B. Il peut être avancé que, pour une épaisseur moindre, les mécanismes de rupture du sol frottant correspondant à l'enfoncement du bloc ne peuvent pas se développer et atteignent la structure.

L'aplatissement de la Gaussienne décrivant la distribution spatiale de pression induite maximale pendant un impact a été trouvé indépendant de B et de H, mais inversement proportionnel au carré de l'épaisseur de sol protecteur. En d'autres termes, la pression maximale est davantage distribuée sur l'ensemble de la structure de manière proportionnelle au carrée de l'épaisseur de sol protecteur.

Sur l'espace des configurations d'impact considéré, la vitesse d'accroissement de pression induite normalisée, indépendante de la distance à la trajectoire, a été observée indépendante de D et de H, mais décroissante de manière linéaire avec le diamètre du bloc. La durée pour atteindre le pic de pression est donc indépendante de la vitesse d'impact ou de l'épaisseur de la couche de sol protectrice. Par contre, cette durée augmente avec la dimension des blocs rocheux. Enfin, la durée du pic de pression au-dessus de 50 % de sa valeur maximale, qui décroit linéairement avec la distance à la trajectoire d'impact, est en relation avec le rapport B/D et H (ou la vitesse d'impact).

Par ailleurs, un modèle numérique tridimensionnel simple de calcul en déformations, en dynamique explicite, a été développé. Ce modèle a été appliqué à la simulation de deux essais expérimentaux et à une investigation numérique de l'influence de la flexibilité de la structure support.

Pour la simulation du premier essai expérimental, les paramètres du modèle de comportement ont tout d'abord été calés autour de valeurs raisonnables pour un sable compacté, pour retrouver la valeur de pression maximale observée au droit de l'impact. Les résultats montrent que la plupart des observations sont alors correctement reproduites par la simulation, comme la vitesse de propagation initiale de la sollicitation d'impact dans le massif, la distribution spatiale de pression maximale est relativement proche de la réalité et les durées de pics de pression à différentes distances de la trajectoire d'impact, bien que du bon ordre de grandeur, ne sont pas très précises.

Le second essai expérimental a été simulé avec les mêmes valeurs de paramètres du modèle de comportement en déformations du sol. Seules les dimensions du modèle numérique ont été changées, pour correspondre à la configuration D, B et H de l'essai réel. Il s'avère qu'avec un tel jeu de paramètres pour la modélisation, les déformations induites sont trop grandes et génèrent des mécanismes de rupture qui ne sont pas observés dans la réalité. Ce sont ces mêmes mécanismes qui conduisent à des distributions de pressions adhérentes.

Le modèle numérique proposé, basé sur un modèle de comportement en déformations du sol élastoplastique, ne suffit pas à simuler de façon satisfaisante un impact sur une couche de sol protégeant une structure. L'analyse comparative des résultats des simulations des deux essais expérimentaux montre que le modèle de comportement en déformations du sol doit tenir compte de l'influence du confinement du sol, qui augmente avec le rapport B/D, sur la rigidité et la résistance du sol.

Le modèle numérique a également été employé pour investiguer l'influence de la rigidité de la structure sur la distribution spatio-temporelle de pression à l'interface sol-structure. Il s'avère que la pression transmise à une structure libre d'osciller calculée par le modèle, n'est que la composition d'une la pression induite par l'impact et d'un phénomène ondulatoire de moindre importance dû aux vibrations et aux oscillations de la dalle.

Enfin, une méthode de dimensionnement des couches de sol en protection de structures a été proposée. Cette méthode comporte deux étapes : (1) Pour la configuration d'impact B, D, H considérée, utiliser l'expression développée dans cette étude pour définir la distribution spatio-temporelle de pression induite à l'interface sol-structure, puis (2) Calculer en dynamique la structure soumise à cette impulsion de pression.

Plusieurs perspectives ont été identifiées pour poursuivre ces travaux de recherche, où l'investigation a été restreinte à trois paramètres considérés avoir une influence majeure sur les efforts transmis à la structure au travers de la couche de sol protectrice. Tout d'abord, l'influence de la rigidité de la structure devrait être quantifiée. Le présent travail, considérant une structure relativement rigide, donne probablement une distribution sécuritaire pour le dimensionnement.

Par ailleurs, l'influence de la nature du sol et de sa densité sur la distribution spatio-temporelle de pression induite à l'interface sol-structure est à investiguer. La mise en place des formules présentées a nécessité la mise en œuvre de près de 50 essais d'impact en vraies grandeurs. Pour autant, moins de dix essais devraient suffire pour paramétrer le modèle de distribution de pression induite avec un sol de nature ou de densité de compactage différente.

Les questions d'angle d'impact et de géométrie du bloc rocheux, lorsqu'il n'est plus assimilable à une sphère pour l'application considérée, sont également des sujets à étudier. Enfin, l'amélioration du modèle numérique, en considérant l'influence du confinement dans le modèle de comportement en déformation du sol, outre sa rupture représentée par le critère de Mohr-Coulomb, pourrait être vérifiée par confrontation aux essais.

Références bibliographiques

Azimi C. and Desvarreux P. : Calcul de chutes de blocs et vérification sur modèle réduit,

Association pour le développement des recherches sur les glissements de terrain, Grenoble, 1977

Bertrand D., Modélisation du comportement mécanique d'une structure cellulaire soumise à une sollicitation dynamique localisée - Application aux structures de protection contre les éboulements rocheux. Sciences de l'ingénieur [physics]. Université Joseph-Fourier - Grenoble I, 2006.

Bhatti A Q., Khatoon S., Mehmood A., Dastgir A. and Kishi N., Numerical study for impact resistant design of full scale arch type reinforced concrete structures under falling weight impact test, Journal of vibration and control 18(9), 1275-1283,2011.

Boguslavskii Y., Drabkin S., Juran I. and Salman A., Theory and practice of projectile's penetration in soils, Journal of geotechnical engineering, 806-812, October 1996.

Bourrier F., Modélisation de l'impact d'un bloc rocheux sur un terrain naturel, application à la trajectographie des chutes de blocs. Sciences de l'ingénieur [physics]. Institut National Polytechnique de Grenoble - INPG, 2008.

Bucher K., Dynamishe berechnug von steinschlageinwirkungen, Publications de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches, Montreux 135, pp. 39-47 ,Montreux, CH, 1997. (en allemand)

Calvetti F. et Di Prisco, C., Rockfall impacts on sheltering tunnels : real-scale experiments, Géotechnique 60, No 10, 865-876, 2012

Calvetti F., di Prisco C. et Vecchiotti M. Experimental and numérical study of rock-fall impacts on granular soils, Rivista italiana di geotecnica oct – dec 2005, 95-109,2005

CHAMBRON, Exemple de dimensionnement des ouvrages de protection contre les avalanches et les chute de roches, Rapport SNCF, 1979.

Chikatamarla R., Laue J. et Springman S.M., Rockfall impact on protection galleries, Swiss federal institute of technology Zurich, 2004.

Descoeudres F., Aspects géomécaniques des instabilités de falaises rocheuses et des chutes de blocs, publication de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches, réunion d'automne, 1997

Di Prisco C. and Vecchiotti M., design charts for evaluating impact forces on dissipative granular cushions, J. Geotech. Geoenviron. Eng., 136 : 1529-1541, 2010.

Di Prisco, C et Vecchiotti, M. A rhéological model for the description of boulder impacts on granular strata, Géotechnique 56, No 7, 469-482, 2006.

Duncan, J.M., Byrne, P., Wong, K.S. and Mabry, P. (1980), Strength, stress-strain and bulk modulus parameters for finite element analyses of stresses and movements in soil masses, Report No. UCB/GT/80-01, 70p.

Gerber W. Volkwein A and Denk M., Impact of rockfalls on reinforced foam glass cushion systems, interdisciplinary workshop rockfall protection, p31-33 ,2008.

GHADIMI KHASRAGHY S., Numerical simulation of rockfall protection galleries, Thèse de l'ETH Zurich, 2010.

Goldsmith W., Impact : The theory and physical behaviour of colliding solids 1960

Habib P., Note sur le rebondissement des blocs rocheux. Proceedings Meeting on Rockfall

dynamics and protective works effectiveness, 20-21 mai 1976, pp. 123-125, Bergamo, 1977.

Heidenreich B., Small- and half-scale experimental studies of rockfall impacts on sandy slopes, Thèse de l'école polytechnique fédérale de Lausanne, 2004.

Heierli W., Merk A., Temperli A.: Schutz gegen Steinschlag , Protection contre chutes de pierres; 2. Auflage. Département fédéral des transports, des communications et de l'énergie - Office fédéral des routes, 1985.

Ho S T., Study on absorbing effect of sand cushion and behavior of rockfall protectionfence with sand cushion subjected to impact load, Thèse de l'université Kanazawa, 2013.

Jacquemoud J., Swiss guideline for the design of rockfall protection galleries. Proc. Japan-Swiss sc. sem. impact load by rock falls and design of prot. struct., 1999.

JAPAN ROAD ASSOCIATION : The Research Report of Presentative Structures on Roads, 1980.

Kawahara S., Muro T., Effects of dry density and thickness of sandy soil on impact response due to rockfall, Journal of terramechanics 40, 329-340, 2006.

Kishi N., Okada S. et Kon-No H., Numerical impact response analysis of rockfall protection galleries, Structure Engineering international 3, 313-320,2009.

Konno H., Sato M., Nakano O. and Kishi N., Impact failure test of large scale and frame type of PC rock-shed, 2nd Asia-Pacific Conference on shock & impact loads on structures, Melbourne, Australia, 237-243,1997.

Labiouse, V., Desccedreuses, F., Montani, S. & Schmidhalter, C.-A. (1994). Etude expérimentale de la chute de blocs rocheux sur une dalle en béton armé recouverte par des matériaux amortissants. Rev. Fr. Géotech. 69, No. 4, 41–62.

Lambert S., Heymann A., Gotterland P. and Nicot F., Real-scale investigation of kinematic response of a rockfall protection embankment, Nat. Hazards Earth Syst. Sci., 14, 1269-1281,2014

Lang H.-J., Transitgas AG: Erdgasleitungen in der Gemeinde Innertkirchen 3'386, ETHZ, 1974.

Laue J., Chikatamarla R. and Springman S., Do we need coded load assumptions for rockfall protection measures?, interdisciplinary workshop rockfall protection, p55-57,2008.

Li Q.M. and Chen X.W., Dimensionless formulae for penetration depth of concrete target impacted by a non-deformable projectile, International journal of impact engineering 28, 93-116, 2003.

Li Q.M. and Chen X.W., Local impact effect of hard missiles on concrete targets. Int J. of Impact Engineering, 32 (1-4); 224-284, 2005.

Laurentz J., Etude de la capacité de dissipation sous impact d'une structure sandwich de protection contre les chutes de blocs rocheux, thèse de l'université de Grenoble, 2007.

Mamaghani IHP., Abdulrazzak A. and Yoshida H., Design and analysis of reinforced expanded polystyrene Styrofoam for use under falling rock impact, TRB Annual Meeting, 2013

Masuya H., history and highlights of rock fall research in Japan, Interdisciplinary workshop on rockfall

protection, 2008

Montani S., Sollicitation dynamique de la couverture des galeries de protection lors de chutes de blocs, Thèse EPFL, 1998.

OFROU, Actions de chutes de pierres sur les galeries de protection, ASTRA 12006, 2008.

Pavlovskaia E., Modelling of ground moling dynamics by an impact oscillator with frictional slider, Maccanica 38, 85-97, 2003

Perrotin P., Comportement d'ouvrages de protection en beton arme sous impacts severes analyses et propositions. Sciences de l'ingénieur [physics]. Université de Savoie, 2011.

Pichler B., « Parametridentifikation als Grundage für Profnosen im Gundbau »,PhD Thesis, T.U Wien, Australia, 2003

Pichler B., Hellmich C. and Mang H.A., Impact of rocks onto gravel, Design and evaluation of experiments, International Journal of Impact Engineering 31, 559-578, 2005.

Plassiard J-P., Donzé F-V. et Lorentz J., simulations of rockfall impacts on embankments using a discrete element method, interdisciplinary workshop on rockfall protection, p84-86,2008.

Roethlin C., Calvetti F., Yamaguchi S. Vogel T., Numérical simulation of rockfall impact on a rigid reinforced concrete slab with a cushion layer, Fourth international workshop on performance protection and strengthening of structure, 2013.

Roethlin C., Calvetti F., Yamagushi S. and Vogel T., Numerical simulation of rockfall impact on a rigid reinforced concrete slan with a cushion layer, Protect 2013, Fourth International Workshop on Performance, Protection and Strengthening of Structures, 2013

Ronco C., Oggeri C. and Peila D., Designe of reiforced ground embankments used for rockfall protection, Natural Hazards and earth system sciences, 9, 1189-199, 2009.

Schellenberg K., On the design of rockfall protection galleries, Thèse de l'institut d'ngénierie structurelle, Swiss Federal Institute of Technology Zurich, 2009.

Seguin A., De la pénétration en milieu granulaire. Mécanique des matériaux [physics.class-ph]. Université Paris Sud - Paris XI, 2010.

Selig E. and Vey E., Shock induced stress wave propagation in sand, journal of soil mechanics and foundations division, SM3 p 19-49, 1965.

Subrin D, Modélisation analytique et numérique pseudo-statique des merlons de protection contre les chutes de bloc rocheux, Journées nationales de géotechnique et de géologie de l'ingénieur, 2006.

Tachibana S., Masuya H., Nakamura S., Experimental study on the impact behavior and performance of reinforced concrete beam with some absorbing materials, Our world in concrete and structures, 31st, 2006.

Tonello J., Généralités et approche de modèles simples . stage « ouvrage paravalanches », enpc,chambery, 1988.

Van Vooren A., Borg J., Sandusky H. and Felts J., Sand penetration: a near nose investigation of a sand penetration event, procedia engineering 58, 601-607, 2013.

Wang D., Randolph M.F., White D.J., A dynamic large deformation finite element method based on

mesh regeneration, Computers and Geotechnics 54,192-201, 2013

Yoshida H., Masuya H. et Ihara T., experimental study of impulsive design load for rocks shelds, IABSE proceedings 12, P61-74,1988.

Yoshida H., Nomura T., Wyllie D., Morris A., Rock fall sheds – application of Japanese designs in north America. ASCE #98205, 2007.

Annexe A : Procès-verbaux des essais d'identification et de caractérisation des propriétés mécaniques du sable fin propre utilisé dans les essais

CEREMA Centre-Est - Laboratoire de Clermont Ferrand

Procès-verbal d'essais géotechniques

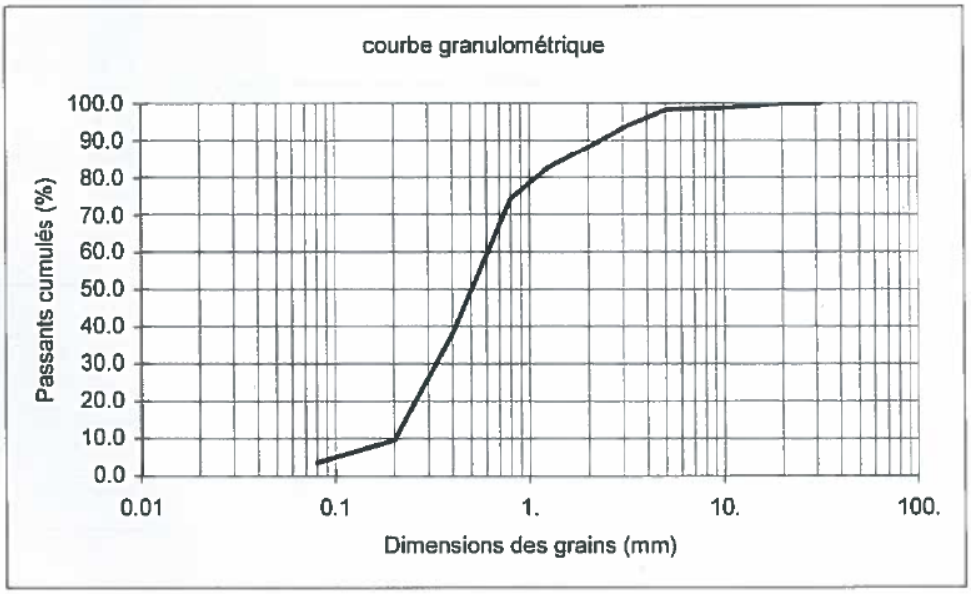
(conforme à la classification des sols et matériaux rocheux, norme NF-P 11-300)

N° d'affaire (n° arch.) : C1xLCxxxx (GTR1328)
Objet de l'affaire : IFSTTAR. Thèse Tarik Oussalah. Essai triaxial et identification.
Date de l'essai : 07.09.2017
Chargé d'essai : JF Garachon

PRELEVEMENT : Echantillon n° : 1328 01
Sable de la station de chûte de blocs de Montagnole.
Prélèvement du 3 juillet 2017 (Patrick Joffrin)

Tamis (mm)	31.5	25	20	16	12.5	10	8	6.3
Passant (%)				100	99	99	99	98

Tamis (mm)	5	3.15	2	1.25	0.8	0.4	0.2	0.08
Passant (%)	98	94	88	83	74	38	9.5	3.5



% fines	w_l	w_p	I_p	VBS 0/50	w_n 0/D	w_n 0/20	ρdPN à w_n	IPI à w_n
3.5	****	****	****	0.03	****	****	****	****

Classe GTR : D_1

Visa du responsable d'essai :
JF Garachon

Fiche n° : 1328-01-idt.xls