Étude sur modèle physique des mécanismes de transfert de charge dans les sols renforcés par inclusions rigides. Application au dimensionnement

Anh Quan Dinh

▶ **To cite this version:**

Anh Quan Dinh. Étude sur modèle physique des mécanismes de transfert de charge dans les sols renforcés par inclusions rigides. Application au dimensionnement. Mécanique des matériaux [physics.class-ph]. Ecole des Ponts ParisTech, 2009. Français. NNT : 2009ENPC0920 . pastel-00517738

HAL Id: pastel-00517738
https://pastel.hal.science/pastel-00517738

Submitted on 15 Sep 2010

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

THESE

présentée pour l'obtention du diplôme de

DOCTEUR

DE

L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES

Spécialité : Géotechnique

présentée par

Anh Quan DINH

Sujet de la thèse

Etude sur modèle physique des mécanismes de transfert de charge dans les sols renforcés par inclusions rigides.

Application au dimensionnement

Membre du jury

Rapporteurs :	**M. Mounir BOUASSIDA**
	M. Jean-Pierre GOURC
Examinateurs :	**M. Jean CANOU**
	M. Olivier COMBARIEU
	M. Jean-Claude DUPLA
	M. Richard KASTNER
	M. Bruno SIMON
Directeur de thèse :	**M. Roger FRANK**

Remerciements

Les travaux de recherche présentés dans ce mémoire ont été réalisés au sein de l'équipe Géotechnique (CERMES) du Laboratoire Navier sous la direction de Monsieur le Professeur Roger FRANK. Je tiens à le remercier d'avoir dirigé mes travaux de recherche.

J'adresse ici mes sincères remerciements et ma profonde reconnaissance aux personnes qui ont encadré mes recherches, à savoir Monsieur Jean CANOU et Monsieur Jean-Claude DUPLA, pour avoir guidé mes pas tout au long de ces travaux. Leurs conseils, leurs encouragements et leur accueil au sein de l'équipe m'ont été d'un soutien précieux et indispensable.

Je remercie vivement Messieurs les Professeurs Mounir BOUASSIDA, de l'Ecole Nationale des Ingénieurs de Tunis (ENIT), et Jean-Pierre GOURC, de l'Université Joseph Fourier, pour avoir bien voulu accepter d'être rapporteurs de ce travail. Je les remercie pour les remarques pertinentes qu'ils ont formulées à la lecture de ce mémoire.

Je remercie également Monsieur Olivier COMBARIEU, vice-président du Projet National ASIRI, Monsieur Bruno Simon, directeur technique de Terrasol et Monsieur le Professeur Richard Kastner, de l'INSA de Lyon, pour avoir bien voulu accepter de participer à mon jury de thèse.

Je voudrais remercier chaleureusement tous mes collègues du laboratoire, permanents, secrétaires, techniciens, doctorants et stagiaires, pour leur accueil, leur aide et leur soutien. Tous m'ont permis de travailler dans d'agréables conditions. Tout au long de mes expérimentations, j'ai pu compter sur l'aide technique d'Emmanuel DE LAURE, de Xavier BOULAY, de Jérémy THIRIAT et d'Alain JEANDILLOU, sans lesquels mes essais n'auraient pu être réalisés.

Je remercie, en outre, Stéphane BUTTIGIEG, technicien supérieur au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, pour sa collaboration au développement du dispositif d'essai.

En particulier, je pense à M. TUYEN et Mme TRANG, qui m'ont accueilli lors de mes premiers jours en France. C'est ma deuxième famille.

Un grand merci à ma femme, pour tout. Je te remercie d'avoir partagé avec moi tous les moments qu'ils soient difficiles ou heureux. Sans ton encouragement, ton soutien et ton amour, je n'aurais jamais pu finir ces travaux.

Je remercie enfin ma famille, mes parents, mon petit frère, mon beau-frère et mes amis pour leur indispensable et chaleureux soutien tout au long de ces années de thèse.

Résumé :

La technique de renforcement des sols compressibles par inclusions rigides a été développée dans les années 70, mais l'utilisation de cette technique en France n'est courante que depuis une dizaine d'années. Dans le cadre du Projet National A.S.I.RI., ce travail de thèse a pour principal objectif d'étudier les mécanismes de report de charge à travers le matelas de répartition, dont la fonction est de transférer la charge provenant de l'ouvrage (remblai, dallage) vers les inclusions rigides, réduisant ainsi les tassements du sol compressible. On a développé et mis en œuvre pour ceci un modèle physique 1g axisymétrique instrumenté permettant de mieux comprendre ces mécanismes en réalisant, en particulier, un programme expérimental destiné à quantifier l'influence de paramètres représentatifs du problème : taux de recouvrement, caractéristiques rhéologiques et épaisseur du matelas ainsi que du sol compressible utilisé. Les résultats obtenus permettent de mettre en évidence l'influence significative des caractéristiques rhéologiques du matelas, de son épaisseur relative et du taux de recouvrement sur le coefficient d'efficacité obtenu ainsi que sur les tassements moyens générés dans le sol compressible.
Les résultats expérimentaux obtenus sur le modèle physique sont ensuite confrontés avec ceux résultant de la mise en oeuvre de différentes méthodes de dimensionnement analytiques. Une comparaison est aussi réalisée avec les résultats des essais à l'échelle 1 sur site expérimental ainsi qu'avec les résultats des essais réalisés en centrifugeuse, dans le cadre du Projet National. On présente finalement les résultats d'une modélisation numérique des essais sur le modèle physique, réalisée à partir du logiciel Plaxis. Les résultats numériques sont comparés aux résultats expérimentaux permettant ainsi de faire une validation conjointe du modèle physique et du modèle numérique.

Mots clés : renforcement de sol, inclusion rigide, modèle physique, modélisation numérique

Abstract :

The technique of reinforcement of soft soils by rigid piles has been developed in the 70s, but the application of this technique has been developed in France for a dozen years. Within the framework of the National Project ASIRI, the aim of this thesis is to study the mechanisms of load transfer occurring in the granular layer, whose function is to transfer the load from the structure to the network of rigid piles, thus reducing the settlement of soft soil. We have developed an axisymmetric physical model, at the scale 1/5e, instrumented to better understand these mechanisms. An experimental program has been carried out to quantify the influence of parameters representative of the problem: area ratio, rheological properties and thickness of the granular layer and the soft soil used. The results are used to highlight the significant influence of rheological properties of the granular, its relative thickness and area ratio on the coefficient of efficiency obtained and the average settlement of soft soil.
The experimental results obtained on the physical model are then compared with those resulting from different analytical methods. A comparison is also made with results of tests at scale 1 and with the results of tests in a centrifuge, which have also been performed within the National Project A.S.I.RI. Finally, we present the results of numerical modelling of the physical model tests, conducted using Plaxis software. The numerical results are compared with experimental results allowing making a joint validation of the physical model and numerical model.

Key-words: Soil improvement, soft soil, rigid pile, physical modelling, numerical modelling

SOMMAIRE

Notations 1

Introduction générale 5

Chapitre 1 – Eléments bibliographiques 7

1.1. PRESENTATION DE LA TECHNIQUE DE RENFORCEMENT DES SOLS PAR INCLUSIONS RIGIDES 9

1.1.1. Principe 9

1.1.2. Applications 12

1.2. METHODES DE CALCUL ET DE DIMENSIONNEMENT ACTUELLES 14

1.2.1. Méthodes analytiques 15

1.2.1.1. Le concept de Marston & Anderson (1913) 17

1.2.1.2. Méthode de Terzaghi (1943) 21

1.2.1.3. Approche de Carlsson (1987) 23

1.2.1.4. Méthode de Combarieu (1974, 1988, 2007) 25

1.2.1.5. Méthode d'analytique des voûtes 27

1.2.1.6. Modèle basé sur la méthode de Guido et al. (1987) 32

1.2.1.7. Modèle analytique de Cao et al. (2006) 34

1.2.1.8. Méthode de Naughton (2007) 36

1.2.1.9. Synthèse des approches analytiques 37

1.2.2. Méthodes numériques 38

1.2.3. Confrontation des méthodes analytiques et des méthodes numériques 43

1.3. PRESENTATION DES TRAVAUX DE RECHERCHE EXPERIMENTAUX 45

1.3.1. Modèles physiques bidimensionnels 45

1.3.1.1. Modèle de Hewlett & Randolph (1988) 45

1.3.1.2. Modèle de Low et al. (1994) 47

1.3.1.3. Modèle de Horgan & Sarsby (2002) 49

1.3.1.4. Modèle de Van Eekelen et al. (2003) 51

1.3.1.5. Modèle de Jenck (2005) 52

1.3.1.6. Modèle de Chen et al. (2008) 55

1.3.2. Modèles physiques tridimensionnels 56

1.3.2.1. Modèle de Bergdahl et al. (1979) 56

1.3.2.2. Modèle de Demerdash (1996) 57

1.3.2.3. Modèle de Kempfert et al. (1997) 59
1.3.3. Récapitulation des travaux expérimentaux 60
1.4. LE PROJET NATIONAL ASIRI 63
1.5. OBJECTIFS DE LA THESE 63

Chapitre 2 - Présentation du dispositif expérimental 65
2.1. CONCEPTION DU MODELE PHYSIQUE 1 G 67
2.1.1. Objectifs du développement du modèle physique 67
2.1.2. Règles de similitude 68
2.1.2.1. Classification des modèles physiques 68
2.1.2.2. Règles de similitude 69
2.1.3. Choix de la géométrie du modèle physique. Configuration à une seule inclusion 70
2.1.3.1. Description le site expérimental St-Ouen-l'Aumône 70
2.1.3.2. Choix des dimensions du modèle physique réduit 72
2.2. DESCRIPTION DU DISPOSITIF 73
2.2.1. Description d'ensemble 73
2.2.2. L'inclusion instrumentée 76
2.2.3. Les tassomètres 77
2.2.4. Dispositif à mesurer le tassement à la surface du matelas 79
2.2.5. Dispositif de chargement 80
2.3. ESSAIS PRELIMINAIRES DE VALIDATION DU DISPOSITIF 81
2.3.1. Description des essais de validation 82
2.3.1.1. Principe de l'essai de validation 82
2.3.1.2. Matériaux et dimensions des paramètres du modèle physique 83
2.3.1.3. Instrumentation pour l'essai de validation 84
2.3.2. Programme d'acquisition et le cahier de chargement du modèle physique 84
2.3.3. Résultats des essais de validation 86
2.3.3.1. Vérification du fonctionnement du système de chargement et le capteur de force. 86
2.3.3.2. Vérification du fonctionnement du capteur LVDT et du tassomètre 87
2.3.3.3. Vérification du fonctionnement de l'ensemble du dispositif 88
2.4. PROCEDURE DE L'ESSAI 89

Chapitre 3 - Présentation des résultats obtenus 94

3.1. MATERIAUX CONSTITUTIFS DU MATELAS 97

3.1.1. Choix du matériau de référence 97

3.1.2. Choix des trois autres matériaux 99

3.1.3. Caractéristiques physiques des différents matériaux 100

3.1.3.1. Matériau de référence M1 100

3.1.3.2. Matériaux MB5/8 et MB10/16 100

3.1.3.3. Matériau étalé M2 100

3.1.4. Caractéristiques mécaniques 103

3.2. RESULTATS D'ESSAIS TYPIQUES 104

3.2.1. Cas du massif non renforcé 104

3.2.2. Massif renforcé par une inclusion rigide : cas de référence 108

3.2.2.1. Reprise de l'effort par l'inclusion rigide 108

3.2.2.2. Tassements de l'interface sol/matelas 110

3.2.2.3. Tassement en surface du matelas 115

3.2.3. Conclusions et remarques 116

3.3. ETUDE DES PARAMETRES D'INFLUENCE 117

3.3.1. Influence des paramètres géométriques 119

3.3.1.1. Influence de l'épaisseur du matelas, h_m 119

3.3.1.2. Influence du taux de recouvrement, α 129

3.3.1.3. Conclusions partielles 140

3.3.2. Influence des paramètres liés au matelas 141

3.3.2.1. Influence du diamètre des grains du matelas 141

3.3.2.2. Influence de l'étalement granulométrique du matériau constitutif du matelas 143

3.3.2.3. Influence de la compacité 145

3.3.3. Influence du sol analogique 149

3.3.3.1. Influence de la compressibilité 150

3.3.3.2. Influence de l'épaisseur du sol analogique, h_s 152

3.3.3.3. Conclusions partielles 156

3.3.4. Evolution de coefficient d'efficacité lors de phase de décharge – recharge 156

3.4. CONCLUSIONS 157

Chapitre 4 - Evaluation des résultat obtenus et modélisation numérique de l'essai.....159
4.1. CONFRONTATION AVEC LES METHODES ANALYTIQUES.....161
4.1.1. Comparaison avec le premier groupe de méthodes analytiques.....162
4.1.1.1. Méthode de Svanø et al. (2000).....162
4.1.1.2. Méthode de Chevalier (2008).....164
4.1.2. Comparaison avec le deuxième groupe de méthodes analytiques.....169
4.1.2.1. Méthode de McKelvey III (1994).....169
4.1.2.2. Méthode de Combarieu (2007).....170
4.1.3. Conclusions partielles.....172
4.2. CONFRONTATION AVEC LES RESULTATS EXPERIMENTAUX DU PROJET NATIONAL ASIRI.....172
4.2.1. Essais en vraie grandeur – Site expérimental de Saint-Ouen-l'Aumône.....172
4.2.2. Modèle réduit en centrifugeuse.....176
4.2.3. Conclusions partielles.....178
4.3. MODELISATION NUMERIQUE DE L'ESSAI.....178
4.3.1. Modélisation du modèle physique avec le logiciel Plaxis.....179
4.3.1.1. Modélisation du comportement du matelas de transfert de charge.....179
4.3.1.2. Modélisation du comportement du sol analogique.....180
4.3.1.3. Modélisation de l'inclusion rigide.....182
4.3.2. Modélisation des cas de référence.....182
4.3.2.1. Cas non renforcé.....182
4.3.2.2. Cas renforcé.....187
4.3.3. Conclusions partielles.....198
Conclusion générale.....199
Annexe 1 – Caractéristiques des matériaux utilisés dans le modèle physique.....203
Annexe 2 – Logiciel d'acquisition.....233
Annexe 3 – FIche d'essai.....237
Bibliographie.....241

Notations

a (A_{IR})	Diamètre de la tête d'inclusion
A	facteur d'échelle associé à la grandeur A (similitude)
A_b (A_{mem})	surface de baudruche
A_p	paramètre du prototype (similitude)
A_m	paramètre du modèle (similitude)
A_{mas}	Aire du massif
A_s	Surface d'une maille élémentaire du réseau d'inclusions
B	Largeur du tube enterré (Marston et Anderson, 1913)
C	Capacité
C_d	Coefficient de charge (Marston et Anderson, 1913)
C_v	Coefficient de voûte (BS8006, 1995)
C_c	Indice de compression (Coefficient de courbure)
c	Cohésion du matériau
d_{50}	diamètre moyen du matériau constitutif du matelas
e	Indice des vides
e_0	Indice des vides initial
$e_{\max}$	Indice des vides maximal
$e_{\min}$	Indice des vides minimal
E_{eff} (E)	Coefficient d'efficacité
$E_{eff}^{\max}$	Coefficient d'efficacité maximal atteint
E	Coefficient d'efficacité ou module d'Young
E_{2D}	Coefficient d'efficacité au cas bidimensionnel
E_{3D} ($E_{eff,\,3D}$)	Coefficient d'efficacité au cas tridimensionnel
E_M	Module mesuré au pressiomètre Ménard
E_{50}^{ref}	Module d'Young sécant à 50% du déviateur à la rupture pour la pression de confinement de référence (Plaxis)
E_{oed}^{ref}	(Plaxis)

E_{ur}^{ref}	Module d'Young à la phase charge/décharge (Plaxis)
f_v	fraction volumique des billes de polystyrènes dans le sol analogique
f_{fs}	coefficient de sécurité appliqué au poids du remblai
f_{q}	coefficient de sécurité appliqué à la surcharge dynamique
$F_{inc}(Q_p)$	Force transmise vers l'inclusion rigide
$F_{tot}(Q_{tot})$	Force totale exercée au niveau de l'inclusion
G	Module de cisaillement
h_m (H)	Hauteur du matelas
$h_s(D)$	Hauteur du sol analogique
H_c	Hauteur critique
H_e	Hauteur du plan d'équilibre du tassement
I_D	Indice de densité
J	raideur du géosynthétique
k_g	rigidité du géosynthétique
k_p	rigidité de l'inclusion rigide
k_s	rigidité du sol
$K(K_a)$	coefficient de pression active des terres de Rankine
K_p	coefficient de pression passive des terres de Rankine
K_0	Coefficient des terres au repos
K_w	Rapport entre la contrainte horizontale et la contrainte verticale
M1	Matériau de référence constitutif du gravier d'Hostun HN 2/4
M2	Matériau étalé constitutif des différents matériaux
MB 5/8	Micro-ballast de fraction 5/8mm
MB 10/16	Micro-ballast de fraction 10/16mm
p	Pression moyenne
p_c	Pression de préconsolidation
$p'_c(\sigma'_c)$	Pression de confinement
p_b	La pression de baudruche
q	Contrainte déviatoire
q^*	Contrainte verticale s'exerçant sur le sol compressible non renforcé

q_0	Surcharge en surface du matelas
q_p	Contrainte verticale moyenne s'appliquant sur une tête d'inclusion
q_s	Contrainte verticale s'exerçant sur le sol compressible
R	Rayon de l'inclusion rigide
$R_{\text{int } er}$	Paramètre caractérisé la caractéristique de l'interface (Plaxis)
s (b)	Entraxe entre inclusion
s'	Distance de bord à bord entre les inclusions rigides ($s' = s - a$)
s_{nor}	Tassement normalisé
$s_{\max}$	Tassement maximal
s_{moy}	Tassement moyen calculé par la méthode de pondération
$s_{moy,nr}$	Tassement moyen pour le cas non renforcé
$\Delta s_{\max}$	Différence entre le tassement maximal et le tassement moyen
$SP30$	Mélange du sable d'Hostun HN31 et 30% de billes de polystyrène en volume
$SP50$	Mélange du sable d'Hostun HN31 et 50% de billes de polystyrène en volume
$SP100$	Mélange du sable d'Hostun HN31 et 100% de billes de polystyrène en volume
$SP150$	Mélange du sable d'Hostun HN31 et 150% de billes de polystyrène en volume
SRR (S_{3D})	Taux de réduction des contraintes
T	Tension dans le géosynthétique ;
α	Taux de recouvrement (taux de couverture)
β	Angle d'ouverture d'un prisme de sol (Carlsson, 1987)
ε_a	Déformation axiale
ε_v	Déformation volumique
θ	Angle d'ouverture d'un prisme de sol (Chevalier, 2008)
φ	Angle de frottement
φ_s	Angle de frottement du matelas
φ_c	Angle de frottement du sol compressible
φ'_{cr}	Angle de frottement à l'état critique
υ	Coefficient de Poisson ou volume spécifique (modèles de type Cam Clay)
ρ (γ)	Masse volumique
ρ_d	Masse volumique séche du sol
ψ	Angle de dilatance

κ	Pente de la droite de déchargement – rechargement (modèle de type Cam Clay)
λ	Pente de la droite de consolidation normale (modèle de type Cam Clay)
	Coefficient d'accrochage
σ_h	Contrainte horizontale
σ_v	Contrainte verticale

Introduction générale

La technique de renforcement des sols compressibles par inclusions rigides a été développée dans les années 70, mais l'utilisation de cette technique en France n'est courante que depuis une dizaine d'années. Elle consiste à mettre en place une couche de matériau, appelée « matelas de transfert de charge », entre le sol compressible renforcé par les inclusions rigides et l'ouvrage de génie civil (remblai, dallage, ouvrage d'art, etc.). Ce matelas est constitué de matériaux de bonne qualité et permet d'une part, de transférer la charge de l'ouvrage vers les inclusions rigides et d'une autre part, de diminuer le tassement absolu et d'homogénéiser le tassement différentiel à la surface du matelas.

Il existe actuellement de nombreuses méthodes de calcul et de dimensionnement pour ce type d'ouvrage géotechnique, basées sur des hypothèses différentes pour décrire les mécanismes de transfert de charge au sein du matelas. Ces différentes méthodes fournissent des résultats souvent très dispersés les uns par rapport aux autres et il existe un besoin de rationalisation basé sur une meilleure compréhension du fonctionnement de ces ouvrages, qui implique une meilleure compréhension des mécanismes mis en jeu dans le transfert des efforts.

Dans ce contexte, le projet national ASIRI, lancé au 2005, a pour objectif de combler ces lacunes et de proposer un ensemble de recommandations en vue d'améliorer le calcul et le dimensionnement de ce type d'ouvrage géotechnique.

Dans ce cadre, le travail de thèse présenté dans ce mémoire a eu pour objectif de développer un modèle physique 1g destiné à mieux comprendre les mécanismes de transfert d'effort au sein du matelas de transfert et de mettre, en particulier, en évidence, l'influence des paramètres de base caractérisant l'ouvrage (paramètres géométriques, caractéristiques des matériaux constitutifs, etc.) sur les comportements observés. Le modèle physique a aussi pour objectif de fournir une base de données expérimentales de bonne qualité pour permettre de valider les approches de modélisation numérique développées dans le cadre du Projet National.

Ce mémoire de thèse est composé de 4 chapitres.
Le premier chapitre est consacré à une synthèse bibliographique. On présente différents types de méthodes analytiques, les principaux travaux de recherche expérimentaux et différentes approches de modélisation numérique du problème de renforcement de sol par inclusions rigides. Ces différents travaux contribuent à mieux comprendre le mécanisme de transfert de charge au sein du matelas en vue d'améliorer le dimensionnement.

Le deuxième chapitre présente le dispositif expérimental (modèle physique 1g) que nous avons développé dans le cadre de ce travail ainsi que les premiers essais de validation du dispositif réalisés.

Le troisième chapitre présente les résultats obtenus à partir d'un programme expérimental réalisé sur le modèle physique. L'objectif de ce programme d'essais est, d'une part, la mise en évidence des mécanismes de transfert de charge qui se produisent au sein du matelas, et, d'autre part, la quantification de l'influence des paramètres de base sur le renforcement du sol compressible par l'inclusion rigide. Trois groupes de paramètres ont été étudiés : les paramètres géométriques (épaisseur du matelas, taux de recouvrement) ; les paramètres liés au matelas (diamètre moyen, granulométrie, rigidité du matériau constitutif du matelas) ; les paramètres liés au sol compressible (compressibilité propre et épaisseur du sol compressible).

Le quatrième et dernier chapitre confronte les résultats obtenus sur le modèle physique avec ceux résultant de la mise en oeuvre de différentes méthodes analytiques. Une comparaison est aussi réalisée avec les résultats d'essais à l'échelle 1 sur site expérimental ainsi qu'avec les résultats des essais réalisés en centrifugeuse. On présente finalement les résultats obtenus à partir d'une modélisation numérique des essais sur le modèle physique avec le logiciel Plaxis. Les résultats numériques sont comparés aux résultats expérimentaux afin de réaliser une validation conjointe du modèle physique et du modèle numérique.

Chapitre 1 – Eléments bibliographiques

1.1. PRESENTATION DE LA TECHNIQUE DE RENFORCEMENT DES SOLS PAR INCLUSIONS RIGIDES

La technique du renforcement des sols compressibles par des inclusions rigides verticales s'est développée depuis les années 70, mais son utilisation en France n'est courante que depuis une dizaine d'années. Existant en parallèle avec les méthodes plus « traditionnelles » telles que pré - chargement, remplacement des sols, dalles sur pieux, etc., cette méthode présente des avantages comme une mise en place rapide et une importante réduction des tassements. De plus, en terme d'environnement, elle permet de conserver le sol compressible en place.

1.1.1. Principe

Le principe de la technique de renforcement des sols par inclusions rigides est présenté sur la Figure 1. 1. La charge due aux ouvrages (remblais, dallages, ouvrages d'art, etc.) est transmise vers la couche plus résistante en profondeur par l'intermédiaire du système formé par le réseau des inclusions rigides et la couche de matelas de transfert de charge. Ce transfert de charge combine plusieurs mécanismes, à savoir ceux situés dans le matelas de transfert de charge et ceux résultants du transfert le long des inclusions rigides.
L'efficacité de cette technique peut être améliorée par la disposition de nappes géosynthétiques noyées au sein du matelas, et de dallages situés au-dessus du matelas de transfert de charge.

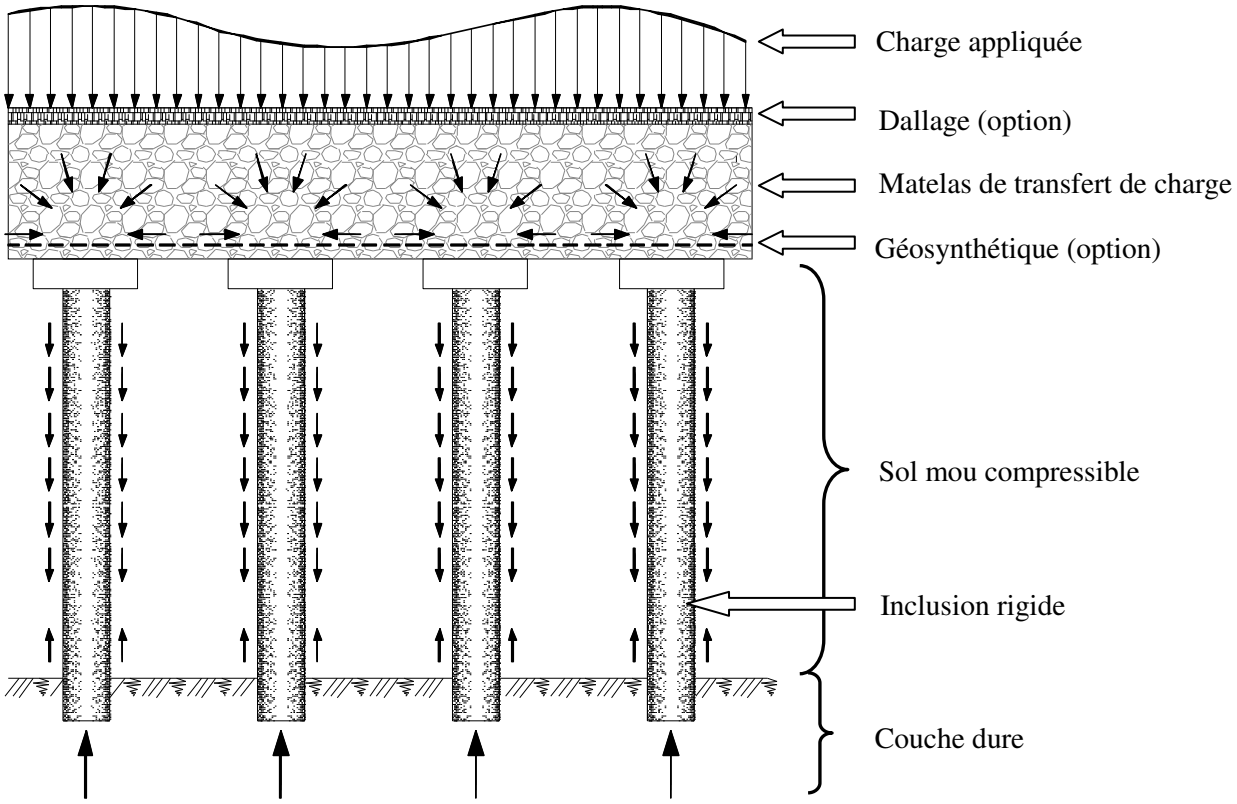


Figure 1. 1 - Principe du renforcement par inclusions rigides

On décrit ci-dessous les principaux éléments constitutifs de cette technique.

Inclusion rigide

Les inclusions rigides sont disposées verticalement dans le sol mou compressible jusqu'à la couche dure en profondeur. La charge transférée par l'inclusion rigide se compose de deux composantes. L'une est la charge reprise par la tête de l'inclusion rigide et transférée par le développement d'un effort de pointe, l'autre est la charge due au frottement latéral qui se développe le long du fût de l'inclusion rigide. Ce dernier est dû aux tassements différentiels entre l'inclusion rigide et le sol mou.

Les inclusions rigides sont éventuellement coiffées par des têtes de diamètre plus important (dalette) pour favoriser le transfert des charges en augmentant la surface d'influence de chaque inclusion rigide. La tête de l'inclusion rigide, en général, est de forme ronde ou carrée. Le maillage des inclusions rigides peut avoir différentes formes dépendant des caractéristiques du chantier. Pour chaque maillage du réseau d'inclusions rigides, on détermine le taux de recouvrement α correspondant au rapport entre la surface d'une tête d'inclusion rigide et la surface d'une maille élémentaire (Figure 1. 2). Les inclusions rigides sont placées régulièrement selon des maillages triangulaires ou carrés :

$$\alpha = \frac{A_P}{A_S} \qquad \textbf{(1. 1)}$$

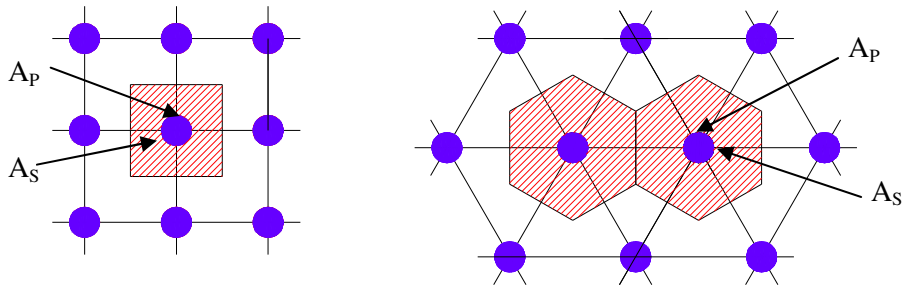


Figure 1. 2 - Différents types de maillages pour les réseaux d'inclusions rigides a) maillage carré ; b) maillage triangulaire

Les différents types d'inclusions rigides utilisés sont présentés de manière détaillée dans le rapport de Briançon (2002).

Matelas de transfert de charge

Le matelas de transfert de charge, en général, est constitué de matériaux granulaires traités ou non traités (ballast, gravier, etc.). Il est situé entre le sol compressible renforcé par des inclusions rigides et l'ouvrage en surface. Cette couche a pour but de réduire et d'homogénéiser les tassements sous l'ouvrage grâce à l'effet de voûte qui se développe au sein du matelas. Ce phénomène est décrit par Terzaghi K. (1943). La présence du matelas de transfert de charge est la différence principale de cette technique par rapport à celle des pieux. Le matelas peut être renforcé ou non par un géosynthétique, sur lequel on peut disposer éventuellement un dallage afin d'homogénéiser le tassement en surface et favoriser le mécanisme de transfert de charge. La hauteur et les caractéristiques mécaniques du matelas sont des paramètres déterminants vis-à-vis du développement des mécanismes de transfert de charge.

Nappe de géosynthétique

La disposition d'une ou de plusieurs nappes de géosynthétique de type soit géotextile, ou géogrille, au sein du matelas renforce horizontalement le matelas, ce qui favorise le mécanisme de transfert de charge du matelas vers l'inclusion rigide. Le tassement différentiel du sol encaissant lorsque celui-ci tasse sous le chargement appliqué induit la mise en tension de la nappe qui contribue au report de charge par effet membrane.

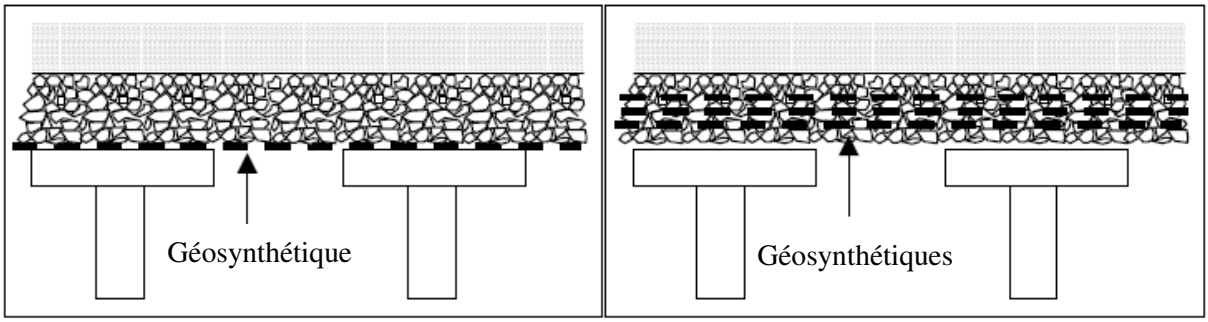


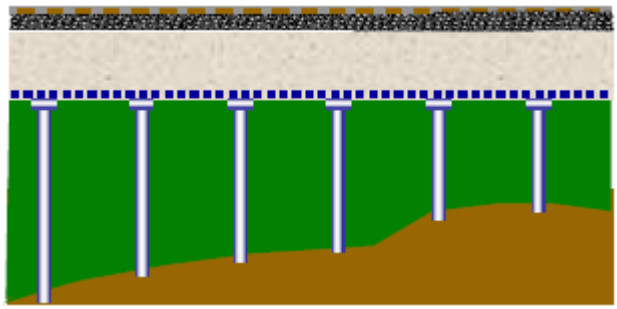
Figure 1. 3 - Différents types de dispositions du renforcement horizontal dans le matelas, (d'après Briançon, 2002)

Dallage

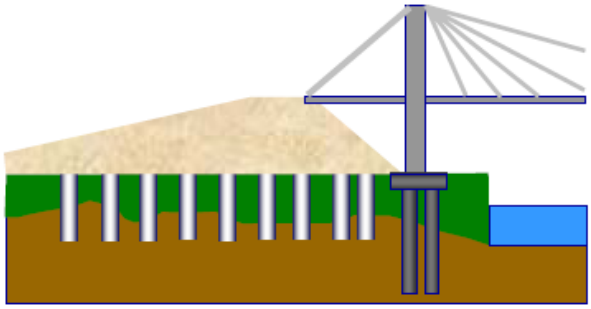
Le dallage, d'épaisseur beaucoup plus faible que celle du remblai, est disposé optionnellement entre l'ouvrage et le matelas de transfert de charge. Le dallage homogénéise le tassement à la surface du matelas et favorise le mécanisme de transfert de charge vers les inclusions rigides. Le dallage est en général en béton ou en béton armé.

1.1.2. Applications

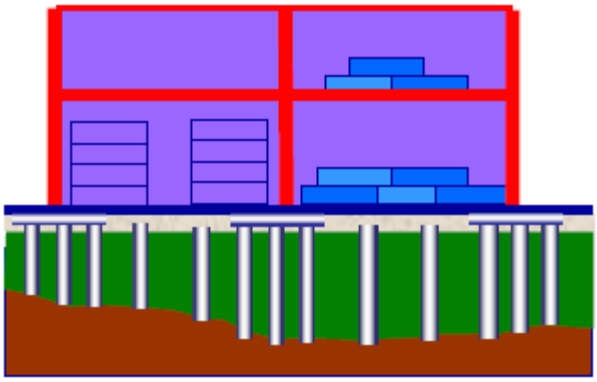
La naissance de la technique du renforcement des sols compressibles par des inclusions rigides verticales dans les années 70 a été reconnue comme une technique beaucoup plus rapide, moins chère et générant moins de tassement total ou différentiel que les autres solutions « traditionnelles » telles que préchargement, remplacement du sol, etc. (Magnan, 1994; Shen *et al*, 2005). Pourtant son utilisation en France n'est courante que depuis une dizaine d'années. Différents domaines d'application de cette technique sont présentés sur la Figure 1. 4.



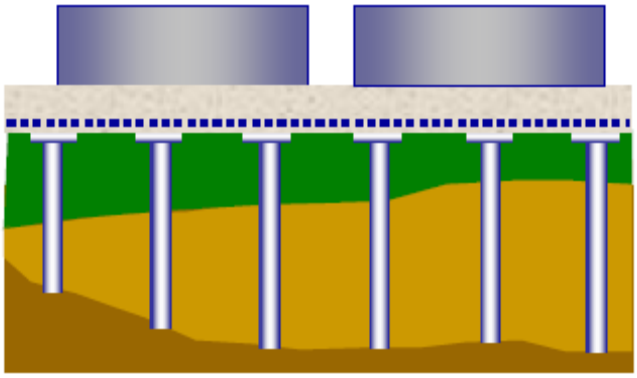
Voirie à grande vitesse



Remblai d'accès à un ouvrage d'art



Dallages et fondations de plate-forme industrielle



Réservoir

Figure 1. 4 - Domaine d'application de la technique de renforcement par inclusions rigides (d'après Briançon, 2002)

Nous pouvons trouver dans la littérature divers exemples d'application de cette technique en France et dans les autres pays d'Europe, en Asie et aux Etats-Unis.

- La construction des remblais routiers ou autoroutiers qui peuvent être construits sur des sols compressibles renforcés par inclusions rigides afin de contrôler les tassements en surface du remblai et de réduire la durée du chantier (Barry A. J., 1995 ; Quigley P., 2003 ; Wood H. J., 2003 ; Collin J. G., 2004 ; Liu *et al*., 2007).
- L'élargissement d'une route existante sur sol compressible peut entraîner un tassement différentiel entre la nouvelle et l'ancienne voie et donc des fissures au niveau de la chaussée. Le renforcement par inclusions rigides apporte une solution rapide à ce problème (Habib *et al.*, 2002 ; Lambrechts *et al*., 2003 ; Wang & Huang, 2004).
- De nombreux remblais ferroviaires situés en Allemagne sont fondés sur sol renforcé par inclusions rigides (Alexiew & Vogel, 2002 ; Zanziger & Gartung, 2002 ; Brandl *et al*., 1997). Cortlever & Gutter (2003) présentent un projet d'élargissement de remblai ferroviaire en Malaisie.
- Les remblais d'accès aux ouvrages d'art peuvent être édifiés sur sol compressible renforcé par inclusions rigides afin d'éviter les tassements différentiels entre la culée fondée sur pieux et la

voie d'accès (Holtz & Massarsch, 1976 ; Holmberg, 1978 ; Reid & Buchanan, 1984 ; Combarieu *et al.*, 1994 ; Forsman *et al.*, 1999 ; Lin & Wong, 1999 ; Mankbadi *et al.*, 2004 ; Plomteux *et al*., 2004). Combarieu & Frossard (2003) présentent un projet de remblai d'accès à un quai portuaire sur les berges de la Loire.

- Liausu & Pezot (2001) présentent le cas d'un dallage industriel de grande surface situé dans la Somme, édifié sur sol compressible renforcé par colonnes à module contrôlé. Pinto *et al.* (2005) présentent le cas d'un renforcement des berges du Tage pour la construction de bâtiments industriels légers. Rault *et al.* (2006) présentent l'ouvrage du pont de Rion-Antirion situé en zone sismique (Figure 1. 5). Chacune des quatre piles repose sur un matelas de transfert de charge (ballast), lui-même placé sur le fond marin préalablement renforcé par un réseau d'inclusions rigides métalliques flottantes.

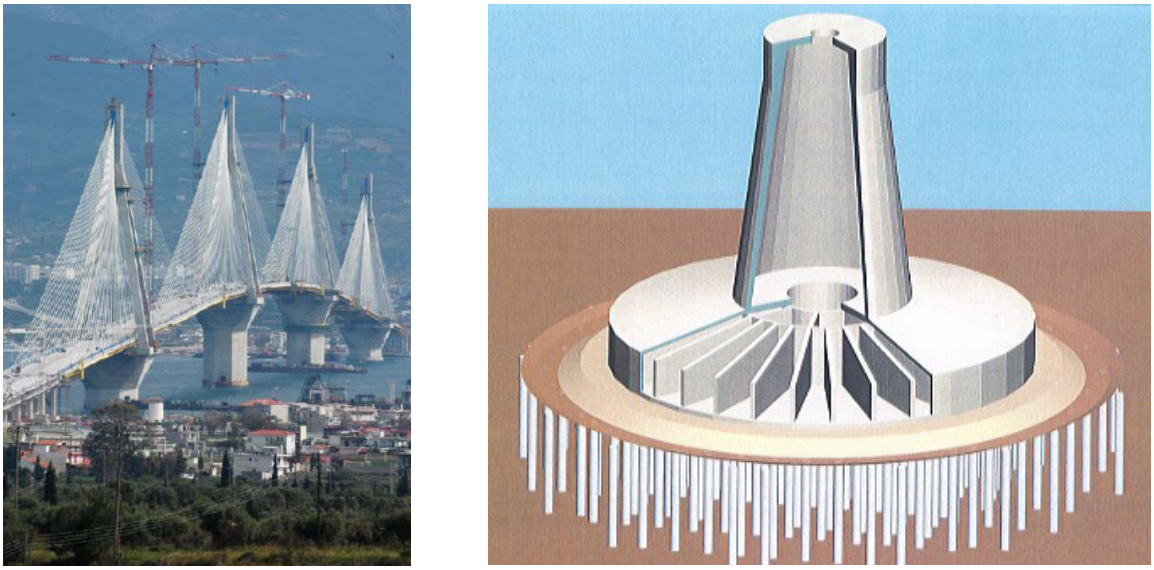


Figure 1. 5 - Pont de Rion - Antirion

1.2. METHODES DE CALCUL ET DE DIMENSIONNEMENT ACTUELLES

Dans la littérature, on a trouvé des études de différentes natures, expérimentales, analytiques ou numériques, visant à évaluer et analyser les mécanismes de transfert à travers le matelas. Des travaux, comparant les méthodes de dimensionnement actuelles (Russell & Pierpoint, 1997 ; Naughton & Kempton, 2005), ont montré la diversité des résultats obtenus. Les deux mécanismes qui se développent au sein du matelas sont : l'effet de voûte et l'effet de membrane. Pour comprendre ces

deux mécanismes, les auteurs ont proposé leurs approches, leurs hypothèses, leurs modèles mais peu d'entre eux ont étudié le problème dans sa globalité.

1.2.1. Méthodes analytiques

Dans cette partie, nous présentons les méthodes de calcul et de dimensionnement actuellement utilisées en France et à l'étranger, qui sont basées sur les différents concepts ou théories suivants :

- concept de Marston & Anderson (1913) ;
- la théorie de Terzaghi (1943) ;
- le concept de Carlsson (1987) ;
- la théorie du frottement négatif de Combarieu (1974, 1988, 2007) ;
- les modèles analytiques de voûte ;
- le concept de Guido *et al.* (1987) ;
- le modèle analytique de Cao *et al.* (2006) ;
- la méthode de la hauteur critique de Naughton (2007).

Le diagramme de la Figure 1. 6 présente une synthèse des approches analytiques qui ont servi de base à l'étude du problème du renforcement d'un sol compressible par inclusions rigides. Ces approches visent à obtenir des formules analytiques pour calculer la distribution des contraintes à la base du matelas. L'efficacité de cette technique est, en général, évaluée par le coefficient d'efficacité, E_{eff}, proposé par Hewlett & Randolph (1988), défini par le rapport entre la charge verticale sur la tête de l'inclusion rigide et la charge totale, appliquée au dessus de la tête d'inclusion..

$$E_{eff} = \frac{Q_P}{Q_{tot}} \qquad \textbf{(1. 2)}$$

La concentration de la charge sur la tête de l'inclusion rigide Q_P résulte des deux effets conjugués de voûte et de membrane (dans le cas d'un renforcement horizontal par une nappe de géosynthétique) qui sont abordés de manière différente par les auteurs.

Quelques méthodes proposent le calcul de la contrainte verticale sur le sol compressible ou vers l'inclusion rigide (Guido *et al*., 1987 ; Hewlett & Randolph, 1988 ; Rogbeck *et al*., 1998; Low *et al*., 1994; BS8006, 1995; Kempfert *et al.,* 1999; Russel *et al.,* 2003; Collin *et al.,* 2005; Naughton, 2007) et/ou le calcul de la tension qui se développe dans le géosynthétique (Rogbeck *et al.,* 1998; BS8006, 1995 ; Russel *et al.,* 2003 ; Smith, 2005; Abusharar *et al*., 2008). D'autres auteurs ont adopté et développé les approches précédentes pour résoudre le problème tridimensionnel ou dans sa globalité (Russell & Pierpoint, 1997 ; Love & Milligan, 2003). Les principes de ces approches seront présentés par la suite.

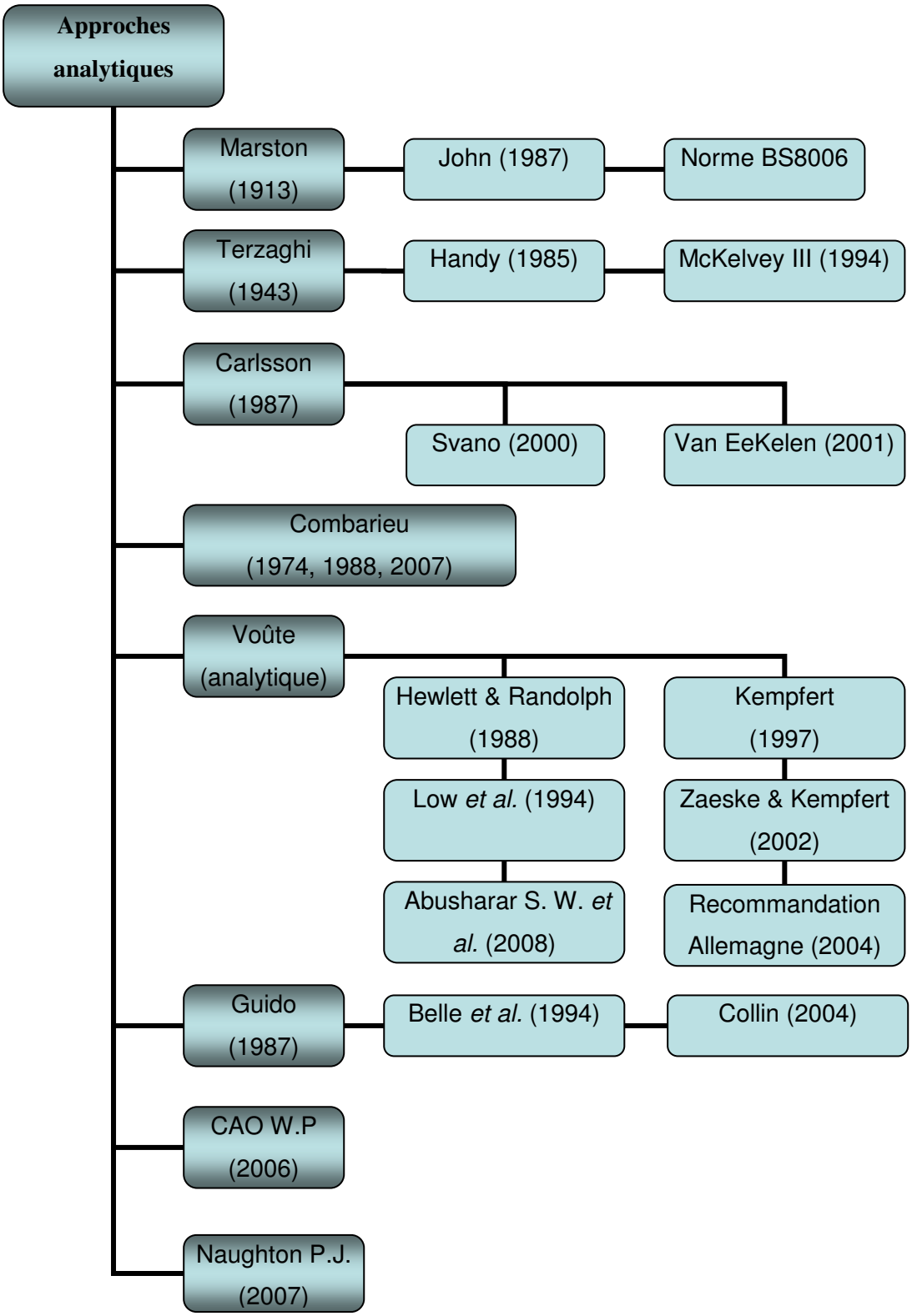


Figure 1. 6 – Synthèse des principales approches analytiques

1.2.1.1. Le concept de Marston & Anderson (1913)

1.2.1.1.1. Le concept de Marston & Anderson (1913)

Marston & Anderson (1913) ont évalué la contrainte due au poids du sol sur un tube enterré à la profondeur H (Figure 1. 7).

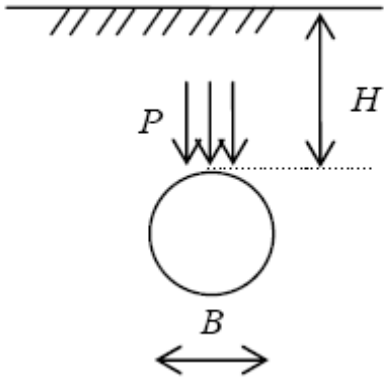


Figure 1. 7 – Configuration du tube enterré étudiée par Marston & Anderson (1913)

Cette contrainte est modifiée par un mécanisme de voûte qui transfère une part du poids du sol au dessus du tube vers le sol adjacent par frottement le long des « parois » verticales. La charge P appliquée sur la conduite de diamètre B par unité de longueur est :

$$P = C_d.\gamma.B \qquad \textbf{(1. 3)}$$

Où : C_d est le coefficient de charge déterminé par :

$$C_d = \frac{e^{\pm K.\tan\varphi.\frac{2H}{B}} - 1}{\pm 2.K.\tan\varphi.} \text{ pour } H < H_e \qquad \textbf{(1. 4)}$$

$$C_d = \frac{e^{\pm K.\tan\varphi.\frac{2H}{B}} - 1}{\pm 2.K.\tan\varphi} + \frac{H - H_e}{B} e^{\pm K.\tan\varphi.\frac{2H}{B}} \text{ pour } H > H_e \qquad \textbf{(1. 5)}$$

avec :

- H_e : hauteur du plan d'égal tassement au-dessus du tube ;
- K : coefficient de pression active des terres de Rankine, $K = K_a = \frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi}$;
- φ : angle de frottement du sol.

Le signe $\pm$ indique le sens de la projection. L'étude de Marston & Anderson (1913) concerne le problème en 2D et a permis d'obtenir la formule pour calculer le coefficient de chargement C_d qui a, par la suite, été adapté pour le problème en 3D par John (1987).

1.2.1.1.2. Approche de John (1987)

John (1987) a modifié le concept de Marston & Anderson (1913) en remplaçant le diamètre B du tube par le diamètre de l'inclusion rigide a. Il a proposé une formule empirique pour calculer le rapport entre la charge sur la tête de l'inclusion rigide, q_p, et la charge totale appliquée en surface ou au dessus de la tête d'inclusion, q^* :

$$\frac{q_p}{q^*} = \left(\frac{C_c.a}{H} \right)^2 \qquad \textbf{(1. 6)}$$

où :

$$C_c = 1,69.\frac{H}{a} - 0,12 \qquad \textbf{(1. 7)}$$

Le coefficient C_c correspond au coefficient C_d dans la méthode de Marston & Anderson (1913).

1.2.1.1.3. Norme BS8006 (1995)

Le norme britannique BS8006 (1995) est basée sur les travaux de John (1987) et propose le calcul du rapport de la contrainte reprise par la tête de l'inclusion rigide q_p et la contrainte totale q^*, par la formule (1. 8) :

$$\frac{q_p}{q^*} = \left(\frac{C_v.a}{h_m} \right)^2 \qquad \textbf{(1. 8)}$$

où : $q^* = f_{\text{fs}}.\gamma.h_m + f_{\text{q}}.q_0$

- q_0 : surcharge dynamique éventuelle sur le remblai ;
- h_m : hauteur du remblai ;
- f_{fs} : coefficient de sécurité appliqué au poids du remblai (égal à 1,3 pour l'état limite ultime et à 1,0 pour l'état limite de service) ;

- f_q : coefficient de sécurité appliqué à la surcharge dynamique (égal à 1,3 pour l'état limite ultime et à 1,0 pour l'état limite de service).

Cette formule est presque identique à celle proposée par John (1987). Ici, le coefficient C_v dépend du type d'inclusion :

- $C_v = 1,95.\frac{h_m}{a} - 0.18$ pour les inclusions travaillant essentiellement en pointe ;
- $C_v = 1,5.\frac{h_m}{a} - 0.07$ pour les inclusions travaillant essentiellement en frottement.

La norme présente également l'influence de la nappe géosynthétique disposée à la base du matelas sur la distribution de la contrainte sur la tête de l'inclusion rigide. La Figure 1. 8 présente la configuration étudiée et le rapport des charges réparties vers l'inclusion rigide et la nappe géosynthétique.

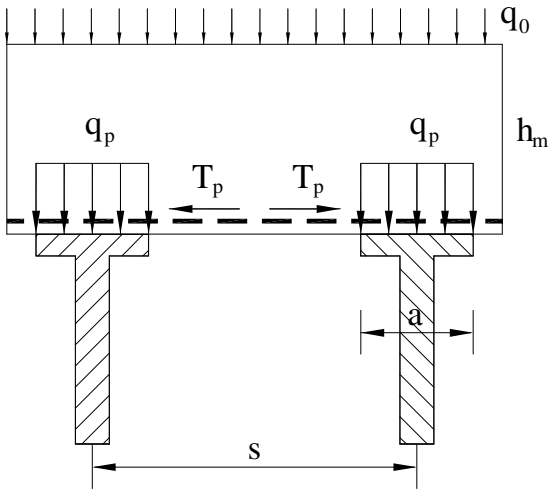


Figure 1. 8 - Variables utilisées pour la détermination de la répartition de la contrainte dans la norme BS 8006 (1995)

La hauteur critique de matelas, calculée par (1. 9) distingue deux mécanismes de transfert de charge dans le matelas.

$$H_c = 1,4\left(s - a\right) \qquad \textbf{(1. 9)}$$

On voit que la formule (1. 9) ne permet pas de tenir compte des caractéristiques du matelas. Il semble que ces dernières soient incluses dans le coefficient empirique C_v (1. 8)

La norme préconise une hauteur minimale de $0,7\left(s - a\right)$ afin d'éliminer le tassement différentiel au niveau de la surface du matelas.

Pour $h_m > H_c$, la charge due au poids du matelas situé au-dessus de H_c ainsi que la charge à la surface sont entièrement transmises vers l'inclusion rigide. La charge résultante est donc calculée par la formule suivante :

$$Q_s^+ = \frac{1,4.s.f_{fs}.\gamma.(s-a)}{s^2-a^2}\left[s^2-a^2.\left(\frac{C_v.a}{h_m}\right)^2\right] \qquad \textbf{(1. 10)}$$

Dans le cas où, $0,7(s-a) < h_m < 1,4(s-a)$, la nappe géosynthétique reprend totalement la charge en surface du matelas.

$$Q_s^+ = \frac{s.\left(f_{fs}.\gamma.h_m + f_q.q_0\right)}{s^2-a^2}\left[s^2-a^2.\left(\frac{C_v.a}{h_m}\right)^2\right] \qquad \textbf{(1. 11)}$$

D'autre part, Russell & Pierpoint (1997) ont étendu la norme BS8006 (1995) au cas 3D en faisant l'hypothèse qu'un quart de la charge reprise par le renforcement sur chaque maille élémentaire est transféré par la nappe géosynthétique située entre deux têtes d'inclusions (Figure 1. 9)

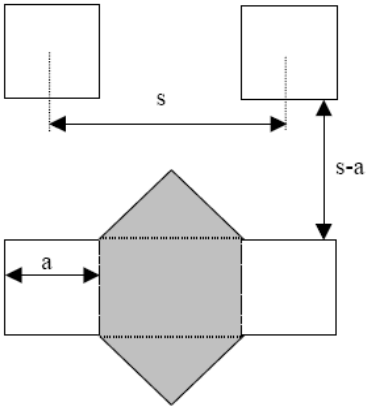


Figure 1. 9 - Surface d'influence du géosynthétique

Pour $H_r > 1,4(s-a)$, le taux de réduction de contrainte S_{3D} est calculé par (1. 12)

$$S_{3D} = \frac{2,8s}{(s+a)^2 h_m}\left[s^2 - a^2\left(p_c \big/ \gamma h_m\right)\right] \qquad \textbf{(1. 12)}$$

1.2.1.2. Méthode de Terzaghi (1943)

1.2.1.2.1. Méthode de Terzaghi (1943)

Terzaghi (1943) a proposé une méthode analytique en 2D basée sur l'équilibre vertical d'une tranche élémentaire de matelas située entre des inclusions rigides, comme illustré sur la Figure 1.10.

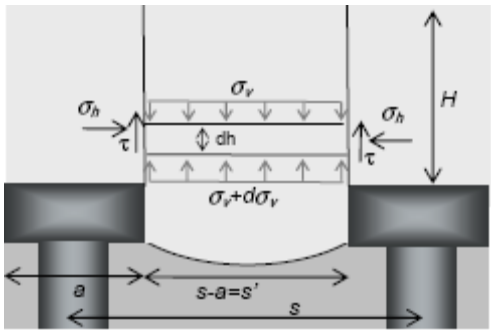


Figure 1. 10 - Méthode de Terzaghi (1943) (d'après Jenck, 2005)

En intégrant l'équation d'équilibre de la force verticale, Terzaghi (1943) a déterminé la contrainte verticale à la base du matelas par la formule suivante :

$$q_s = \frac{\gamma.(s-a)}{2.K_a \tan\varphi}.\left(1-e^{-2.K_a \tan\varphi.\frac{H_e}{(s-a)}}\right)+\gamma.\left(H-H_e\right).e^{-2.K_a \tan\varphi\frac{H_e}{(s-a)}} \qquad \textbf{(1. 13)}$$

où :

$K_a = \frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi}$ est le coefficient de poussée de Rankine **(1. 14)**

- H_e la distance de la base à laquelle on se trouve le plan d'égal tassement ;
- H l'épaisseur de matelas.

Russell & Pierpoint (1997) ont adopté la théorie de Terzaghi (1943) au cas tridimensionnel. Ils ont fait des hypothèses concernant la forme de la tranche de sol élémentaire (Figure 1. 11) et sur le plan d'égal tassement ($H_e = H$). Le taux de réduction de contrainte est alors donné par :

$$S_{3D} = \frac{(s^2-a^2)}{4.h_m.a.K\tan\varphi}.\left(1-e^{\frac{-4.h_m.a.K\tan\varphi}{s^2-a^2}}\right) \qquad \textbf{(1. 15)}$$

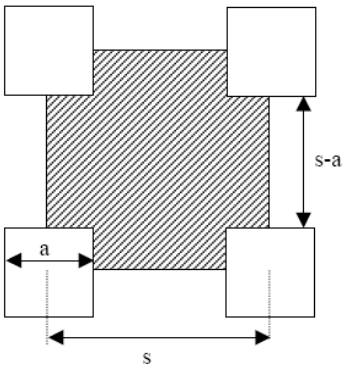


Figure 1. 11 - Tranche de sol de section cruciforme, cas 3D (d'après Russell & Pierpoint, 1997)

1.2.1.2.2. Méthode de Handy (1985) et McKelvey III, (1994)

En se basant sur les travaux de Terzaghi, Handy (1985) a proposé d'étudier l'équilibre d'une autre forme de la tranche de sol élémentaire, présentée sur la Figure 1. 12. Le rapport K_w entre la contrainte horizontale, σ_h et la contrainte verticale moyenne, σ_{av} est donné par :

$$K_w = \frac{\sigma_h}{\sigma_{av}} = 1{,}06.\left(\cos^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right) + K_a.\sin^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)\right) \qquad \textbf{(1. 16)}$$

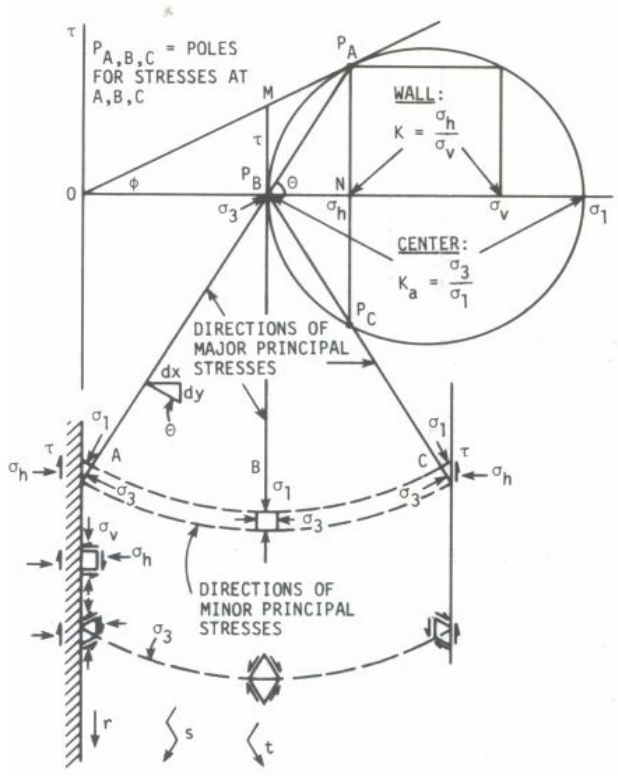


Figure 1. 12 - Tranche de sol élémentaire (d'après Handy, 1985)

McKelvey III, (1994) applique le résultat de Handy (1985) dans la formule de Terzaghi (1943) pour calculer la contrainte résiduelle dans le sol compressible.

$$q_s = \frac{\gamma.(s-a)-2c}{2.K_w \tan\varphi}.\left(1-e^{-2.K_w \tan\varphi.\frac{h_m}{(s-a)}}\right)+q.e^{-2.K_w \tan\varphi\frac{h_m}{(s-a)}} \qquad \textbf{(1. 17)}$$

1.2.1.3. Approche de Carlsson (1987)

1.2.1.3.1. Approche de Carlsson (1987)

Carlsson (1987) a proposé en Suéde une approche bidimensionnelle qui considère que la contrainte appliquée à la nappe de géosynthétique (ou sur le sol compressible) est due au poids d'un coin de sol d'angle au sommet 30° (Figure 1. 13). Carlsson (1987) a adopté la hauteur critique $H_e = 1{,}87\left(s-a\right)$

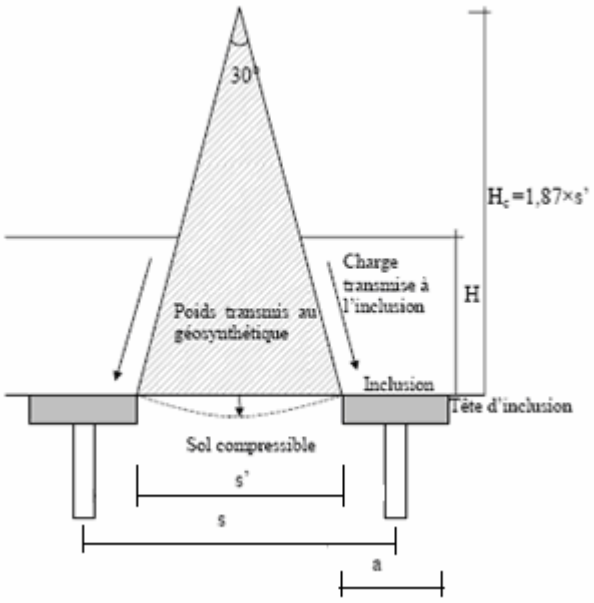


Figure 1. 13 – Hypothèse de la méthode de Carlsson (1987) (d'après Van Eekelen et al., 2003)

Si $h_m > H_e$, la charge à la surface sera transmise totalement vers l'inclusion rigide, et dans le cas contraire, Van Eekelen *et al.* (2003) ont déterminé la partie de charge de surface s'appliquant sur le prisme de sol présenté sur la Figure 1. 14. Dans cette méthode, la valeur de l'angle au sommet de 30° est constante pour tous les types de matelas et cela est probablement basé sur des résultats empiriques.

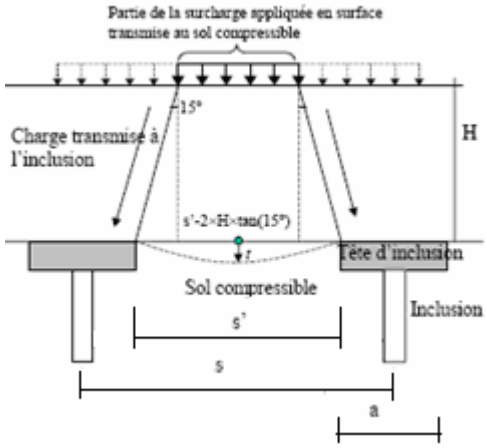


Figure 1. 14 - Extension de la méthode de Carlsson (1987) proposée par Van Eekelen (2001)

1.2.1.3.2. Méthode de Svanø *et al.* (2000)

Svanø *et al.* (2000) se sont basés sur l'approche de Carlsson (1987) et ont développé une approche en 2D et en 3D. Dans leur étude, l'angle de transfert de charge n'est plus fixé à 30°, il est caractérisé par la pente β qui varie entre 2,5 et 3,5. Cette pente détermine, dans les deux cas (2D et 3D), la surface du matelas sur laquelle la charge de surface sera transmise directement vers l'inclusion rigide (Figure 1. 15). Ainsi, la hauteur critique est déterminée par la formule (1. 18)

$$H_e = \frac{\beta}{2}.(s-a) \qquad \textbf{(1. 18)}$$

Le paramètre β peut éventuellement être considéré comme un paramètre du sol (Van Eekelen *et al.*, 2003), ce qui représente une amélioration par rapport à la méthode de Carlsson (1987).

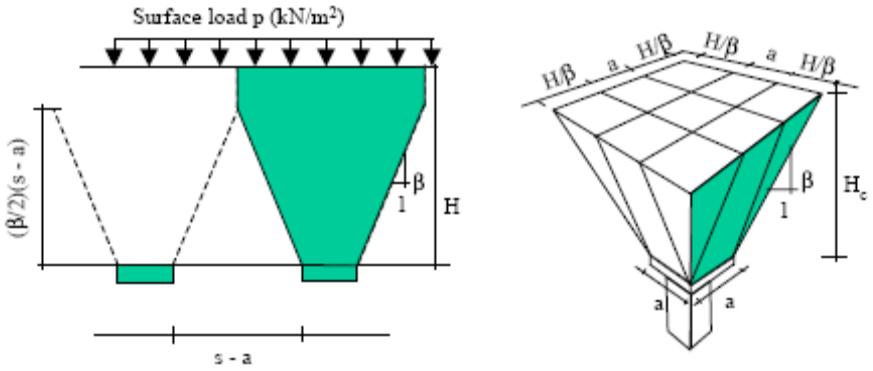


Figure 1. 15 – Hypothèse de la méthode de Svano (2000)

Chevalier (2008) a proposé que l'angle d'ouverture de ce prisme de sol, θ, soit lié à l'angle de frottement interne à l'état critique par la relation suivante : $\theta = \varphi'_{cr} \pm 3$. Des formules pour calculer la charge reprise par l'inclusion rigide seront présentées dans la partie 4.1.1.2.

1.2.1.4. Méthode de Combarieu (1974, 1988, 2007)

Combarieu a réalisée de nombreux travaux dans le domaine des inclusions rigides qui ont fait l'objet de différentes publications (Combarieu, 1974 ; Combarieu, 1998 ; Combarieu, 2007) . Il propose une méthode pour calculer la contrainte dans un sol compressible renforcé par un réseau d'inclusions rigides et soumis à une charge en surface, sans matelas de transfert de charge, Combarieu (1974) (Figure 1. 16)

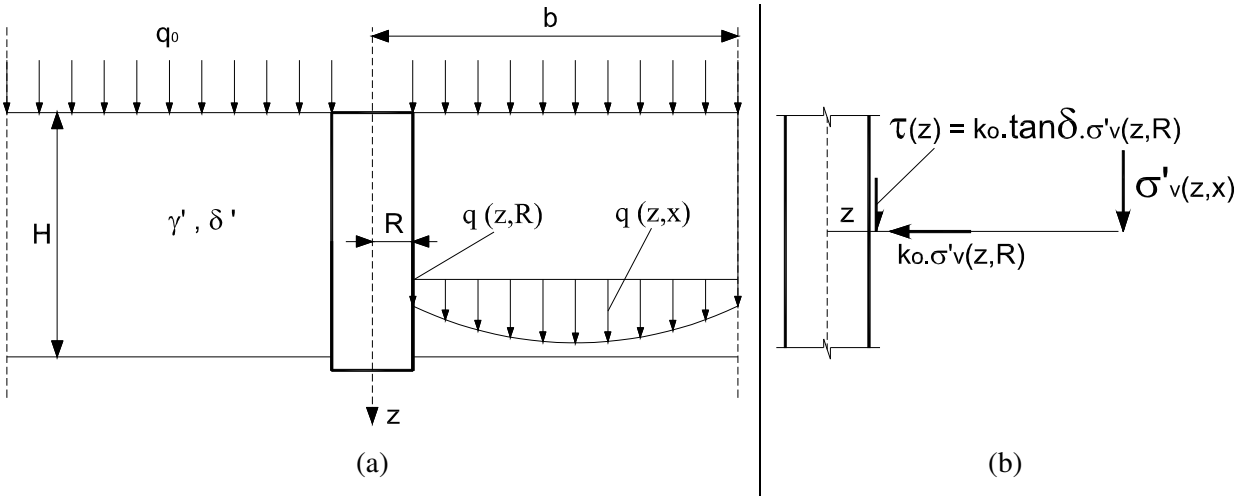


Figure 1. 16 – Hypothèse de la méthode de Combarieu (1974)
a) contrainte verticale ; b) contrainte horizontale

En tenant compte du frottement mobilisé le long du fût de l'inclusion rigide, Combarieu (1974) a donné la formule suivante pour calculer la contrainte moyenne à la profondeur z dans le sol compressible (1. 19)

$$q(z,R) = \frac{\gamma'}{m(\lambda,b)} + e^{-m(\lambda,b)z}\left(q_0 - \frac{\gamma'}{m(\lambda,b)}\right) \qquad \textbf{(1. 19)}$$

avec : $m(\lambda,b) = f(\lambda,b,R,K_0\tan\delta) = \dfrac{RK\tan\delta}{\int_R^b e^{-\lambda\frac{x-R}{R}}\,xdx} = \dfrac{K\tan\delta}{R} \times \dfrac{\lambda^2}{\lambda+1} \times \dfrac{1}{1 - \dfrac{1+\lambda b/R}{1+\lambda} \times e^{-\lambda\frac{b-R}{R}}}$

- R : diamètre de l'inclusion rigide ;

- b : distance entre inclusions rigides ;

- λ : paramètre, déterminé empiriquement, qui représente l'effet d'accrochage de l'inclusion ;

- q_0 : surcharge en surface du sol compressible ;

- γ' : poids volumique du sol compressible.

Combarieu (1988) a étendu sa méthode au cas où un matelas de transfert existe au-dessus du sol compressible. Il a supposé que l'inclusion rigide se prolonge fictivement avec le même diamètre dans le matelas, ce prolongement étant supposé indéformable, et que l'effet de voûte se développe dès que le sol compressible tasse plus que l'inclusion rigide.

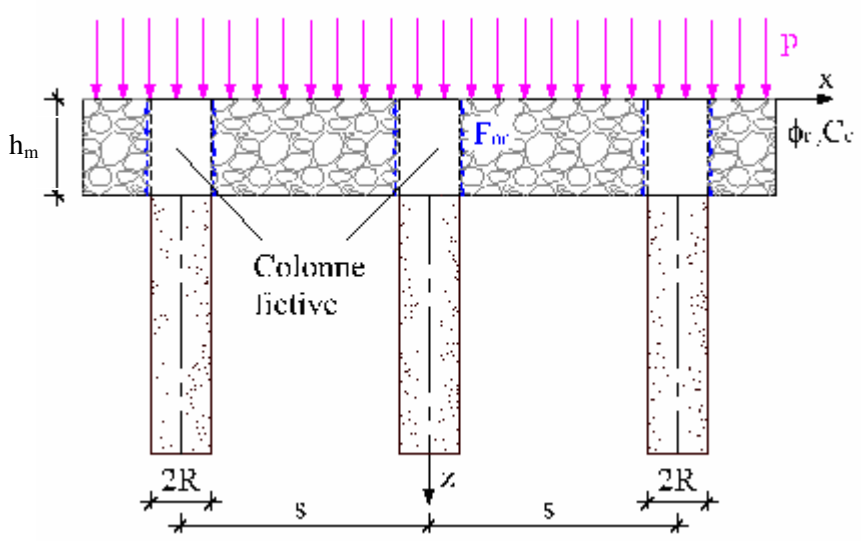


Figure 1. 17 – Hypothèse de la méthode de Combarieu (1988)

De cette manière, Combarieu (1988) a donné une formule identique à la formule (1. 19) pour déterminer la contrainte dans le sol compressible en remplaçant la profondeur z par l'épaisseur du matelas h_m. Cette méthode fournit des valeurs proches de celles déduites de l'équilibre de voûtes (Hewlett & Randolph, 1988; Kempfert *et al*., 1999) quand les hauteurs de remblai sont supérieures aux distances entre les inclusions rigides (Briançon *et al*., 2004).

Combarieu (2007) a modifié sa méthode, proposée en 1988, en tenant compte de l'existence d'un plan de tassement équilibre dans le matelas lorsque son épaisseur est importante. De plus, la qualité du remblai, caractérisée par le module E_{v2}, mesuré à la plaque de diamètre 60 cm ou bien $3E_M$, E_M étant le module mesuré au pressiomètre Ménard, est également prise en compte pour estimer le terme $K\tan\varphi$ dans la formule (1. 19). Les formules pour calculer le coefficient d'efficacité et le coefficient $K\tan\varphi$ sont présentées dans la partie 4.1.2.2.

1.2.1.5. Méthodes analytiques de voûtes

1.2.1.5.1. Méthode de Hewlett & Randolph (1988)

Se basant sur des essais tridimensionnels réalisés sur du sable, à l'université de Cambridge, Hewlett & Randolph (1988) ont proposé une forme de voûtes développées au sein du matelas analogues à des dômes hémisphériques.

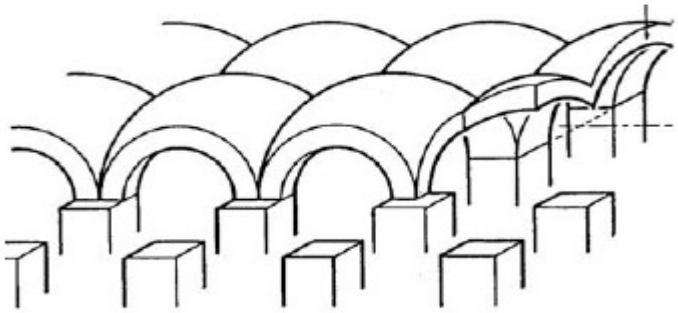


Figure 1. 18 - La forme des dômes hémisphériques de Hewlett & Randolph (1988)

Pour un problème bidimensionnel, ils ont établi l'équation d'équilibre des contraintes selon l'axe vertical *x* et le coefficient d'efficacité est calculé par la formule (1. 20)

$$E_{2D} = 1 - \frac{a}{s}\left(1 - \frac{s}{2h_m}\right)\left(1 - \frac{a}{s}\right)^{K_p - 1} ; K_p = \frac{1 + \sin\varphi_r}{1 - \sin\varphi_r} \qquad \textbf{(1. 20)}$$

Dans le cas tridimensionnel, la zone de rupture se trouve soit en clé de voûte, soit sur la tête de l'inclusion rigide.

- *Zone de rupture située en clé de voûte, pour les faibles hauteurs de matelas :*

$$E_{3D} = \left(1 - \left(\frac{a}{s}\right)^2\right)\left(A - AB - C\right) \qquad \textbf{(1. 21)}$$

avec :

$$A = \left(1 - \frac{a}{s}\right)^{2(K_p - 1)} \; ; \; B = \frac{s}{\sqrt{2h_m}}\left(\frac{2K_p - 2}{2K_p - 3}\right) \; ; \; C = \frac{s - a}{\sqrt{2h_m}}\left(\frac{2K_p - 2}{2K_p - 3}\right)$$

- *Zone de rupture située sur la tête de l'inclusion rigide, pour les hauteurs de matelas plus importantes :*

$$E_{eff,\,3D} = \frac{\beta}{\beta + 1} \qquad \textbf{(1. 22)}$$

avec :

- $\beta = \frac{2K_P}{K_P + 1} . \frac{1}{1 + \frac{1}{a}} . \left[\left(1 - \frac{a}{s} \right)^{-K_P} - \left(1 + \frac{a}{s} . K_P \right) \right]$

Le coefficient d'efficacité E_{eff} retenu pour le dimensionnement est le minimum de ces deux valeurs. Cette approche ne prend pas en compte la hauteur critique H_e comme les approches précédentes. La contrainte à la base du matelas augmente linéairement par rapport à l'épaisseur du matelas (Love & Milligan, 2003).

1.2.1.5.2. Méthode de Low *et al.* (1994)

Low *et al.* (1994) ont utilisé l'approche de Hewlett & Randolph (1988) pour traiter le problème bidimensionnel en ajustant le coefficient de réduction de contrainte α_R, distribué sur le sol compressible.

Selon Low *et al.* (1994), la zone de rupture se trouve en clé de voûte. Le coefficient α_R permettant de tenir compte de la non uniformité de la contrainte, prend une valeur comprise entre 0,8 et 1. Il s'agit d'un coefficient empirique. Le coefficient d'efficacité est alors donné par :

$$E_{2D} = 1 - \alpha_R \left(\overline{\omega} + \frac{s}{h_m} . m \right) \qquad \textbf{(1. 23)}$$

avec : $\overline{\omega} = \left(1 - \frac{a}{s} \right)^{K_P}$ et $m = \frac{\left(K_P - 1 \right) \left(\left(1 - \frac{a}{s} \right)^2 - \left(1 - \frac{a}{s} \right)^{K_P} \right)}{2 . \left(K_P - 2 \right)}$

1.2.1.5.3. La méthode d'Abusharar *et al.* (2008)

Abusharar *et al.* (2008) ont utilisé l'étude de Low *et al.* (1994) en tenant compte du tassement différentiel du sol compressible, qui est négligé dans les approches précédentes. L'influence de la présence d'une nappe de géosynthétique est également étudiée. Cette approche est basée sur les hypothèses suivantes :

- Le matelas est homogène, isotrope et sans cohésion ;
- Le sol compressible est aussi homogène, isotrope mais cohérent ;
- Il n'existe que la déformation verticale du matelas et du sol compressible ;
- L'inclusion rigide est indéformable ;
- Il n'existe pas de frottement entre l'inclusion rigide et le sol compressible ;
- $h_m > 0,5s$.

En tenant compte du chargement q en surface du matelas (Figure 1. 19), la contrainte distribuée sur le sol compressible dans le cas sans géosynthétique est donc donnée par :

$$\sigma_s = \frac{\gamma_s (s-a)(K_P - 1)}{2(K_P - 2)} + \frac{(s-a)^{(K_P - 1)}}{s} \cdot \left[q + \gamma_s . h_m - \frac{\gamma_s . s}{2} \left(1 + \frac{1}{(K_P - 2)} \right) \right] \qquad \textbf{(1. 24)}$$

avec :

- γ_s : poids volumique du matelas ;
- K_P : coefficient de butée de Rankine.

Le coefficient d'efficacité E_{eff} est alors donné par :

$$E_{eff} = 1 - \left[\frac{(s-a)^2 (K_P - 1)}{2s.h_m.(K_P - 2)} + \frac{(s-a)^{K_P}}{s} \cdot \left[1 + \frac{q}{\gamma_s . h_m} - \frac{s}{2h_m} \left(1 + \frac{1}{(K_P - 2)} \right) \right] \right] \qquad \textbf{(1. 25)}$$

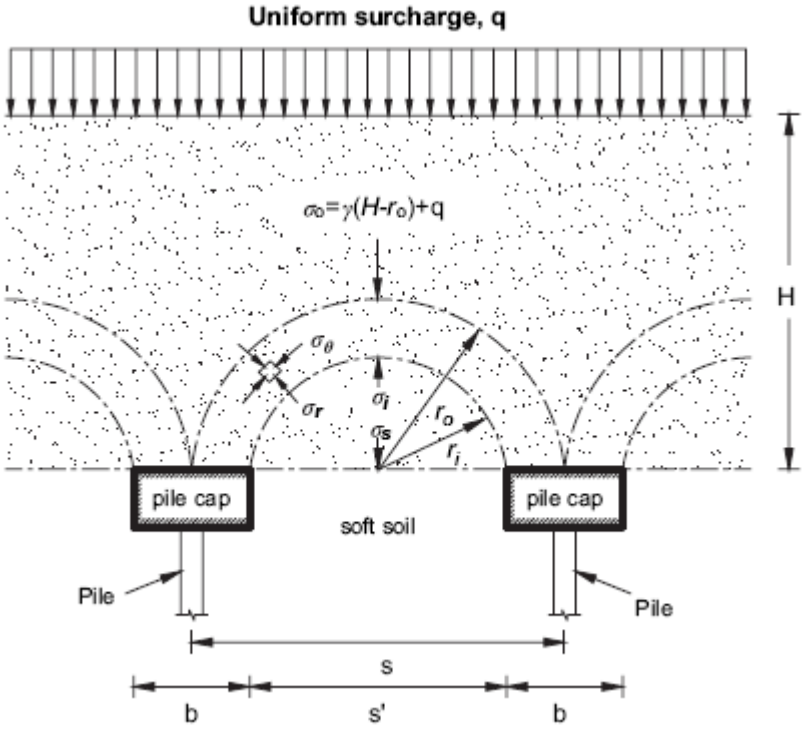


Figure 1. 19 - Modèle analytique semi - circulaire

D'autre part, dans le cas d'un renforcement par une nappe de géosynthétique, Abusharar *et al.* (2008) proposent le schéma de calcul présenté sur la Figure 1. 20.

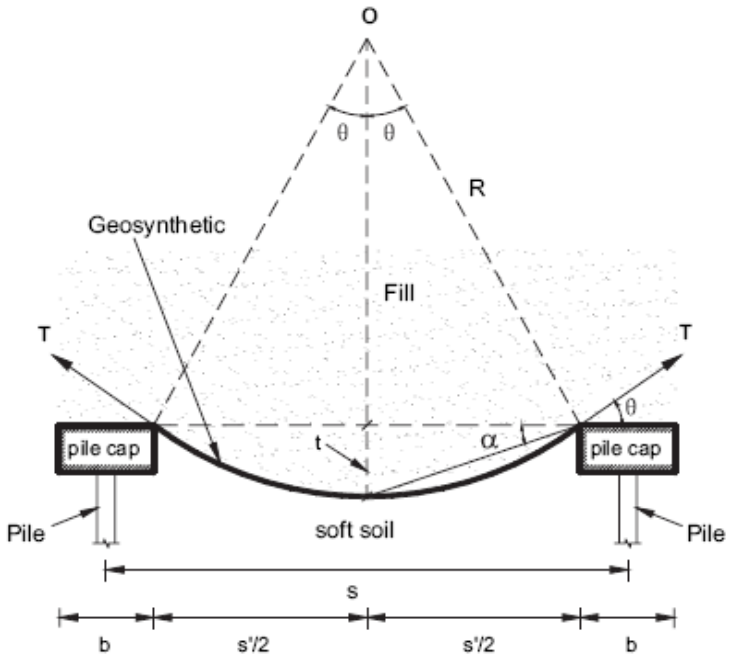


Figure 1. 20 - Déformation du géosynthétique entre les inclusions (d'après Abusharar et al., 2008)

La contrainte à la base du matelas est transmise uniformément sur la longueur de géosynthétique et la tension de la nappe est calculée par la formule (1. 26) :

$$T = 4\beta^2 K_g + \frac{1}{4}.(s-a)\lambda\left(\sigma_s \tan\phi_s + \frac{t.E_c}{D}\tan\phi_c\right) \qquad \textbf{(1. 26)}$$

avec :

- T : tension dans le géosynthétique ;
- K_g : rigidité du géosynthétique ;
- λ : facteur dépendant du géosynthétique, qui varie entre 0,7 et 0,9 (Van Santvoort, 1995);
- ϕ_s : angle de frottement du matelas ;
- ϕ_c : angle de frottement du sol compressible ;
- E_c : module élastique du sol compressible ;
- t : tassement du sol compressible ;
- D : épaisseur du sol compressible.

Le coefficient d'efficacité E_{eff} est donc, calculé par formule (1. 27) :

$$E_{eff} = 1 - \frac{(s-a)\,p_o}{s.(\gamma_s h_m + q)} \qquad \textbf{(1. 27)}$$

L'approche d'Abusharar *et al.* (2008) est la première qui étudie l'interaction entre le matelas, le géosynthétique et le sol compressible.

1.2.1.5.4. Recommandations allemandes, EBGEO (2004)

Les recommandations allemandes EBGEO (2004) sont basées sur le modèle de voûte proposé par Kempfert *et al.* (1997). La voûte a une forme hémisphérique comme présenté sur la Figure 1. 21. Cette voûte n'a pas ses surfaces supérieure et inférieure concentriques comme dans le cas de la voûte de Hewlett & Randolph (1988).

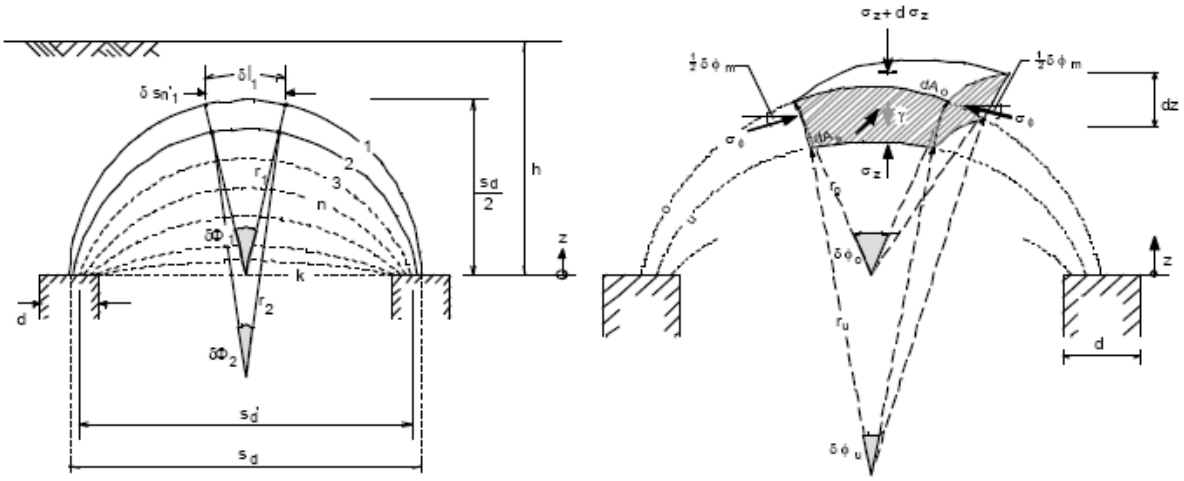


Figure 1. 21 - Modèle de voûte de Kempfert et al. (1997)

En développant l'équation d'équilibre des contraintes verticales dans l'axe de la voûte, l'auteur a proposé la formule suivante pour calculer la contrainte sur le sol compressible :

$$q_s^+ = \lambda_1^{\chi}\left(\gamma - \frac{q_0}{h_m}\right)\left(h_m\left(\lambda_1 + \lambda_2 h_g^2\right)^{-\chi} + h_g\left(\left(\lambda_1 + \frac{\lambda_2 h_g^2}{4}\right)^{-\chi} - \left(\lambda_1 + \lambda_2 h_g^2\right)^{-\varphi}\right)\right) \qquad \textbf{(1. 28)}$$

avec

$$- \; h_g = \frac{s_m}{2};\; \lambda_1 = \frac{1}{8}\left(s_m - d\right)^2;\; \lambda_2 = \frac{s_m^2 + 2 s_m d - d^2}{2 s_m^2};\; \chi = \frac{d(K_p - 1)}{s_m \lambda_2}$$

La norme a dissocié les mécanismes d'effet de voûte et d'effet de membrane. Le sol compressible est considéré comme un matériau homogène, isotrope et élastique. Pour calculer la tension dans la membrane, la norme EBGEO s'est basée sur l'étude en 2D de Zaeske & Kempfert (2002). Malgré la prise en compte de la réaction du sol compressible, la méthode proposée ne constitue pas une approche globale car aucune indication n'est donnée sur l'action du sol compressible sur les inclusions ou sur le dimensionnement du maillage et des inclusions (Jenck, 2005).

1.2.1.6. Modèle basé sur la méthode de Guido et al. (1987)

Guido *et al.* (1987) ont montré que le renforcement par des géosynthétiques mis en place sur l'inclusion rigide augmente la capacité portante du sol compressible. Bell *et al.* (1994) ont adopté

l'étude de Guido *et al.* (1987) en supposant que l'angle de transfert de charge vers l'inclusion peut atteindre 45° dans le cas d'une mise en place de plusieurs couches de géosynthétiques (Figure 1. 21).

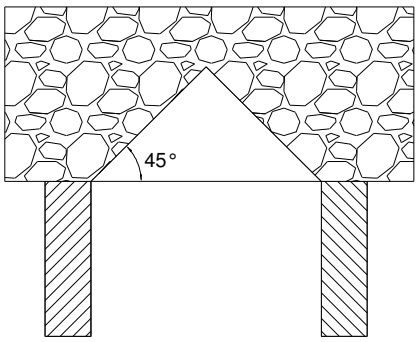
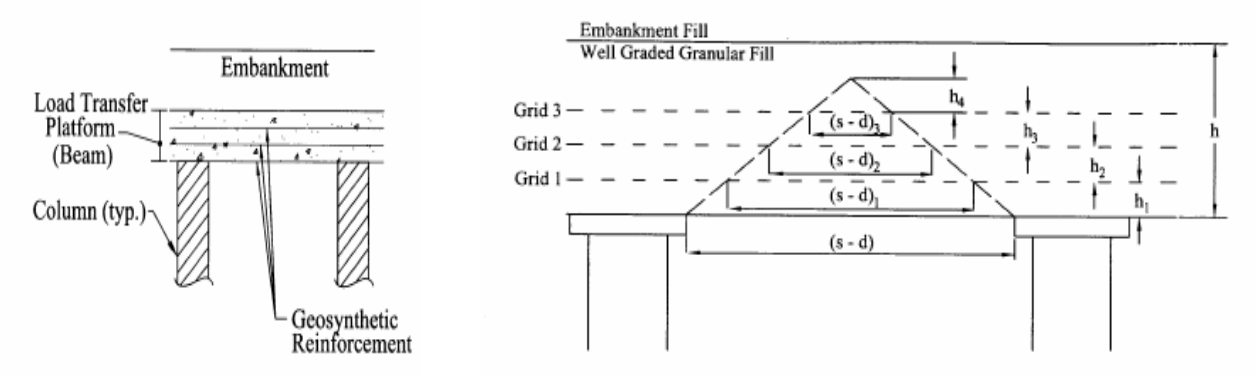


Figure 1. 22 - Modèle de Guido et al. (1987)

Bell *et al.* (1994) ont utilisé cette valeur pour évaluer le renforcement d'un remblai renforcé par deux couches de géosynthétique sur le sol renforcé par des pieux en béton. En acceptant le modèle de Guido *et al.* (1987); Russell & Pierpoint (1997) ont proposé la formule suivante pour calculer le coefficient d'efficacité en tridimensionnel $E_{eff,\,3D}$:

$$E_{eff,\,3D} = \frac{(s-a)}{3\sqrt{2}h_m} \qquad \textbf{(1. 29)}$$

Collin (2004) et Collin *et al*. (2005) ont amélioré la méthode de Guido *et al.* (1987) et ont répertorié deux mécanismes de transfert de charge vers le géosynthétique. Le premier mécanisme, utilisé par Carlsson (1987); BS8006 (1995); Kempfert *et al.* (1997), correspond au cas où une seule nappe de géosynthétique est disposée sur la tête de l'inclusion rigide. Le deuxième mécanisme intervient lorsqu'au moins trois couches de géosynthétiques sont mises en œuvre pour créer la plateforme de transfert de charge, illustrée par la Figure 1. 23-a.



(a) (b)

Figure 1. 23 - Plateforme de transfert de charge d'après Collin et al. (2005)

Dans ce dernier cas, la contrainte au niveau de chaque nappe de géosynthétique est calculée par la formule :

$$W_{Tn} = \left(A_n + A_{n+1}\right).h_n.\gamma / 2.A_n \qquad \textbf{(1. 30)}$$

où : A_n est la surface de la nappe n qui dépend de la forme du réseau des inclusions rigides (rectangulaire ou triangulaire).

Pourtant, Alexiew (2005) a évalué que cette approche est risquée.

1.2.1.7. Modèle analytique de Cao et al. (2006)

Cao *et al.* (2006) ont adopté la méthode de Shen *et al.* (2000) pour déterminer le tassement des réseaux de pieux, et pour proposer un modèle analytique axisymétrique basé sur une maille carrée élémentaire d'un réseau d'inclusions rigides, comme indiqué sur la Figure 1. 24.

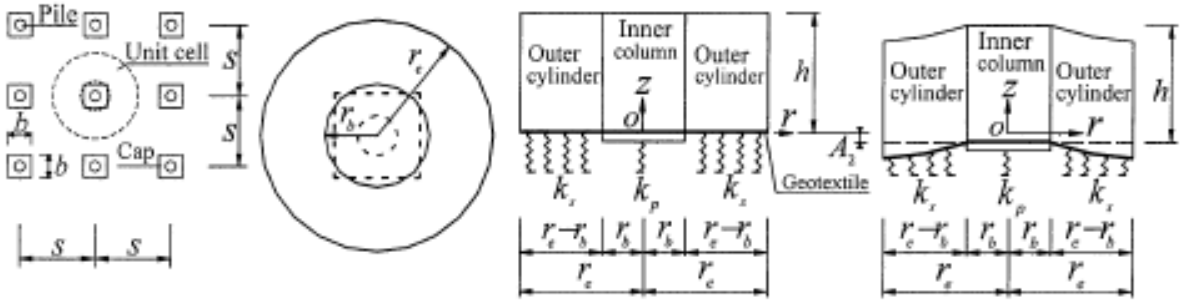


Figure 1. 24 - Modèle analytique de Cao et al. (2006)

Ce modèle permet d'étudier le problème dans sa globalité, l'effet de membrane et la réaction du sol compressible sont pris en compte. Pourtant, ce modèle se limite au domaine des déformations

élastiques. L'inclusion et le sol compressible sont modélisés par des ressorts de rigidité k_p et k_s respectivement, le géosynthétique est modélisé par une membrane. La couche de matelas de transfert de charge est divisée en deux parties, l'une correspond à la colonne du matelas située au-dessus de la tête de l'inclusion rigide et l'autre correspond au reste. A partir des équations d'équilibre de l'énergie potentielle Cao *et al.* (2006) ont proposé une formule qui permet de déterminer le coefficient d'efficacité, E_{eff} par la formule :

$$E_{eff} = \frac{P_p}{A.h_m.\gamma} = \frac{k_p A_2}{r_e^2 \pi h_m \gamma} \qquad \textbf{(1. 31)}$$

avec :

- A_2, tassement de la tête de l'inclusion, déterminé par l'équation différentielle de l'énergie potentielle (voir le détail du calcul chez Cao *et al*., 2006) ;
- k_p, rigidité du ressort qui simule l'inclusion rigide ;

  k_p est déterminé par la formule proposée par Shen *et al.* (2000)

$$k_p = \frac{G_s.r_0}{f_t} \qquad \textbf{(1. 32)}$$

- G_s, module de cisaillement du sol compressible ;
- r_0, diamètre de l'inclusion rigide ;
- r_e, diamètre d'influence d'une inclusion rigide ;
- $f_t = \left[\frac{2\pi l \rho}{r_0 \zeta} + \frac{4}{1-\upsilon_s} \right]^{-1}$, paramètre proposé par Shen *et al.* (2000), représentant l'interaction entre l'inclusion rigide et le sol ;
- ρ, coefficient d'hétérogénéité du sol compressible, déterminé par le rapport du module de cisaillement du sol au milieu et au pied de l'inclusion rigide ;
- $\varsigma = \ln\left(\frac{2,5.\rho.l.(1-\upsilon_s)}{r_0} \right)$;
- υ_s, coefficient de Poisson du sol compressible.

Ce modèle a été validé par la confrontation avec le méthode de Hewlett & Randolph (1988) sur le cas réel de la construction de l'autoroute Hangzhou-Ningboen en Chine.

1.2.1.8. Méthode de Naughton (2007)

Naughton (2007) propose que l'effet de voûte et la charge reprise par le renforcement géosynthétique soient calculés en se basant sur l'existence de la hauteur critique du remblai. Le calcul de la hauteur critique est basé sur les hypothèses suivantes :

- le plan de cisaillement au sein du matelas est de forme sphérique (Figure 1. 25) ;
- le réseau des inclusions rigides est à maille carrée ;
- on ne tient pas compte de la réaction du sol compressible.

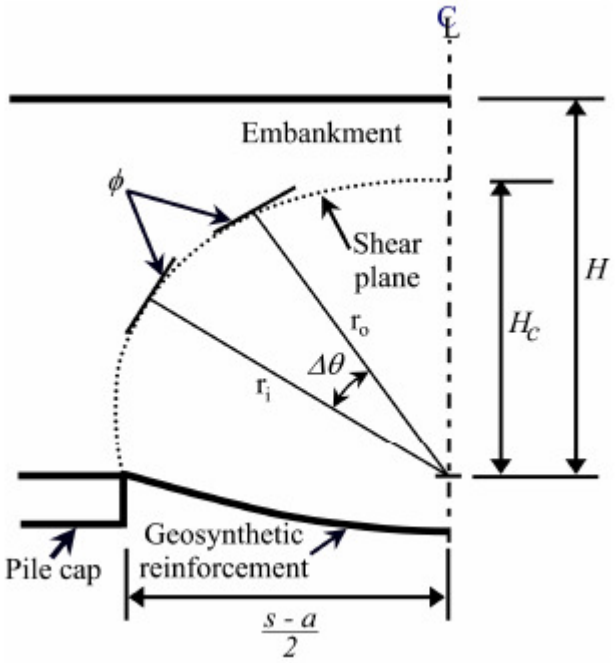


Figure 1. 25 - Géométrie de forme sphérique de la voûte (d'après Naughton, 2007)

La hauteur critique H_c est calculée par la formule suivante :

$$H_C = C.(s-a) \qquad \textbf{(1. 33)}$$

avec :

- $C = e^{\frac{\pi}{2}\tan\varphi}$, φ étant l'angle de frottement interne du matelas de transfert.

Pour des valeurs de φ variant entre 30° à 45°, la hauteur critique H_C calculée couvre la gamme des valeurs proposées par les autres auteurs.

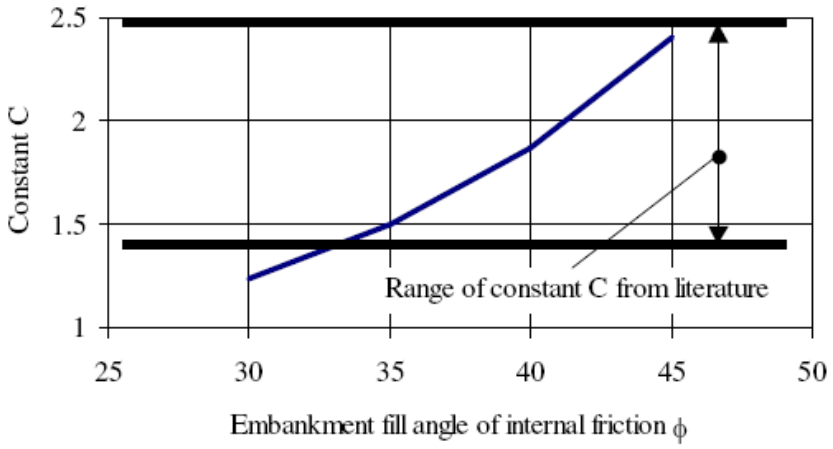


Figure 1. 26 - Influence de l'angle de frottement sur le coefficient C (d'après Naughton, 2007)

Pour $h_m > H_C$, Naughton (2007) propose la formule suivante pour calculer le coefficient de réduction de contrainte SRR :

$$SRR = \frac{H_C}{H_R} \qquad \textbf{(1. 34)}$$

Dans le cas d'un matelas de faible épaisseur, $h_m \leq H_C$, la charge totale est transmise au géosynthétique et le SRR est égal à 1, c'est – à – dire qu'il n'y a aucune influence des inclusions rigides.

1.2.1.9. Synthèse des approches analytiques

Les auteurs cités ci-dessus ont proposé des formules différentes pour calculer soit la contrainte répartie sur le sol compressible, Q_s, reprise éventuellement par la nappe géosynthétique, soit la charge concentrée sur l'inclusion rigide, Q_P.

Dans les approches où la charge Q_P est due seulement à l'effet de voûte, non applicable si h_m faible, le problème semble plus simple car la charge totale sera reprise soit par l'inclusion, soit par le sol compressible. La présence des nappes de géosynthétique a beaucoup compliqué le problème de dimensionnement. La première difficulté vient, d'une part, du choix du schéma de calcul (la position,

le nombre de couches de géosynthétique, l'influence de la réaction du sol compressible) et, d'autre part, des interactions entre le matelas, le géosynthétique et le sol compressible qui ne sont pas claires.
Certains auteurs considèrent que les effets de voûte et de membrane sont indépendants. Pourtant, il faut noter que l'effet de voûte apparaît lorsqu'il y a un tassement différentiel entre le sol sous-jacent et le sol situé au-dessus de l'inclusion rigide. D'un autre côté, l'effet de membrane diminue significativement le tassement du sol compressible. Ceci montre donc l'interaction qu'il peut y avoir entre ces deux effets.
Dans ces études, le terme de hauteur critique H_e est beaucoup utilisé, résumé par Naughton (2007). Cette valeur correspond à la hauteur qui permet de développer complètement la voûte, auquel cas la charge de surface est transmise totalement à l'inclusion rigide. Pourtant, dans le cas où la voûte n'est pas complète (cas d'un matelas de faible hauteur) les approches donnent des résultats très divers. Les mécanismes sont encore très mal connus.

1.2.2. Méthodes numériques

Dans les années récentes, des outils de calcul ont été développés pour modéliser le problème du renforcement par inclusions rigides.
Ces modèles se distinguent par le choix des schémas de calcul, les lois de comportement utilisées pour les matériaux, la prise en compte du problème de contact aux interfaces, etc.
On peut citer trois types de schémas de calculs trouvés dans la littérature :

- En 2D : axisymétrique ou déformation plane (Figure 1. 27) ;
- En 3D continu : une maille élémentaire, 1/4 maille élémentaire, 1/8 maille élémentaire, une tranche de section courante (Figure 1. 28, Figure 1. 29) ;
- En 3D approche discrète (Figure 1. 30).

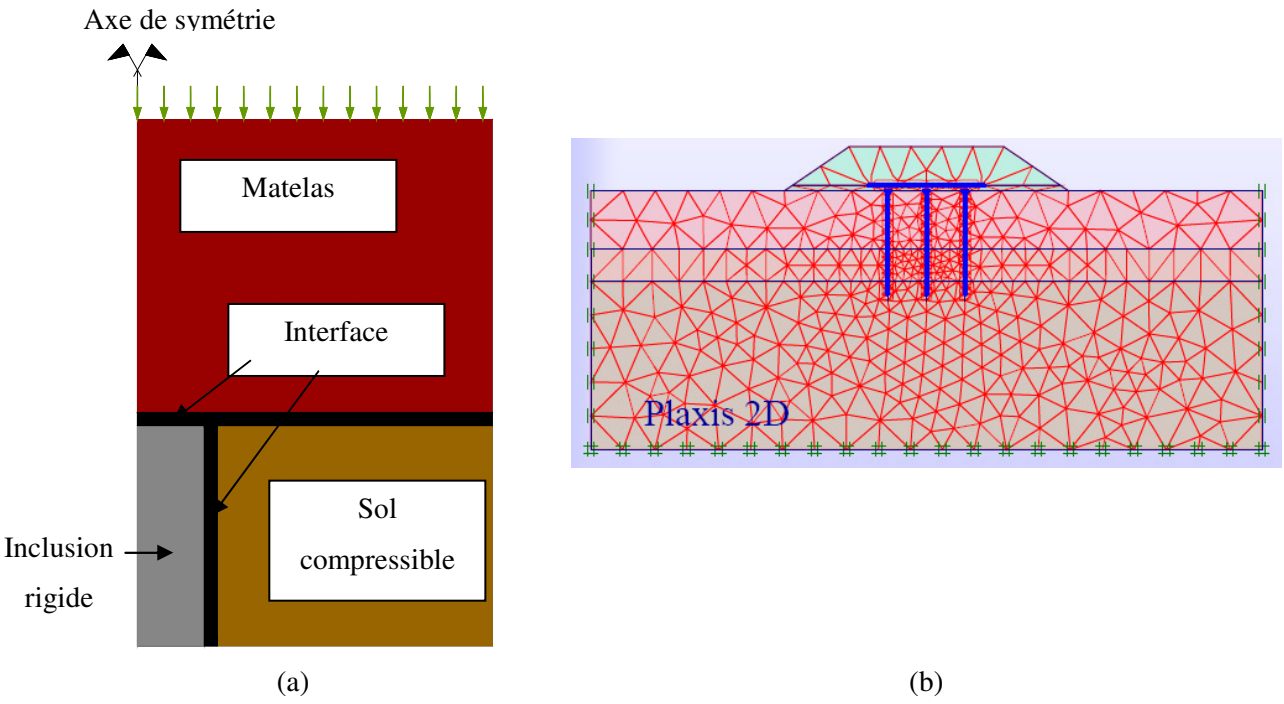


Figure 1. 27 - Modèles numériques en 2D

a) modèle axisymétrique de Jenck (2005) ; b) modèle de déformation plane dans Plaxis 2D

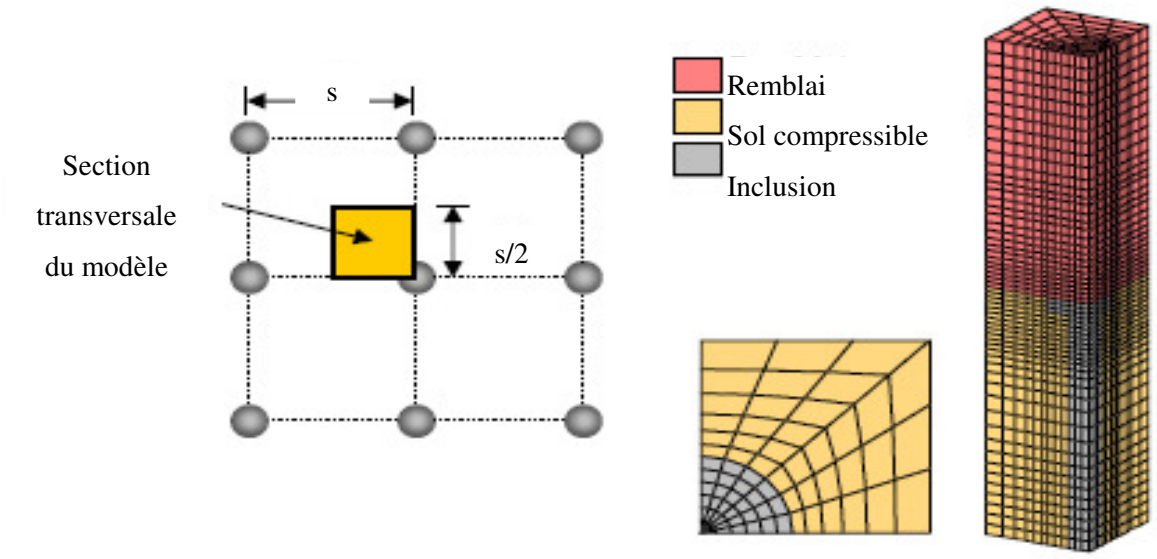


Figure 1. 28 - Modèle 3D – Schéma de calcul sur ¼ de plot (Laurent et al., 2003)

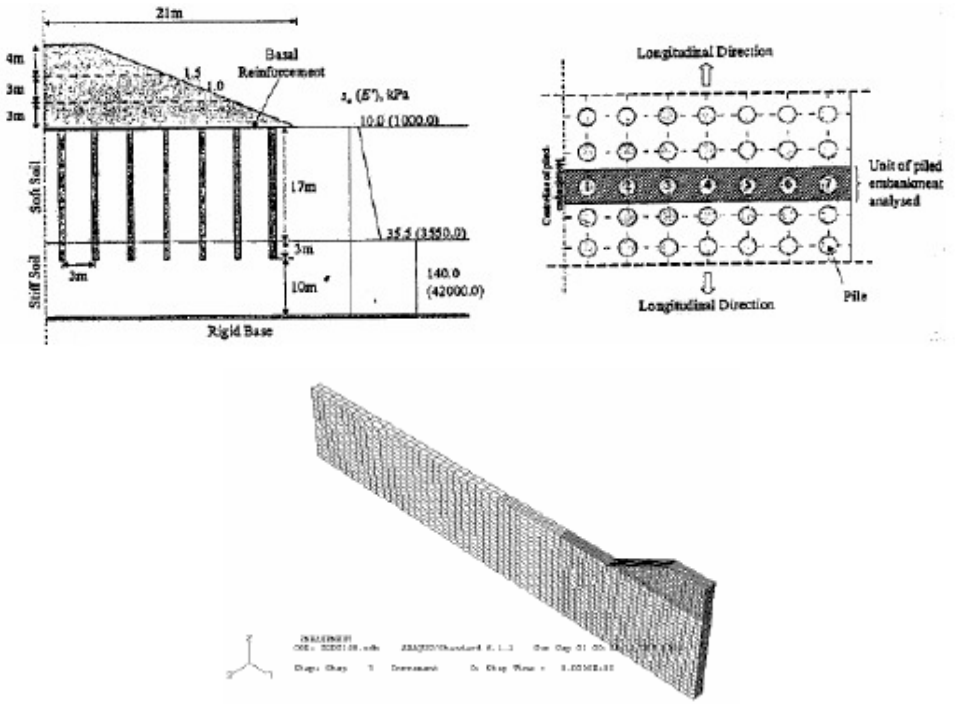


Figure 1. 29 - Maillage 3D de Aubeny et al. (2002)

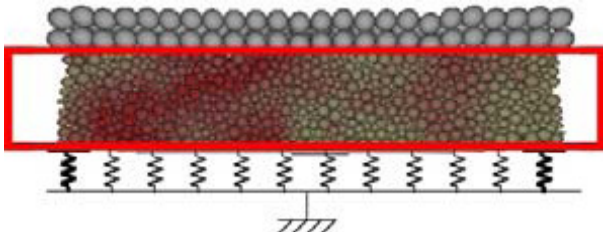


Figure 1. 30 - Modèle de calcul discret en 3D (d'après Koscielny et al. 2007)

En ce qui concerne les lois de comportement des matériaux, il existe un nombre considérable de modèles pour simuler le comportement d'un sol. La plupart des auteurs utilisent des lois comme Cam clay, Cam-clay modifié pour le sol compressible, et un modèle élastique linéaire, plastique parfait de type Mohr-Coulomb, ou un modèle élastoplastique avec écrouissage isotrope (CJS2) pour simuler le comportement du matelas de transfert. Pour le géosynthétique, un comportement élastique linéaire est souvent considéré (Tableau 1. 1).

Ces modèles numériques permettent de simuler les phénomènes observés expérimentalement. Ils permettent, en particulier, de réaliser des études paramétriques. Le changement des paramètres géométriques, les caractéristiques mécaniques des matériaux du modèle sont très simples. Pourtant, les modèles numériques sont basés sur des hypothèses, des lois de comportements qui ont déjà été simplifiées. Ces modèles numériques sont, en général, évalués par comparaison avec les approches analytiques et expérimentales.

Auteurs (logiciel utilisé)	*Type d'analyse*	*Modélisation du sol compressible*	*Modélisation du matelas*	*Inclusion rigide*	*Géosynthétique*	*Objectif de l'étude*
Jones *et al.* (1990)	2D - DP	modèle hyperbolique	modèle hyperbolique	EL	EL J = 140 kN/m	Etude paramétrique; Influence de la prise en compte du sol compressible.
Demerdash (1996) (FLAC)	2D – DP	ressorts	EPP (Mohr - Coulomb)	rigide	EL J = 500- 10000 kN/m	Comparaison avec l'expérimental ; Etude paramétrique (H, α, raideur géosynthétique, sol compressible)
Russell & Pierpoint (1997) (FLAC)	3D	non	EL (Mohr – Coulomb)	rigide	EL J = 9500 kN/m	Confrontation aux méthodes analytiques
Rogbeck *et al.* (1998)	2D (3D « fictif »)	modèle élastique	Mohr - Coulomb	Béton	EL J = 84 kN/m	Confrontation aux méthodes analytiques
Kempton *et al.* (1998) (FLAC)	2D – DP 3D		EL (Mohr – Coulomb)	rigide	EL J = 9500 kN/m	Comparaison 2D/3D
Wong & Poulos (2001)	3D Tranche de remblai	Mohr-Coulomb	Mohr - Coulomb	Béton – Mohr- Coulomb	EL	Confrontation de différents systèmes
Aubeny *et al.* (2002)	3D Tranche de remblai	oui (E = 5 MPa) non précisé	non précisé E = 20 MPa	oui non précisé	oui non précisé	Etude des interactions
Laurent *et al.* (2003) (FLAC)	3D	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Béton – EL	EL J = 1500- 10000 kN/m	Etude paramétrique
Russell *et al.* (2003)	3D	Réduction de la contrainte en base	Mohr-Coulomb	rigide	EL	Développement d'une nouvelle méthode de dimensionnement ; Influence du sol compressible.

EL : élastique linéaire ; ***DP*** : Déformation plane ; ***Axi***. : Axisymétrique ; ***EPP*** : Elastique linéaire parfaitement plastique

Tableau 1. 1. – Modèles numériques existants pour le calcul du renforcement des sols compressibles par des inclusions rigides.

	Types d'analyses	*Modélisation du sol compressible*	*Modélisation du matelas*	*Inclusion rigide*	*Géosynthétique*	*Objectif de l'étude*
Gangakhedkar (2004) (Plaxis V.7)	2D – Axi. DP	Soft soil model (Cam Clay)	Modèle Mohr - Coulomb	EL	EL J = 0-7000 kN/m	Etude paramétrique; Confrontation aux cas réels.
Jenck (2005) (FLAC)	2D – Axi	EPP Mohr-Coulomb	CJS2	rigide	EL J = 20, 200 kN/m	Etude paramétrique; Confrontation aux méthodes analytiques.
	3D	Mohr-Coulomb Cam Clay modifié	Mohr - Coulomb CJS2	rigide	non	
	3D	Cam Clay	Mohr - Coulomb	rigide	non	
	3D	Cam Clay	Mohr - Coulomb	Béton – EL	EL J = 2040 kN/m	
Stewart & Filz (2005) (FLAC)	3D – Axi (1/8 cellule élémentaire)	Cam Clay modifié	EPP (Mohr – Coulomb)	EPP E= 12,5.10^{6}kPa	EL J = 1000 kN/m	Confrontation aux modèles numériques 3D de Stewart & Filz (2005) et de Kempfert *et al.* (2004)
He *et al.* (2006) (MARC)	2D - Axi.	EPP (Mohr – Coulomb)	EPP (Mohr – Coulomb)	EL E = 36000MPa	non	Confrontation aux modèles analytiques ; Influence de la disposition de EPS (expansé polystyrène) dans la couche de transfert de charge sur E_{eff} .
Smith & Filz (2007) (FLAC, SAGE)	3D Tranche de remblai	Mohr - Coulomb	Mohr - Coulomb	Béton – Mohr- Coulomb	EL	Confrontation de différents méthodes analytiques
Chevalier (2008) (Elément discrets)	3D	Ressort élastique (modèle Winckler)	16000 ou 32000 clusters de deux sphères	rigide	J = 750 kN/m ; 1500 kN/m	Etude mécanisme de transfert de charge ; Confrontation aux résultats expérimentaux.

Tableau 1. 1. – Modèles numériques existants pour le calcul du renforcement des sols compressibles par des inclusions rigides (suite)

1.2.3. Confrontation des méthodes analytiques et des méthodes numériques

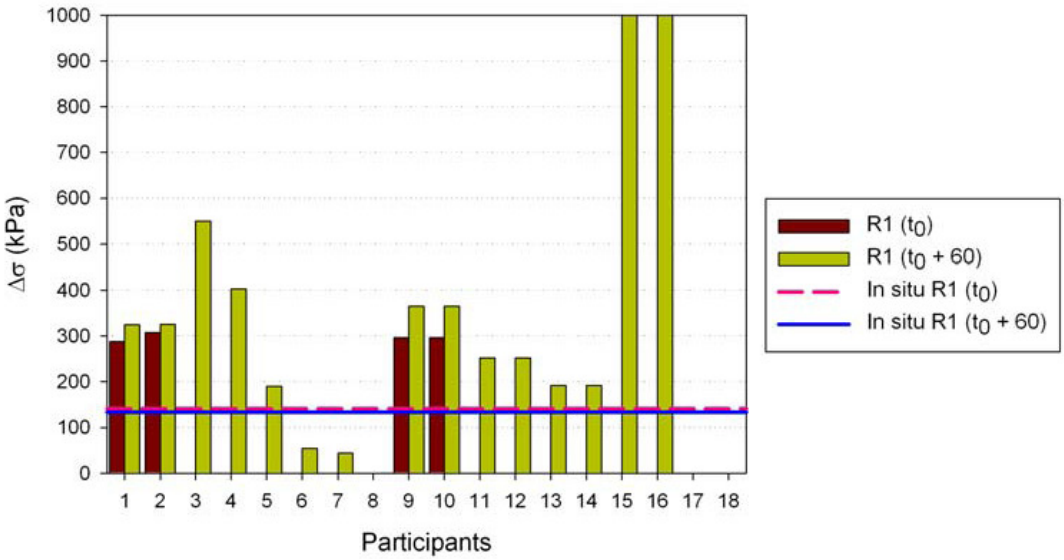
Le benchmark 1 proposé par le thème 4 dans le cadre du projet national ASIRI, a regroupé des méthodes numériques et analytiques utilisées actuellement en France. Ces approches numériques destinées à modéliser l'expérimentation en vraie grandeur réalisée sur le site de Saint-Ouen l'Aumône, ont été comparées entre elles et avec les résultats obtenus sur le site. Le Tableau 1. 2 présente une synthèse des méthodes analytiques et numériques utilisées par les différentes équipes dans ce benchmark 1 avec leurs hypothèses principales.

Numéro	Méthodes	Particularité	Type d'approche
1	Modélisation discrète	Pieux ancrés	D3D -1
2	Modélisation discrète	Pieux flottants	D3D -2
3	Méthode analytique		AN -1
4	Foxta	Réseau infini	AN -2
5	Ansys 100	Comportement élastique	C2D -1
6	Cesar	2D – plot transversal - MC	C2D -2
7	Cesar	3D – 1/8 – MC	C3D -1
8	Foxta	Réseau infini	AN -3
9	Plaxis 2D		C2D -3
10	Plaxis 2D		C2D -4
11	Flac 3D		C3D -2
12	Flac 3D		C3D -3
13	Foxta		AN -4
14	Foxta		AN -5
15	Geofond		AN -6
16	Geofond		AN -7
17	Plaxis 2D		C2D -5
18	Plaxis 3D		C3D -6

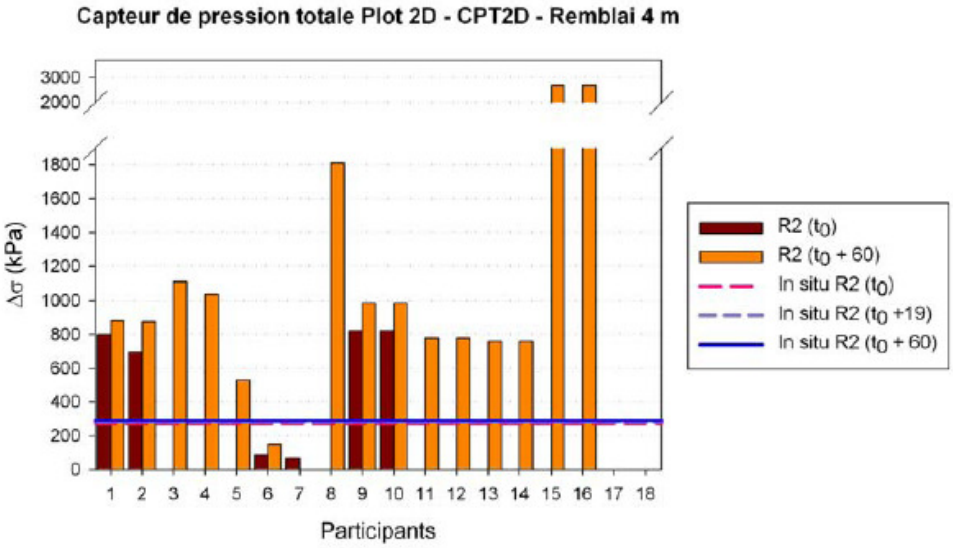
Type d'approche : AN : analytique ; C2D : continu 2D ; C3D : continu 3D ; D3D : discrète 3D

Tableau 1. 2 - Synthèse des méthodes numériques utilisées lors du benchmark 1 – ASIRI

Les résultats des méthodes analytiques et numériques ainsi que les résultats expérimentaux obtenus sur le plot 2D du chantier de Saint-Ouen-l'Aumône sont présentés sur la Figure 1. 31 en termes de la contrainte totale sur l'inclusion rigide.



a) Plot 2D – Remblai de1,5m



b) Plot 2D – Remblai de 4m

Figure 1. 31 – Comparaison entre les calculs de la contrainte totale sur l'inclusion rigide et les résultats expérimentaux obtenus sur le site de Saint-Ouen-l'Aumône (d'après Koscielny et al., 2007).

où :

- R1 (t_0), R2 (t_0) sont les valeurs mesurées après la mise en place respectivement du premier remblai de 1,5 m d'épaisseur et du deuxième remblai de 2,5 m d'épaisseur ;
- R1 (t_0+60), R2 (t_0+60) sont les valeurs mesurées à 60 jours après la mise en place respectivement du premier remblai (1,5 m) et du deuxième remblai (2,5 m);
- $\Delta\sigma$: la contrainte totale mesurée sur la tête de l'inclusion rigide.

Ce benchmark a permis de mettre en évidence une dispersion importante des résultats analytiques-numériques. D'autre part, d'autres confrontations des approches analytiques et numériques menés par Rogbeck *et al.* (1998) ; Demerdash (1996) ; Russell & Pierpoint (1997) ; Briançon *et al.* (2004) ; Filz & Smith (2006), ont également montré une grande dispersion des résultats obtenus.

1.3. PRESENTATION DES TRAVAUX DE RECHERCHE EXPERIMENTAUX

Dans la littérature, on a trouvé plusieurs travaux expérimentaux, réalisés sur des modèles physiques réduits soit en 2D, soit en 3D, ayant pour objectif de mettre en évidence et de mieux comprendre les mécanismes de transfert de charge dans le matelas. Des études paramétriques ont été réalisées afin d'évaluer l'influence des paramètres du modèle sur le mécanisme de transfert de charge. On résume dans cette partie les hypothèses, les schémas de principe des dispositifs et les principaux résultats de ces études.

1.3.1. Modèles physiques bidimensionnels

1.3.1.1. Modèle de Hewlett & Randolph (1988)

1.3.1.1.1. Description du modèle

Hewlett & Randolph (1988) ont développé un modèle réduit 2D basé sur une boîte de 450 mm de largeur et 140 mm de longueur afin d'étudier l'évolution de l'effet de voûte dans la couche de matelas de transfert. Des blocs en bois de largeur 50mm ou 30mm sont disposés horizontalement en partie basse et travaillent comme des inclusions rigides. Le sol compressible est modélisé par une mousse en caoutchouc qui se déforme graduellement durant 24h. Du sable coloré est disposé en couches afin d'observer la déformation du matelas. Le frottement sur les parois est éliminé par la vibration de la paroi de la boîte (Figure 1.32).

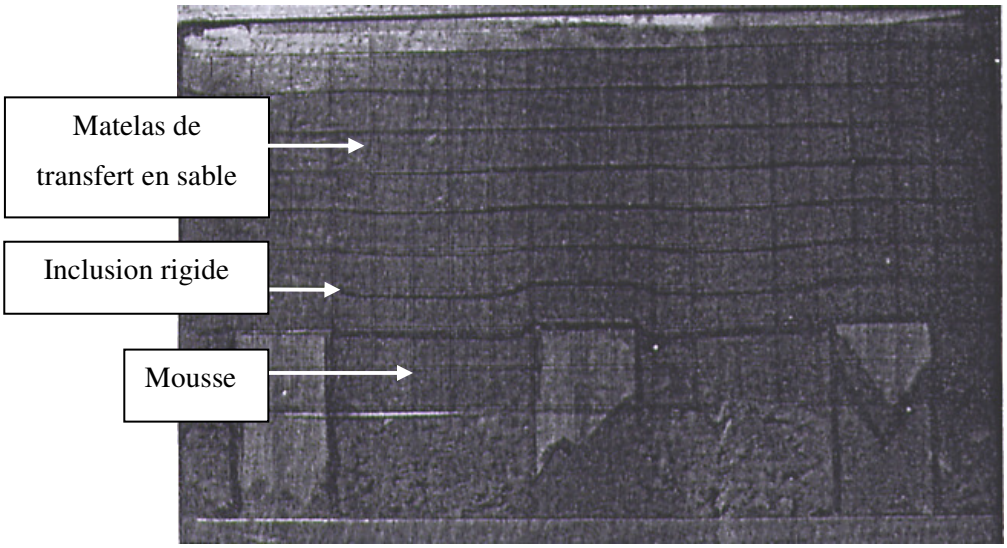


Figure 1. 32 - Section horizontale du modèle – Configuration à 3 inclusions rigides

Sur la Figure 1. 33, on peut observer la voûte en forme de portion de cercle obtenue en partie basse du massif, entre les blocs en bois lorsqu'on a enlevé la mousse en caoutchouc. A partir de cette observation, Hewlett & Randolph (1988) ont proposé le modèle analytique de voûte qui est présenté dans la partie précédente.

Figure 1. 33 - Vue de la partie basse des poutres : visualisation de la voûte développée au cours du chargement

L'expérimentation permet de visualiser le tassement d'une section horizontale sous le poids propre du matelas.

1.3.1.1.2. Les résultats

Hewlett & Randolph (1988) ont réalisé des essais sans inclusion, avec 3 et 5 inclusions (et un même taux de recouvrement α = 33.3 %). Leurs résultats sont synthétisés dans le Tableau 1. 3.

	h_m (mm)	a (mm)	s (mm)	α (%)	$h_m/(s-a)$	Tassement (mm)	Coefficient d'efficacité
Sans IR	140					30	
3 IR	140	50	150	33,33%	1,40	3	45%
5 IR	140	30	90	33,33%	2,33	0	66%

Tableau 1. 3 - Synthèse des résultats obtenus par Hewlett & Randolph (1988)

Les résultats obtenus montrent l'influence de la hauteur relative $h_m/(s-a)$ sur la formation de l'effet de voûte au sein du matelas, notamment sur le tassement de l'interface mousse/matelas. On observe, en particulier, une forte réduction de tassement lorsqu'on dispose des inclusions rigides dans le massif de « sol compressible ». Pour une valeur du rapport $h_m/(s-a)$ de 2,33, on ne voit plus de tassement de l'interface mousse/matelas. Pour un même taux de recouvrement, le coefficient d'efficacité augmente de 45% à 66%. La contrainte résiduelle exercée sur la mousse semble être uniforme car celle-ci tasse uniformément.

1.3.1.2. Modèle de Low et al. (1994)

1.3.1.2.1. Description du modèle

Le modèle réduit 2D est constitué d'un réservoir de 1,5 m de longueur, de 0,6 m de largeur et de 1m de hauteur (Figure 1. 34). Les inclusions rigides sont modélisées par les poutres en bois, dont la dimension est de 570x25x120 mm, et le sol compressible est simulé par une mousse en caoutchouc dont la masse volumique est de 40 kg/m^3 et sa limite d'élasticité σ est de 200 kPa.

Deux plaques transparentes (en plexiglas) ont été disposées aux bords pour observer directement les déplacements dans le massif. Le frottement entre les inclusions rigides et la mousse en caoutchouc est éliminé par la mise en place d'une couche de Téflon.

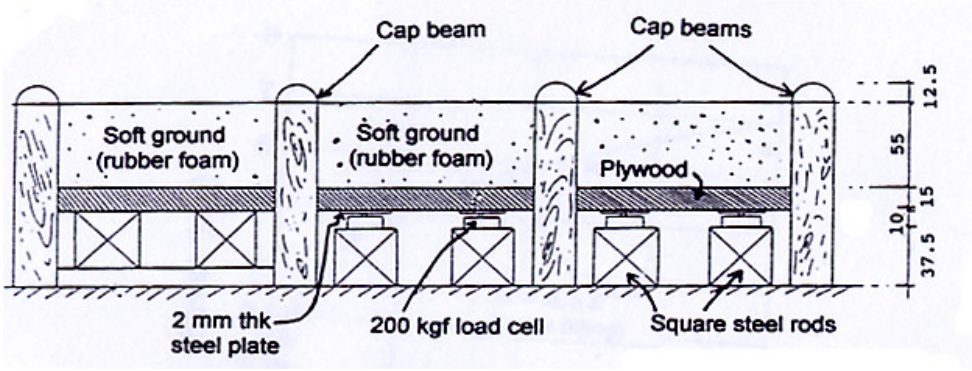


Figure 1. 34 - Schéma de principe du dispositif expérimental de Low et al. (1994)

Les capteurs de force sont disposés au-dessous des têtes des inclusions rigides (Figure 1. 35) et au-dessous de la mousse en caoutchouc.

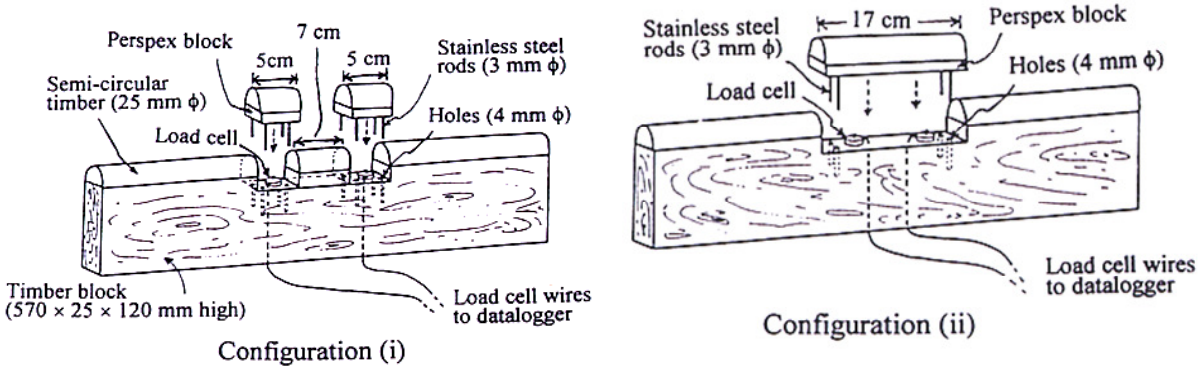


Figure 1. 35 - Disposition des capteurs de force sur le dispositif expérimental de Low et al. (1994)

Le sable de la plage de Changi, à Singapour, a été utilisé pour modéliser la couche de matelas de transfert de charge. Le sable sec est mis en place à une masse volumique égale à 1,41 t/m^3. On prend des mesures pour chaque couche de 100mm et les différents rapports de $a/(s-a)$.

Dans certains essais, un géotextile de raideur J = 400 kN/m a été mis en place entre la mousse et le matelas.

1.3.1.2.2. Les résultats

Les principales conclusions, obtenues à partir des résultats de leurs essais, sont les suivantes :

- Le coefficient d'efficacité E_{eff} augmente avec le taux de recouvrement ;
- La capacité *C*, rapport entre la charge reprise par une inclusion et le poids d'une colonne de remblai de même diamètre que la tête d'inclusion, augmente avec l'espacement, s, entre les poutres, mais atteint une valeur limite pour de grands espacements ;
- Le taux de réduction de contrainte (SRR) initial est égal à l'unité pour un faible rapport $h_m/(s-a)$, c'est-à-dire, qu'il n'existe pas d'effet de voûte. Le SRR diminue avec la hauteur relative ($h_m/(s-a)$) du matelas et atteint une limite à partir d'une certaine valeur de h_m ;
- La contrainte résiduelle sur le sol compressible est de plus en plus faible lorsque les poutres se rapprochent ;
- Avec la présence du géotextile, le coefficient d'efficacité, E_{eff}, est multiplié par 1,15 à 1,3 par rapport au cas sans géotextile ;
- Lorsque h_m/s varie entre 3 et 6, les paramètres représentatifs du report de charge atteignent des valeurs limites.

Les résultats des essais sans géotextile sont résumés dans le Tableau 1. 4.

$a/(s-a)$	α (%)	E_{eff}	$C_{\max}$	SRR
1/4	20,0	80	4,0	0,25
1/5	16,7	70	4,2	0,36
1/7	12,1	55	4,5	0,50
1/9	10,0	55	5,5	0,50

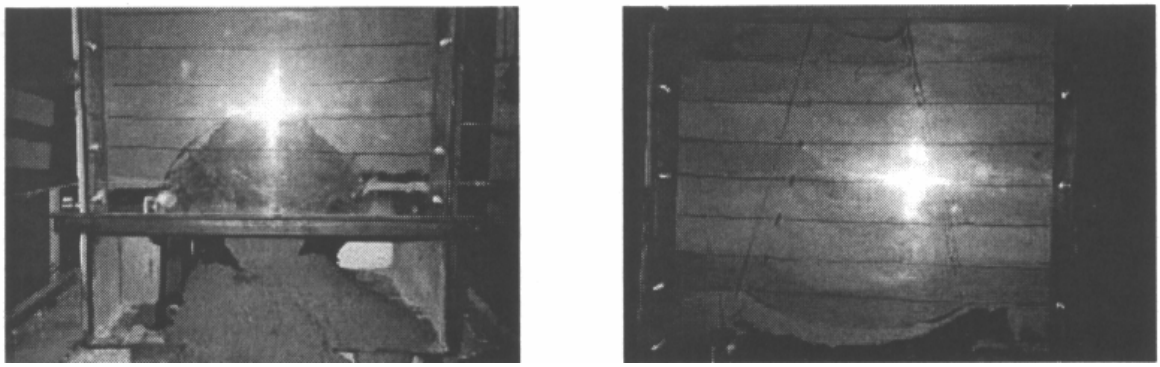
Tableau 1. 4 - Synthèse des résultats obtenus par Low et al. (1994)

1.3.1.3. Modèle de Horgan & Sarsby (2002)

1.3.1.3.1. Description du modèle

Horgan & Sarsby (2002) ont conçu un modèle réduit pour l'étude de l'effet de voûte au sein du matelas qui se situe au dessus d'un vide. Le modèle est constitué d'une boîte en acier (1,1 m x 0,72 m x 0,56 m) avec une face transparente (en plexiglas), dont la base est une plaque amovible. Les deux

poutres en acier, disposées horizontalement en partie basse sur des vérins hydrauliques, simulent les inclusions rigides. Un géotextile peut être disposé au dessus du vide. Une plaque amovible est abaissée par incréments, entraînant une déflexion de la membrane. La tension de la membrane est mesurée de manière indirecte par le capteur de pression lié à la plaque amovible. La Figure 1. 36 présente des vues du modèle physique pour un matelas constitué d'un sable mis en place à deux valeurs de teneur en eau différentes.



(a) Teneur en eau de 4,7 % (b) Teneur en eau de 1,3 %

Figure 1. 36 – Vues du modèle physique de Horgan & Sarsby (2002)

Pendant l'essai, la pression sur la poutre, la tension dans le géosynthétique et les tassements en surface à mi-portée sont mesurés. Deux types de sols ont été utilisés pour constituer le matelas : un sable grossier et des graviers de 10mm. L'influence de la teneur en eau est étudiée. La Figure 1. 36.a montre qu'une voûte se forme pour une teneur en eau de 4,7 % alors que pour une teneur en eau de 1,3 %, des tassements différentiels sont observés en surface.

1.3.1.3.2. Les résultats

Horgan & Sarsby (2002) confrontent leurs résultats expérimentaux en terme de taux de réduction de contrainte aux méthodes analytiques, et mettent en évidence les limites de ces méthodes. La déflection observée est moins importante que celles calculées par les autres auteurs.

1.3.1.3.3. Remarques

Par rapport aux autres travaux, un point intéressant de cette étude est que la teneur en eau est un des paramètres qui influence la formation de l'effet de voûte.

1.3.1.4. Modèle de Van Eekelen et al. (2003)

1.3.1.4.1. Description du modèle

Van Eekelen *et al.* (2003) ont conçu un modèle réduit bidimensionnel (2D). Les essais sont réalisés dans une boîte rigide (profondeur de 1 m, largeur de 2 m et hauteur de 1 m), dont les parois sont lisses. Les deux faces sont vitrées pour observer les phénomènes de voûte.

Les inclusions rigides sont modélisées par des poutres en PVC de 0,15 m de largeur. Le sol compressible est remplacé par une mousse remplie d'eau et emballée hermétiquement. Au centre de la mousse on a installé des tuyaux pour évacuer l'eau. Au dessus, on a disposé un remblai du sable. L'intérêt de ce modèle est qu'une fois que le matelas est mis en place, la consolidation du sol compressible est simulée en laissant s'échapper l'eau de la mousse. Les autres auteurs ont travaillé avec de la mousse sèche, alors que, le sol compressible est, en général, saturé ou proche de la saturation. Ce mécanisme présente les deux avantages suivants :

- La mise en place du sable ne provoque pas de tassement de la mousse. Le tassement ne se produit que lorsque le robinet de drainage et ouvert ;
- La consolidation de la mousse se produit plus rapidement que celle du sol compressible. L'essai entier peut être réalisé sur une durée de quelques minutes.

Le sable est mis en place en 4 couches jusqu'à la hauteur de 70,3 cm. Des lignes sont tracées sur la face transparente pour observer le tassement de la mousse.

Les essais sont réalisés sous poids propre et avec une surcharge statique de 10 kPa. La Figure 1. 37 montre le schéma de l'expérimentation ainsi que la position des capteurs.

Les déplacements de la mousse sont évalués à partir de la quantité d'eau qui sort au cours du chargement.

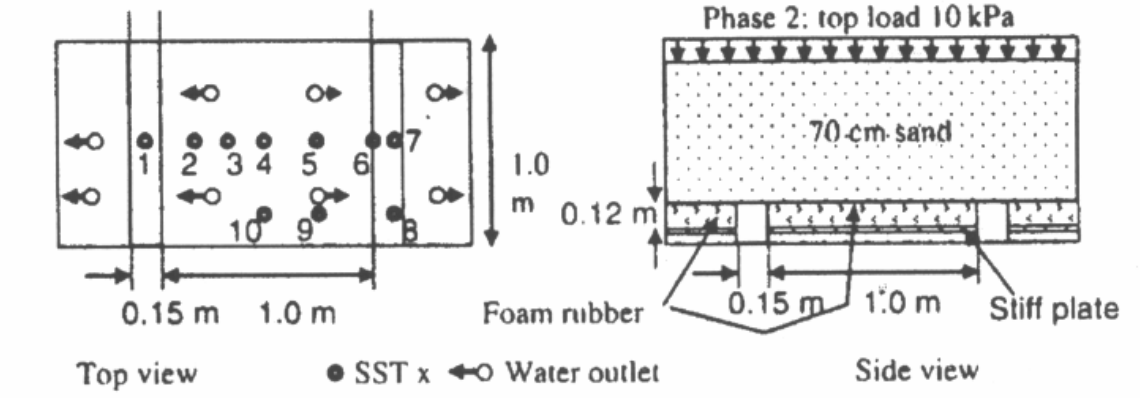


Figure 1. 37 – Schéma du modèle de Van Eekelen et al. (2003)

1.3.1.4.2. Les résultats

- l'effet de voûte ne se développe pas dans le cas où la hauteur du remblai h_m est petite ($h_m = 0,73\ m$) ;
- l'angle moyen entre l'horizontale et les plans de cisaillement est de 76,5° (Figure 1. 38) ;
- durant la consolidation, la pression sur les inclusions augmente tandis que celle sur le sol compressible diminue. Au bout de 80 minutes, le plan de cisaillement apparaît, ce qui provoque la diminution de la pression sur la tête des inclusions rigides ;
- la comparaison avec les approches analytiques met en évidence les inconsistances de la méthode BS8006 (1995) et les résultats de la méthode Carlsson (1987) sont les plus proches de l'expérimentation.

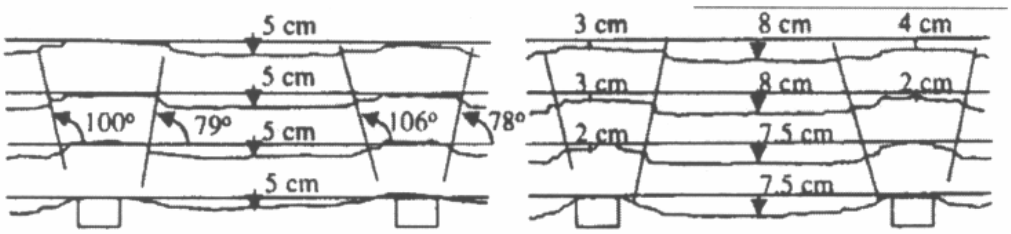


Figure 1. 38 - Angle moyen de cisaillement

1.3.1.5. Modèle de Jenck (2005)

1.3.1.5.1. Description du modèle

Jenck (2005) a développé un modèle réduit bidimensionnel (2D) afin d'étudier le mécanisme de transfert de charge dans une couche de matelas de transfert modélisé par un sol analogique de Schneebelli composé de rouleaux de 3, 4 et 5 mm de diamètre. Le modèle est constitué d'un cadre rigide formé par des profilés métalliques (Figure 1. 39). Les inclusions rigides sont simulées par des éléments métalliques de section rectangulaire, fixés au bâti rigide.

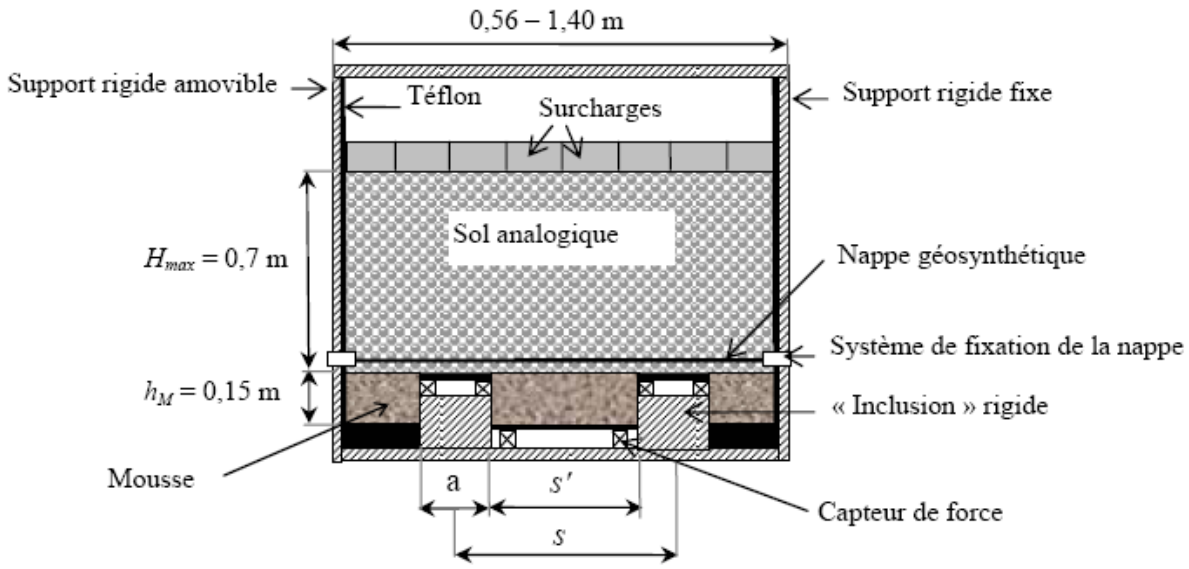


Figure 1. 39 – Schéma du modèle bidimensionnel de Jenck (2005)

Le sol compressible est modélisé par des blocs de mousse de 0,15 m de hauteur. Deux mousses de compressibilité différente sont étudiées. Les masses volumiques sont de 120 kg/m^3 et de 80 kg/m^3. La position des capteurs est présentée sur la Figure 1. 40. Le déplacement de la mousse est mesuré par la méthode de correction d'images développée par Mguil-Touchal *et al.* (1996).

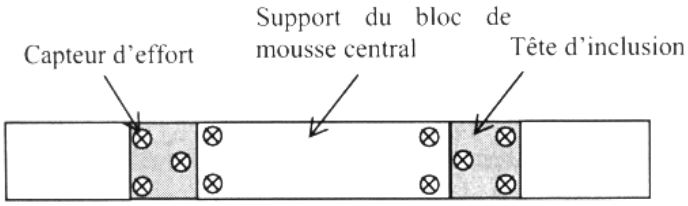


Figure 1. 40 - Disposition des capteurs de force dans le modèle de Jenck (2005)

La variation de la largeur (a = 0,06 m ; 0,10 m; 0,15 m) de la tête des inclusions rigides et de la distance entre les inclusions rigides (s' = 0,22 m ; 0,35 m ; 0,55 m) permet d'étudier une plage de taux de recouvrement comprise entre 10 et 40 %.

La mise en place du sol analogique en couches permet d'étudier l'influence de la hauteur H_R et de la hauteur relative $h_m/(s-a)$. La hauteur du sol analogique h_s varie de 0 à 70 cm.

Des nappes de géosynthétiques de différentes rigidités peuvent être disposées entre le sol analogique et la mousse.

1.3.1.5.2. Les résultats

Les expérimentations menées sur le modèle réduit ont permis de mettre en évidence l'influence de divers paramètres sur le report de la charge *via* les inclusions rigides et la réduction du tassement dans le matelas.

Le Tableau 1.5 présente une synthèse des conclusions obtenues à partie de l'étude paramétrique réalisée sur ce modèle réduit.

	Influence du paramètre sur	
	Le report de charge	***Les tassements dans le massif***
Taux de recouvrement	α augmente, E_{eff} augmente et C diminue Influence conjointe avec h_m et $h_m/(s-a)$	Réduction de tassement augmente avec α
Hauteur du matelas	E_{eff} augmente avec h_m pour atteindre un palier	Les tassements différentiels en surface diminuent lorsque h_m augmente
Hauteur relative	E_{eff} augmente avec $h_m/(s-a)$ pour atteindre un palier pour $h_m/(s-a)=2$	Plus de tassement différentiel pour $h_m/(s-a)=2$
Compressibilité de la mousse	Sans géosynthétique : pas d'influence Avec géosynthétique : déflexion plus importante de la nappe pour une mousse plus compressible	Faible valeur de h_m : tassements différentiels en surface plus grands pour une mousse plus compressible. Forte valeur de h_m : pas d'influence.
Raideur du géosynthétique	Influence de la rigidité du géosynthétique sur E_{eff} est plus important lorsque la compressibilité est imporante	Influence de la rigidité du géosynthétique sur la réduction du tassement en massif et tassement différentiel est plus important lorsque la compressibilité est grande
Granularité du sol du matelas	Pas d'influence	Plus les rouleaux sont gros, plus les tassements sont réduits
Densité d'inclusion	Pour une hauteur de matelas identique, E_{eff} est plus grand pour une densité d'inclusions rigides plus importante	Tassement différentiel en surface réduit pour une densité des inclusions rigides plus importante

(*d'après Jenck, 2005*)

Tableau 1. 5 - Synthèse des résultats obtenus par Jenck (2005)

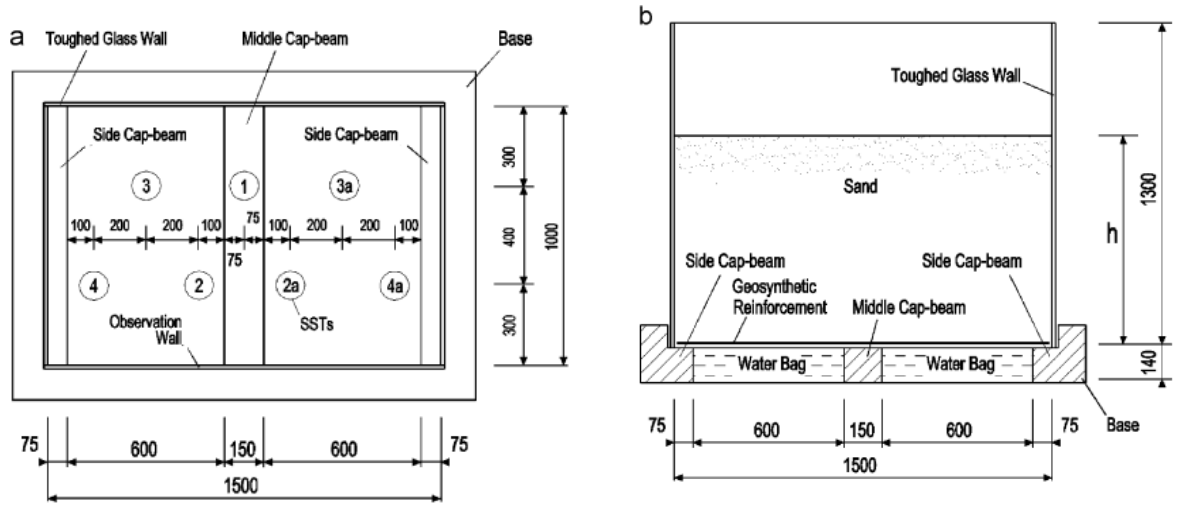
1.3.1.5.3. Remarques

Le modèle ne prend pas en compte la longueur des inclusions rigides dans le sol compressible pour apprécier le frottement négatif le long du fût.

1.3.1.6. Modèle de Chen et al. (2008)

1.3.1.6.1. Description du modèle

Chen *et al.* (2008) ont conçu un modèle physique tridimensionnel de 1,5 m de largeur, 1 m de longueur et 1,44 m de hauteur comme présente sur la Figure 1.41. Une étude paramétrique sur ce modèle a été réalisée par la suite. Les résultats obtenus sont confrontés avec quelques méthodes de dimensionnement.



(a) (b)

Figure 1. 41 - Schéma du modèle de Chen et al. (2008)
a) Vue de dessus ; b) Vue de face

Ce modèle simule le sol compressible par les bâches remplies d'eau de 140 mm d'épaisseur, disposées au fond du modèle. Des poutres de diverses largeurs sont disposées aux coins et au milieu pour simuler les inclusions rigides. La distance entre les poutres peur être modifiée (600 mm, 570 mm, 500 mm). Des plaques transparentes sur les deux côtés permettent d'observer la déformation du matelas. Le sable de plage de Qiantang est utilisé comme remblai. Trois types de géosynthétiques de différentes

rigidités sont posés successivement au-dessus des poutres. Des capteurs de force sont disposés sur la poutre et sur les bâches remplies d'eau, au niveau de l'interface avec le sable. Les contraintes dues au poids du remblai sur l'inclusion rigide et sur le « sol compressible » sont donc mesurées. Ce modèle a deux avantages importants :

- au cours de la mise en place du remblai, les bâches d'eau sont fermées, ce qui assure qu'il n'y a pas de tassement à la base du remblai ;
- le temps de déchargement des bâches d'eau est plus rapide que la consolidation d'un sol réel, ce qui permet de réaliser l'essai dans un temps assez court.

1.3.1.6.2. Les résultats

Les résultats des 15 essais réalisés sur le modèle de Chen *et al.* (2008) ont montré tout d'abord, une augmentation de la concentration de contrainte vers la poutre lorsqu'on augmente la hauteur du remblai. D'autre part, au cours du déchargement des deux bâches d'eau, le sable entre les poutres se tasse, la contrainte vers la poutre augmente alors que celle sur les bâches d'eau diminue. Ces valeurs atteignent la stabilisation lorsque le tassement est important.

Chen *et al.* (2008) ont trouvé que l'effet de voûte dans le remblai dépend de manière significative du tassement du sable entre les poutres.

Lorsque le rapport entre la hauteur du remblai et la distance entre les poutres est inférieur à 1,4 ($h_m / s < 1,4$), il existe un tassement différentiel au niveau de la surface du remblai mais il n'en existe plus dans le cas où ce rapport est supérieur à 1,6 ($h_m / s > 1,6$).

1.3.2. Modèles physiques tridimensionnels

1.3.2.1. Modèle de Bergdahl et al. (1979)

1.3.2.1.1. Description du modèle

Bergdahl *et al.* (1979) ont réalisé des essais tridimensionnels assez simples visant à réaliser des études sur l'influence de la taille des têtes des inclusions et de leur espacement pour les hauteurs variables. Le modèle se compose d'une boîte rectangulaire remplie de sable. Quatre vérins disposés aux coins de la boîte, supportent le matelas et permettent de mesurer les déplacements verticaux de la couche de

matelas. L'influence du sol compressible est négligée. Les inclusions rigides de section rectangulaire sont disposées sur des éléments fixés au sol.

1.3.2.1.2. Les résultats

Sous la charge du poids propre de la couche de matelas :

- plus la hauteur relative ($h_m/(s-a)<1$) est faible, et plus les tassements en surface sont hétérogènes ;
- pour le même rapport a/s, plus l'épaisseur du matelas est importante, et plus les tassements en surface sont homogènes.

1.3.2.1.3. Remarques

Ce modèle néglige l'influence du sol compressible. Les déplacements mesurés aux coins de la boîte ne sont pas suffisants pour étudier le tassement maximal qui peut se développer au milieu des inclusions rigides.

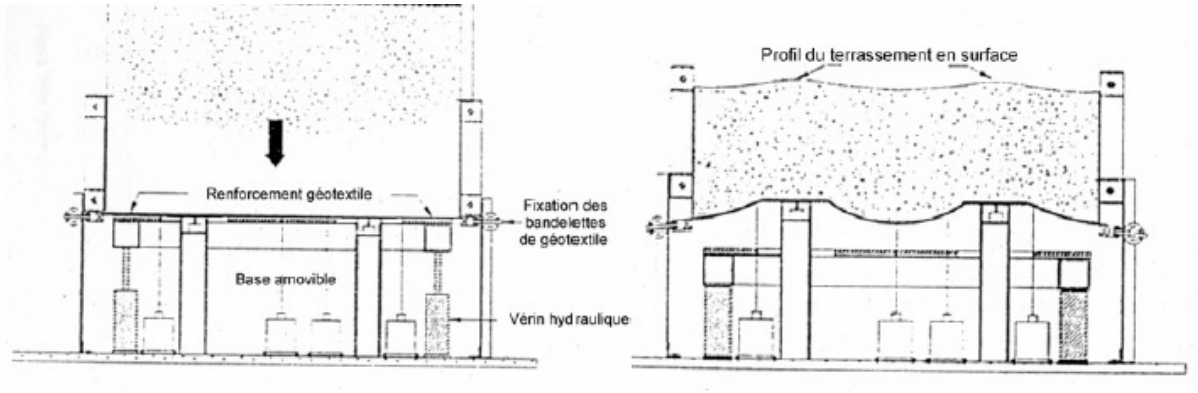
1.3.2.2. Modèle de Demerdash (1996)

1.3.2.2.1. Description du modèle

Demerdash (1996) a développé un modèle physique se composant d'une boîte cubique de dimensions 1,2 m x 1,2 m x 1,2 m. Le matelas de transfert est simulé par le sable fin de diamètre entre 0,6 - 1,2 *mm*. L'épaisseur de la couche de matelas varie de 0,2 m à 1 m par l'incrément de 0,2 m (Figure 1. 42). La base de cette boîte est amovible et reliée à des capteurs de déplacement. Les quatre inclusions rigides de section carrée sont disposées comme présenté sur la Figure 1. 43. Les tassements de la surface du matelas sont mesurés aux point A, B, C. Une trentaine d'essais ont été réalisés afin d'étudier l'influence des paramètres adimensionnels suivants :

- hauteur relative $h_m/(s-a)$ varie de 0,5 à 3,3 ;
- taux de recouvrement relatif $a/(s-a)$ varie de 0,5 à 1.

Des géosynthétiques de différentes rigidités sont placées sur les têtes des inclusions rigides pour simuler le renforcement horizontal.



(a) (b)

Figure 1. 42 – Schéma de principe du modèle physique de Demerdash (1996)
(a) Mise en place du matelas ; (b) Déplacement de la base movible

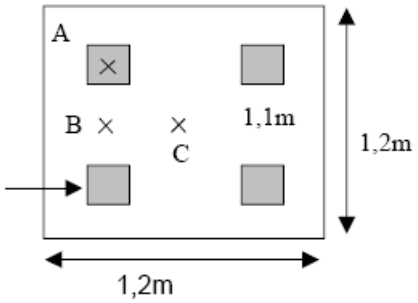


Figure 1. 43 - Disposition des inclusions rigides dans le modèle de Demerdash (1996)

1.3.2.2.2. Les résultats

A partir de ces essais, l'auteur a montré l'influence des paramètres géométriques du modèle sur les mécanismes de transfert de charge au sein du matelas en étudiant la variation du coefficient d'efficacité, E_{eff} et du taux de réduction de contrainte, SRR. Deux mécanismes de transfert de charge en fonction de la hauteur relative $h_m/(s-a)$ sont observés. Ce dispositif permet d'étudier également la mode de mise en place du matelas de transfert.

- la variation de l'efficacité avec la hauteur relative indique l'existence de deux mécanismes, dont la transition se situe pour $h_m/(s-a)$ égale 2 ; pour $h_m/(s-a)$ inférieur ou égal à 2, le coefficient d'efficacité dépend notamment du rapport

$h_m/(s-a)$, lorsque ce rapport dépasse à 2, le coefficient d'efficacité dépend du rapport $s/(s-a)$;

- le plan de tassement d'équilibre est trouvé pour $h_m/(s-a)=1,7 \text{ à } 2$;
- l'augmentation de la taille des têtes des inclusions rigides favorise la concentration de force vers l'inclusion rigide ;
- la mise en place de matelas en une seule phase induit un report de charge sur les têtes plus important que lors de mise en place progressive ;
- la comparaison des résultats expérimentaux avec les méthodes analytiques et semi empiriques (John, 1987; Combarieu, 1988; Hewlett & Randolph, 1988) montre que ces dernières sont pessimistes. La méthode de Hewlett & Randolph (1988) donne les valeurs de l'efficacité les plus proches de l'expérimentation.

1.3.2.2.3. Remarques

Ce modèle néglige lui aussi l'influence du sol compressible. Le frottement entre les parois et la couche de matelas n'est pas éliminé.

1.3.2.3. Modèle de Kempfert et al. (1997)

1.3.2.3.1. Description du modèle

Kempfert *et al.* (1997) ont développé un modèle réduit constitué d'un appareillage de dimension 1,1 *m* x 1,1 *m* x 1,4*m*, présenté sur la Figure 1. 44.

Le sol compressible est modélisé par de la tourbe et le matelas par un sable. L'épaisseur de la couche de sable est de 35 cm et de 70 cm. Pour chaque épaisseur, on applique séparément la surcharge de 20, 54 et 104 kPa. Les quatre inclusions rigides, dont la surface de la tête est de 16 cm x 16 cm, sont disposées selon un maillage carré de 50 cm x 50 cm. On mesure la pression au sein du matelas à différents niveaux (Figure 1. 44). Une bande de géogrille est disposée entre la couche de matelas et les inclusions rigides.

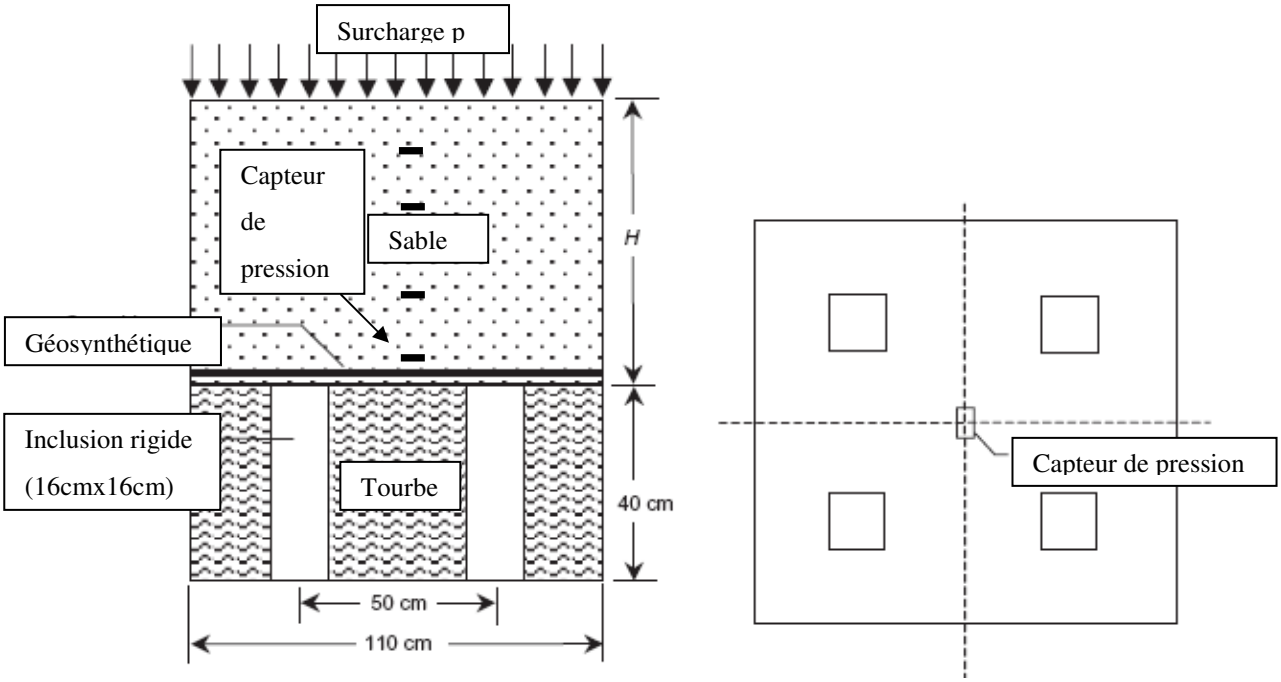


Figure 1. 44 – Schéma de principe du modèle de Kempfert et al. (1997)

1.3.2.3.2. Les résultats

A partir de ces essais, les auteurs ont montré que :

- l'évolution de la contrainte au sein du matelas en fonction du niveau des points mesurés a mis en évidence la réduction de contrainte vers le sol compressible lorsqu'on dispose des inclusions rigides ;
- l'influence de la géogrille sur la diminution du tassement à l'interface du matelas est observée ;
- les expérimentations sans la géogrille montrent l'indépendance de l'effet de voûte et de l'effet des membranes.

1.3.2.3.3. Remarques

Ces essais sont tous effectués avec le même maillage. On ne peut pas montrer l'influence de paramètres comme le taux de recouvrement, α, ou le taux de recouvrement relatif $a/(s-a)$.

1.3.3. Récapitulation des travaux expérimentaux

Le Tableau 1. 6 résume les travaux expérimentaux que l'on a trouvés dans la littérature ainsi que les principaux résultats correspondants.

Méthode	Dimensions	Matériaux				Mesure		Résultats principaux
		Sol	Matelas	IR	Renforcement horizontal	Efforts	Tassement	
Hewlett & Randolph (1988) *(Modèle 2D)*	L = 450 mm H = 140 mm	mousse en caoutchouc	sable	poutre en bois	non	non mesuré	observation du tassement du matelas par des repères tracés sur la façade	- Mise en évidence de la forme semi-circulaire de la voûte - Pour α = 33 %, si $h_m/(s-a)$ augmente => tassement diminue et E_{eff} augmente
Low *et al.* (1994) (*Modèle 2D*)	largeur = 0,6 m longueur =1,5 m hauteur =1,0 m	mousse	sable	poutre en bois	géotextile J = 400 kN/m	- force sur la poutre - force en bas de la mousse	observation à l'œil sur les deux façades	α augmente => E augmente s augmente => C augmente $h_m/(s-a)$ augmente => SRR diminue géotextile => E_{eff} augment de 1,15 à 1,3 fois
Horgan & Sarsby (2002) (*Modèle 2D*)	largeur = 1,10m longueur = 0,56m hauteur = 0,72 m	non	- sable grossier - cailloux de 10mm	poutre en acier	oui	- force sur la tête de la poutre - tension de la membrane	tassement à la surface du matelas	- influence de la teneur en eau sur le développement de la voûte - comparaison des résultats obtenus avec des méthodes analytiques existantes
Van Eekelen *et al.* (2003) (*Modèle 2D*)	largeur = 2 m longueur =1 m hauteur = 1 m	mousse saturée d'eau	sable de Rijsbergen	poutre en PVC	non	-force sur la poutre -force en bas de la mousse	- tassement à l'interface - tassement du matelas	- h_m est petit => l'effet de voûte ne se développe pas. - angle moyen de cisaillement de 76,5°
Jenck (2005) (*Modèle 2D*)	largeur variable longueur :0,05 m hauteur : 0,70 m	mousse	rouleaux de Schneebeli,	poutre en acier	oui (différente raideur)	-force sur la poutre -force en bas de la mousse	méthode de correction d'image	Etudes paramétriques des paramètres géométrique, compressibilité de la mousse, raideur du géosynthétique, granulométrie du matériau du matelas, densité d'inclusion

Tableau 1. 6. - Synthèse des travaux expérimentaux sur modèles physiques

Méthode	Dimensions	Matériaux				Mesures		Résultats principaux
		Sol	Matelas	IR	Renforcement horizontal	Efforts	Tassements	
Bergdahl *et al.* (1979) (*Modèle 3D*)	non disponibles	non	sable	4 inclusions rigides de section carrée	non	non	4 vérins sur les coins de la boîte	$h_m/(s-a)<1$, les tassements en surface ne sont pas homogènes $h_m/(s-a)>1$, les tassements en surface sont homogènes
Demerdash (1996) (*Modèle 3D*)	largeur = 1,2 m longueur =1,2 m hauteur = 1,2 m	non	sable	4 inclusions rigides 0,1x0,1m	géotextile	-force sur la tête de l'inclusion rigide	des capteurs de déplacement sont connectés avec le géotextile	α augmente=> E_{eff} augmente $h_m/(s-a)$ a le plus d'influence sur les tassements différentiels en surface. Le plan d'égal tassement apparaît pour $h_m/(s-a)=1,7-2$
Kempfert *et al.* (1997) (*Modèle 3D*)	largeur = 1,1 m longueur = 1,1 m hauteur = 1,4 m	la tourbe	sable	4 inclusions rigides 16cmx16cm	géogrille J=1000kN/m	-force à la base, au centre du sol compressible	non disponible	- la présence du géotextile diminue les tassements - la rigidité des géotextiles augmente=> E_{eff} augmente et tassement diminue. - pour un maillage donné, E_{eff} dépend essentiellement de h_m
Chen *et al.* (2008) (*Modèle 2D*)	largeur = 1,50m longueur=1,00m hauteur = 1,44 m	bâches remplis d'eau	sable du Quinge, Chine	poutres en bois	oui	-force sur la poutre -force en bas de la mousse	mesuries au niveau de la surface du matelas	$h_m/s<1,4$ => tassement à la surface du matelas $h_m/s>1,6$ => pas de tassement à la surface du matelas

Tableau 1. 6. - Synthèse des travaux expérimentaux sur modèles physiques (suite)

1.4. LE PROJET NATIONAL ASIRI

En France, la technique de renforcement des sols par inclusions verticales se développe de manière significative (Briançon, 2002). Pourtant, les mécanismes de fonctionnement de ces systèmes sont encore mal connus. Pour avancer sur cette problématique, le projet national ASIRI (Amélioration des Sols par Inclusions Rigides) a été lancé en 2005. Ce projet de recherche comprend des travaux expérimentaux en vraie grandeur, sur modèles physiques et des travaux de modélisation.

Ce projet de recherche-développement sur le renforcement par inclusions rigides verticales est planifié sur une période de 4 années : les trois premières années sont consacrées aux travaux de recherche proprement dits, la quatrième et dernière année étant consacrée à la synthèse de l'ensemble des données recueillies, la validation des méthodes de dimensionnement et l'élaboration d'un document constituant les « Recommandations concernant la mise en œuvre et le dimensionnement des remblais et dallages sur sol renforcé par inclusions rigides ».

(d'après le site de projet national ASIRI www.irex-asiri.fr)

Le projet s'appuie sur des expérimentations en vraie grandeur, des essais en laboratoire et en centrifugeuse, des modélisations numériques à divers niveaux de complexité, afin de développer des méthodologies de dimensionnement. Il regroupe plusieurs centres de recherche, des bureaux d'études, des entreprises, qui travaillent sur les cinq thèmes suivants :

- Thème 1 : Plots d'essais en vraie grandeur
- Thème 2 : Mesures sur chantier
- Thème 3 : Essais en laboratoire
- Thème 4 : Modélisation numérique
- Thème 5 : Rédaction des recommandations et diffusions des résultats

1.5. OBJECTIFS DE LA THESE

Ce travail de thèse entre dans le cadre du Projet National ASIRI et s'inscrit dans le thème 3 : « Essais en laboratoire». Il consiste à développer un modèle physique à échelle réduite en vue de mieux comprendre les mécanismes de transfert de charge à travers le matelas. A partir de ce modèle, une étude paramétrique doit, en particulier, être réalisée afin d'identifier les paramètres clés et de quantifier leur influence. Le modèle doit fournir, par ailleurs, des données expérimentales pour valider les modélisations numériques réalisées dans le cadre du thème 4 du projet.

Chapitre 2 –
Présentation du dispositif expérimental

INTRODUCTION

L'approche d'un problème ou d'un phénomène géotechnique donné par des modélisations théoriques basées sur des hypothèses simplifiées nécessite une validation par rapport à des essais en vraie grandeur ou des essais sur modèles physiques à échelle réduite.

En ce qui concerne les essais en vraie grandeur sur site, on peut noter les inconvénients suivants:

- coût de l'étude et des moyens d'instrumentation ;
- durées importantes des essais ;
- paramètres difficiles à contrôler (température, humidité...)
- hétérogénéité des sols, difficile à prendre à compte ;
- difficulté d'évaluer séparément le « poids » de chaque paramètre ;
- répétabilité des essais dans des conditions plus ou moins identiques difficile à assurer.

Ainsi, le développement de modèles physiques à échelle réduite, comme étant une représentation suffisamment fidèle, mais à une échelle moindre, d'un ouvrage existant ou pouvant exister, appelé prototype, peut être une approche intéressante.

Dans le cadre du projet National ASIRI, ce travail de thèse a donc consisté à développer et mettre en œuvre un modèle physique 1g pour étudier le mécanisme de transfert de charge du matelas dans le problème de renforcement des sols compressibles par inclusions rigides.

Cette approche présente de nombreux avantages par rapport à l'exploitation de données in situ :

- coût beaucoup moins élevé ;
- a priori, bonne répétabilité ;
- possibilité d'évaluer séparément l'influence de différents paramètres ;
- bon contrôle des conditions d'essai.

2.1. CONCEPTION DU MODELE PHYSIQUE 1 G

2.1.1. Objectifs du développement du modèle physique

Le dispositif a été conçu, en collaboration avec la section Modélisation et Conception de Systèmes d'Instrumentation du LCPC (Division Métrologie et Instrumentation), de manière à réaliser une expérimentation représentative du mécanisme de transfert de charge vers le sol à travers le matelas de répartition. C'est un modèle physique, différent des modèles réduits développés par ailleurs en centrifugeuse dans le cadre du projet national, l'accent étant mis ici sur les mécanismes de fonctionnement du matelas de répartition. L'idée est d'étudier le comportement d'une « cellule

élémentaire » prise au sein du maillage d'inclusions rigides. La cellule de référence est constituée d'une seule inclusion, prise au sein du maillage, une autre configuration possible étant celle d'une cellule de 5 inclusions (configuration « domino »). Les dimensions de base du modèle ont été choisies de manière à avoir, pour la configuration de référence à une seule inclusion, un rapport de réduction de 5 par rapport à l'essai de référence sur le site expérimental de Saint-Ouen-l'Aumône.

2.1.2. Règles de similitude

2.1.2.1. Classification des modèles physiques

En réalité, la similitude des problèmes en géotechnique est très compliquée à cause de la complexité du comportement du sol. Les résultats des modèles réduits prédisent quantitativement le comportement de l'ouvrage réel, tout en ayant conscience des limites de l'application et du type de modélisation physique. L'utilisation des modèles réduits en mécanique des sols est illustrée par la Figure 2. 1 (Dolzhenko, 2002).

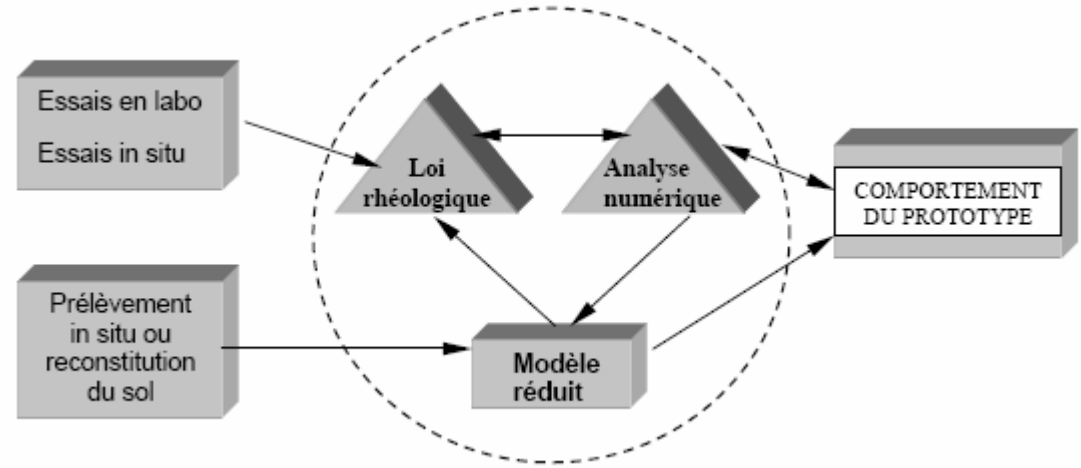


Figure 2. 1 - Utilisation des modèles réduits en géotechnique (d'après Dolzhenko, 2002)

James (1972) distingue trois types de modélisations physiques en mécanique des sols :

1. Le modèle réduit est en lui-même un prototype, son comportement est confronté à des méthodes d'analyse, dans l'optique de l'amélioration de ces méthodes. Les résultats obtenus sur ces expérimentations ne sont généralement pas applicables pour le dimensionnement d'ouvrages réels, mais sont d'une grande importance pour établir des principes de

dimensionnement. Les règles de similitude ne sont alors pas de première importance (Roscoe, 1968). On trouve de nombreuses études sur ce type de modèle dans la littérature : Bergdahl *et al.* (1979); Hewlett & Randolph (1988); Low *et al.* (1994); Demerdash (1996) ; Kempfert *et al.* (1997); Dolzhenko (2002); Horgan & Sarsby (2002); Van Eekelen *et al.* (2003); Jenck (2005); Chen *et al.* (2008).

2. Le modèle permet de représenter certains aspects du comportement du prototype, sans être un véritable modèle réduit respectant les règles de similitude. Son comportement est comparé avec les méthodes analytiques. Les matériaux utilisés dans le modèle peuvent être des matériaux analogiques. Les résultats du modèle ne sont pas comparables directement avec ceux du prototype mais ils peuvent servir à prévoir la tendance du problème étudié.
3. Le modèle réduit satisfait les principes de similitude et il permet de prédire le comportement de l'ouvrage prototype réel. Ainsi la modélisation en centrifugeuse est souvent adoptée car elle permet de conserver le même niveau de contrainte. On simule alors les mêmes chemins de chargement de l'ouvrage.

Dans notre étude, on étudie un modèle physique de catégorie 1. Pourtant, la conception de ce modèle est en partie basée sur l'essai en vraie grandeur réalisé sur le site expérimental St.-Ouen-l'Aumône, dans le cadre d'ASIRI.

2.1.2.2. Règles de similitude

Pour que les résultats du modèle réduit soient transposables à un problème en vraie grandeur, un modèle réduit doit obéir à des règles de similitude qui garantissent l'association entre le modèle et le prototype. Ces règles se traduisent par des relations entre les rapports des grandeurs physiques λ_A (Mandel, 1962).

$$\lambda_A = A_{(M)} / A_{(P)} \qquad \textbf{(2. 1)}$$

Où $A_{(M)}$ et $A_{(P)}$ sont les grandeurs correspondants respectivement au modèle réduit et au prototype.

Pour réaliser un modèle physique à l'échelle réduite λ_L avec une fidélité suffisante, il faut d'abord examiner les conditions de similitude découlant de toutes les équations qui régissent physiquement les phénomènes observés :

- équations de conservation (lois générales) ;
- équations de comportement (lois rhéologiques) ;
- conditions aux limites.

Le détail de ces équations et l'établissement des règles de similitude sont largement décrits dans la littérature (Weber, 1971 ; Ganier, 2001). Jenck (2005) a résumé dans sa thèse les formules et les facteurs d'échelle relatifs au problème de similitude.

On a montré que la réalisation d'un modèle réduit d'une structure est, en général, assez simple (Habib, 1989). Le principe de base du changement d'échelle consiste à ne pas modifier le phénomène que l'on veut observer (Luong, 1984). Dans notre problème, il nous faut étudier les mécanismes de transfert de charge dans la couche de matelas. Sous la charge appliquée, la distribution des contraintes dans le matelas dépend des paramètres suivants :

- caractéristiques mécaniques (E, I_D) et géométriques (granulométrie, h_m, ρ_d …) du matelas ;
- mode de chargement ;
- géométrie des systèmes d'inclusions rigides (a, s, α) ;
- compressibilité du sol.

Les résultats que l'on veut tirer à partir du modèle physique 1g sont tout d'abord la charge concentrée sur l'inclusion rigide et les tassements au niveau de l'interface entre le sol compressible et le matelas de transfert de charge.

Guerin (1996), Bodin (2001) ont postulé des hypothèses de base qui permettent d'écrire la théorie de la similitude du micro – ballast disposé sous la voie ferroviaire. La première notion de similitude affecte les formes, et la deuxième notion concernant la loi de contact intergranulaire du matériau. Il importe donc d'assurer que le champ de contraintes qui règne dans le ballast reste invariable par réduction d'échelle. On impose donc $\sigma_M = \sigma_P$ d'où $\lambda_\sigma = \sigma_{(M)} / \sigma_{(P)} = 1$. Avec le coefficient de réduction sur la longueur est $\lambda_L \approx \frac{1}{5}$, on détermine par la suite la géométrie du modèle physique 1g.

2.1.3. Choix de la géométrie du modèle physique. Configuration à une seule inclusion

2.1.3.1. Description du site expérimental St-Ouen-l'Aumône

Dans le cadre du projet National ASIRI, le thème 1 du projet a comporté la réalisation d'essais à l'échelle 1 réalisés sur le site expérimental situé dans le département du Val-d'Oise (95) au nord-ouest de Paris, plus exactement à l'extrémité nord-est de la zone industrielle du port de St-Ouen-l'Aumône (rue des fortes terres) entre la rive gauche de l'Oise et la petite localité de Vaux (Figure 2. 2).

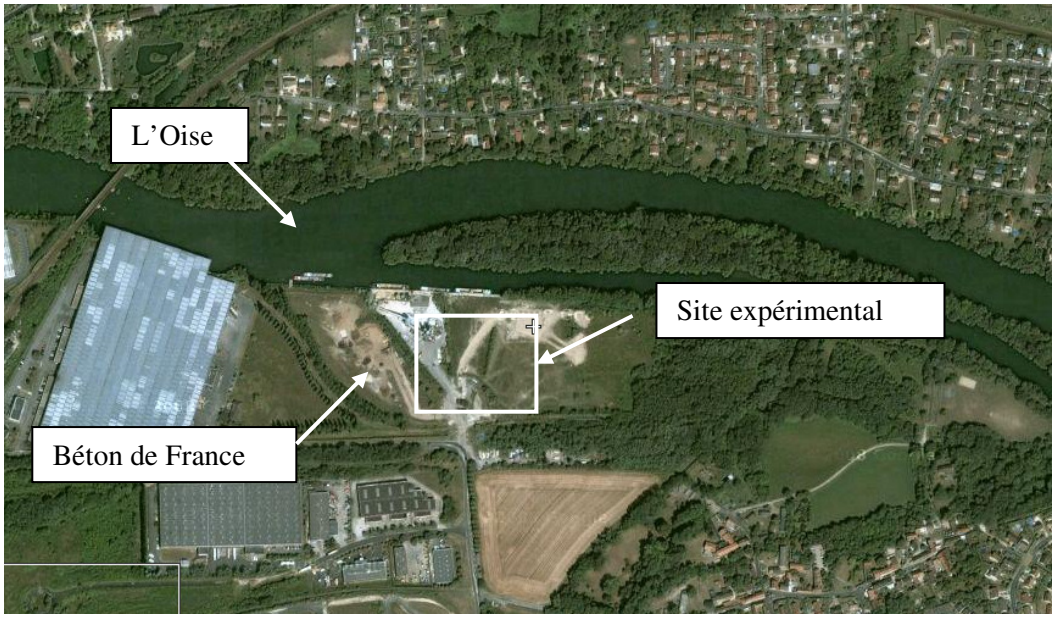
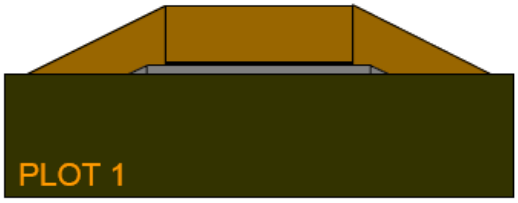
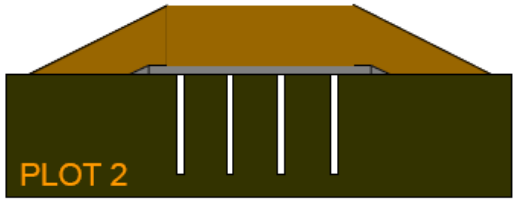
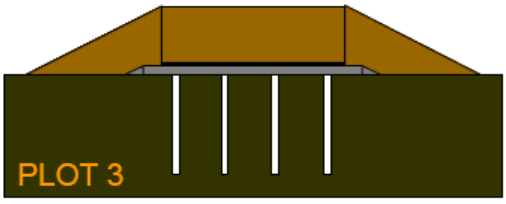
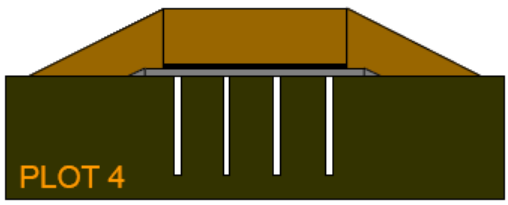


Figure 2. 2 – Vue aérienne du site expérimental

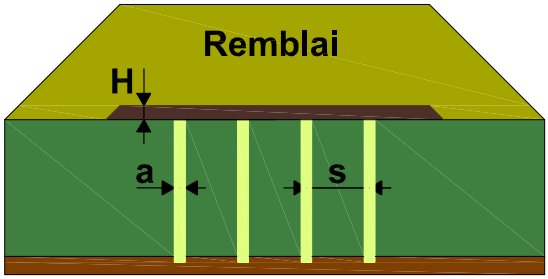
Sur le site, quatre plots d'essai ont été réalisés, numérotés 1D, 2D, 3D, 4D, dont les géométries et les caractéristiques géologiques principales sont présentés ci-dessous.

 Non renforcé Dallage (8x8x0,17 m) Plate-forme (10x10x0,5 m) Remblai (8x8x3 m)	 Renforcé par IR avec refoulement Plate-forme (10x10x0,5m) Remblai (8x8x3 m)
 Renforcé par IR avec refoulement Dallage (8x8x0,17 m) Plate-forme (10x10x0,5 m) Remblai (8x8x3 m)	 Renforcé par IR sans refoulement Dallage (8x8x0,17 m) Plate-forme (10x10x0,5 m) Remblai (8x8x3 m)

(*Briançon L., 2006*)

Figure 2. 3 - Profil des 4 plots expérimentaux

On s'intéresse dans le cadre de cette thèse aux plots 2 et 3 dont les caractéristiques sont les suivantes :



Géométrie du site expérimental (Plot 2)		
Hauteur du remblai	h_r^P (m)	4,00
Hauteur du matelas	h_m^P (m)	0,50
Hauteur du sol compressible	h_s^P (m)	> 5,00
Diamètre de l'inclusion rigide	a^P (m)	0,42
Distance entre l'inclusion rigide	s^P (m)	2,50
Taux de recouvrement	α^P (%)	2,22

Figure 2. 4 – Caractéristiques du plot 2

Ce plot d'essai est considéré comme le prototype pour concevoir la configuration de référence du modèle physique 1g, au plan géométrie. Ce modèle doit être modulable pour nous permettre de faire varier différents paramètres.

2.1.3.2. Choix des dimensions du modèle physique

Le choix des dimensions du modèle physique est lié au taux de recouvrement α défini par le rapport entre la surface des pieux et celle du sol renforcé. Dans le cas du chantier Saint-Ouen-l'Aumône, une valeur de α égale à $2,22$ % été retenue, valeur couramment utilisée en France.

En supposant que le comportement et l'influence du pieu dans son réseau sont identiques, on étudie d'abord le comportement d'une maille élémentaire, correspondant à la zone influencée par chaque inclusion rigide. Cette zone est déterminée par le carré centré sur l'inclusion, dont le côté est égal à l'entraxe s caractérisant le réseau d'inclusion (Figure 2. 5). Sur les côtés, on suppose qu'il n'existe qu'un déplacement vertical. Afin de simplifier la forme de modèle physique, on suppose que la zone « influencée » par l'inclusion est de forme circulaire au lieu de forme carrée, mais à la même surface (Figure 2. 5).

Le rayon équivalent est donc déterminé selon la formule suivante :

$$d_{éq} = \sqrt{\frac{4 \times A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times s^2}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 2,5^2}{\pi}} = 2,82 \ m \qquad \textbf{(2. 2)}$$

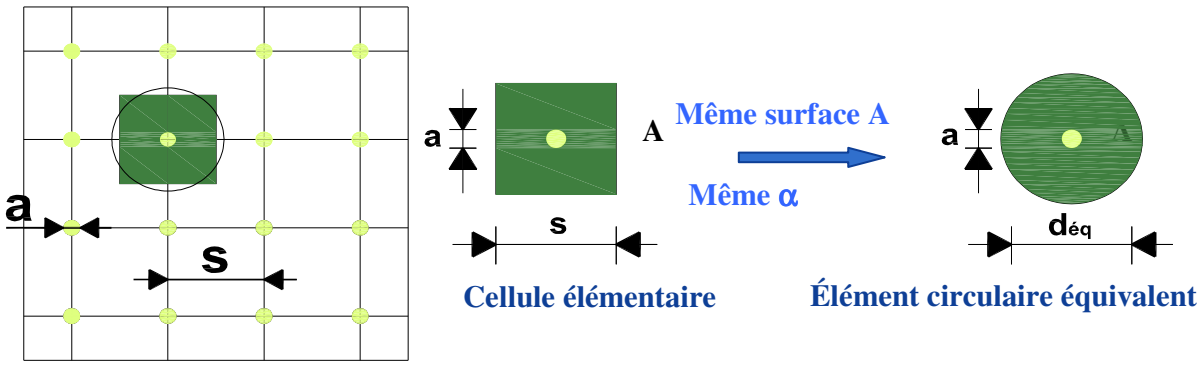


Figure 2. 5 – Détermination l'élément circulaire équivalent

A partir de la cellule circulaire équivalente, on détermine les dimensions de notre modèle. On a conçu un modèle physique à l'échelle $1/5$. Ce modèle est basé sur une cuve de $550\ mm$ de diamètre $(d_{cuve} = 550\ mm)$.Le diamètre de l'inclusion est donc déterminé par la formule suivante en respectant le taux de recouvrement $\alpha = 2,22\ \%$

$$a = d_{cuve} \times \sqrt{\alpha} = 550 \times \sqrt{0,0222} \approx 82\ mm \qquad (2.\ 3)$$

Le modèle physique développé est décrit en détail dans la suite.

2.2. DESCRIPTION DU DISPOSITIF

2.2.1. Description d'ensemble

Le dispositif se compose de trois modules circulaires superposés, à savoir un module support, un module « réservoir intermédiaire » contenant l'inclusion et le sol mou analogique et un module « réservoir supérieur » contenant le matelas et le dispositif de chargement. Le diamètre intérieur des modules est de 550 mm. Un couvercle vient fermer le réservoir supérieur, afin d'appliquer les chargements (cas des essais à force contrôlée). Le dispositif est conçu de manière à être facilement monté et démonté, module par module.

La Figure 2. 6 présente un schéma d'ensemble du dispositif d'essai, où l'on peut identifier les différents éléments.

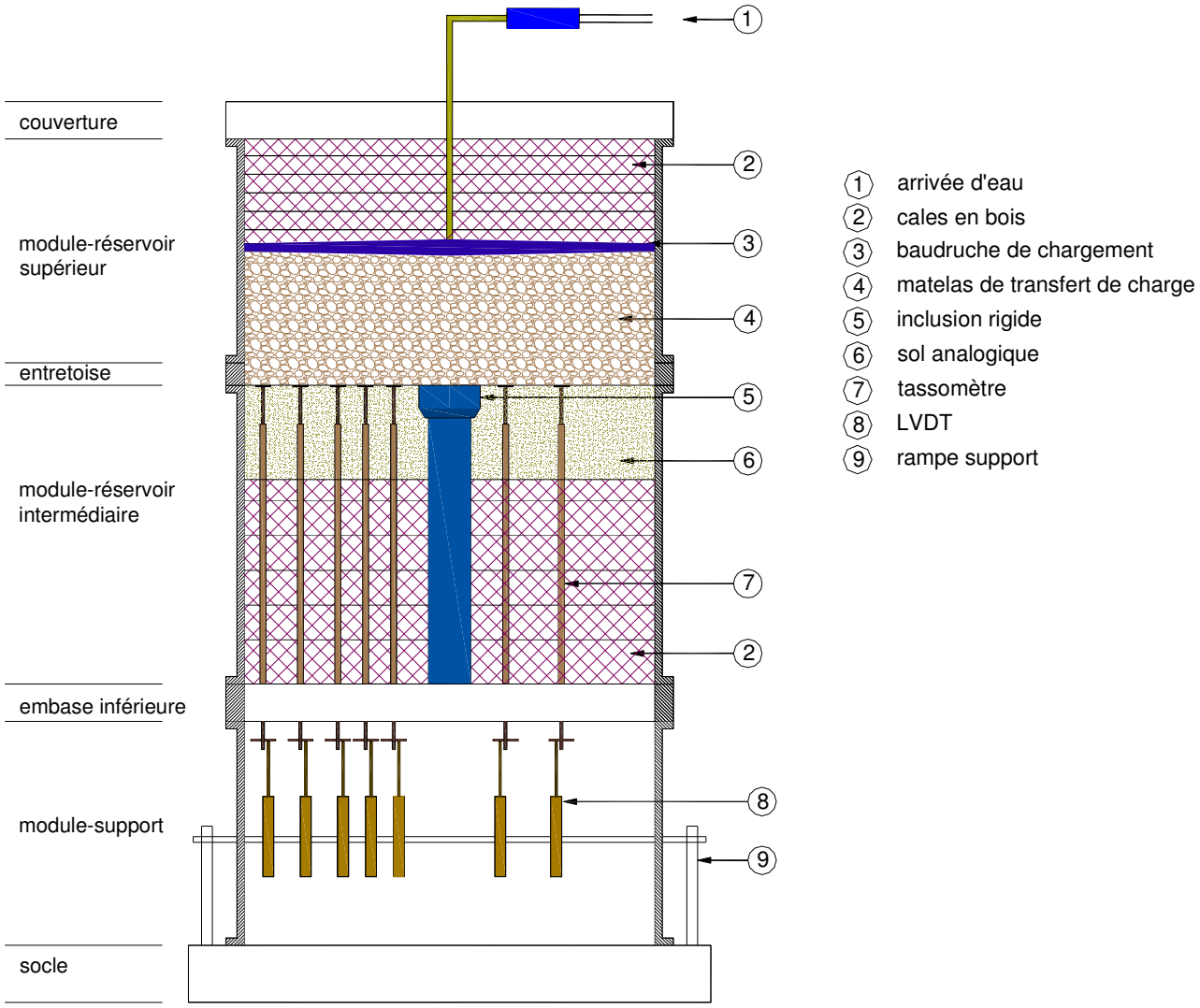


Figure 2. 6 - Schéma d'ensemble du dispositif (configuration de chargement à pression contrôlée)

Le module support sert d'assise aux deux réservoirs empilés au dessus. Il est équipé de fenêtres permettant le réglage des tassomètres et le passage des câbles des différents capteurs (capteurs de déplacement LVDT des tassomètres, capteur d'effort de l'inclusion).

Le réservoir intermédiaire, d'un diamètre de $550\ mm$ et d'une hauteur de $400\ mm$, est équipé en son centre de l'inclusion instrumentée, fixée sur l'embase inférieure (configuration à une inclusion centrale). Il contient le matériau « analogique », représentatif du sol mou entourant l'inclusion, éventuellement complété par des cales de remplissage.

Le réservoir supérieur, de $550\ mm$ de diamètre lui aussi et de $300\ mm$ de hauteur contient le matériau constitutif du matelas, surmonté par le dispositif de chargement (baudruche en forme de disque pour les essais à pression contrôlée et embase de chargement rigide pour les essais pilotés en déplacement).

La baudruche peut éventuellement être surmontée par des cales en bois pour reprendre le jeu entre celle-ci et le couvercle.

Le couvercle assure la réaction nécessaire pour réaliser les essais à pression contrôlée ainsi que le guidage du piston de chargement pour les essais à déplacement imposé. La Figure 2. 7 présente une vue d'ensemble du dispositif d'essai.

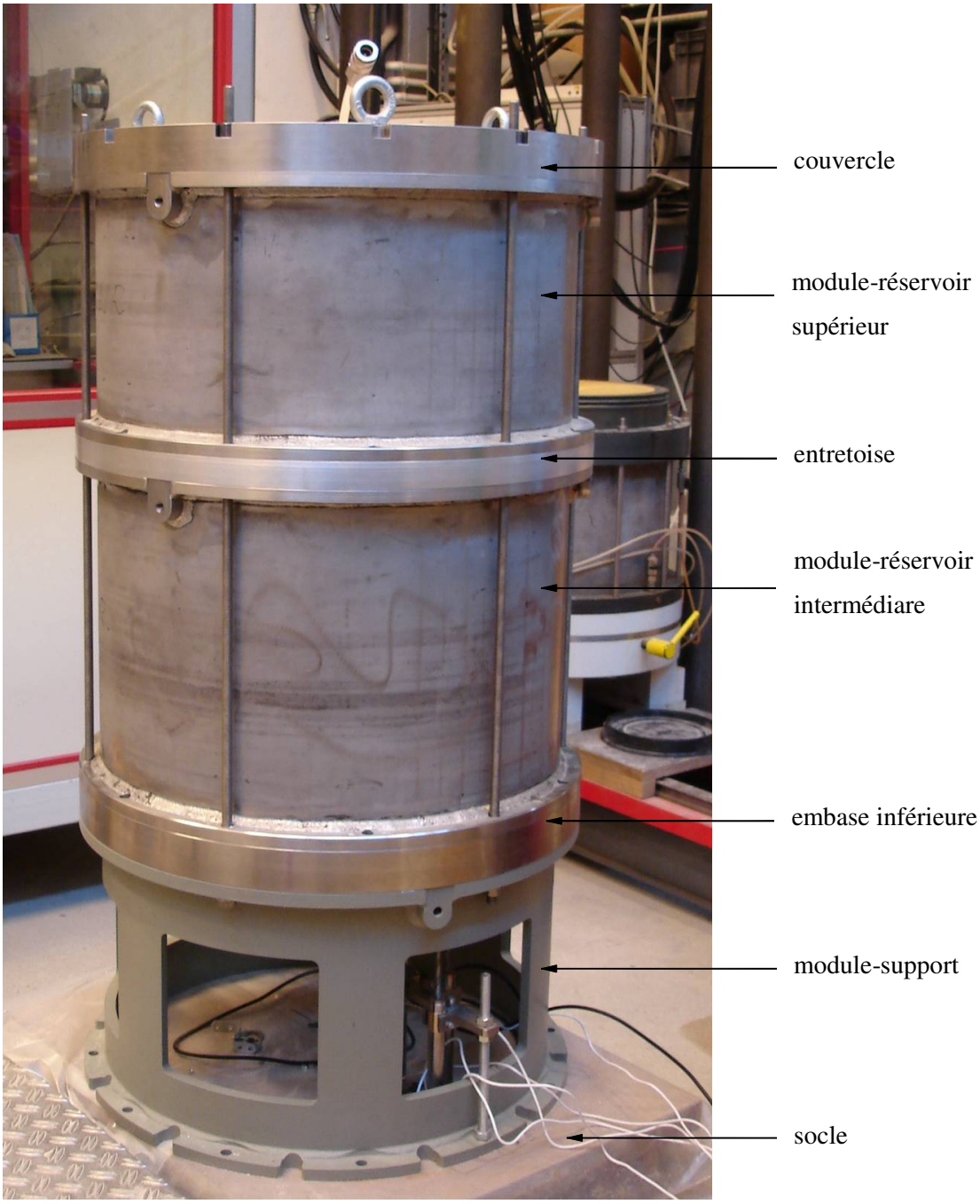


Figure 2. 7- Vue d'ensemble du dispositif d'essai

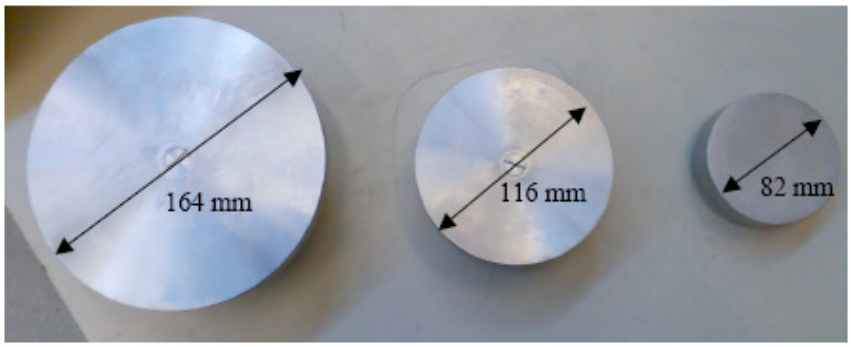
2.2.2. L'inclusion instrumentée

L'inclusion (Figure 2. 8) se compose d'un fût tubulaire de 60 mm de diamètre, équipé à son extrémité supérieure d'une tête de chargement reposant sur un capteur de force de 5 *kN* ou de 30 *kN* de capacité (Figure 2. 8). Les capteurs de force ont le même diamètre que le fût.

La tête est interchangeable, ce qui permet de tester des têtes d'inclusions de différents diamètres. La tête de référence a un diamètre de 82 mm (réduction de 5,12 par rapport aux inclusions de 420 *mm* utilisées sur le site de Saint-Ouen-l'Aumône). L'inclusion est fixée sur le fond du réservoir (embase inférieure) par l'intermédiaire d'un adaptateur démontable. Cet adaptateur permet d'implanter facilement des inclusions rigides avec des fûts de différents diamètres sans avoir à modifier l'embase inférieure.

(a)

(b)



(c)

Figure 2. 8– Vues de l'inclusion instrumentée
a) assemblage du capteur d'effort et de la tête d'inclusion ;
b) inclusion en place dans le réservoir ; c) têtes d'inclusion de différents diamètres

En outre, on dispose de têtes d'inclusion de différents diamètres (82, 116 et 164 *mm*), ce qui permet d'étudier une plage de taux de recouvrement α comprise entre $2,22\ \%$ et $8,88\ \%$ (Figure 2.8.c). La mesure de l'effort repris par la tête de l'inclusion constitue un point essentiel dans la compréhension de la transmission des efforts à travers le matelas. Le choix du capteur ($5\ kN$ ou $30\ kN$) dépend de la configuration adoptée, et en particulier, du diamètre de la tête d'inclusion.

Figure 2. 9 – Capteur d'effort de 5 kN (instrumentation de la tête de l'inclusion)

2.2.3. Les tassomètres

Les tassomètres ont pour objectif de mesurer, en certains points représentatifs, le tassement de l'interface entre le sol mou analogique et le matelas de répartition. Le principe retenu pour la mesure est présenté sur la Figure 2. 10. a. Il s'agit d'une tige équipée en tête d'un petit disque de $20\ mm$ de diamètre, pouvant coulisser dans un tube de guidage qui traverse la couche de sol analogique et qui est fixé sur le fond du réservoir. La surface du disque est suffisante pour que celui-ci se déplace avec l'interface, le déplacement mesuré donnant le tassement de l'interface.

En partie supérieure, la partie de la tige sortant du tube de guidage est protégée par une membrane en latex afin d'éviter que le sable entre dans le tube. Un ressort de faible raideur disposé au-dessous du disque permet de garder la position initiale de la tige, à l'interface sol/matelas, pendant la phase de mise en place du sol analogique.

Le déplacement de la tige est mesuré au-dessous du fond du réservoir grâce à un capteur de déplacement du type LVDT (modèle DX20 EL-50) (Figure 2. 11). Le contact entre la tige et le capteur de déplacement est assuré par l'intermédiaire d'une plaque d'appui vissée sur la tige. Les Figure 2.

10.b. et Figure 2. 10. c présentent des vues d'un tassomètre isolé installé pour les essais de validation du dispositif.

(a) (b) (c)

Figure 2. 10 - Tassomètre : a) Principe de fonctionnement ; b) Vue de l'inclusion et du tassomètre après mise en place des cales ; c) Principe de la mesure du tassement au dessous du réservoir

La Figure 2. 12 présente l'ensemble des cinq LVDT installés sur leur rampe de fixation pour la mesure de la déformée de l'interface matelas - sol analogique sur un rayon. Chaque tassomètre peut coulisser horizontalement et verticalement sur la rampe en vue d'assurer un réglage optimum et un bon contact avec la plaque d'appui de chaque tassomètre. Les signaux de sortie, sont enregistrés par un multimètre. La course des LVDT est de 50mm, ce qui est largement suffisant pour suivre le tassement du sol analogique.

(a) (b)

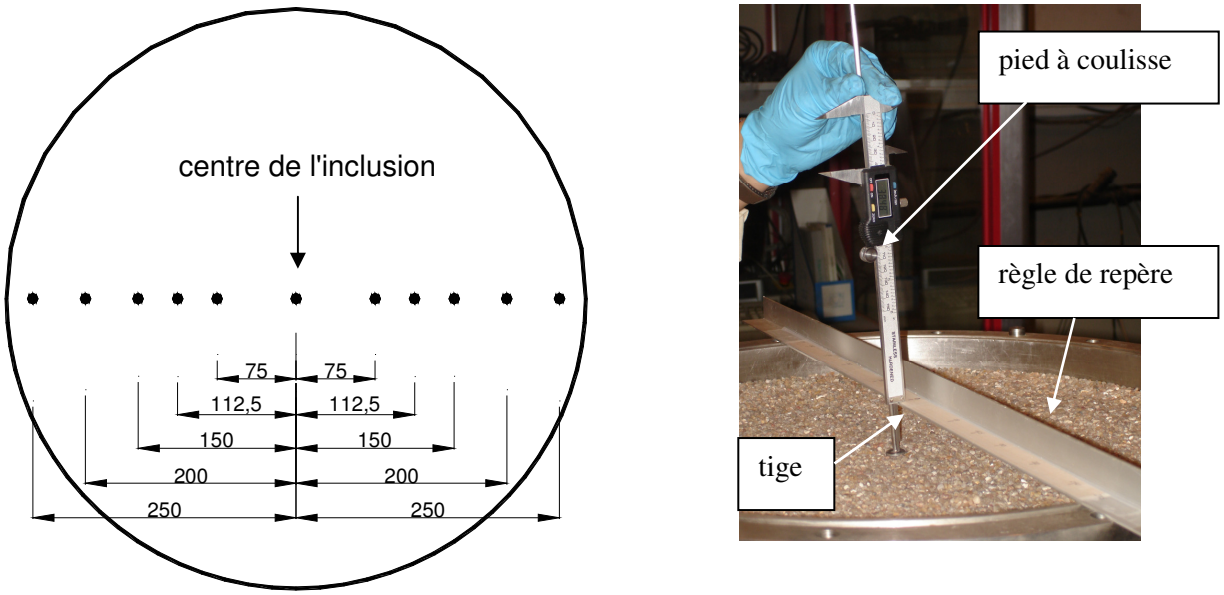
Figure 2. 11 – a) Capteur de déplacement LVDT pour la mesure des tassements par tassomètre ; b) Rampe de fixation des capteurs de déplacement

(a) (b)

Figure 2. 12 – a) Vue des cinq tassomètres installés dans le réservoir ; b) Vue des capteurs LVDT installés sur la rampe de fixation

2.2.4. Dispositif pour mesurer le tassement de la surface du matelas

Le tassement de la surface du matelas est mesuré avant et après le chargement en 11 points sur un diamètre de la cellule (Figure 2. 13. a). Cette mesure est effectuée en utilisant une tige de tassomètre, un pied à coulisse numérique et une règle repère (Figure 2. 13. b).



(a) (b)

Figure 2. 13 – a) Position des points de mesure ;
b) Dispositif pour mesurer le tassement à la surface du matelas

2.2.5. Dispositif de chargement

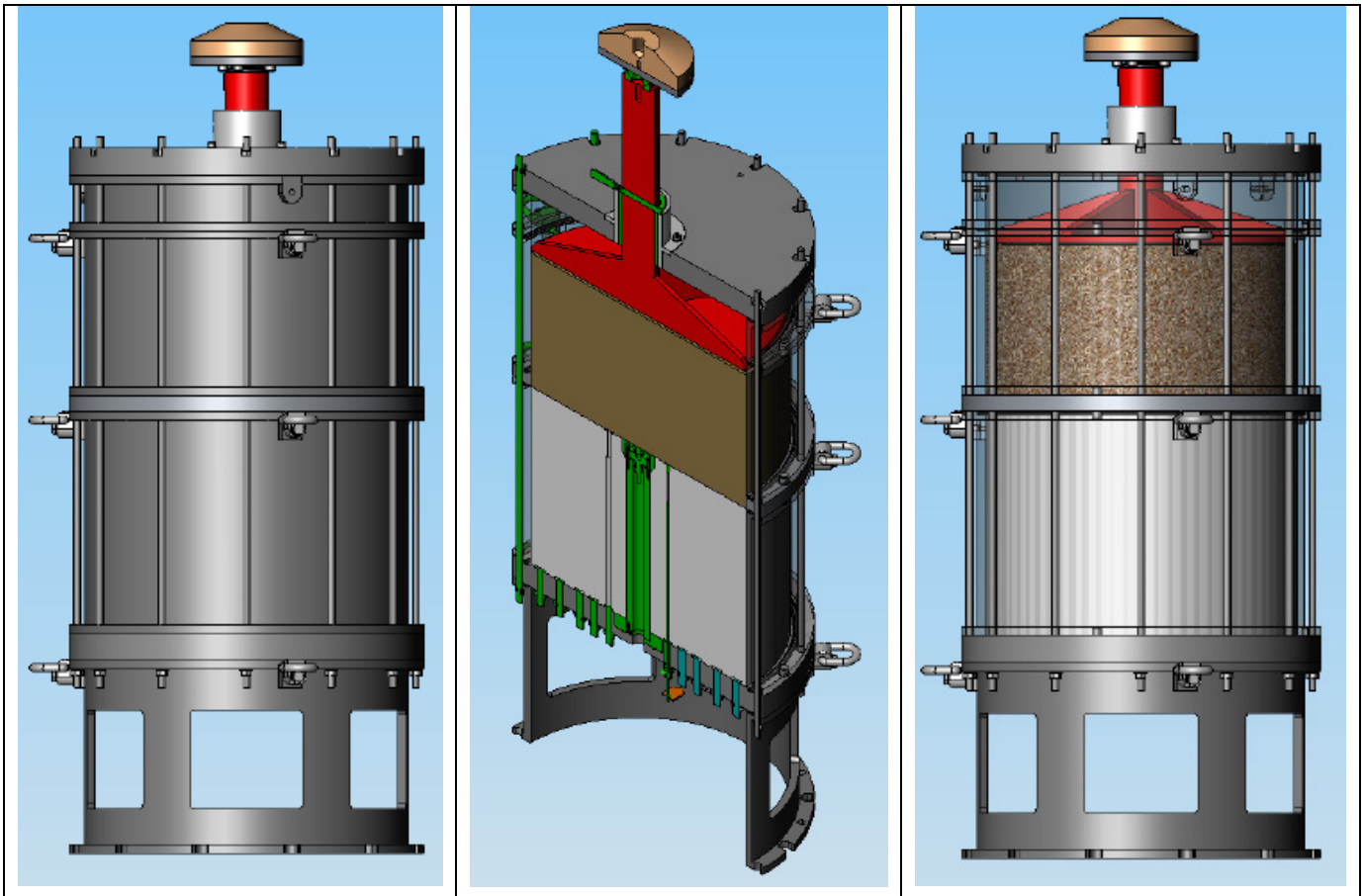
En vue de simuler des chargements du type remblai (pression contrôlée) ou dallages (déplacement contrôlé), deux modes de chargement peuvent être utilisés pour charger le modèle.

Le chargement à pression contrôlée est réalisé grâce à une baudruche formée d'une membrane Pronal (modèle HP 550 C1) en forme de disque (Figure 2. 13) permettant d'appliquer le chargement grâce à une pression d'eau contrôlée par une servovalve (Joucomatic Sentronic 601 ; 0-1 MPa) et mesurée sur un capteur de pression. La réaction nécessaire pour l'application de la pression est fournie par le couvercle de la cellule solidarisé à la cellule par un ensemble de tirants. Le jeu éventuellement existant entre la baudruche et le couvercle de la cellule est repris par des cales en bois de différentes épaisseurs. Cette membrane a une pression de gonflage maximale de $0,7\ MPa$ et une course de $25\ mm$.

La pression d'eau dans la baudruche est mesurée par un capteur de pression placé à la même hauteur que celle-ci afin d'éviter la correction de pression hydrostatique qui résulterait d'une différence de niveau.

Figure 2. 14 – Baudruche formée de membranes Pronal, utilisée pour le chargement à pression contrôlée

Le chargement à déplacement contrôlé est appliqué grâce à une embase rigide, pilotée grâce au servo - vérin du dispositif d'essai en chambre d'étalonnage (Figure 2. 15).



a) Vue d'ensemble	b) Coupe longitudinale	c) Vue d'ensemble

Figure 2. 15 - Schéma de principe du chargement du matelas à force contrôlée par une embase rigide

2.3. ESSAIS PRELIMINAIRES DE VALIDATION DU DISPOSITIF

La validation du dispositif consiste à vérifier les points suivants :

- fonctionnement des différents éléments du dispositif et de la métrologie (tassomètres, capteur de force, système de chargement) ;
- fonctionnement du programme de pilotage et d'acquisition ;
- fonctionnement de l'ensemble du dispositif dans une configuration test (sol analogique, matelas, système de cale en bois).

Une fois que les trois aspects cités ci-dessus sont vérifiés, on établit une procédure d'essai complète qui sera décrite à la fin de ce chapitre.

2.3.1. Description des essais de validation

2.3.1.1. Principe de l'essai de validation

Le principe d'un essai de validation est présenté sur la Figure 2. 16,

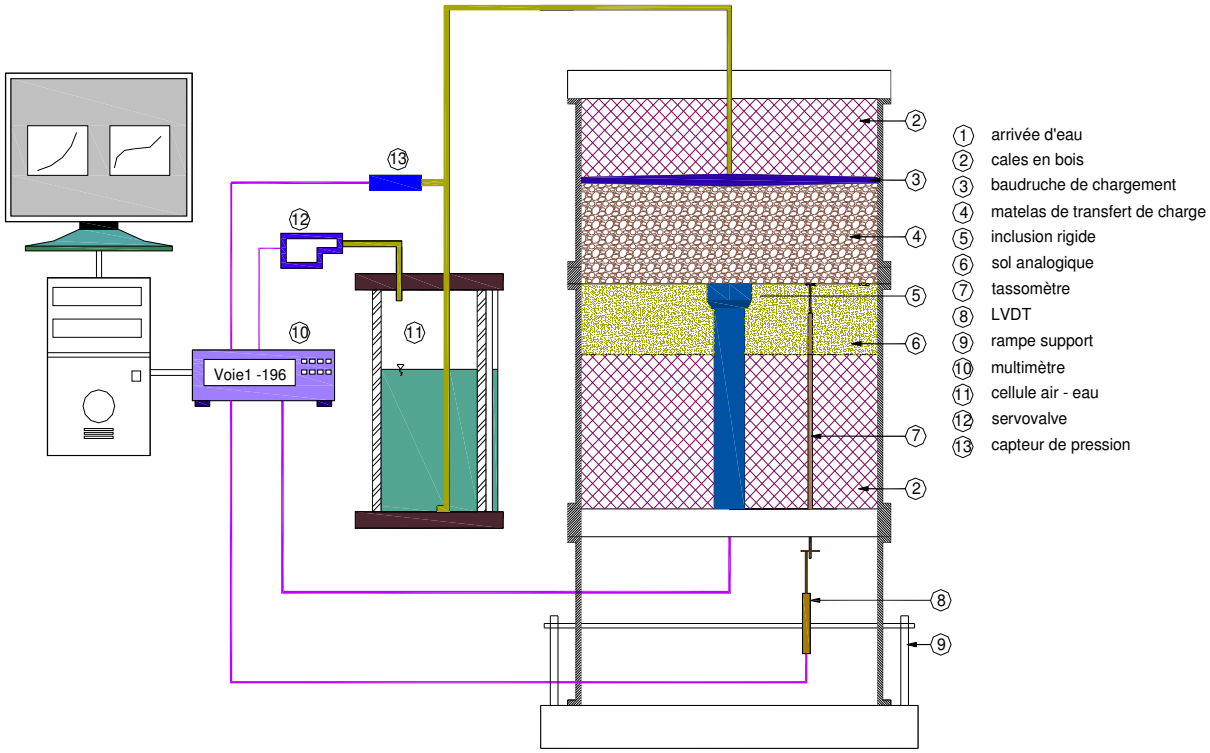


Figure 2. 16 - Principe de l'essai de validation

La servovalve (12) contrôlée par le programme de pilotage et d'acquisition, asservit la pression d'air dans la cellule air - eau (11). L'eau, ainsi mise sous pression, vient gonfler la baudruche en appliquant la pression correspondante au matelas. Cette pression est mesurée par le capteur de pression (13) qui est disposée au même niveau que la baudruche de chargement (3) pour le cas de $20\ cm$ de l'épaisseur de matelas. La différence de niveau, $\pm 10\ cm$ pour les cas de l'épaisseur de matelas de $30\ cm$ et/ou de $10\ cm$, est pris en compte dans le calcul de la pression effective appliquée par la baudruche de chargement sur le matelas de transfert. Le capteur de force installé au dessous de la tête de l'inclusion rigide mesure la force exercée sur l'inclusion rigide et les tassomètres mesurent le tassement à l'interface entre le sol analogique et le matelas. L'acquisition des différents capteurs est réalisée grâce à un multimètre (10) et transmise grâce au logiciel d'acquisition au micro-ordinateur pour stockage et traitement.

Une série d'essais de validation a été réalisée en suivant ce protocole. Les matériaux, les paramètres, les capteurs seront présentés dans les paragraphes suivants.

2.3.1.2. Matériaux utilisés pour les essais de validation

On a utilisé pour les essais préliminaires un micro-ballast 6/24 (MB6/24) et un micro-ballast 8/16 (MB8/16) comme matelas de transfert de charge. Les caractéristiques mécaniques de ce type de matériau ont été étudiées par Seif El Dine (2007). La dénomination 6/24 ou 8/16 représente le diamètre minimal et maximal du matériau. La masse volumique moyenne du matelas est de $1,62\ t/m^3$ (la densité apparent du ce type de matériau) a été choisie de manière à faciliter la mise en place du matériau.

On a fait varier la taille du matériau constitutif du matelas de transfert ainsi que son épaisseur. Les paramètres du modèle physique sont présentés dans le Tableau 2. 1.

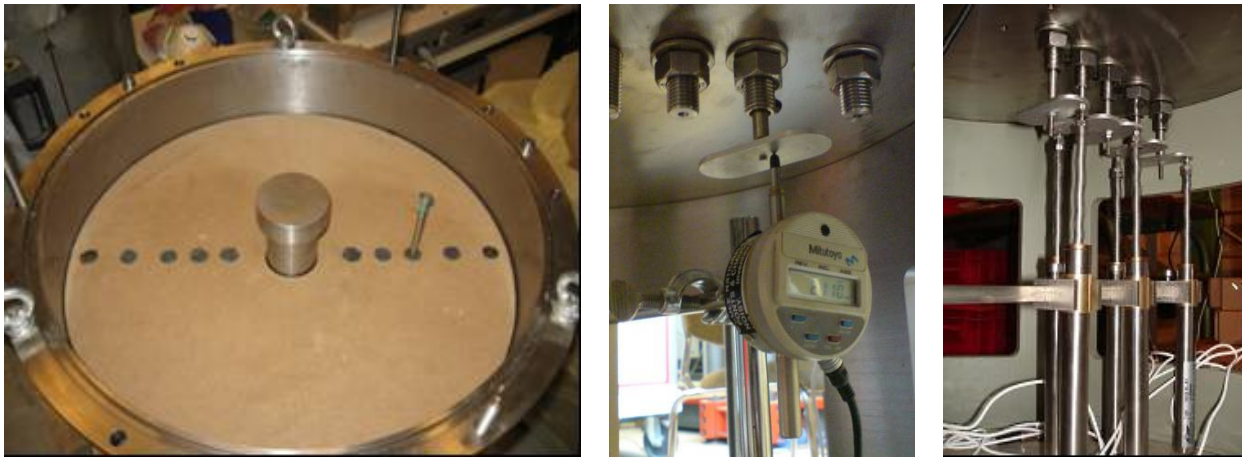
Matelas de transfert	h_m	6,5 cm – 12,1 cm – 18,0 cm
	Nature	Micro-ballast 6/24 Micro-ballast 8/16
Sol analogique	épaisseur du sol analogique (h_s)	9,5 cm
	fraction volumique des billes de polystyrènes (f_v)	0,30
Diamètre de la tête de l'inclusion rigide	a	82 mm

Tableau 2. 1 - Paramètres des essais de validation

Quant au sol compressible, on a utilisé un matériau analogique, fabriqué au laboratoire en mélangeant le sable d'Hostun HN31 (Hostun RF) et des billes de polystyrènes sol analogique selon une fraction volumique de $30\ \%$. La procédure de fabrication ainsi que les caractéristiques de ce type de matériau sont présentées de manière détaillée dans l'annexe 1.

2.3.1.3. Instrumentation pour l'essai de validation

Pour les premiers essais, on n'a disposé que d'un seul tassomètre de course $25\ mm$. Sa position a été changée d'un essai à l'autre afin de vérifier son comportement à différentes positions. Le tassement de la tige a été mesuré soit par un capteur de déplacement digital du type Mytutoyo soit par un capteur de déplacement du type LVDT (Linear Variable Différential Transformers) (Figure 2. 17). L'inclusion rigide est instrumentée à sa partie supérieure par le capteur de force de $5\ kN$ de capacité et recouverte par la tête de $82\ mm$ qui correspond au taux de recouvrement de $2,22\ \%$.



(a) (b) (c)

Figure 2. 17 – a) Vue de l'inclusion et du tassomètre après mise en place des cales ; b) Mesure du tassement au-dessous du réservoir par capteur Mytutoyo ; c) Mesure du tassement au-dessous du réservoir par capteur LVDT

Le capteur de pression, disposé au même niveau que la baudruche, mesure la pression dans celle-ci.

2.3.2. Programme d'acquisition et de contrôle de l'essai

Le programme d'acquisition et de contrôle est développé sous Labview. Il nous permet de piloter le chargement de la baudruche via la servovalve et d'enregistrer les signaux de sortie des capteurs de force, de pression et des LVDT (Annexe 2).

Ce programme se compose de deux phases :

- La phase de « mise en place » du dispositif.
- La phase d'« essai ».

Une fois que le sol analogique est mis en place, le tassement à l'interface et la force sur l'inclusion rigide sont nulles, (le point « zéro » de l'essai). Le programme enregistre toutes les valeurs des capteurs au cours de la mise en place du matelas. Cette phase se termine après la fermeture du dispositif. La phase « essai » consiste à augmenter la pression dans la baudruche et à enregistrer les données jusqu'à la fin du chargement.

Le chargement du matelas est réalisé par palier de $10\ kPa$ pendant 15 à 20 minutes jusqu'à $100\ kPa$. Ceci nous permet d'observer l'évolution du mécanisme de transfert de charge en fonction de la contrainte exercée. La valeur maximale de chargement ($100\ kPa$) a été choisie par rapport à celle exercée sur le site expérimental ($5\ m$ de l'épaisseur de remblais).

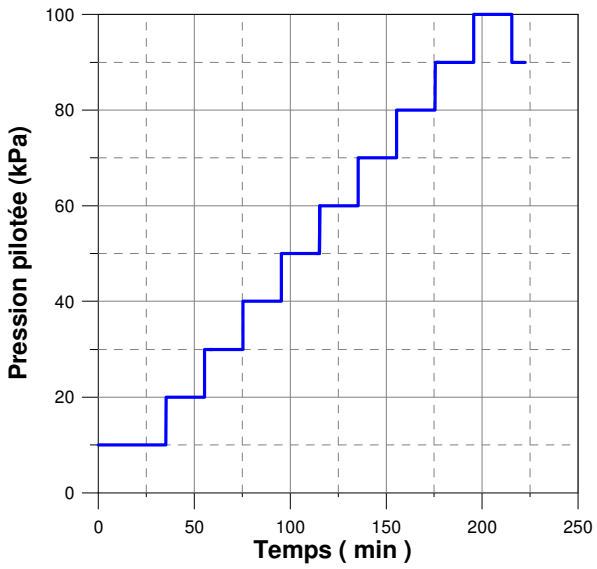


Figure 2. 18 - Les paliers de chargement

Le programme d'acquisition nous permet de changer la durée ainsi que l'incrément de chaque palier de chargement ou déchargement. Le passage au palier suivant est réalisé lorsque les conditions suivantes sont satisfaites :

- La durée de chargement du palier est plus grande que celle initialement choisie (15 min) ;
- La variation de la force sur l'inclusion rigide (est inférieure à $10\ N/minute$).

2.3.3. Résultats des essais de validation

2.3.3.1. Vérification du fonctionnement du système de chargement et du capteur de force

La disposition du capteur de pression, au même niveau par rapport la baudruche, nous permet de mesurer précisément la pression de la baudruche. On présente sur Figure 2. 19 la pression pilotée et celle mesurée. On voit qu'au début de chaque palier de charge, la pression de baudruche n'atteint pas tout de suite la valeur pilotée car la baudruche a besoin de temps pour rattraper le tassement en surface du matelas. Lorsqu'elle a bien gonflé, en général, après une minute, elle suit correctement la pression pilotée par servovalve.

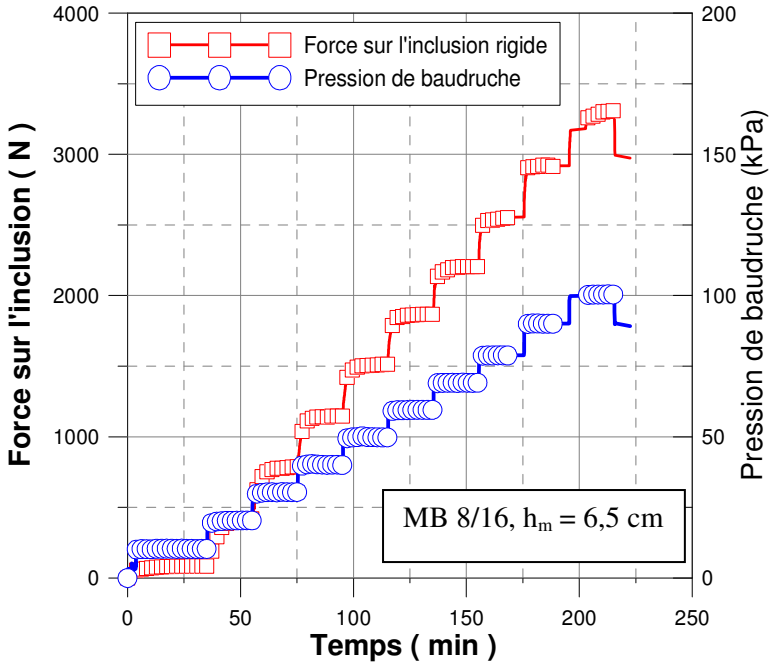


Figure 2. 19 - Pression de baudruche et force sur l'inclusion en fonction du temps

Ce résultat nous montre que la pression de baudruche atteint très vite les valeurs pilotées par le programme d'acquisition sauf le premier palier de chargement (10 *kPa*). Ce retard est dû au temps nécessaire pour que la baudruche puisse récupérer les jeux entre les cales supérieures et le couvercle du modèle physique. A partir des paliers suivants, la baudruche donne immédiatement la pression pilotée sur le matelas. Le décalage entre la pression mesurée et pilotée est de l'ordre de 1 *kPa* .

La courbe rouge en petits carrés présente la force mesurée à la tête de l'inclusion rigide pour le matelas du type MB 8/16 de 6,5 cm de l'épaisseur. On observe que le capteur de force réagit

simultanément avec la pression exercée par la baudruche. On voit également la stabilisation des efforts après 15 minutes. La force maximale mesurée sur la tête de l'inclusion rigide de l'ordre de 3250 N à 100 kPa de pression de baudruche montre un coefficient d'efficacité E_{eff} de l'ordre de 13,3%.

2.3.3.2. Vérification du fonctionnement du capteur LVDT et du tassomètre

Quant aux tassomètres, l'évolution du tassement de l'interface est présentée sur la Figure 2. 20. Le tassomètre fonctionne très bien et nous montre la déformation de la surface du sol analogique pendant toutes les phases de l'essai. La Figure 2. 20. b présente un zoom de la courbe du tassement pendant la phase de mise en place.

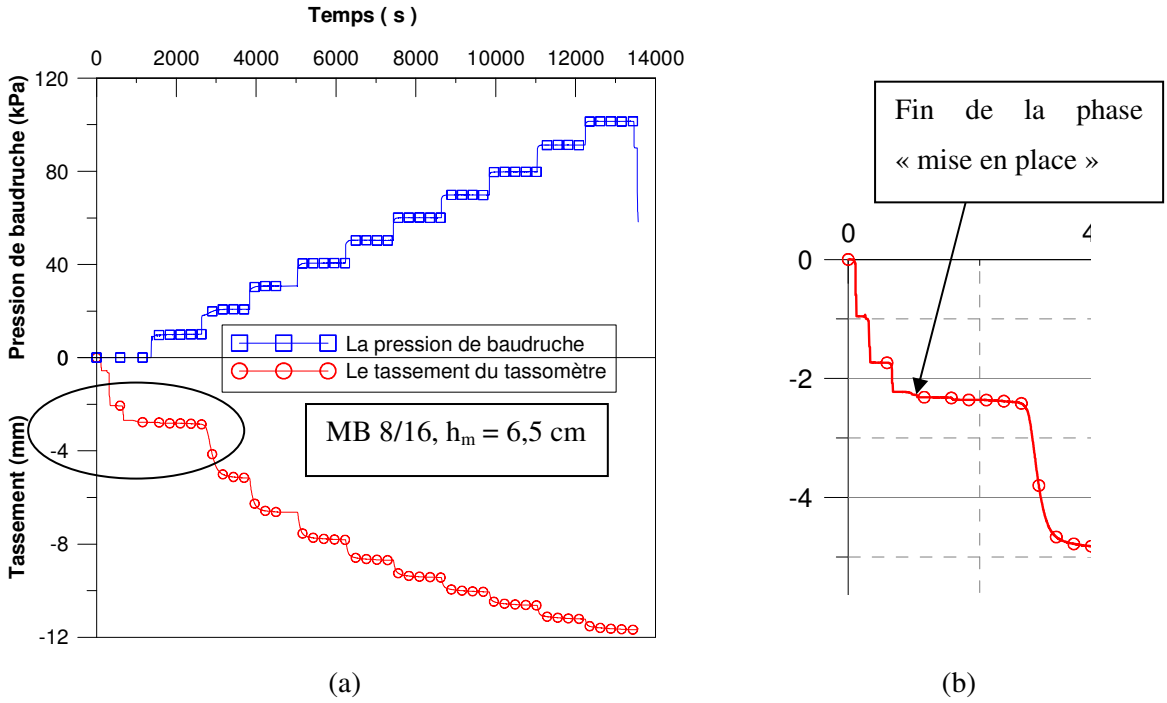


Figure 2. 20 – a) Evolution du tassement dû à la contrainte de la baudruche appliquée (0-100 kPa); b) tassement dû à la mise en place du matelas

On voit que la mise en place du matelas provoque le tassement au niveau de l'interface. Pourtant cette valeur est légèrement plus faible que celle due au premier palier de chargement (10 kPa).

2.3.3.3. Vérification du fonctionnement de l'ensemble du dispositif

A partir des résultats obtenus du programme d'essai de validation du dispositif, on a mis en évidence le mécanisme de transfert de charge vers l'inclusion rigide qui s'est développé au sein du matelas en observant l'évolution de la force exercée sur l'inclusion rigide en fonction de la pression de baudruche.

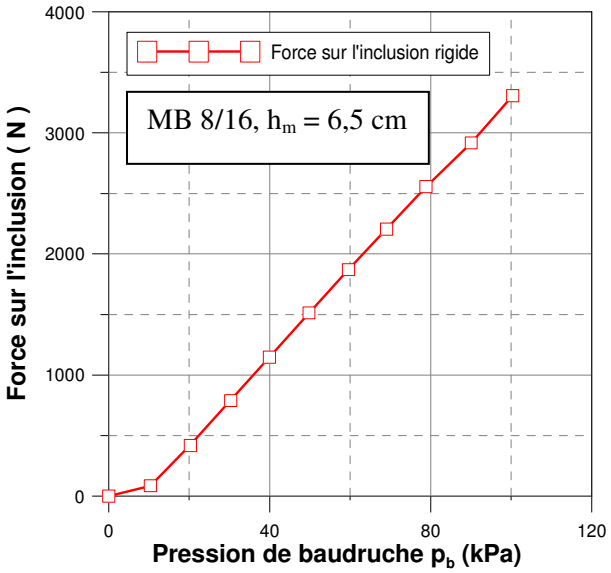


Figure 2. 21 - Evolution de la force sur l'inclusion avec la pression de baudruche

De plus, la forme en U de la surface du sol analogique observée après le démontage (Figure 2. 22) nous montre qualitativement le tassement du sol analogique. Pourtant il existe toujours un frottement sur les bords de la cellule.

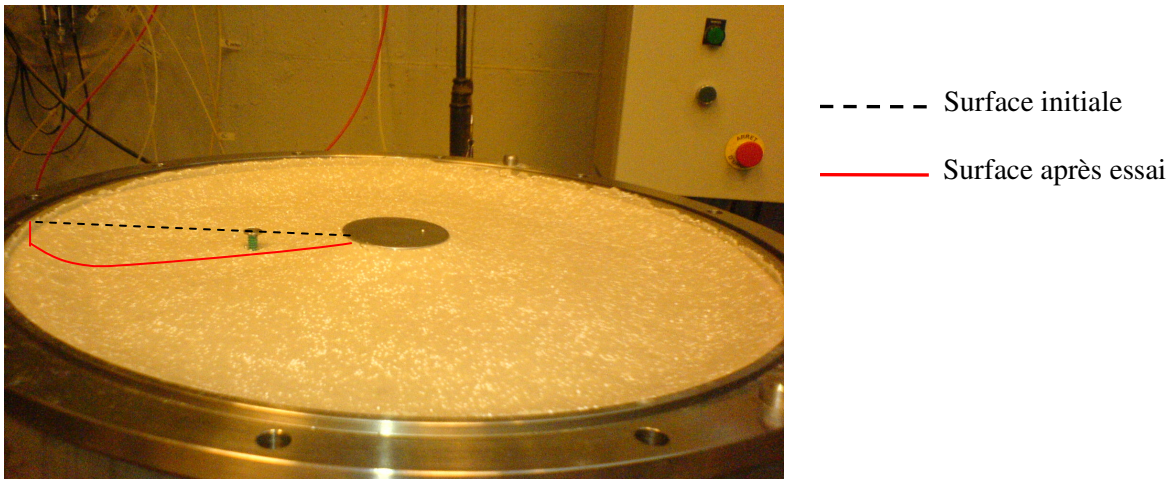


Figure 2. 22 - La déformation de la surface du sol analogique après l'essai

On a également observé l'influence de l'épaisseur du matelas avec les résultats des trois essais ayant le même type de matelas MB6/24, mais différentes épaisseurs, en terme de l'évolution de la force sur l'inclusion rigide avec la pression de baudruche (Figure 2. 23). Plus l'épaisseur du matelas est importante, plus la force est transférée vers l'inclusion rigide.

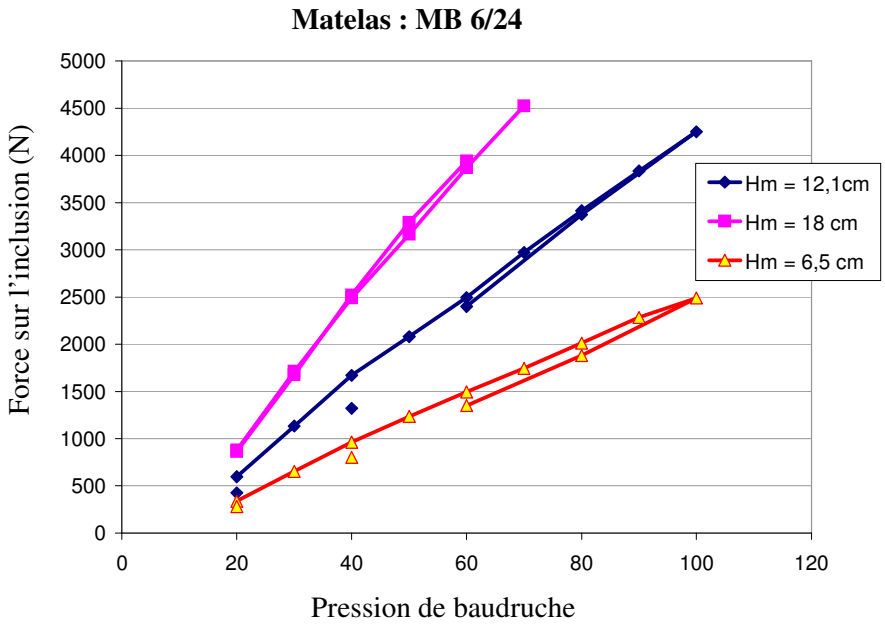


Figure 2. 23 - Influence de l'épaisseur du matelas sur la force reprise par l'inclusion rigide

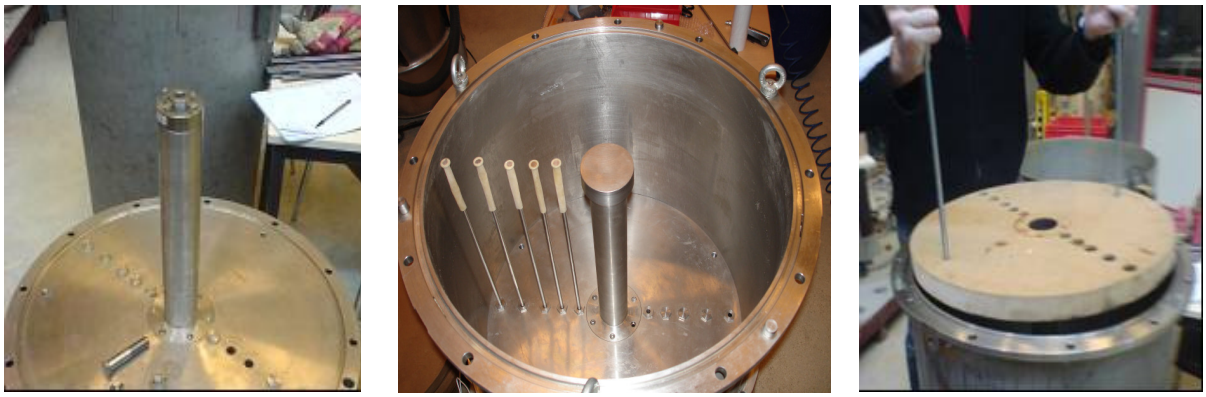
2.4. PROCEDURE DE L'ESSAI

Des remarques, des informations pour chaque essai sont notées dans une fiche d'essai (Annexe 3). Des protocoles expérimentaux précis ont dû être mis au point concernant le montage et le déroulement de l'expérimentation. Les principales opérations sont les suivantes :

- positionnement de l'embase inférieure sur le module support ;
- fixation de l'inclusion rigide (sans la tête);
- mise en place du module réservoir intermédiaire (devant contenir le sol analogique) ;
- mise en place des tassomètres coiffés par les membranes latex (ϕ7 mm) à protéger ;
- mise en place du système de cales inférieures ;
- mise en place de la tête de l'inclusion ;
- mise en contact des tiges du tassomètres aux LVDTs ;
- mise en place du sol analogique (mélange de sable et de billes de polystyrène) ;

- mise en place de l'entretoise ;
- mise en place du module - réservoir supérieur ;
- mise en place de l'anti-frettage (membrane en latex graissée et positionné sur le périmètre intérieur du réservoir) ;
- mise en place un film de séparation, de type alimentaire ;
- mise en place du matelas de répartition ;
- mise en place d'une membrane de 2 mm de l'épaisseur afin de protéger la membrane Pronal de chargement ;
- mise en place de la membrane Pronal de chargement ;
- mise en place d'un système de cales supérieures ;
- positionnement et serrage du couvercle de la cellule ;
- mise en pression de la membrane Pronal.

Les Figure 2. 24 à Figure 2. 28 présentent différentes vues du dispositif d'essai au cours du montage d'une expérimentation.



(a) (b) (c)

Figure 2. 24 - Montage de l'expérimentation

a) fixation de l'inclusion sur le fond du réservoir inférieur; b) mise en place du réservoir inférieur ; c) mise en place des cales

(a) (b) (c)

Figure 2. 25 - Montage de l'expérimentation
a) positionnement des tassomètres ; b) vue rapprochée de la tête du tassomètre ;
c) réglage du tassomètre par rapport à la tête de l'inclusion

(a) (b)

Figure 2. 26 - Montage de l'expérimentation
a) mise en place des membranes latérales anti-frottement;
b) nivelage de la surface du matériau analogique

(a)

(b)

Figure 2. 27 - Montage de l'expérimentation

a) mise en place d'un film de séparation entre le sol analogique et le matelas ;

b) mise en place du matelas

(a)

(b)

Figure 2. 28 - Montage de l'expérimentation

a) mise en place de la membrane de chargement ;

b) vue générale du dispositif après fermeture et serrage du couvercle

La Figure 2. 29 présente un schéma fonctionnel d'ensemble du dispositif d'essai comportant l'ensemble des sept tassomètres.

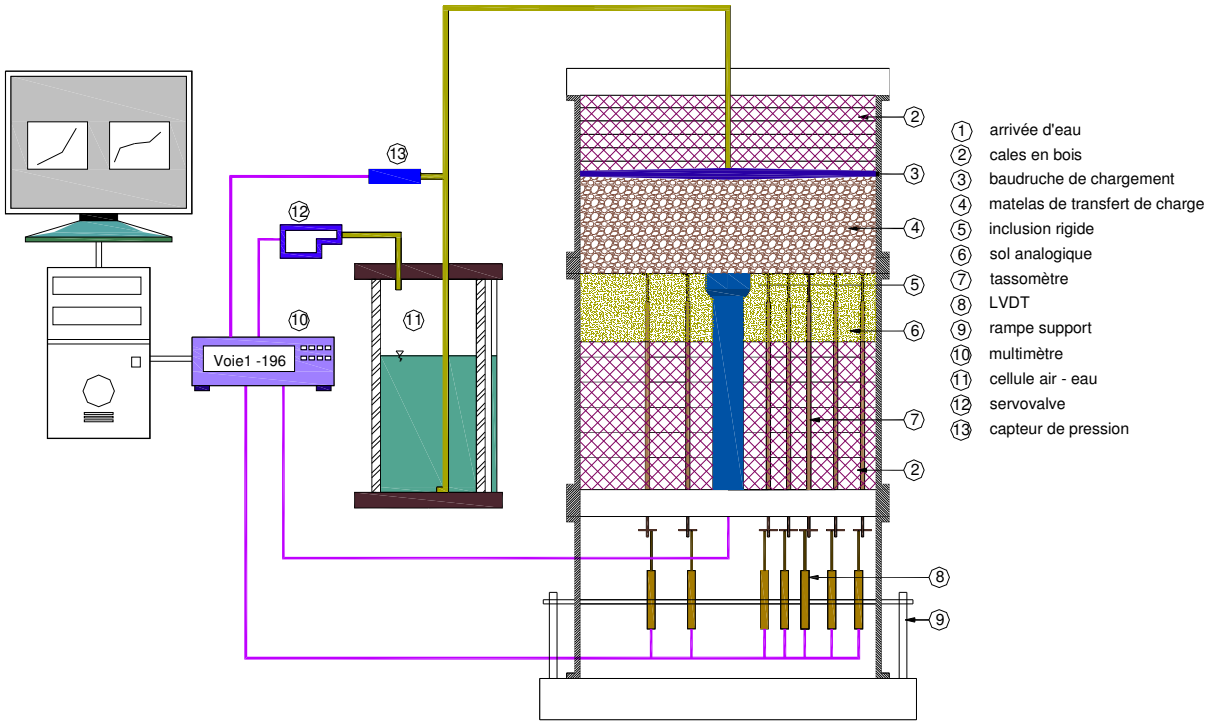


Figure 2. 29 - Schéma fonctionnel d'ensemble du dispositif d'essai

Chapitre 3 -
Présentation des résultats obtenus

INTRODUCTION

Suite au programme d'essais de validation du dispositif, une campagne d'essais à pression contrôlée a été réalisée sur ce dispositif. L'objectif de ce programme est, d'une part, de mettre en évidence les mécanismes de transfert de charge qui se produisent au sein du matelas et, d'autre part, d'étudier l'influence des paramètres de base sur les comportements observés. Dans cette partie, on va, en particulier, présenter l'influence des paramètres suivants sur les résultats obtenus :

- ❖ Paramètres géométriques :
  - épaisseur du matelas, h_m ;
  - taux de recouvrement, α .
- ❖ Paramètres caractérisant le matériau constitutif du matelas :
  - diamètre moyen du matériau constitutif du matelas, d_{50} ;
  - granulométrie du matériau constitutif du matelas ;
  - rigidité du matériau constitutif du matelas.
- ❖ Paramètres liés au sol analogique
  - compressibilité du sol analogique ;
  - épaisseur du sol analogique.

L'influence de ces paramètres sera évaluée à travers le coefficient d'efficacité E_{eff} et les tassements de l'interface sol analogique - matelas.

3.1. MATERIAUX CONSTITUTIFS DU MATELAS

On a retenu quatre types de matelas : gravier d'Hostun HN2/4 (M1), micro-ballast de coupure 5-8 mm (MB5/8), micro-ballast de coupure 10 – 16 mm (MB10/16), matériau mélangé (M2), dont un matériau de référence et trois autres matelas pour l'étude paramétrique.

3.1.1. Choix du matériau de référence

Comme on l'a vu précédemment, le mécanisme de transfert de charge qui se produit au sein du matelas dépend non seulement de la géométrie, de la nature physico-chimique mais aussi de la structure et des paramètres d'état du matériau (état de compacité, etc). Afin de favoriser les

mécanismes de transfert de charges, on a choisi un gravier uniforme d'Hostun (HN2/4), noté M1, comme matériau de référence du modèle physique

La Figure 3. 1 présente les courbes granulométriques de la grave utilisée sur le site expérimental de Saint-Ouen-l'Aumône et du gravier d'Hostun HN2/4. Les principales caractéristiques de ces matériaux sont données dans le Tableau 3. 1.

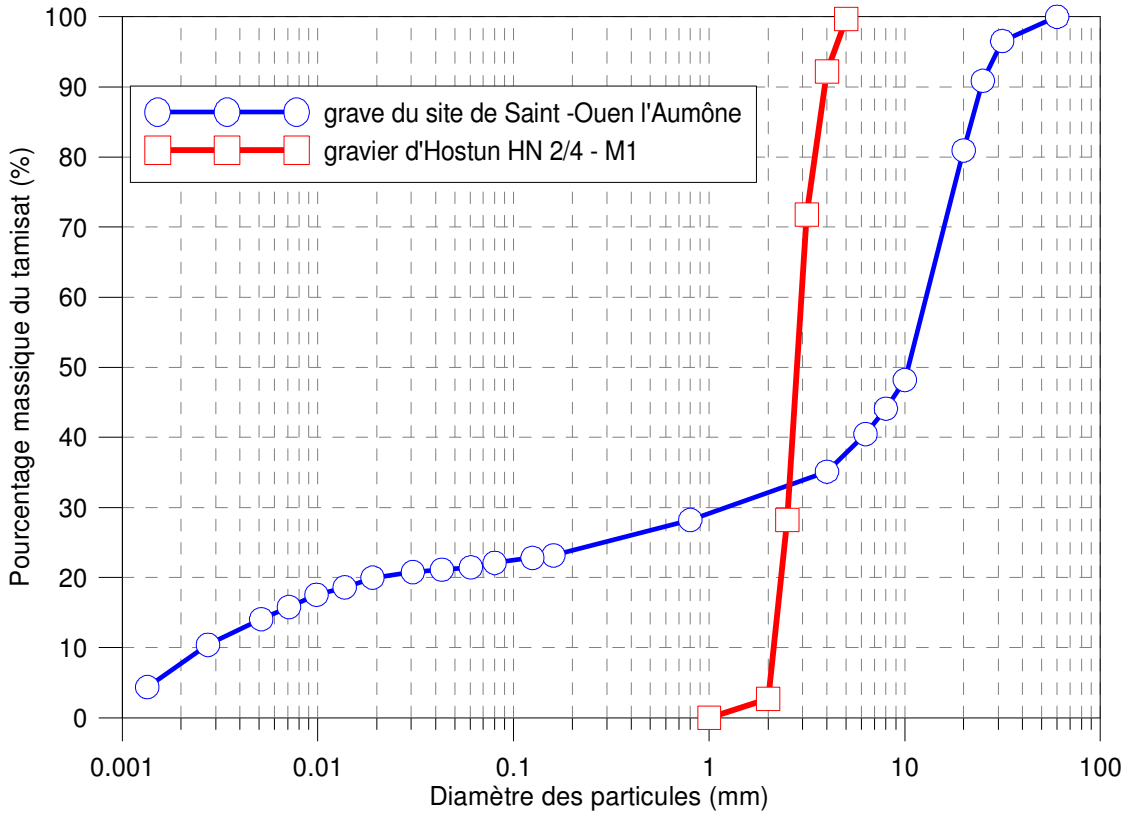


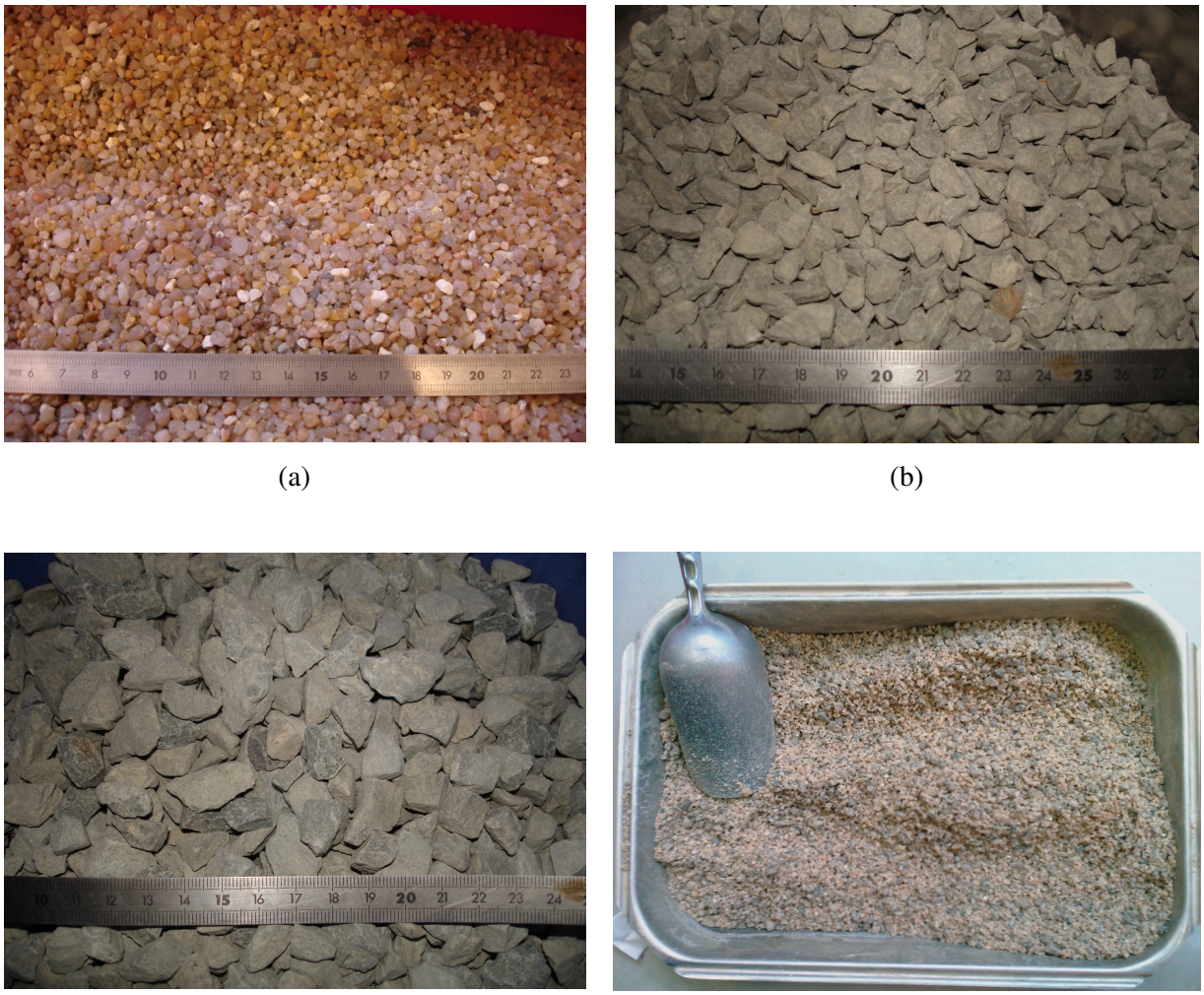
Figure 3. 1 - Courbes granulométriques de la grave du site expérimental de Saint-Ouen-l'Aumône et du matériau de référence M1

	d_{max} (mm)	d_{min} (mm)	d_{50} (mm)	d_{10} (mm)	d_{30} (mm)	d_{60} (mm)	$C_U = d_{60}/d_{10}$	$C_C = d_{30}^2/(d_{10}.d_{60})$
Gravier	50	0,001	12	0,003	1,5	15	10	50
HN2/4 (M1)	6,3	1	2,5	1,5	2	3	2	0,9

Tableau 3. 1 - Caractéristiques granulométriques de la grave utilisée sur le site expérimental de Saint-Ouen l'Aumône et du matériau de référence du modèle physique (Hostun HN2/4)

3.1.2. Choix des trois autres matériaux

Pour l'étude paramétrique, à côté du matériau de référence M1, trois autres types de matériau ont été étudiés : le micro ballast de coupure 5-8 mm (MB5/8), le micro ballast de coupure 10-16 mm (MB10/16) et le dernier matériau est un mélange des différents matériaux afin d'obtenir un matériau de granulométrie étalée (M2). La Figure 3. 2 présente différentes vues des quatres matériaux utilisés.



(a) (b)

(c) (d)

Figure 3. 2 - Matériaux constitutifs du matelas utilisés pour le modèle physique 1g :
a) Gravier d'Hostun 2/4 (M1) ; b) Micro-ballast MB 5/8 ;
c) Micro-ballast MB 10/16; d) Matériau étalé M2

3.1.3. Caractéristiques physiques des différents matériaux

3.1.3.1. Matériau de référence M1

On détermine les indices de vide maximal et minimal $e_{\max}$, $e_{\min}$ du matériau M1, qui nous permettent de calculer l'indice de densité I_D selon la formule suivante :

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

La procédure de l'essai correspond à la norme NF – P94 059 et le résultat est présenté dans le Tableau 3. 2 suivant :

	$e_{\max}$	$e_{\min}$
M1	0,717	0,615

Tableau 3. 2 - Indice des vides maximal et minimal pour le matériau M1

3.1.3.2. Matériaux MB5/8 et MB10/16

Les matériaux uniformes MB5/8 et MB10/16, ont un diamètre moyen des grains multiplié respectivement par 2 et 4 par rapport au matériau de référence M1, tout en gardant le même étalement ($d_{\min}/d_{\max}$). On étudie ainsi l'influence de la taille du matériau.

3.1.3.3. Matériau étalé M2

Sachant que les matériaux utilisés sur les chantiers, en général, sont des graves à granulométrie étalée, on a décidé, au laboratoire, de reconstituer un matériau étalé, qui a le même $d_{50} = 2,5mm$ que le matériau uniforme M1, en vue d'étudier l'influence de l'étalement granulométrique sur les résultats obtenus.

3.1.3.3.1. Méthodologie

Comme on vient de le voir, on devait respecter les conditions suivantes :

- le diamètre maximal du matériau $d_{\max} = 10\ mm$ (l'échelle 1/5e par rapport au site de Saint-Ouen-l'Aumône) ;
- le diamètre moyen du matériau $d_{50} = 2,5\ mm$;
- le coefficient uniformité, C_U doit être supérieur à 2 (J.P. Magnan 2004).

La procédure de mélange consiste à mélanger des sables de granulométries différentes avec des graviers selon un rapport massique donné (Tableau 3. 3). Afin d'assurer l'homogénéité du mélange, on ajoute 5% d'eau en masse.

Les matériaux utilisés sont :

- sables d'Hostun : HN 31 ; HN 0,4/0,8 ; HN 0,6/1,6 ; HN 1/2,5 ; HN2/4 ;
- sable de Fontainebleau NE 34 ;
- gravier à maçonner 4/12 mm écrêté à 10mm.

Les courbes granulométriques des sables utilisés et du mélange M2 sont présentées sur la Figure 3. 3

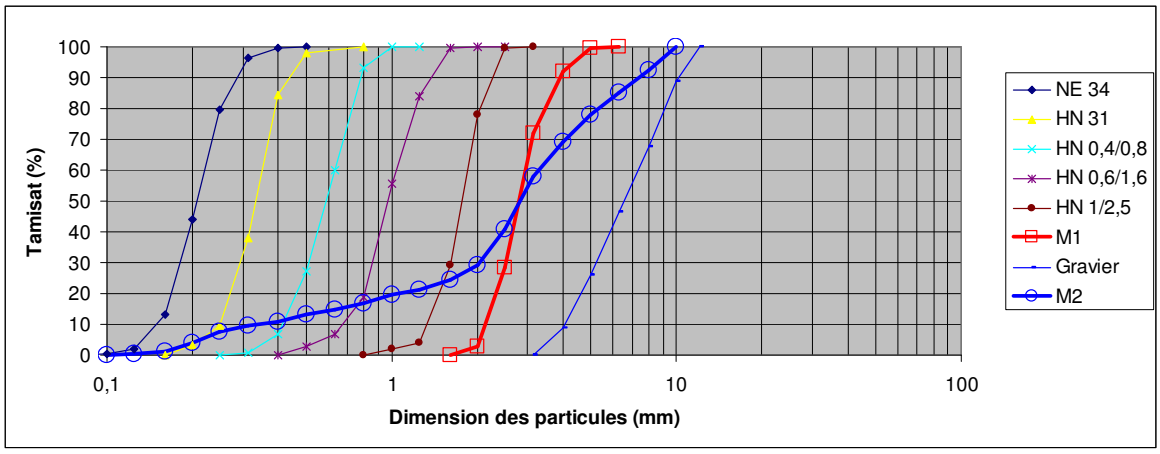


Figure 3. 3 - Courbe granulométrique théorique du matériau étalé, M2 et de M1

Type	Masse (kg)	Fraction massique (%)
NE 34	12	9,4
HN 31	4	3,2
HN 0,4/0,8	4	3,2
HN 0,6/1,6	8	6,3
HN 1/2,5	10	7,9
HN 2/4	50	39,3
Gravier écrêté	39,1	34,6
masse totale	127,1	
m eau (5%)	6,4	

Tableau 3. 3 – Composition du mélange pour le matériau M2

Les caractéristiques granulométriques du matériau M2 sont précisées dans le Tableau 3. 4.

	d_{max} (mm)	d_{min} (mm)	d_{50} (mm)	d_{10} (mm)	d_{30} (mm)	d_{60} (mm)	$C_U = d_{60} / d_{10}$	$C_C = d_{30}^2 / (d_{10}.d_{60})$
M2	10	0,1	2,5	0,32	2	3,2	10	3,9

Tableau 3. 4 - Caractéristiques granulométriques du matériau M2

3.1.3.3.2. Procédure de mélange

Le mélange est réalisé en trois phases successives (Figure 3. 4) :

- on pèse les matériaux selon la fraction massique nécessaire ;
- on réalise un premier mélange manuel à sec ;
- on ajoute l'eau et on mélange de nouveau.

a) **b)** **c)**

Figure 3. 4 - Procédure de mélange pour le matériau étalé
a) préparation ; b) mélange à sec ; c) mélange à 5 % de teneur en eau

3.1.4. Caractéristiques mécaniques

Une campagne d'essais triaxiaux ($\phi 100$) a été réalisée sur les matériaux M1, M2, MB5/8, MB10/16. Ces essais triaxiaux nous permettent de déterminer les droites de rupture qui sont associées à la cohésion et à l'angle de frottement (c, φ). Les résultats de ces essais ont servi, d'une part, à comprendre les comportements mécaniques des matériaux choisis, d'autre part, à fournir des données pour la modélisation numérique.

Le programme d'essai comprend une série de 3 essais pour chaque type de matériau à trois niveaux de contrainte de consolidation isotrope ($\sigma_c^{'} = 50,\ 100,\ 200\ kPa$). Les essais ont été réalisés à déplacement contrôlé, à une vitesse de l'ordre de 0,1 % de déformation axiale par minute (0,200mm/min). On a également réalisé des phases de décharge/recharge à quatre niveaux de déformation axiale, ε_a = 0,1 – 0,3 – 0,5 – et 1 %. Ces phases nous permettrent de déterminer le module d'Young E. Les résultats détaillés de cette campagne d'essai sont présentés dans l'Annexe 1.

Le Tableau 3. 5 résume des principaux résultats de critères de ruptures c, φ pour les matériaux constitutifs du matelas.

	E (0,1%)	φ	c	I_D
	(MPa)	(°)	(kPa)	
Matériau uniforme M1	114	36	1	0,79
Matériau étalé M2 ($\rho_d = 1,62\ t/m^3$)	<10	32	2	0,71
Matériau étalé M2 ($\rho_d = 1,67\ t/m^3$)	≈50	35	1	0,91
MB5/8		38	4	
MB10/16	130	40	5	

Tableau 3. 5 - Récapitulatif des paramètres de rupture de Mohr-Coulomb pour les 4 matériaux étudiés

3.2. RESULTATS D'ESSAIS TYPIQUES

3.2.1. Cas du massif non renforcé

Le comportement mécanique du sol analogique a déjà été étudié, à partir d'essais œdométriques (cf. annexe 1). L'objectif, ici, est d'obtenir des résultats de référence concernant le cas non renforcé par inclusion rigide. On réalise donc un essai de chargement du massif de sol analogique sans renforcement. On remplit le module-réservoir intermédiaire par le sol analogique SP30 sur une hauteur de 10,5 cm. Une couche de matelas M1 de 10 cm est mise en place sur le massif du sol analogique. Le tassement de l'interface sol/matelas est mesuré par les tassomètres disposés sur le rayon. La procédure de chargement est identique à celle de l'essai de validation. Le tassement du sol analogique sert en particulier à mettre en évidence l'avantage de la technique de renforcement par inclusion rigide par comparaison aux résultats obtenus lors des essais renforcés par inclusion rigide. Des essais de répétabilité seront également réalisés.

Le tassement à la fin des paliers de charge, à l'interface sol/matelas, mesuré sur les 5 capteurs LVDT, est illustré sur la Figure 3. 5. On a également tracé sur cette figure le tassement après la phase de mise en place.

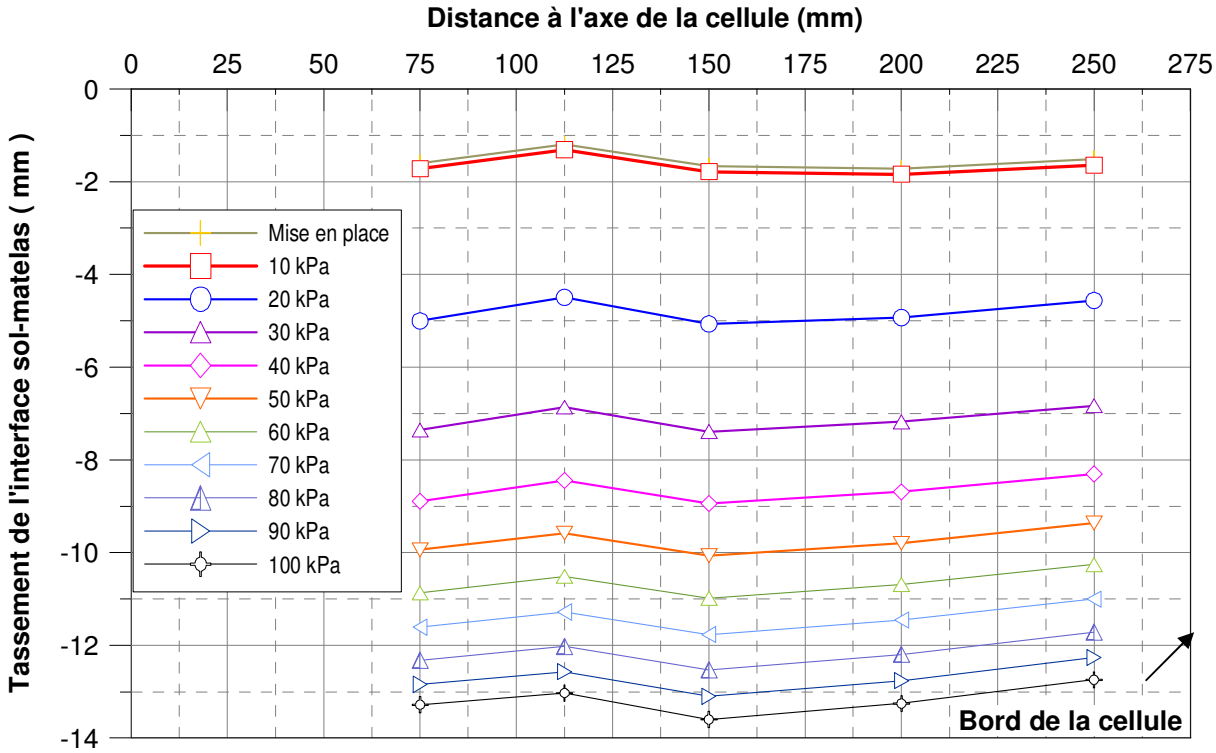


Figure 3. 5 - Evolution du tassement de l'interface sol/matelas à chaque palier de chargement

Le tassement de l'interface sol/matelas augmente sous les paliers de charge successifs, et la forme des courbes est similaire pour tous les paliers de charge. Les tassements sont relativement uniformes. Cependant, il semble que les frottements au bord influencent les tassements (diminution), en particulier pour les derniers paliers. Sous la pression de 100 kPa à la surface du matelas, le sol analogique tasse, en moyenne, d'environ 13,18 mm (12,6 % de déformation axiale) et de 12,74 mm au bord de la cellule (12,1 % de déformation axiale).

Pour l'étude paramétrique, on évalue l'influence des paramètres du modèle sur le tassement de l'interface sol/matelas en étudiant les deux indices suivants :

- tassement moyen, s_{moy} ;
- différence entre le tassement maximal et le tassement moyen $\Delta s_{\max} = s_{\max} - s_{moy}$

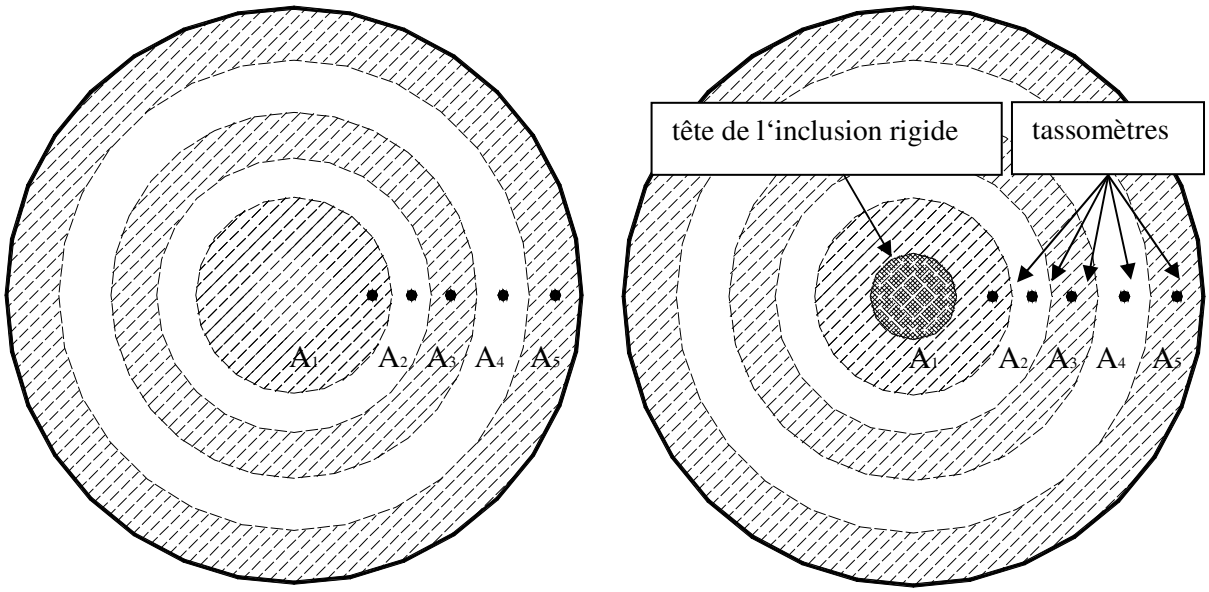
Le tassement moyen est calculé par la formule suivante :

$$s_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^{5} s_i A_i}{\sum_{i=1}^{5} A_i} \qquad \textbf{(3. 1)}$$

avec :

- s_i : tassement mesuré sur le tassomètre i ;
- A_i : surface de la zone de mesure du tassomètre i.

On suppose que, dans cette zone, le tassement est identique à la valeur mesurée par le tassomètre correspondant. La limite de ces zones est déterminée par le point central entre les tassements ou par le bord de la cellule. La Figure 3. 6 présente les zones de mesure pour les cinq tassomètres pour le cas non renforcé et le cas renforcé.



(a) (b)

Figure 3. 6 - Zone de mesure des tassomètres
a) Cas non renforcé ; b) Cas renforcé

Le tassement maximal $s_{\max}$ est la valeur maximale mesurée par les tassomètres :

$$s_{\max} = \max\left(s_i\right) \qquad \textbf{(3. 2)}$$

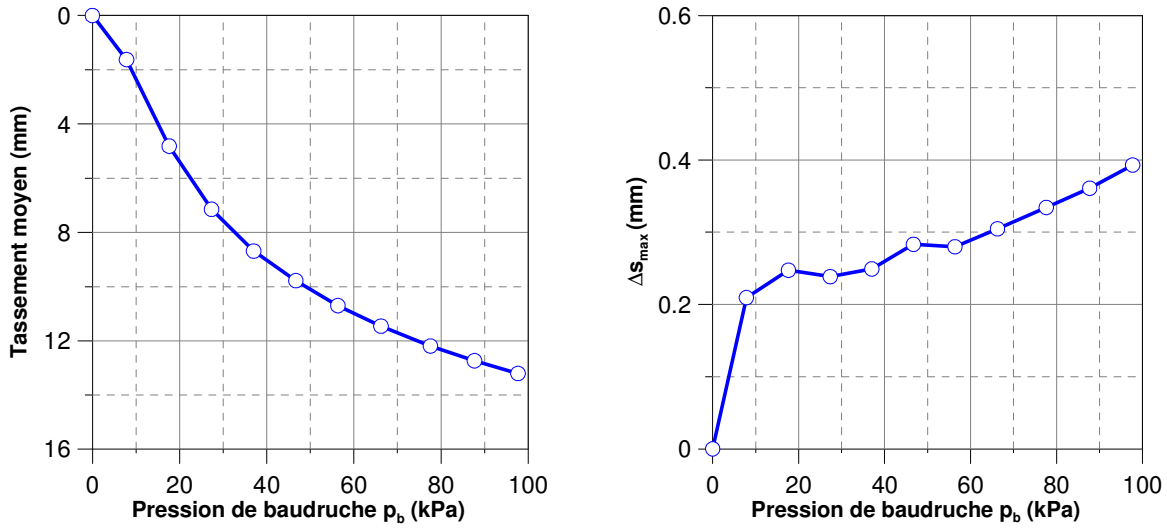
Le tassement moyen, s_{moy}, caractérise l'amplitude de tassement tandis que le $\Delta s_{\max}$ caractérise l'homogénéité des tassements à l'interface sol/matelas. Si $\Delta s_{\max}$ est petit, le tassement est plus homogène.

Le Tableau 3. 6 présente les valeurs mesurées par chaque tassomètre et ces deux indices pour le cas de référence non renforcé.

Palier	LVDT1 (mm)	LVDT2 (mm)	LVDT3 (mm)	LVDT4 (mm)	LVDT5 (mm)	$s_{moy,\ nr}$	$s_{\max,\ nr}$	$\Delta s_{\max,\ nr}$
10 kPa	1,72	1,31	1,78	1,83	1,64	1,62	1,83	0,21
20 kPa	5,00	4,49	5,07	4,93	4,56	4,82	5,07	0,25
30 kPa	7,35	6,86	7,39	7,18	6,83	7,15	7,39	0,24
40 kPa	8,89	8,44	8,94	8,69	8,30	8,69	8,94	0,25
50 kPa	9,94	9,58	10,07	9,80	9,36	9,78	10,07	0,28
60 kPa	10,87	10,51	10,98	10,69	10,26	10,70	10,98	0,28
70 kPa	11,61	11,28	11,77	11,45	11,00	11,46	11,77	0,30
80 kPa	12,32	12,02	12,53	12,19	11,71	12,19	12,53	0,33
90 kPa	12,84	12,57	13,10	12,76	12,26	12,74	13,10	0,36
100 kPa	13,28	13,03	13,60	13,26	12,74	13,20	13,60	0,39

Tableau 3. 6 - Tassements finaux de l'interface sol/matelas pour les différents paliers de chargement

La Figure 3. 7 présente le tassement moyen et $\Delta s_{\max}$ en fonction de la pression de baudruche. On observe que le tassement moyen s_{moy} augmente très rapidement aux premiers paliers de charge et moins rapidement lorsque la charge devient importante (50 kPa). D'un autre côté, l'évolution de la valeur de $\Delta s_{\max}$ confirme que, plus la charge est importante et plus le tassement différentiel est important.



(a) (b)

Figure 3. 7 - Tassement moyen, s_{moy} et $\Delta s_{\max}$ en fonction de la pression de baudruche

Au dernier palier de charge (100 kPa), le tassement moyen est de 13,2 mm et la valeur de Δs_{max} est de l'ordre de 0,40. On prend ces deux valeurs comme les références à comparer, sur l'amplitude et l'homogénéité des tassements à l'interface sol/matelas, avec les résultats obtenus pour les cas renforcés.

3.2.2. Massif renforcé par une inclusion rigide : cas de référence

On présente dans cette partie les résultats d'un essai typique (Tableau 3. 7) obtenu pour un matelas composé de gravier d'Hostun HN2/4 (matelas M1), de 10 cm d'épaisseur (h_m = 10 cm), un sol analogique composé d'un mélange de 70% de sable de Fontainebleau et 30% de billes de polystyrène (mélange SP30) de 10,5 cm d'épaisseur (h_s = 10,5 cm) et une tête d'inclusion de 82 mm de diamètre (α = 2,22 %).

Matelas		Sol analogique		Inclusion rigide	
Type	h_m	Type	h_s	a	α
M1 (Hostun HN2/4)	10 cm	SP30	10,5 cm	82 mm	2,22 %

Tableau 3. 7 - Caractéristiques de l'essai typique présenté

3.2.2.1. Reprise de l'effort par l'inclusion rigide

La Figure 3. 8 présente la sollicitation appliquée, sous la forme de la pression de baudruche mesurée en fonction du temps.

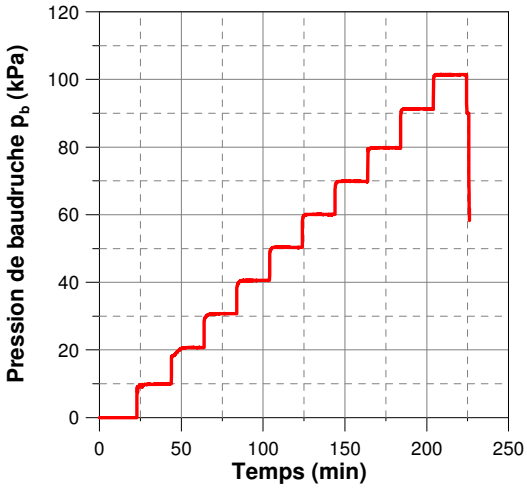


Figure 3. 8 - Pression de baudruche en fonction du temps

La Figure 3.9 présente la force reprise par l'inclusion rigide en fonction du temps et un zoom sur le palier de 30 kPa. On observe que la force augmente rapidement au début du palier de charge et atteint la phase de stabilisation.

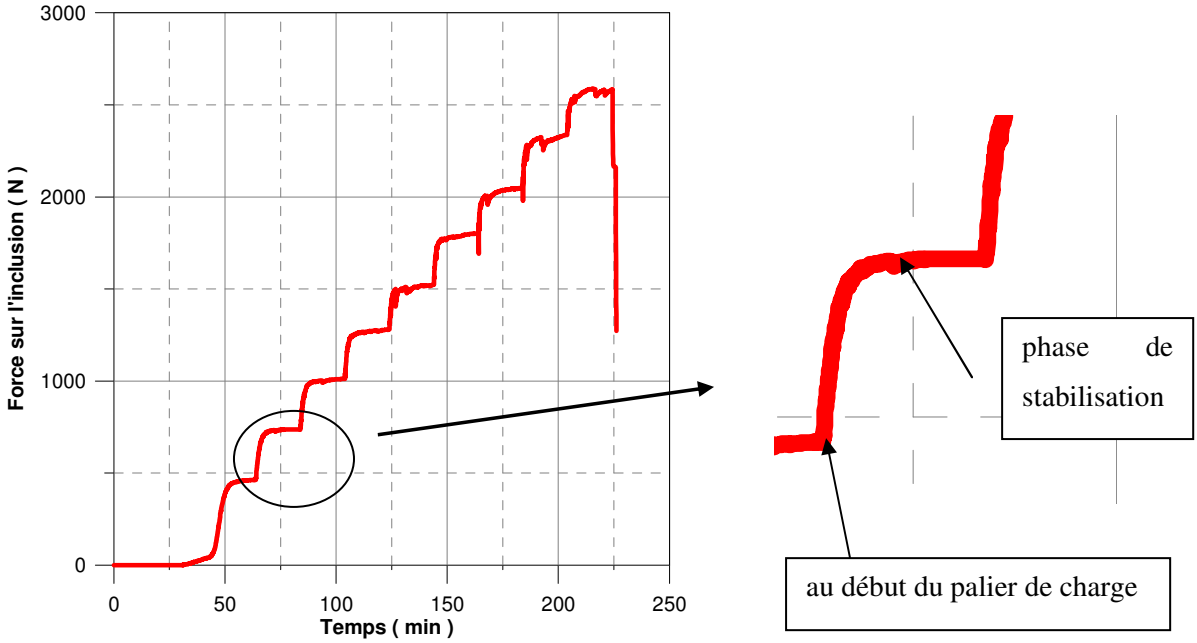


Figure 3. 9 - Force reprise par l'inclusion rigide en fonction du temps

La Figure 3. 10 présente respectivement l'effort repris par la tête d'inclusion et l'évolution du coefficient d'efficacité, E_{eff} calculé par la formule (3. 3), en fonction de la pression appliquée par la baudruche.

$$E_{eff} = \frac{F_{inc}}{F_{tot}} \times 100\% \qquad \textbf{(3. 3)}$$

avec :

- F_{inc} : force sur l'inclusion rigide ;
- $F_{tot} = p_b \text{ x } A_b + \gamma \text{ x } A_{mas} \text{ x } h_m$
- p_b : pression de baudruche ;
- A_b : surface de baudruche ;
- A_{mas} : aire du massif.

On met, en particulier, en évidence une augmentation rapide du coefficient d'efficacité lors des premiers paliers de chargement, puis E_{eff} tend vers une valeur stabilisée voisine de 11,5 %.

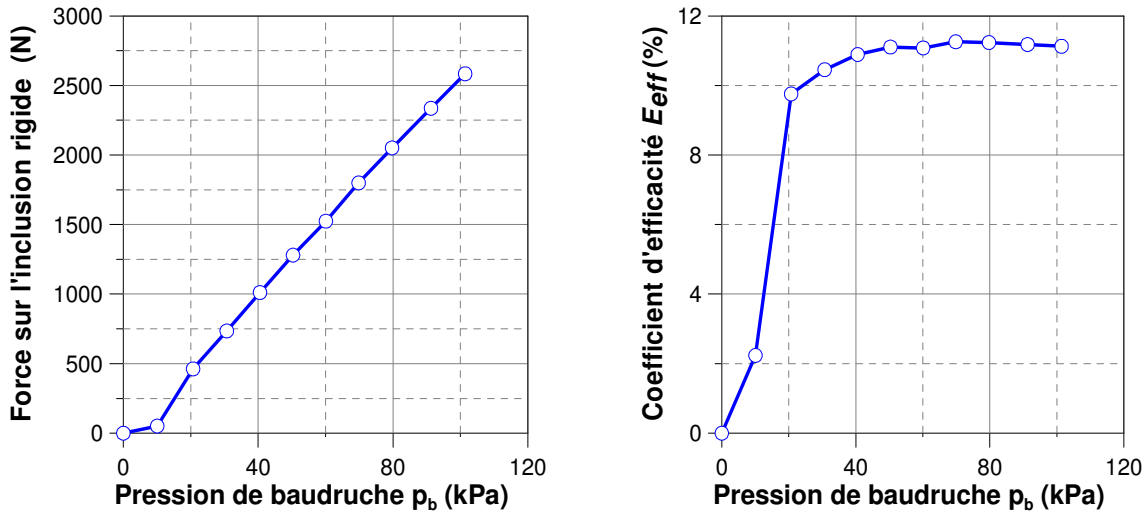


Figure 3. 10 - Résultats typiques en terme de force reprise par l'inclusion rigide
a) Force concentrée sur l'inclusion rigide ;
b) Coefficient d'efficacité E_{eff} en fonction de la pression p_b

3.2.2.2. Tassements de l'interface sol/matelas

Les tassements de l'interface sol/matelas sont mesurés à partir de la phase de « mise en place » de l'essai jusqu'à la fin d'essai, par les sept tassomètres, dont cinq distribués sur un rayon et les deux autres sur le rayon opposé qui ont pour objectif de vérifier l'axisymétrie du modèle physique. Sur la Figure 3.11, on présente le tassement de l'interface sol/matelas mesuré par le LVDT1 en fonction du temps. Les valeurs de tassement à la fin des paliers de charge sont considérées comme le tassement de l'interface sol/matelas au palier de charge correspondant.

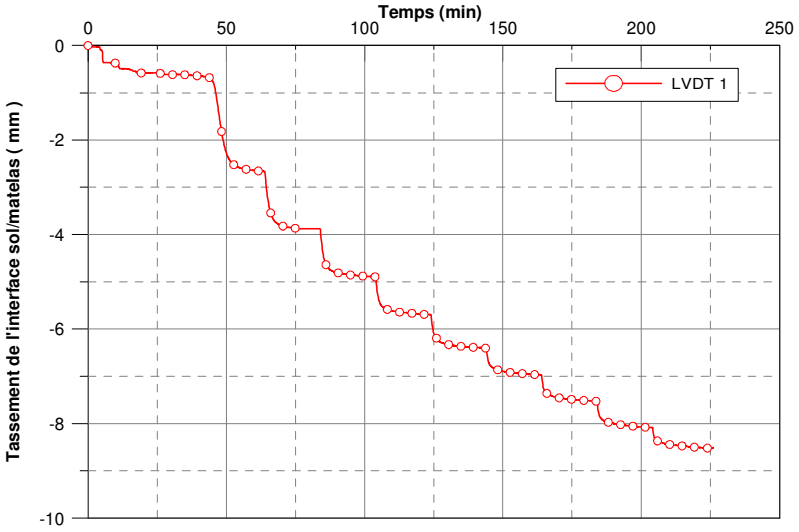


Figure 3. 11 – Tassement de l'interface sol/matelas mesuré par LVDT1 en fonction du temps

On présente sur la Figure 3. 12 l'évolution des tassements de l'interface sol/matelas, mesurés sur les sept tassomètres, à chaque palier de chargement. Le LVDT 1 est lié au tassomètre disposé le plus proche de l'inclusion rigide et les LVDT 2, 3, 4, 5 sont liés aux tassomètres disposés de plus en plus loin de l'inclusion rigide. Les LVDT 6, 7 sont disposés symétriquement par rapport aux LVDT 1 et 3 à l'axe de l'inclusion rigide.

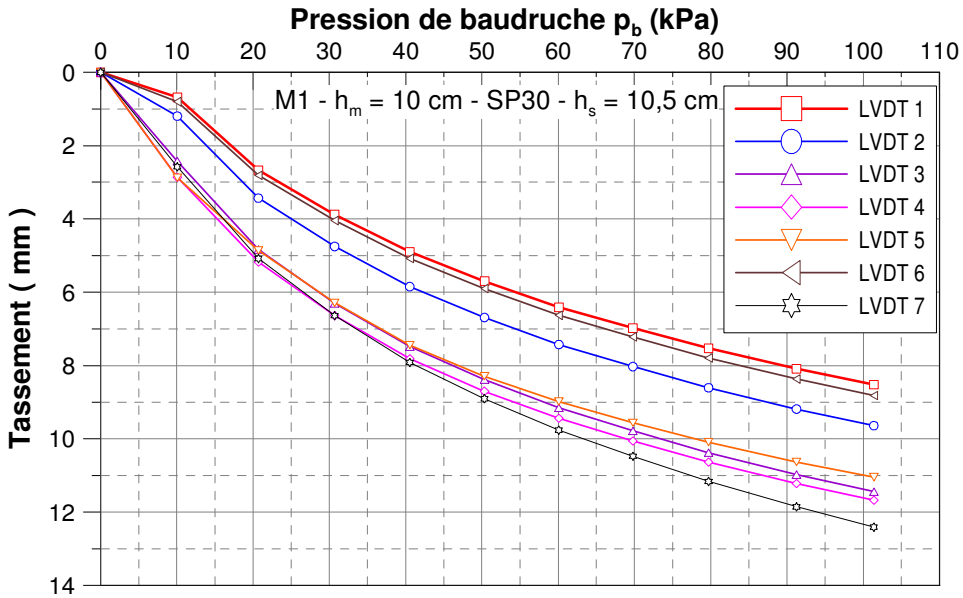


Figure 3. 12 – Tassements de l'interface sol/matelas à la fin de chaque palier de chargement

On observe une augmentation progressive du tassement aux points mesurés avec l'accroissement de la pression exercée. En traçant les valeurs des tassements finaux pour les 10 paliers de chargement appliquée en fonction de la distance du tassomètre à l'axe de la cellule (Figure 3. 13), on obtient la déformée de l'interface sol/matelas. Celle-ci nous permet d'imaginer la répartition des contraintes résiduelles exercées sur le sol analogique. Ces résultats montrent que la contrainte résiduelle est répartie de manière non uniforme.

De plus, on voit clairement l'effet d'accrochage du pieu, qui correspond à un tassement croissant plus on s'éloigne de l'inclusion rigide. Cet effet a également été observé lors des essais sur le site expérimental de Saint-Ouen-l'Aumône (Figure 3.14), le site expérimental de Chelles et dans les travaux de Combarieu (1974). On retrouve le léger effet accrochage au bord de la cellule (LVDT5), qui se traduit par une petite réduction du tassement.

On présente également sur la Figure 3. 13 les valeurs mesurées par les deux tassomètres disposés sur le rayon opposé afin de montrer la symétrie du modèle. Le léger décalage entre les valeurs mesurées par deux tassomètres symétriques est de l'ordre 0,5 à 1 mm (pour 100 kPa de chargement). Ce décalage peut être en partie attribué à une légère hétérogénéité du sol analogique et de la couche de matelas de transfert créée lors de leur mise en place. Cependant, cela ne change pas la forme de la déformée de l'interface sol/matelas. Afin de simplifier les figures, dans les parties qui suivent, on ne présente que les valeurs mesurées sur les cinq tassomètres disposés sur le rayon pour les cinq paliers de charge (20 *kPa* , 40 *kPa*, 60 *kPa*, 80 *kPa*, 100 *kPa*).

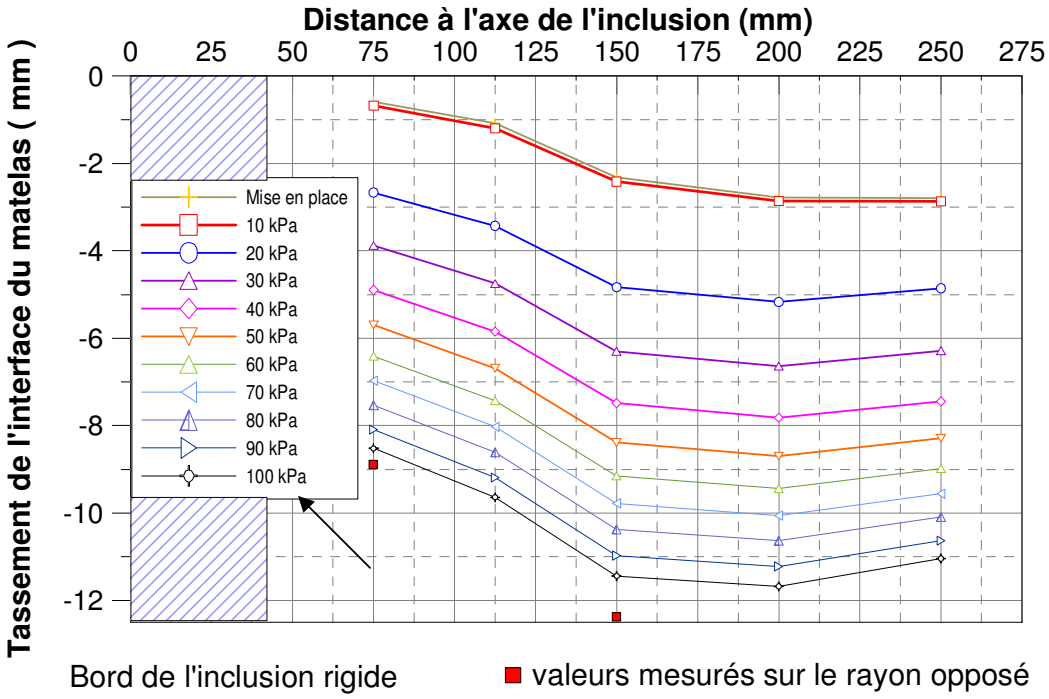


Figure 3. 13 - Tassements finaux de l'interface sol/matelas pour les 10 paliers de chargements

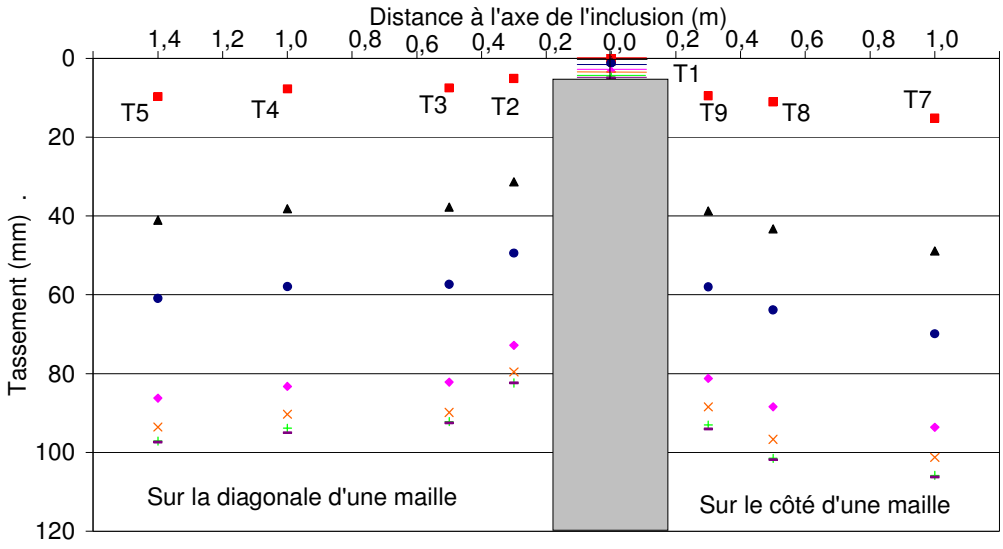


Figure 3. 14 - Tassements mesurés à différentes dates sur le plot 2R du chantier Chelles (Briançon, 2007)

On présente dans le Tableau 3.8 les valeurs des tassements des tassomètres, tassement moyen et les valeurs de Δs_{max} à chaque palier de charge.

Palier	LVDT1 (mm)	LVDT2 (mm)	LVDT3 (mm)	LVDT4 (mm)	LVDT5 (mm)	s_{moy} (mm)	Δs_{max} (mm)
10 kPa	0,68	1,19	2,42	2,86	2,87	2,38	0,48
20 kPa	2,67	3,43	4,83	5,17	4,86	4,56	0,61
30 kPa	3,88	4,75	6,30	6,64	6,28	5,98	0,66
40 kPa	4,90	5,85	7,49	7,82	7,44	7,13	0,69
50 kPa	5,70	6,69	8,39	8,70	8,29	7,99	0,71
60 kPa	6,41	7,43	9,15	9,44	8,98	8,71	0,73
70 kPa	6,98	8,03	9,78	10,06	9,56	9,31	0,75
80 kPa	7,53	8,61	10,38	10,64	10,09	9,87	0,76
90 kPa	8,09	9,19	10,98	11,22	10,63	10,44	0,78
100 kPa	8,52	9,64	11,44	11,68	11,04	10,88	0,79

Tableau 3. 8 - Récapitulatif des tassements finaux mesurés aux différents paliers de chargement

En vue d'évaluer la réduction de tassement de l'interface sol/matelas, on présente, sur la Figure 3.15, le tassement moyen, normalisé par le tassement moyen pour le cas non renforcé, calculé à partir de la formule (3. 4), en fonction des paliers de chargements.

$$s_{nor} = s_{moy} / s_{moy,nr} \qquad \textbf{(3. 4)}$$

avec : - s_{nor} : tassement normalisé ;

- s_{moy} : tassement moyen pour le cas renforcé ;

- $s_{moy,nr}$: tassement moyen pour le cas non renforcé.

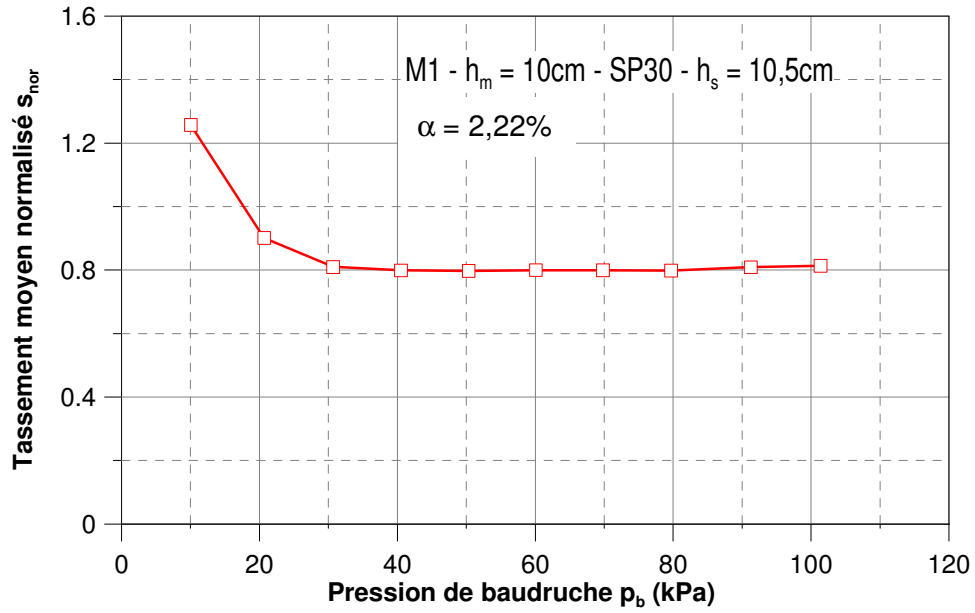


Figure 3. 15 – Tassement moyen normalisé pour le matelas M1 de 10 cm de hauteur

On observe sur la Figure 3.15 que le tassement moyen normalisé diminue et se stabilise autour de la valeur 0,80. Ceci correspond à une réduction de tassement de l'ordre de 20 % par rapport au cas non renforcé. La Figure 3. 16 présente l'évolution de Δs_{max} pour deux cas de référence avec et sans inclusion rigide en fonction de la pression de baudruche. Ces deux courbes présentent la même tendance mais la valeur Δs_{max} pour le cas renforcé est deux fois plus grande que dans le cas non renforcé au dernier palier de charge (100 kPa). Cela montre que le tassement différentiel est plus important pour le cas renforcé.

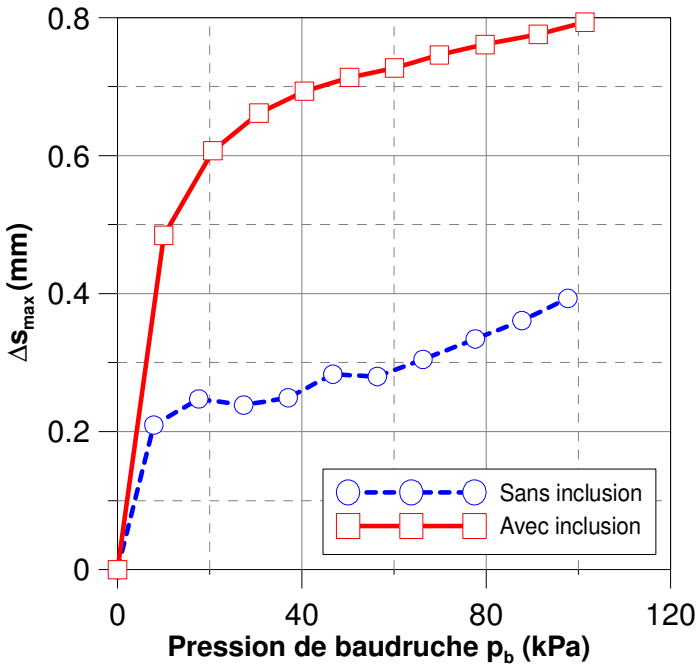


Figure 3. 16 – Indice de tassement différentiel de l'interface sol/matelas pour deux cas de référence

Pour une faible épaisseur de matelas, la présence de l'inclusion rigide diminue le tassement absolu, mais augmente le tassement différentiel à la base du matelas.

3.2.2.3. Tassement de la surface du matelas

La mesure du tassement de la surface du matelas est effectuée avant la mise en place du dispositif de chargement (baudruche et cales), correspondant à l'état initial. Une nouvelle mesure est faite après le démontage du système de chargement. La différence entre ces deux mesures nous permet d'observer la déformée globale ainsi que le tassement différentiel après le chargement.

Le tassement de la surface du matelas est de l'ordre de 13 mm (Figure 3. 17). Ce tassement est légèrement plus important que celui mesuré à l'interface sol/matelas. Cela montre que le matelas est compacté au cours de chargement. On observe également l'effet de bord qui réduit le tassement du matelas à la paroi.

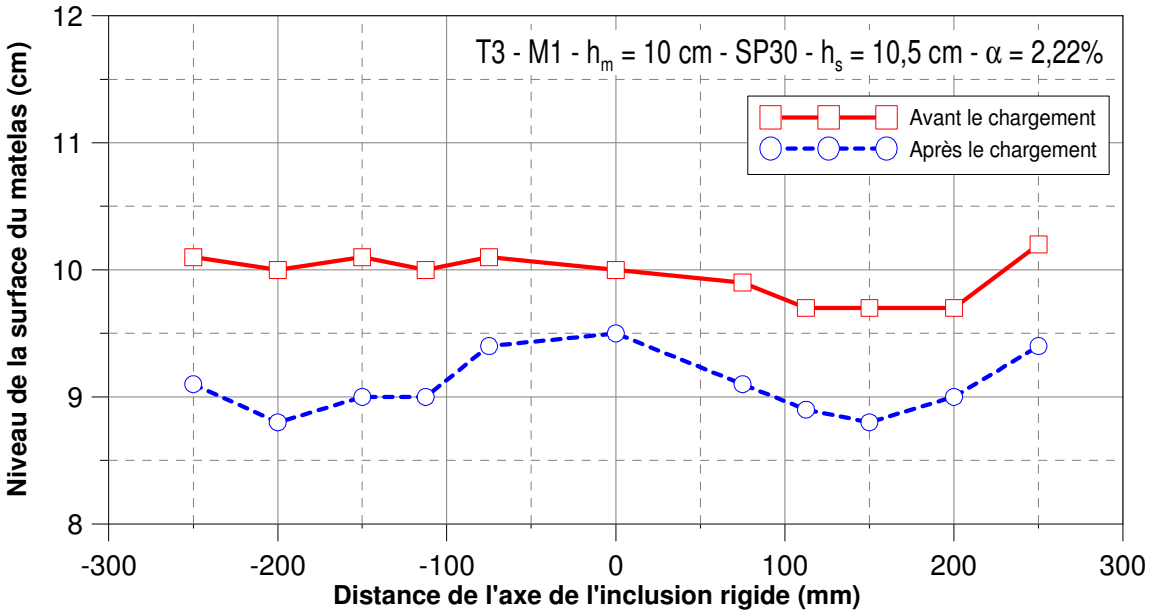


Figure 3. 17 - Surface du matelas avant et après le chargement

En supposant que le tassement est axisymétrique, on peut tracer une vue 3D du matelas après le chargement (Figure 3. 18). On a pu observer, pour cet essai, la trace de l'inclusion rigide au centre du matelas (la forme boite – à – œuf).

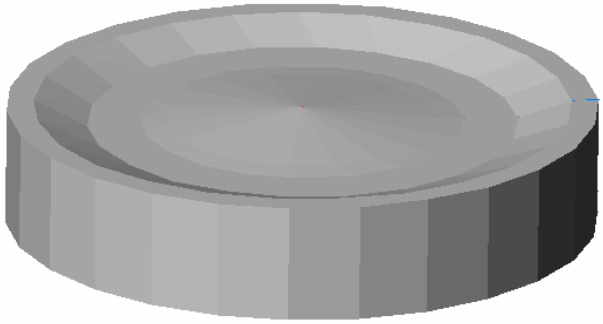


Figure 3. 18 - Forme du matelas après le chargement

(Matériau uniforme M1 – h_m = 10 cm)

3.2.3. Conclusions et remarques

Les résultats de l'essai typique, avec une inclusion rigide, ont permis de mettre en évidence l'influence de la présence de l'inclusion rigide sur la mobilisation de l'effort sur l'inclusion rigide et la

mobilisation du tassement de l'interface sol/matelas. Ces deux termes sont évalués par le coefficient d'efficacité E_{eff} et le tassement moyen normalisé s_{nor}. Cet essai a montré que, jusqu'à une certaine valeur de la contrainte appliquée, dans ce cas 40 kPa, le mécanisme de transfert de charge a été entièrement mobilisé jusqu'à une « phase stabilisée », indépendante de l'augmentation de la contrainte appliquée. Cependant, cette « phase stabilisée » n'est pas toujours constante, elle va dépendre du tassement de l'interface sol/matelas comme on le verra dans la partie 3.3.3.

Une bonne correspondance est observée entre les allures de tassement des essais réalisés sur le modèle physique 1 g et celles obtenues lors de l'expérimentation en vraie grandeur, en particulier, l'effet d'accrochage du pieu et la distribution non-uniforme de la contrainte résiduelle sur le sol analogique dans le cas du matelas de faible épaisseur. Ces deux effets sont de plus en plus marqués lorsque la contrainte augmente.

La présence de l'inclusion rigide permet une réduction de 20 % de l'amplitude de tassement mais d'une augmentation du tassement différentiel.

3.3. ETUDE DES PARAMETRES D'INFLUENCE

Dans cette partie, on présente l'interprétation des résultats obtenus à partir d'un programme expérimental de 41 essais sur le modèle physique 1 g (Tableau 3.9). L'objectif de cette étude paramétrique est, d'une part, la mise en évidence des mécanismes de transfert de charge qui se produisent au sein du matelas, et, d'autre part, la quantification de l'influence des paramètres sur le renforcement du sol compressible par l'inclusion rigide. On distingue ici, trois groupes de paramètres :

- Paramètres géométriques :
  - épaisseur du matelas h_m ;
  - taux de recouvrement, α.
- Paramètres liés au matelas :
  - diamètre moyen du matériau constitutif du matelas, d_{50} ;
  - granulométrie du matériau constitutif du matelas ;
  - rigidité du matériau constitutif du matelas.
- Paramètres liés au sol analogique :
  - compressibilité du sol analogique ;
  - épaisseur du sol analogique.

L'influence de ces paramètres est étudiée à partir du coefficient d'efficacité E_{eff} du tassement de l'interface sol/matelas (tassement moyen, s_{moy}, et l'indication de tassement différentiel, $\Delta s_{\max}$) et du tassement de la surface du matelas.

N° Essai	Sol analogique		Matelas			Type de chargement*	Nombre LVDT	a_{inc} (mm)	α (%)
	Type	h_s (cm)	Type	h_m (cm)	ρ_d (t/m^3)				
T1	PS 30	10,5	GH 2/4	10	1,62	PC	5	0	
T2	PS 30	10,5	MB 5/8	10	1,62	PC	5	82	2,22
T3	PS 30	10,5	GH 2/4	10	1,62	PC	5	82	2,22
T4	PS 30	10,5	MB 10/16	10	1,62	PC	5	82	2,22
T5	PS 30	10,5	GH 2/4	20	1,62	PC	5	82	2,22
T6	PS 30	10,5	GH 2/4	30	1,62	PC	7	82	2,22
T7	PS 30	10,5	GH 2/4	30	1,62	PC	7	82	2,22
T8	PS 30	10,5	GH 2/4	30	1,62	PC	7	82	2,22
T9	PS 30	10,5	MB 10/16	20	1,62	PC	7	82	2,22
T10	PS 30	10,5	MB 10/16	30	1,62	PC	7	82	2,22
T11	PS 30	10,5	MB 5/8	20	1,62	PC	7	82	2,22
T12	PS 30	10,5	MB 5/8	30	1,62	PC	7	82	2,22
T13	PS 30	10,5	GH 2/4	10	1,62	PC	7	0	
T14	PS 30	20,6	GH 2/4	10	1,62	PC	7	0	
T15	PS 30	20,6	GH 2/4	10	1,62	PC	7	0	
T16	PS 30	20,6	GH 2/4	10	1,62	PC	7	82	2,22
T17	PS 30	20,6	GH 2/4	20	1,62	PC	7	82	2,22
T18	PS 30	20,6	GH 2/4	30	1,62	PC	7	82	2,22
T19	PS 30	20,6	GH 2/4	20	1,62	PC	7	82	2,22
T20	PS 30	10,5	GH 2/4	25	1,62	PC	7	82	2,22
T21	PS 30	10,5	GH 2/4	25	1,62	PC	7	82	2,22
T22	PS 30	10,5	M1	25	1,62	PC	7	82	2,22
T23	PS 30	10,5	M1	15	1,62	PC	7	82	2,22
T24	PS 30	10,5	M1	20	1,62	PC	7	82	2,22
T25	PS 50	10,5	M1	10	1,62	PC	7	82	2,22
T26	PS 50	10,5	M2	10	1,62	PC	7	82	2,22
T27	PS 30	10,5	M2	10	1,62	PC	7	82	2,22
T27bis	PS 30	10,5	M2	10	1,62	PC	7	82	2,22
T28	PS 30	10,5	M2	20	1,62	PC	7	82	2,22
T28bis	PS 30	10,5	M2	20	1,62	PC	7	82	2,22
T29	PS 30	10,5	M2	15	1,62	PC	7	82	2,22
T30	PS 30	10,5	M2	30	1,62	PC	7	82	2,22
T31	SP30	10,5	M2	10	1,62	PC	7	0	
T32	PS 30	10,5	M1	10	1,62	PC	7	116	4,44
T33	PS 30	10,5	M2	10	1,62	PC	7	116	4,44
T34	PS 30	10,5	M1	20	1,62	PC	7	116	4,44
T35	PS 30	10,5	M1	10	1,62	PC	7	164	8,88
T36	PS 30	10,5	M1	20	1,62	PC	7	164	8,88
T37	PS 30	10,5	M2	10	1,67	PC	6	82	2,22
T38	PS 30	10,5	M2	15	1,67	PC	6	82	2,22
T39	PS30	10,5	M2	30	1,67	PC	6	82	2,22

**PC : pression contrôlée*

Tableau 3. 9 – Caractéristiques des essais réalisés sur le modèle physique

3.3.1. Influence des paramètres géométriques

En pratique, dans les ouvrages réalisés en France, l'épaisseur du matelas, h_m, varie de 0,40 à 0,90 m et l'entraxe entre inclusions, s, est de l'ordre de 1,50 m à 3,50 m (Briançon *et al*., 2004). Cela donne une gamme d'épaisseurs relatives, h_m/(s-a), qui varie entre 0,15 et 0,90. Sur le modèle physique 1 g à l'échelle 1/5, on a réalisé des essais avec une épaisseur de matelas qui varie entre 10 cm et 30 cm. En supposant que le diamètre du module-réservoir correspond à l'entraxe des inclusions rigides, la distance entre inclusions est donc toujours constante, égale à 55 cm. L'utilisation des trois diamètres de la tête de l'inclusion rigide (8,2 cm ;11,6 cm ;16,4 cm) permet de faire varier l'épaisseur relative du matelas de 0,21 à 0,77 (Tableau 3. 10).

	h_m	s	a	h_m/(s-a)
Chantiers français	0,40m – 0,90m	1,50m – 3,50m	0,30 m – 0,70 m	0,15 – 0,90
Modèle physique 1 g	10cm – 30cm	55cm	8,20cm ;11,60cm ;16,40cm	0,21 – 0,77

Tableau 3. 10 - Gamme d'épaisseurs et d'épaisseurs relatives du matelas étudiée sur le modèle physique 1g

3.3.1.1. Influence de l'épaisseur du matelas, h_m

3.3.1.1.1. Influence de l'épaisseur du matelas sur le coefficient d'efficacité maximal $E_{eff}^{\max}$

L'influence de l'épaisseur du matelas, h_m, sur le coefficient d'efficacité est étudiée, tout d'abord, pour le matelas uniforme M1. Les résultats pour les trois autres types de matelas (MB5/8, MB10/16, M2) seront présentés par la suite. Pour chaque type de matériau, les paramètres géométriques ($a = 8,2\ cm, \alpha = 2,22\%$), les paramètres du matelas (ρ = 1,620 t/m^3), et les paramètres du sol analogique (type du sol analogique SP30, h_s = 10,5 cm) sont fixés (Tableau 3. 11). Le Tableau 3. 12 présente les essais réalisés sur différents matelas.

Masse volumique du matelas	Sol analogique		Inclusion rigide	
	type	épaisseur	diamètres	taux de recouvrement
1,620 t/m^3	SP30	10,5 cm	82 cm	2,22 %

Tableau 3. 11 - Paramètres fixés pour l'étude de l'influence de l'épaisseur du matelas

h_m (cm)	Gravier d'Hostun M1	Micro-ballast MB5/8	Micro-ballast MB10/16	Matériau étalé M2
10	x	x	x	x
15	x	-	-	x
20	x	x	x	x
25	x	-	-	-
30	x	x	x	x

Tableau 3. 12 - Configurations pour l'étude de l'influence de l'épaisseur du matelas, h_m

L'évolution du coefficient d'efficacité en fonction de la pression de baudruche pour le matériau uniforme M1 pour les cinq épaisseurs de matelas est présentée sur la Figure 3. 19. Les coefficients d'efficacité augmentent rapidement et se stabilisent autour de valeurs qui dépendent de l'épaisseur du matelas. Ces valeurs stabilisées sont d'autant plus élevées que l'épaisseur du matelas est grande.

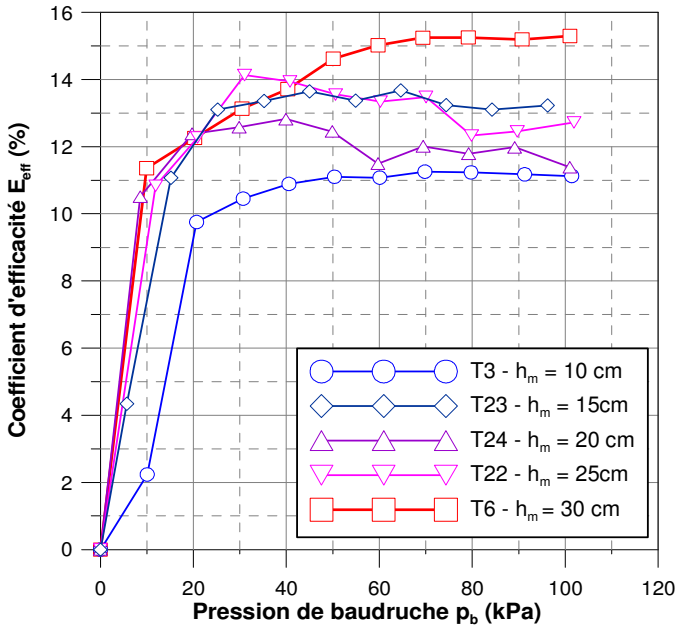


Figure 3. 19 - Evolution des coefficients d'efficacité en fonction de la pression de baudruche pour le matelas M1

En termes de coefficient d'efficacité maximal, E_{eff}^{max}, on présente sur la Figure 3. 20 les résultats obtenus pour les essais réalisés sur le matériau uniforme M1. On observe une augmentation quasi-linéaire du coefficient d'efficacité maximal de 11 % à 15,3 % quand l'épaisseur du matelas h_m augmente de 10 cm à 30 cm.

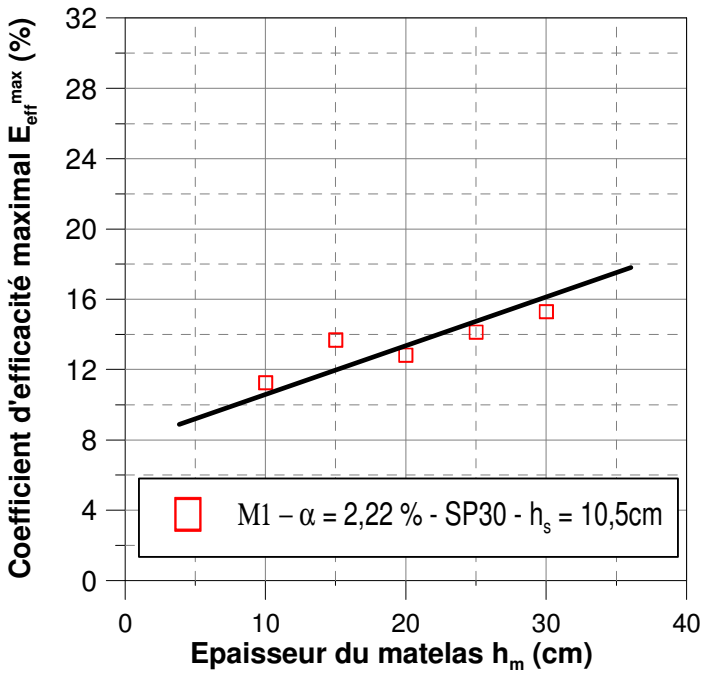


Figure 3. 20 - Influence de l'épaisseur du matelas sur le coefficient d'efficacité maximal pour le matériau uniforme M1

Cette tendance est confirmée par les résultats expérimentaux obtenus sur les autres matelas uniformes du type micro-ballast MB5/8 et MB10/16 (Figure 3. 21). Pour ces deux types de matelas, les coefficients d'efficacité maximaux sont plus importants que ceux obtenus pour le matelas M1. Cependant, on observe que le coefficient d'efficacité maximal, E_{eff}^{max} semble se stabiliser à partir de h_m = 20 cm. La limite de la hauteur du dispositif n'a pas permis d'augmenter h_m pour vérifier s'il existe une valeur seuil de E_{eff}^{max} pour chaque type de matelas.

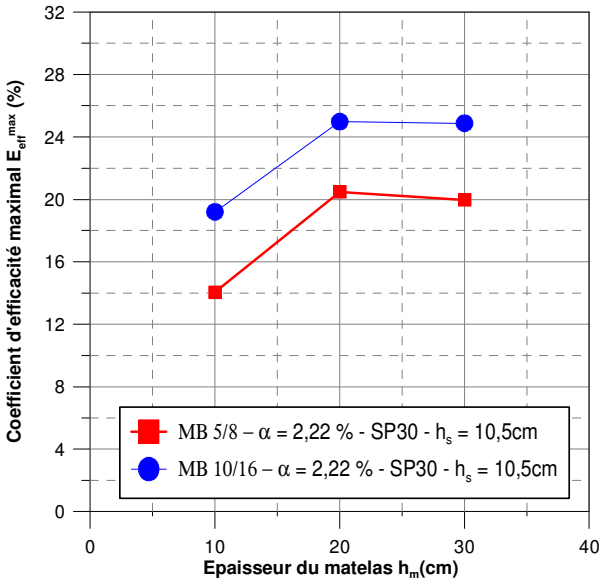


Figure 3. 21 - Influence de l'épaisseur du matelas sur le coefficient d'efficacité maximal pour les matelas MB5/8 et MB10/16

Par contre, dans le cas du matériau étalé M2 (Figure 3. 22), on a observé une tendance inverse. Le coefficient d'efficacité $E_{eff}^{\max}$ est décroissant avec l'épaisseur du matelas h_m. Cela pourrait être dû soit au comportement mécanique médiocre de ce type de matelas, en comparant avec les autres matériaux utilisés pour la même valeur de masse volumique ρ_d = 1,62 t/m^3 soit à la granulométrie. Dans ce contexte, on a réalisé d'autres essais pour ce type de matelas, mais avec une masse volumique plus importante. Les résultats seront présentés dans la partie 3.3.2.3.

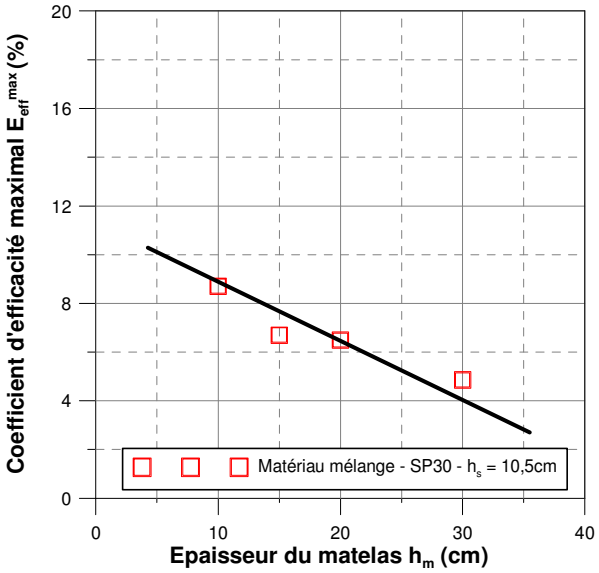
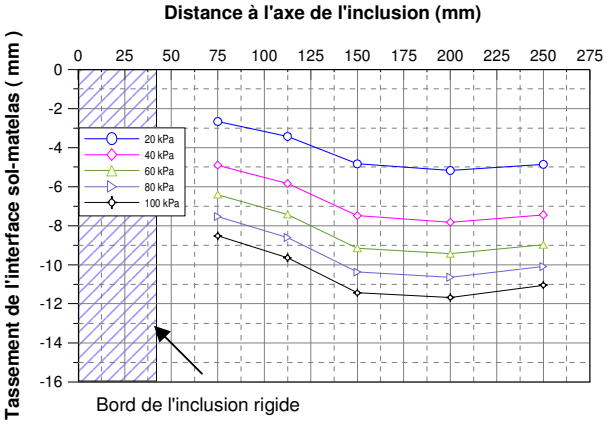


Figure 3. 22 - Influence de l'épaisseur du matelas sur le coefficient d'efficacité maximal pour le matériau étalé M2

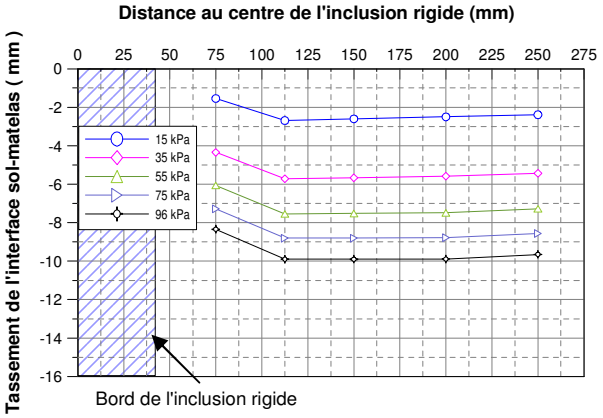
3.3.1.1.2. Influence de l'épaisseur du matelas sur les tassements de l'interface sol/matelas

Tout d'abord, on interprète les résultats pour le matelas uniforme, M1. L'influence de l'épaisseur du matelas sera examinée à partir de la distribution radiale du tassement de l'interface ainsi que du tassement moyen évalué selon la pondération présenté en 3.2.1.

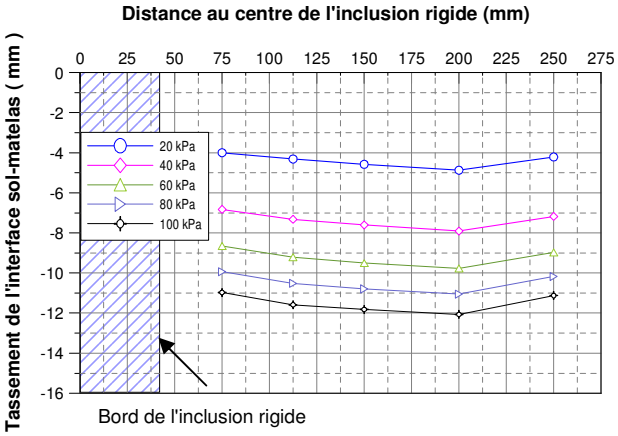
La Figure 3. 23 présente, sur des graphes à l'échelle, la répartition des tassements à l'interface sol/matelas, mesurés à la fin des paliers de charge (20 kPa, 40 kPa, 60 kPa, 80 kPa, 100 kPa), en fonction de la distance des tassomètres par rapport à l'axe de l'inclusion rigide, pour les différentes épaisseurs de matelas (h_m = 10 cm, 15 cm, 20 cm, 25 cm, 30cm).



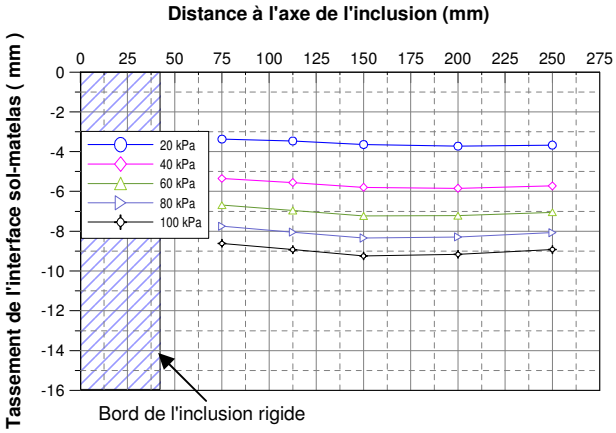
a) Test 3 - h_m = *10 cm*



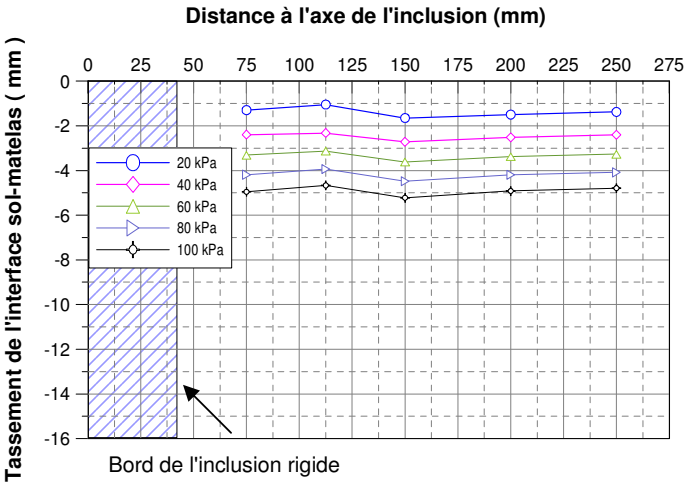
b) Test 23 - h_m = *15 cm*



c) Test 24 - h_m = 20 *cm*



d) Test 22 - h_m = 25 *cm*



e) Test 6 - h_m = 30 *cm*

Figure 3. 23- Répartition des tassements de l'interface sol/matelas pour le matelas M1 pour différentes épaisseurs du matelas.

a) Test 3 - h_m = 10 cm ; b) Test 23 - h_m = 15 cm; c) Test 24 - h_m = 20 cm;

d) Test 22 - h_m = 25 cm ; e) Test 6 - h_m = 30 cm

On observe que l'effet d'accrochage diminue avec l'augmentation de l'épaisseur du matelas et à partir d'une épaisseur de matelas de 20 cm, on n'observe plus l'effet d'accrochage.
De manière quantitative, on récapitule dans le Tableau 3. 13 les valeurs de tassement moyen à la fin des paliers de charge (20 kPa, 40 kPa, 60 kPa, 80 kPa, 100 kPa) pour les cinq épaisseurs de matelas étudiés ainsi que pour les deux rapports adimensionnels $h_m/(s-a)$, h_m/s déterminés à partir de l'épaisseur de matelas correspondant.

	s_{moy}				
	Test 3	Test 23	Test 24	Test 22	Test 6
h_m	10 cm	15 cm	20 cm	25 cm	30 cm
$h_m/(s-a)$	0,21	0,32	0,43	0,53	0,64
h_m/s	0,18	0,27	0,36	0,45	0,55
20 kPa	4,56	1,03	2,62	3,63	1,42
40 kPa	7,13	3,93	4,84	5,71	2,48
60 kPa	8,71	6,19	6,17	7,08	3,35
80 kPa	9,87	7,65	7,37	8,14	4,18
100 kPa	10,88	8,76	8,42	9,02	4,90

Tableau 3. 13 - Valeurs du tassement moyen, s_{moy} , de l'interface sol/matelas en fonction de l'épaisseur du matelas

On observe une réduction de l'amplitude du tassement de l'interface sol/matelas avec l'augmentation de l'épaisseur de matelas, quel que soit le niveau de pression de baudruche. Pour le dernier palier de charge (100 kPa), le tassement moyen a diminué à 50 % lorsque l'épaisseur de matelas passe de 10 cm à 30 cm. Cette tendance est également observée pour les autres types de matériau constitutifs du matelas (MB5/8, MB10/16).

La Figure 3.24 présente quantitativement les tassements finaux moyens, à 100 kPa de chargement, pour les matelas MB5/8 et MB10/16. Quand l'épaisseur du matelas augmente de 10 cm à 30 cm, les valeurs de tassement moyen diminuent de 9,8 mm à 5,3 mm pour MB5/8, et de 10,9 mm à 4,99 mm pour MB10/16. Ce résultat est logique, car plus la contrainte est concentrée vers l'inclusion rigide, pour une charge donnée, et plus la contrainte résiduelle sur le sol analogique est réduite.

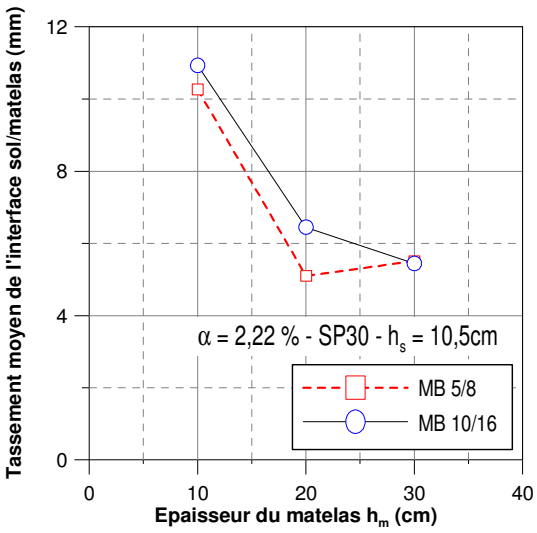
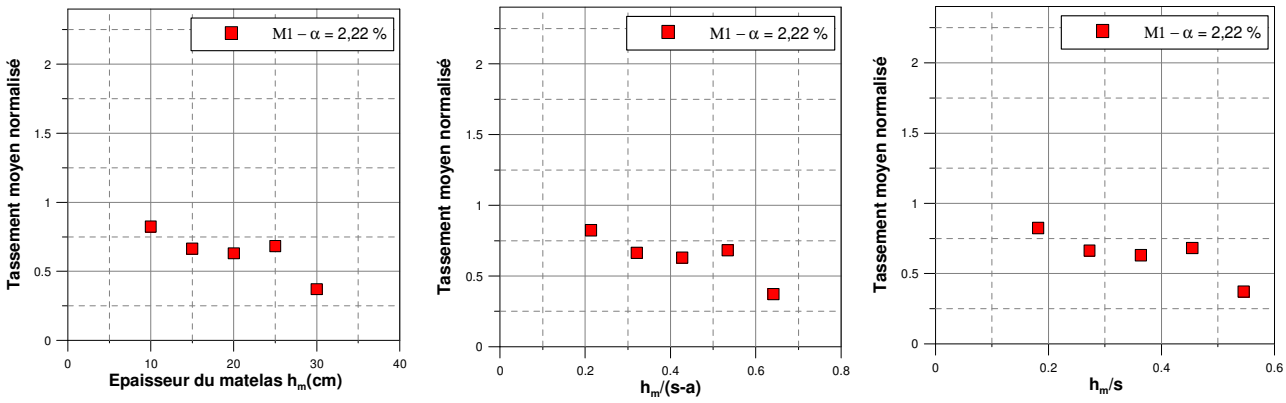


Figure 3. 24 - Influence de l'épaisseur du matelas sur le tassement de l'interface sol/matelas pour les matériaux MB5/8 et MB10/16

La Figure 3. 25 présente le tassement moyen normalisé ($s_{nor} = s_{moy} / s_{moy,nr}$) au dernier palier de charge (p_b = 100 kPa) en fonction respectivement de l'épaisseur du matelas h_m et des deux rapports adimensionnels $h_m/(s-a)$, h_m/s, pour le matelas du type M1. Le premier rapport adimensionnel, $h_m/(s-a)$, tient compte de l'influence du taux de recouvrement tandis que le deuxième n'en tient pas compte.

L'augmentation de l'épaisseur du matelas fait diminuer le tassement moyen de l'interface sol/matelas. La valeur du tassement moyen normalisé, s_{nor}, est décroissante avec l'épaisseur du matelas, h_m, et les rapports adimensionnels $h_m/(s-a)$, h_m/s.



(a) (b) (c)

Figure 3. 25 – Tassement moyen normalisé de l'interface sol/matelas au palier de charge de 100 kPa

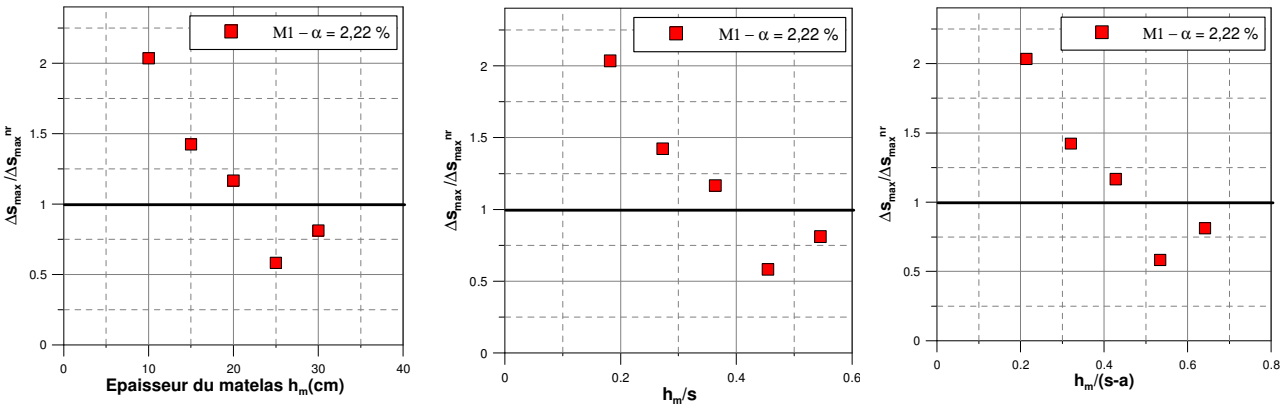
Quant à l'homogénéité des tassements de l'interface sol/matelas, on résume dans le Tableau 3.14 les valeurs de Δs_{max}, dans un format analogue à celui utilisé dans le Tableau 3. 13.

Δs_{max}					
	Test 3	Test 23	Test 24	Test 22	Test 6
h_m	10 cm	15 cm	20 cm	25 cm	30 cm
$h_m/(s-a)$	0,21	0,32	0,43	0,53	0,64
h_m/s	0,18	0,27	0,36	0,45	0,55
20 kPa	0,61	0,41	0,35	0,10	0,24
40 kPa	0,69	0,49	0,38	0,13	0,24
60 kPa	0,73	0,53	0,38	0,15	0,27
80 kPa	0,76	0,54	0,42	0,20	0,30
100 kPa	0,79	0,55	0,45	0,23	0,32

Tableau 3. 14 - Valeurs de Δs_{max} pour les tassements de l'interface sol/matelas

On observe que la valeur de Δs_{max} diminue avec l'augmentation de l'épaisseur de matelas pour tous les paliers de charge. Cela montre que le tassement différentiel diminue avec l'augmentation de l'épaisseur du matelas ainsi de des deux rapports adimensionnels $h_m/(s-a)$ *et* h_m/s .

On compare ci-dessous les valeurs de Δs_{max}, obtenues pour le cas renforcé avec celles obtenues pour le cas non renforcé. La Figure 3. 26 présente le rapport $\Delta s_{max} / \Delta s_{max,nr}$ fonction respectivement de $h_m, h_m/(s-a)$ *et* h_m/s.



(a) (b) (c)

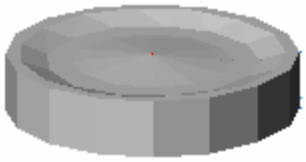
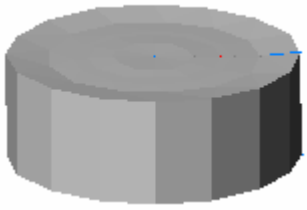
Figure 3. 26 - Comparaison des valeurs de Δs_{max} obtenus pour le cas renforcé par rapport au cas renforcé

On observe que, pour des épaisseurs de matelas supérieures à 20 cm ($h_m / s \geq 0,4$; $h_m / (s-a) \geq 0,5$) le tassement de l'interface sol/matelas est plus uniforme que celui du cas non renforcé. L'effet d'accrochage est minimisé. L'augmentation de l'épaisseur du matelas permet donc d'homogénéiser le tassement de l'interface sol/matelas et de diminuer l'amplitude du tassement. Pour le matelas du type M1, le tassement de l'interface sol/matelas devient uniforme lorsque le rapport $h_m/(s-a)$ est supérieur à 0,50.

3.3.1.1.3. Influence de h_m sur le tassement de la surface du matelas

La mesure du tassement de la surface du matelas, effectuée après le chargement, permet d'observer et de mesurer le tassement de la surface du matelas.

La Figure 3. 27 présente l'évolution, vue en 3D, de la surface du matelas avec l'augmentation de l'épaisseur de matelas.

h_m	10 cm	20 cm
$h_m/(s-a)$	0,21	0,43
h_m/s	0,18	0,36
		
	(a)	(b)

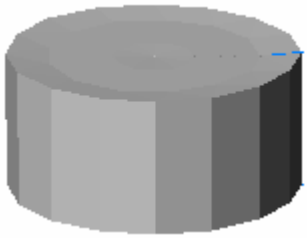
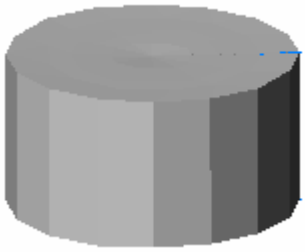
h_m	25 cm	30 cm
$h_m/(s-a)$	0,53	0,64
h_m/s	0,45	0,55
		
	(c)	(d)

Figure 3. 27 - Vue en 3D de la surface du matelas après le chargement

a) $h_m = 10\,cm$ ***; b)*** $h_m = 20\,cm$ ***; c)*** $h_m = 25\,cm$ ***; d)*** $h_m = 30\,cm$

Pour des épaisseurs de matelas supérieures à 25 cm, correspondant à un rapport adimensionnel $h_m/(s-a)$ supérieur à 0,50, on n'observe plus de trace de l'inclusion rigide à la surface du matelas.

3.3.1.2. Influence du taux de recouvrement, α

Le taux de recouvrement, α, s'exprime comme le rapport entre la surface des inclusions rigides et celle du sol renforcé. Selon l'étude bibliographique de Briançon *et al.* (2004), le taux de recouvrement

courant sur les chantiers varie de 2 % à 24 %. Le choix de ce paramètre influence, d'une part l'efficacité de cette technique de renforcement, et autre part le coût et le temps de réalisation du traitement.

Dans le cadre de ce travail, on a étudié influence de ce paramètre sur le mécanisme de transfert de charge pour trois valeurs de α : 2,22 %, 4,44 % et 8,88 % (Figure 3. 28). L'augmentation du taux de recouvrement est obtenue par l'accroissement du diamètre de la tête de l'inclusion rigide, sans changer les autres dimensions du modèle physique (Tableau 3. 15).

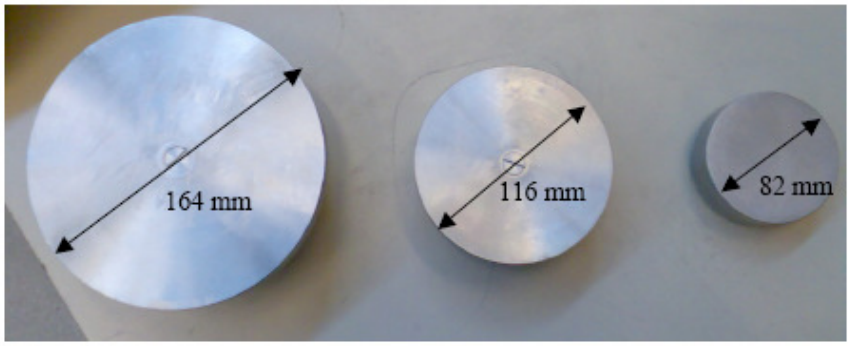


Figure 3. 28 - Têtes d'inclusion de différents diamètres utilisées

Matériau	Masse volumique ρ (t/m^3)	h_m (cm)	a (mm)	α (%)	Sol analogique	
					Type	h_s
M1	1,620	10	82	2,22	SP30	10,50 cm
		20	116	4,44		
			164	8,88		

Tableau 3. 15 - Paramètres du modèle physique utilisés pour l'étude du l'influence de taux de recouvrement α

3.3.1.2.1. Influence de α sur le cœfficient d'efficacité E_{eff}^{max}

On présente l'évolution du coefficient d'efficacité E_{eff}^{max} en fonction de la pression de baudruche pour le matériau uniforme M1, et deux épaisseurs du matelas $h_m = 10\,cm$ (Figure 3. 29) et $h_m = 20\,cm$ (Figure 3. 30). Le sol analogique est du type SP30, avec une épaisseur de 10,5 cm.

On voit que, pour les deux épaisseurs du matelas, l'augmentation du taux de recouvrement entraîne un accroissement du coefficient d'efficacité maximal. Cette valeur maximale est atteinte pour une pression de baudruche d'autant plus importante que le taux de recouvrement augmente.

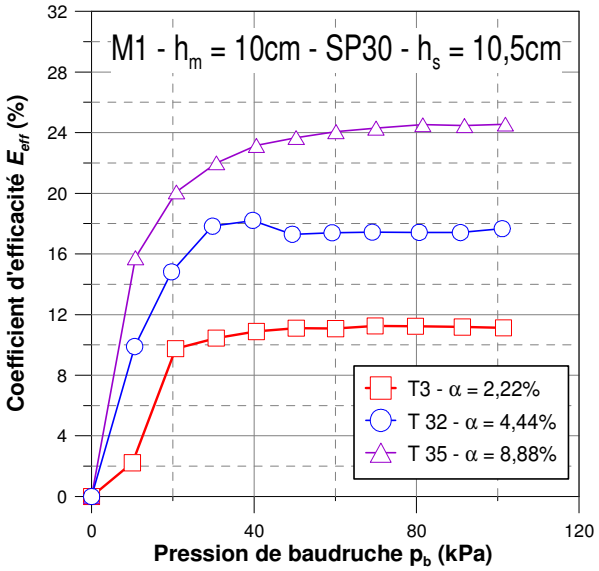


Figure 3. 29 - Influence de α sur E_{eff} pour $h_m = 10\,cm$

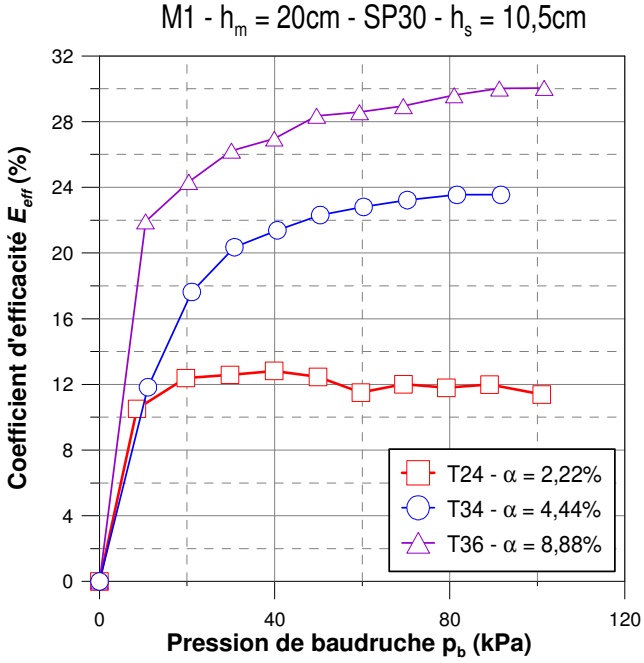


Figure 3. 30 - Influence de α sur E_{eff} pour $h_m = 20\,cm$

La Figure 3. 31 résume les valeurs du coefficient d'efficacité maximal obtenues pour les trois taux de recouvrement. Le doublement du taux de recouvrement permet d'augmenter le coefficient d'efficacité maximal, E_{eff}^{max} d'environ 28 %.

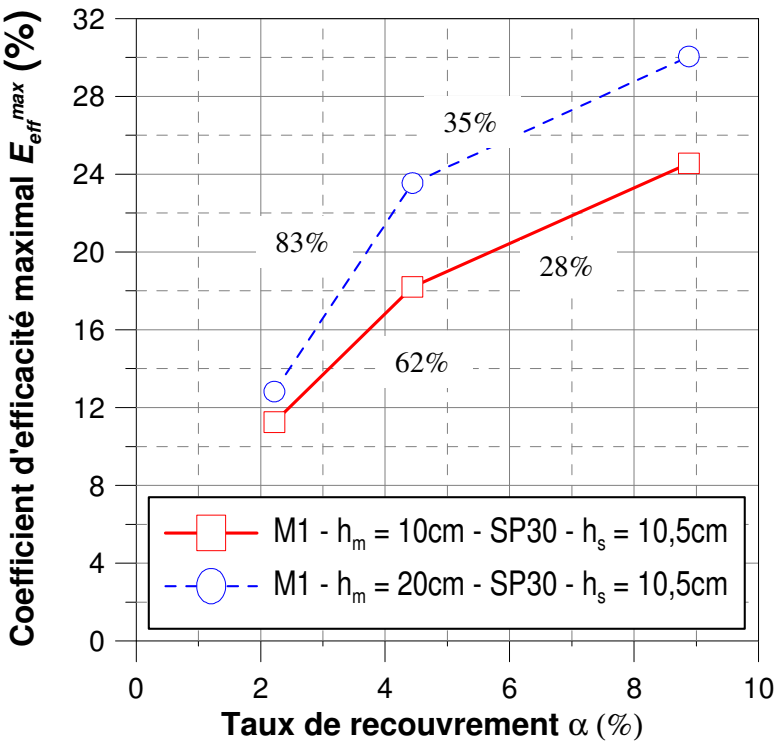
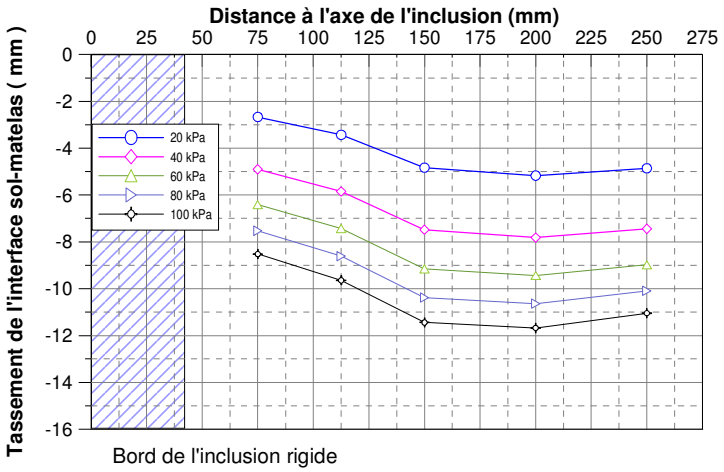


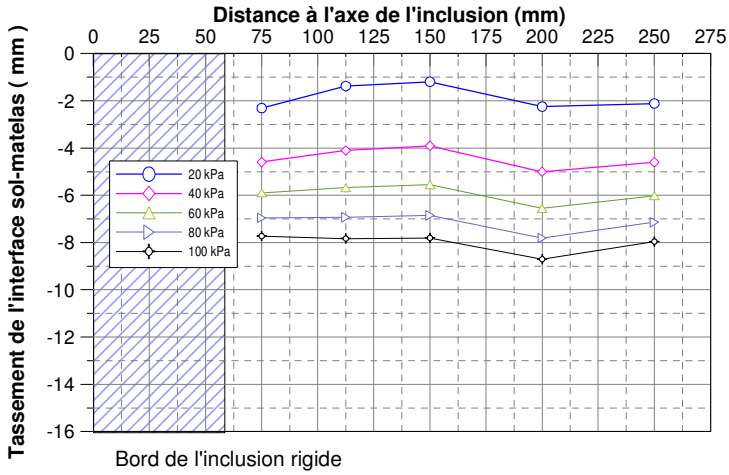
Figure 3. 31 - Synthèse des valeurs obtenues pour E_{eff}^{max}

3.3.1.2.2. Influence de α sur le tassement de l'interface sol/matelas

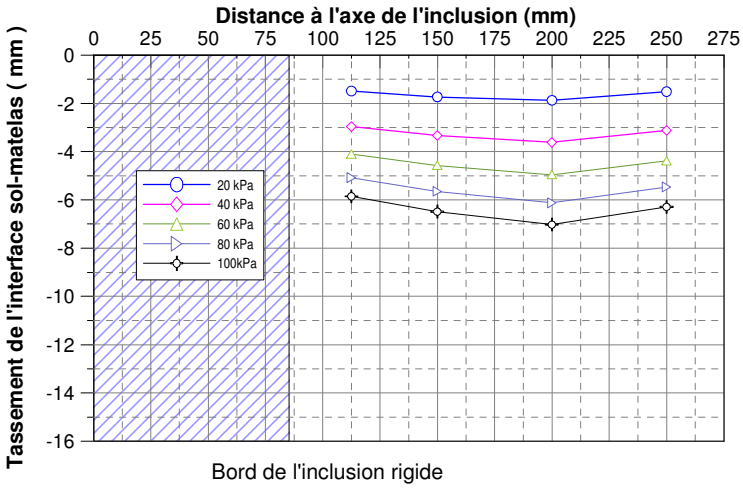
On présente successivement sur la Figure 3. 32 et la Figure 3. 33, les tassements finaux mesurés sur les tassomètres pour les trois valeurs du taux de recouvrement, et les cinq paliers de charge (20 kPa, 40kPa, 60 kPa, 80 kPa, 100 kPa).



a) T3 - $h_m = 10\,cm\,, \alpha = 2,22\,\%$

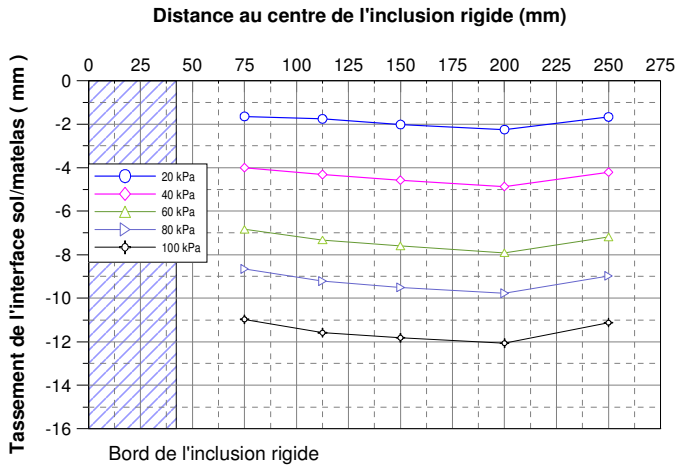


b) T32 - $h_m = 10\,cm\,, \alpha = 4,44\,\%$

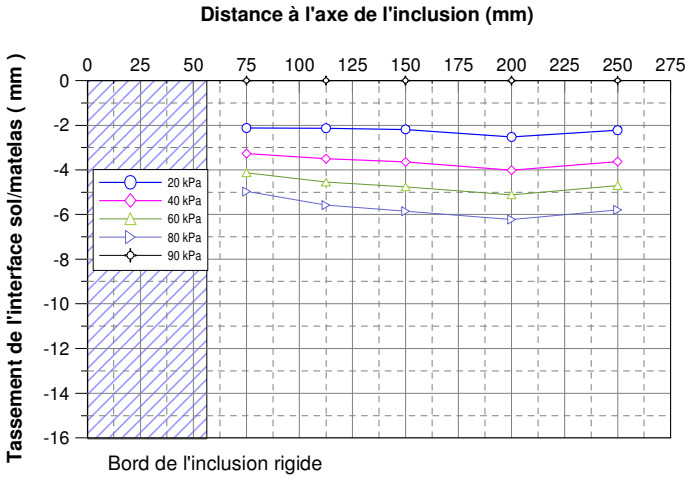


c) T35 - $h_m = 10\,cm\,, \alpha = 8,88\,\%$

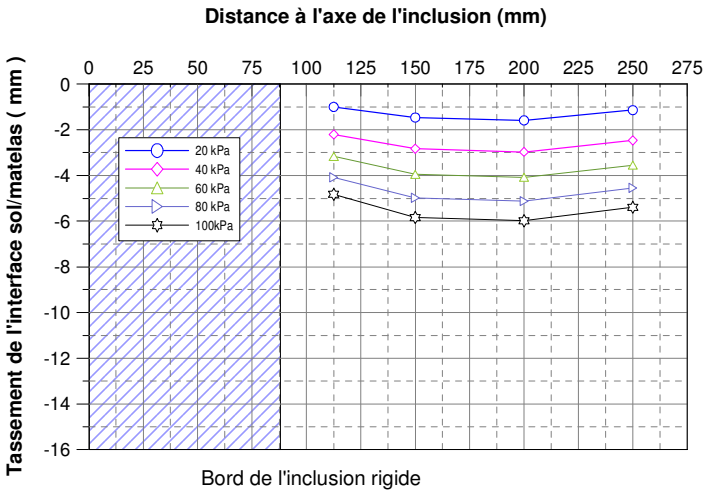
Figure 3. 32 - Synthèse des tassements finaux observés (h_m = 10 cm)



a) T24 - $h_m = 20\,cm\,, \alpha = 2,22\,\%$



b) T34 - $h_m = 20\,cm\,, \alpha = 4,44\,\%$



c) T36 - $h_m = 20\,cm\,, \alpha = 8,88\,\%$

Figure 3. 33 - Synthèse des tassements finaux observés (h_m = 20 cm)

En observant l'allure des déformées de l'interface sol/matelas pour chaque palier de chargement, on peut faire les remarques qualitatives suivantes :

- les tassements de l'interface sol/matelas augmentent toujours avec la pression de baudruche ;
- l'effet d'accrochage diminue légèrement avec l'augmentation du taux de recouvrement ;
- l'effet de bord est observé pour les trois valeurs du taux de recouvrement.

On évalue l'influence du taux de recouvrement sur le tassement de l'interface sol/matelas de manière quantitative, en calculant les valeurs du tassement moyen à la fin des paliers de charge pour les configurations étudiées (Tableau 3. 16).

	s_{moy}					
Essai	T3	T32	T35	T24	T34	T36
h_m	10 cm	10 cm	10 cm	20 cm	20 cm	20 cm
a	8,2 cm	11,6 cm	16,4 cm	8,2 cm	11,6 cm	16,4 cm
h_m/s	0,18	0,18	0,18	0,36	0,36	0,36
$h_m/(s-a)$	0,21	0,23	0,26	0,43	0,46	0,52
20 kPa	4,56	1,91	1,66	2,62	2,28	1,31
40 kPa	7,13	4,53	3,28	4,84	3,04	2,64
60 kPa	8,71	6,03	4,54	6,17	4,24	3,72
80 kPa	9,87	7,23	5,63	7,37	5,28	4,72
100 kPa	10,88	8,10	6,48	8,42	6,11	5,57

Tableau 3. 16 – Tassement moyen de l'interface sol/matelas

On observe que, quelle que soit l'épaisseur de matelas et la pression de baudruche, l'augmentation du taux de recouvrement diminue le tassement moyen de l'interface sol/matelas.

La Figure 3. 34 présente, pour différents paliers de charge, les tassements moyens obtenus en fonction du taux de recouvrement, normalisés par le tassement moyen mesuré dans le cas du sol non renforcé. On met en évidence une réduction significative des tassements, résultant du renforcement par l'inclusion, d'autant plus importante que α est grand.

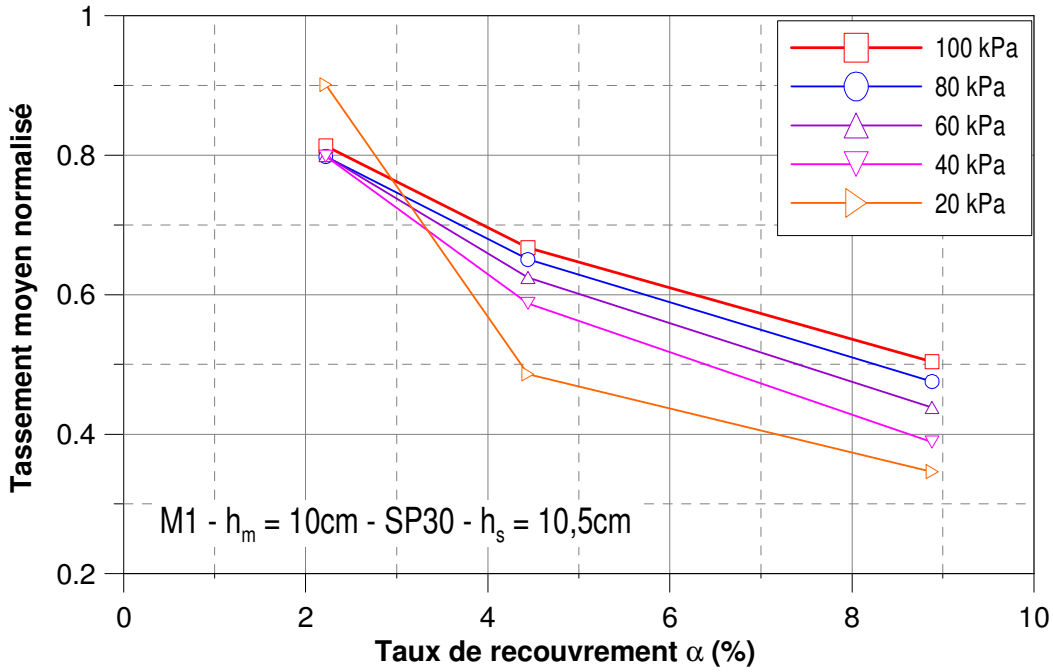


Figure 3. 34 - Tassement moyen normalisé de l'interface sol/matelas

Quant au tassement différentiel, on présente dans le Tableau 3. 17 les valeurs de Δs_{max} .

	Δs_{max}					
Essai	T3	T32	T35	T24	T34	T36
h_m	10 cm	10 cm	10 cm	20 cm	20 cm	20 cm
a	8,2 cm	11,6 cm	16,4 cm	8,2 cm	11,6 cm	16,4 cm
h_m/s	0,18	0,18	0,18	0,36	0,36	0,36
$h_m/(s-a)$	0,21	0,23	0,26	0,43	0,46	0,52
20 kPa	0,61	0,40	0,22	0,35	0,24	0,28
40 kPa	0,69	0,47	0,33	0,38	0,28	0,32
60 kPa	0,73	0,52	0,41	0,38	0,34	0,36
80 kPa	0,76	0,57	0,49	0,42	0,37	0,40
100 kPa	0,79	0,60	0,55	0,45	0,40	0,42

Tableau 3. 17 – Valeurs de Δs_{max} correspondant aux tassements de l'interface sol/matelas

La Figure 3. 35 présente le rapport entre les valeurs de $\Delta s_{\max}$ (Tableau 3. 17), et celles correspondant au cas non renforcé qui est de l'ordre de $\Delta s_{\max, nr} = 0,39$ (partie 3.2.1). On observe que l'augmentation du taux de recouvrement entraîne une diminution du tassement différentiel mais pour les deux valeurs de l'épaisseur de matelas (h_m = 10 *cm*, 20 *cm*), le tassement différentiel de l'interface sol/matelas pour le cas renforcé est toujours plus important que celui correspondant au cas non renforcé. De ce fait, l'influence du taux de recouvrement sur l'homogénéisation du tassement de l'interface sol/matelas n'est pas aussi significative que celle de l'épaisseur du matelas.

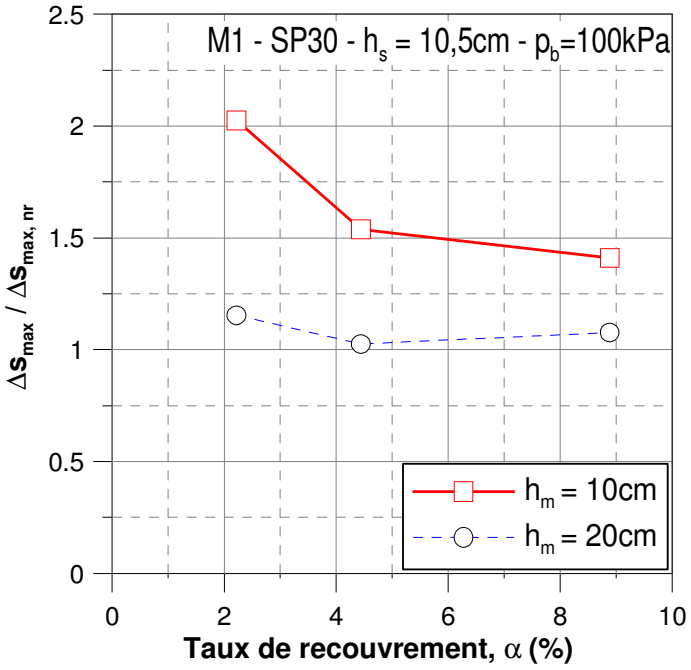


Figure 3. 35 – Comparaison de $\Delta s_{\max}$ pour le cas non renforcé et le cas renforcé

D'un autre côté, on observe que le tassement de l'interface sol/matelas est de plus en plus homogène avec l'augmentation du rapport $h_m/(s-a)$ (Figure 3. 36). Lorsque ce rapport $h_m/(s-a)$ supérieur à 0,50, le tassement de l'interface sol/matelas est aussi homogène que celui du cas non renforcé.

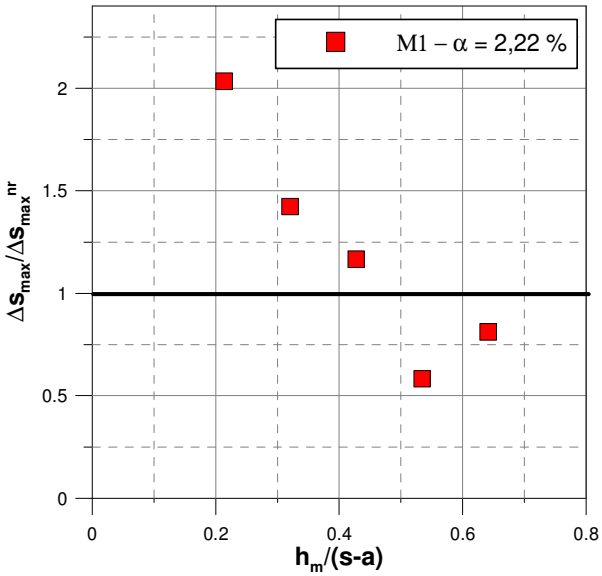


Figure 3. 36 - Influence du rapport h_m/(s-a) sur le tassement différentiel de l'interface sol/matelas

En vue d'évaluer le poids relatif de ces deux paramètres géométriques (h_m, α), on synthétise respectivement les valeurs maximales du coefficient d'efficacité, $E_{eff}^{\max}$, les valeurs de tassement moyen, s_{moy} et les valeurs de $\Delta s_{\max}$, au dernier palier de charge (100 kPa) pour les configurations présentés dans le Tableau 3. 18 , le Tableau 3. 19 et le Tableau 3. 20 .

$E_{eff}^{\max}$ (%)	$h_m = 10\,cm$	$h_m = 15\,cm$	$h_m = 20\,cm$	$h_m = 25\,cm$	$h_m = 30\,cm$
$\alpha = 2,22\,\%$	11,3	13,2	14,1	14,5	15,7
$\alpha = 4,44\,\%$	18,2	-	23,5	-	-
$\alpha = 8,88\,\%$	24,6	-	30,1	-	-

Tableau 3. 18 – Synthèse des valeurs du coefficient d'efficacité maximal pour les configurations étudiées sur le matelas de référence M1

s_{moy}	$h_m = 10\,cm$	$h_m = 15\,cm$	$h_m = 20\,cm$	$h_m = 25\,cm$	$h_m = 30\,cm$
$\alpha = 2,22\,\%$	10,9	8,8	8,4	9,0	4,9
$\alpha = 4,44\,\%$	8,1	-	6,1	-	-
$\alpha = 8,88\,\%$	6,5	-	5,6	-	-

Tableau 3. 19 – Synthèse des valeurs de tassement moyen pour les configurations étudiées sur matelas de référence M1

Δs_{max}	$h_m = 10\ cm$	$h_m = 15\ cm$	$h_m = 20\ cm$	$h_m = 25\ cm$	$h_m = 30\ cm$
$\alpha = 2,22\ \%$	0,79	0,55	0,45	0,23	0,32
$\alpha = 4,44\ \%$	0,6	-	0,4	-	-
$\alpha = 8,88\ \%$	0,55	-	0,42	-	-

Tableau 3. 20 – Synthèse des valeurs de l'indice de tassement différentiel pour les configurations étudiées sur matelas de référence M1

La Figure 3. 37, qui reprend les données du Tableau 3. 18, montre quantitativement l'influence de l'épaisseur de matelas, h_m et du taux de recouvrement, α, sur le coefficient d'efficacité maximal, E_{eff}^{max}.

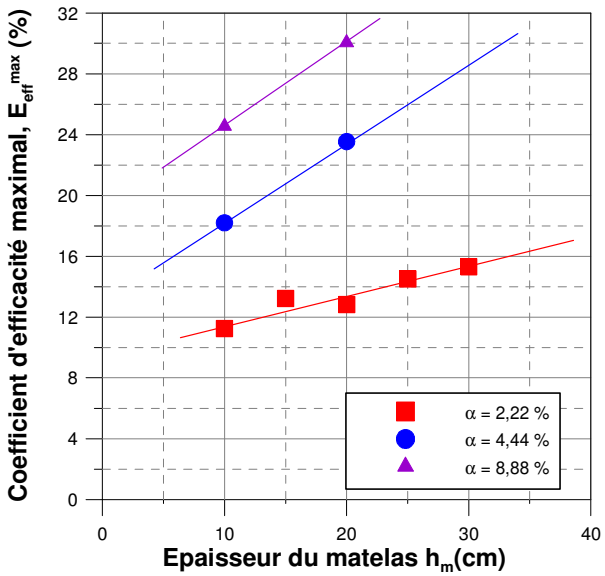


Figure 3. 37 - Synthèse des coefficients d'efficacité maximal, E_{eff}^{max} pour le matériau M1

En comparant avec la configuration de référence (h_m = 10 cm, α = 2,22 %), dans la gamme étudiée, le doublement de l'épaisseur du matelas (de h_m = 10 cm à h_m = 20 cm) entraîne une augmentation du coefficient d'efficacité maximal de l'ordre de 14% pour α = 2,22 %, de 29 % pour α = 4,44 % et de 22 % pour α = 8,88 %.

Tandis que le doublement du taux de recouvrement (de α = 2,22 % à α = 4,44 %) entraîne une augmentation du coefficient d'efficacité maximal de l'ordre de 62 % pour h_m = 10 cm et de 83 % pour h_m = 20 cm. Donc, l'influence du taux de recouvrement α sur le coefficient d'efficacité maximal,

E_{eff}^{max} est prépondérante par rapport à celle de l'épaisseur du matelas, h_m. De plus, pour un taux de recouvrement plus important, l'influence de l'épaisseur du matelas, h_m sur E_{eff}^{max} est plus significative. Quant au tassement de l'interface sol/matelas, on présente les donnés du Tableau 3. 19 et du Tableau 3. 20 sur la Figure 3. 38.

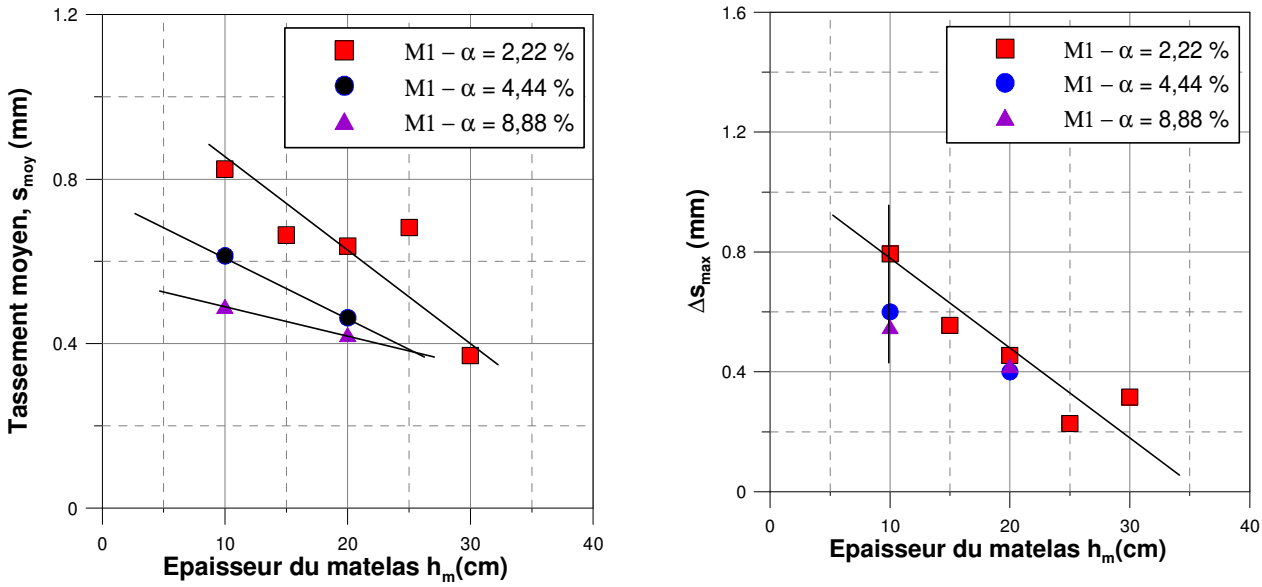


Figure 3. 38 – Comparaison de l'influence des paramètres géométriques (h_m , α)

On observe que l'augmentation du taux de recouvrement ou de l'épaisseur du matelas permet de diminuer l'amplitude du tassement de l'interface sol/matelas. Cependant, l'influence de l'épaisseur du matelas sur la réduction de l'amplitude du tassement ainsi que le tassement différentiel à l'interface sol/matelas est plus significative.

3.3.1.3. Conclusions partielles

Les résultats expérimentaux présentés ont montré que l'augmentation de l'épaisseur du matelas, h_m , et du taux de recouvrement, α , permet de :

- favoriser le mécanisme de transfert de charge vers l'inclusion rigide ;
- diminuer le tassement absolu du sol analogique et d'homogénéiser le tassement différentiel à l'interface sol/matelas.

En terme du coefficient d'efficacité maximal, E_{eff}^{max} , pour chaque type de matelas, l'influence de h_m est différente. Pour le matériau uniforme, plus l'épaisseur du matelas est importante, et plus l'influence est significative. Dans le cas du matériau étalé, l'augmentation de h_m entraîne une diminution du coefficient d'efficacité. Cependant, ce dernier résultat a été obtenu pour une densité du matelas assez faible, ce qui n'est pas le cas du matériau uniforme.

L'influence du taux de recouvrement, α , sur le mécanisme de transfert de charge, est plus importante que celle de l'épaisseur du matelas.

Mais ce paramètre joue un rôle moins important en terme l'homogénéisation des tassements à l'interface sol/matelas. Pour des valeurs du rapport $h_m/(s-a)$ supérieur à 0,50, le tassement de l'interface sol/matelas est quasiment uniforme.

3.3.2. Influence des paramètres liés au matelas

3.3.2.1. Influence du diamètre des grains du matelas

Le choix du matériau de référence M1, dont le diamètre moyen est de l'ordre de 2,5 mm, est lié, à l'échelle 1/5, au matériau utilisé sur le chantier de Saint-Ouen-l'Aumône. Afin d'évaluer l'influence du diamètre des grains du matelas, les deux autres types de matériaux MB5/8 et MB10/16, dont les diamètres moyens, maximal et minimal (d_{50} , $d_{\max}$, $d_{\min}$) sont respectivement multipliés par 2 et 4 par rapport à ceux de M1, ont été utilisés sur la même configuration du modèle physique : diamètre de l'inclusion rigide de 82 cm, sol analogique du type SP30 de 10,5 cm de l'épaisseur et matelas de différents épaisseurs.

Les caractéristiques des trois types de matelas sont données dans le Tableau 3. 21 . L'influence de la taille du matériau est étudiée pour les trois épaisseurs de matelas : h_m = 10 cm, 20 cm, 30 cm et une masse volumique identique de l'ordre de 1,620 t/m^3 pour les trois types de matelas.

Matelas	ρ_d (t/m^3)	c' (kPa)	φ' (°)	$d_{\max}$ (mm)	$d_{\min}$ (mm)	d_{50} (mm)	a (mm)	Sol analogique	
								Type	h_s
M1	1,620	1	36	5	1,25	2,5	82	SP30	10,5 cm
MB5/8	1,620	4	38	8	5	6	82	SP30	10,5 cm
MB10/16	1,620	5	40	16	10	12	82	SP30	10,5 cm

Tableau 3. 21 - Identification des caractéristiques des matériaux constitutifs des matelas

On présente, tout d'abord, les valeurs maximales des coefficients d'efficacité obtenues pour chaque type de matériau. (Tableau 3. 22)

Type du matériau	d_{50} (mm)	h_m		
		10 cm	20 cm	30 cm
M1	2,5	11,3	14,1	15,7
MB5/8	6	14,1	20,5	20,0
MB10/16	12	19,2	25,0	23,9

Tableau 3. 22 - Valeurs des coefficients d'efficacité maximaux obtenues, E_{eff}^{max}

La Figure 3. 39 présente les données du Tableau 3. 22. On y observe une croissance quasiment linéaire de E_{eff}^{max} avec le diamètre moyen du matériau constitutif du matelas, quelle que soit l'épaisseur du matelas. Le coefficient d'efficacité maximal, E_{eff}^{max} , est multiplié par environ 1,5 lorsque le diamètre moyen varie de 2,5 mm à 12 mm. Ce résultat montre que plus la taille moyenne des grains du matériau de matelas est grande, et plus le mécanisme de transfert de charge est important.

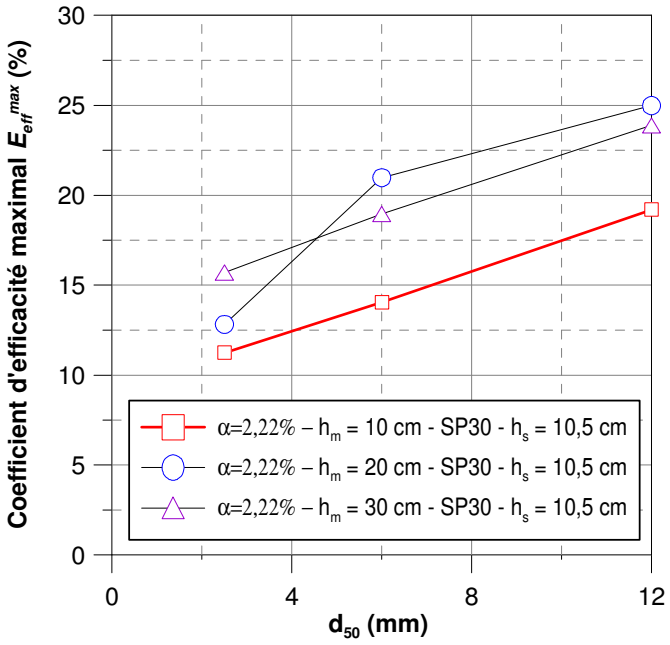


Figure 3. 39 - Influence de la taille du matériau constitutif du matelas sur le coefficient d'efficacité maximal, E_{eff}^{max}

L'influence de ce paramètre est rarement abordée dans la littérature, notamment lors des études sur des modèles tridimensionnels. Par contre, en modèle bidimensionnel, Jenck (2005), a étudié l'influence de la taille relative du matériau de matelas par rapport à celle du modèle en variant uniquement la taille du modèle. Ses résultats, en terme du mécanisme de transfert de charge, ne montrent pas de différences remarquables lorsqu'on diminue la taille du modèle.

3.3.2.2. Influence de l'étalement granulométrique du matériau constitutif du matelas

L'influence de la granulométrie du matériau constitutif du matelas a été étudiée à partir des deux types de matelas M1 et M2. Ces deux matériaux M1 et M2 ont le même diamètre moyen d_{50}, de l'ordre de $2,5\,mm$, mais ont des étalements granulométriques différents, comme illustré sur la Figure 3. 40.

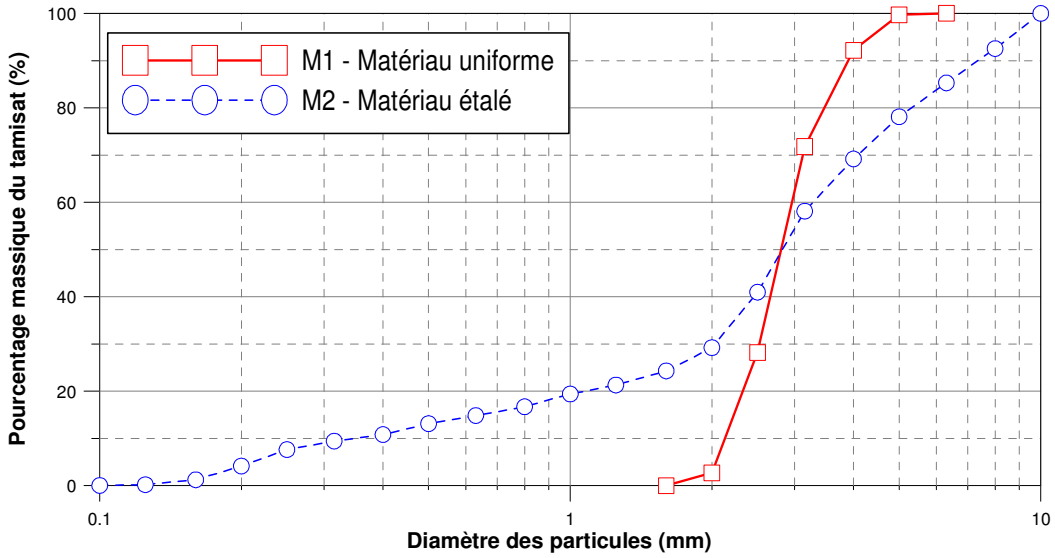


Figure 3. 40 - Courbes granulométriques des deux types de matériaux constitutifs du matelas M1 et M2

Le matériau M2 est un matériau très étalé dont le C_c est égal à 10 (c.f. 3.2.1.3). La masse volumique sèche des matériaux de matelas utilisée est constante, de l'ordre de $1,62\ t/m^3$.

Sur la Figure 3. 41, on présente l'évolution du coefficient d'efficacité en fonction de la pression de baudruche pour les matelas M1 et M2 (épaisseur 10 cm),. La valeur du coefficient d'efficacité maximal passe de 8,8 % pour M2 à 11,2 % pour M1.

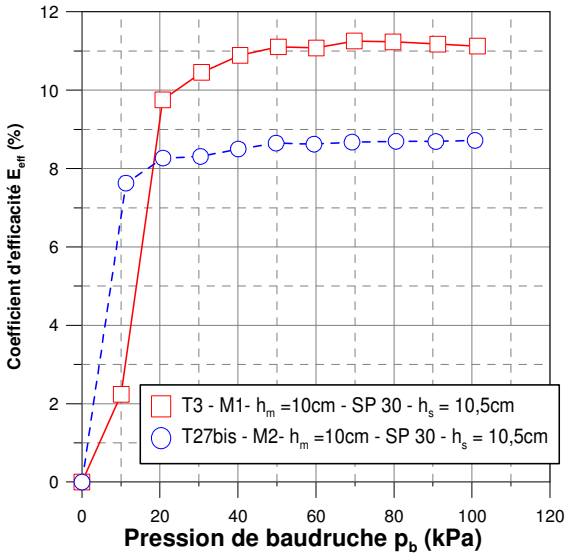


Figure 3. 41 – Evolution du coefficient d'efficacité en fonction de la pression de baudruche, pour les matelas M1 et M2 et $h_m = 10\ cm$

On obtient les mêmes évolutions pour les autres valeurs de l'épaisseur du matelas (Figure 3. 42) quelle que soit l'épaisseur du matelas étudié, le matelas étalé (M2) induisant un coefficient d'efficacité maximal plus petit que celui obtenu pour le matériau uniforme (M1).

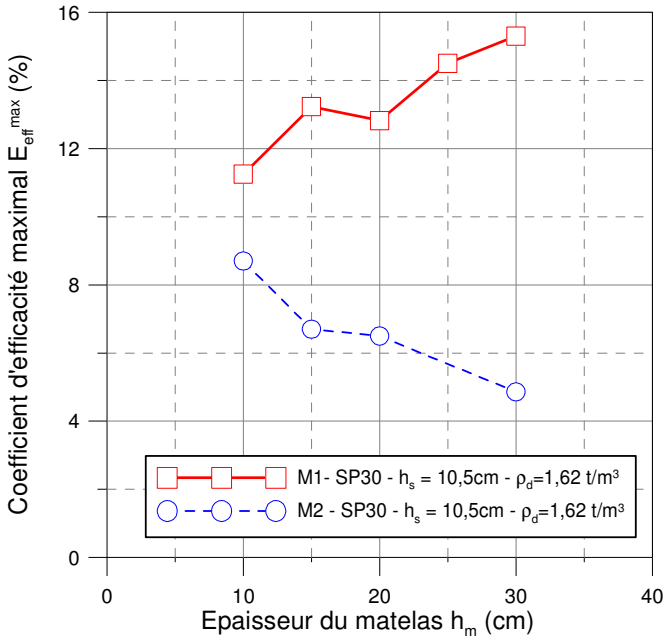


Figure 3. 42 - Valeurs de E_{eff}^{max} ***obtenues pour les matériaux M1 et M2 pour différentes épaisseurs du matelas***

Le matériau uniforme favorise le mécanisme de transfert de charge vers l'inclusion rigide.

Quant au tassement de l'interface sol/matelas, la Figure 3. 43 synthétise les résultats du tassement moyen et du paramètre Δs_{max} pour les deux types de matelas en fonction de l'épaisseur de celui-ci. Dans tous les cas, le tassement moyen et le tassement différentiel pour le matelas M2 sont toujours plus importants que ceux observés pour le matelas M1.

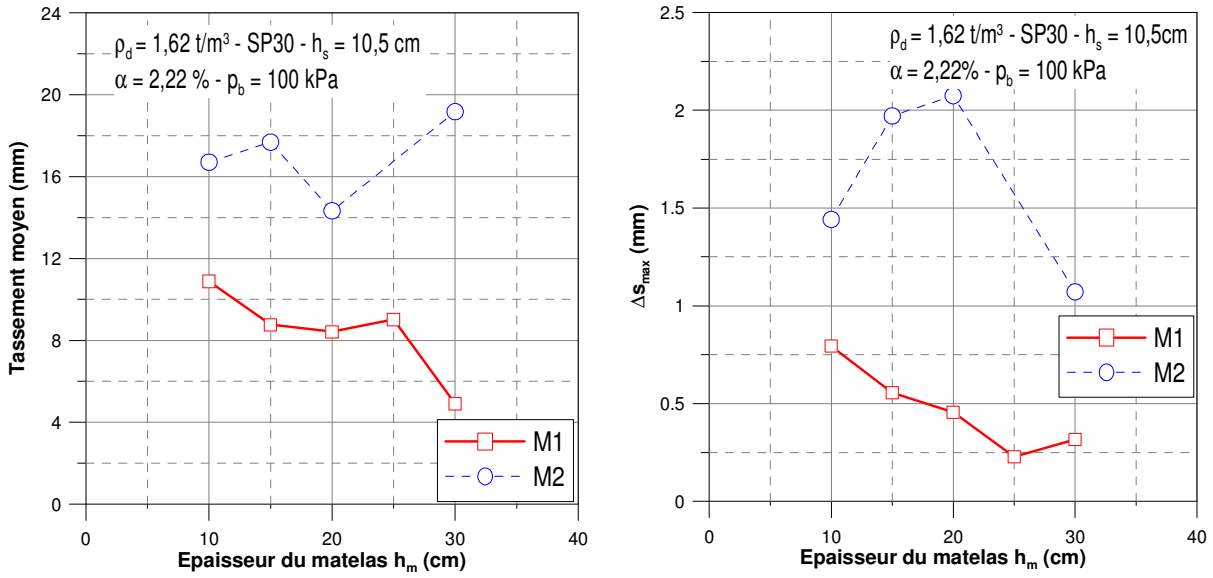


Figure 3. 43 - Tassement moyen et Δs_{max} en fonction de l'épaisseur du matelas

3.3.2.3. *Influence de la rigidité*

Comme on l'a abordé dans la partie 3.3.1.1 et 3.3.2.2, on observe, pour le matelas M2, que l'augmentation de l'épaisseur de matelas provoque une diminution des coefficients d'efficacité maximaux. Pour expliquer ce phénomène, il faut revenir aux comportements mécaniques. Les résultats des essais triaxiaux ont montré que, pour la même valeur de $\rho_d = 1,62\ t/m^3$, la résistance au cisaillement du matériau M2 est plus faible que celle de M1 (voir 3.3.1.1).

De plus, des essais complémentaires afin de déterminer l'indice de densité des matelas M1 et M2 ont été effectués. Les résultats trouvés donnent I_D = 0,71 pour M2 et 0,79 pour le matériau M1. La procédure de ces essais est présentée en détail dans la norme NF P 94-061. Cette diminution de l'indice de densité du matelas M2 est une des raisons qui peut expliquer ce phénomène.

Afin de vérifier cette hypothèse, on a augmenté indice de densité du matériau M2. On a utilisé une dame de 10 cm de diamètre pour compacter légèrement tous les 5cm d'épaisseur de matelas selon une distribution circulaire, comme illustré sur la Figure 3. 44.

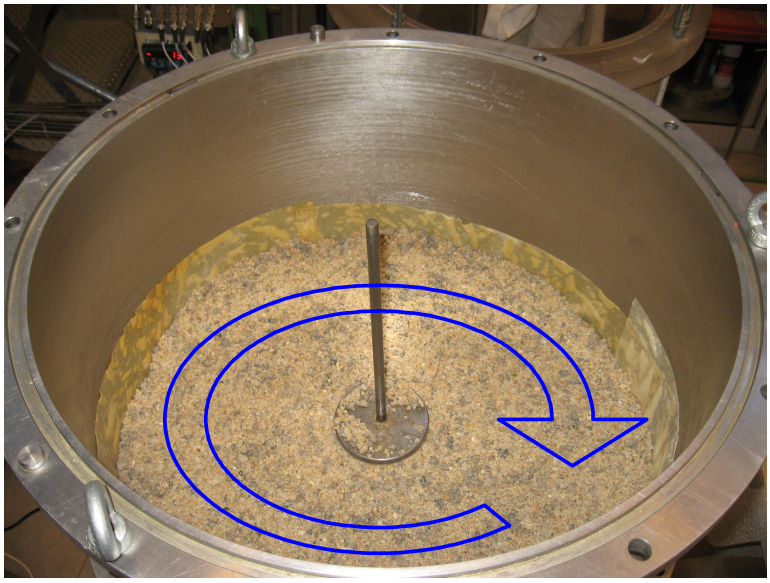


Figure 3. 44 – Technique de compactage utilisé pour la mise en place du matériau étalé M2

Le compactage est effectué tout en observant les tassements de l'interface sol/matelas. La Figure 3. 45 présente le tassement moyen de l'interface sol/matelas mesuré au cours du compactage, pour le matelas du type M2 de 10 cm d'épaisseur. Le tassement moyen après le compactage est de l'ordre de 1 mm qui est assez proche du cas du matériau non compacté. De cette manière, l'indice de densité du matelas a été augmenté à $I_D = 0{,}91$ ($\rho_d = 1{,}67\ t/m^3$) sans modifier l'état initial des essais.

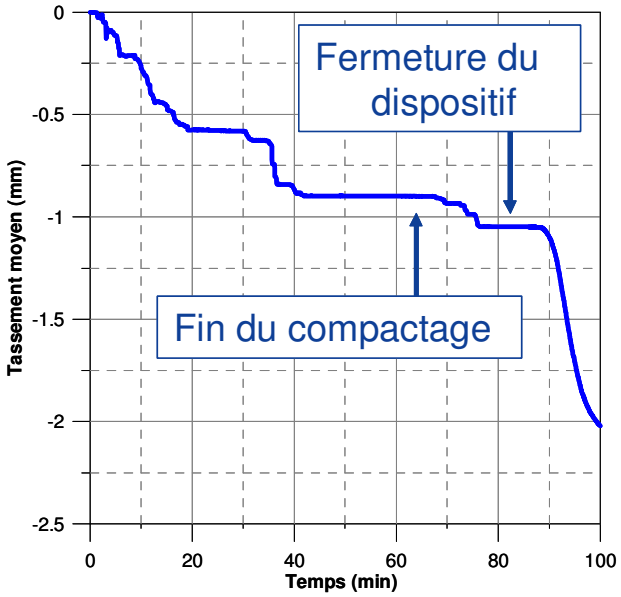
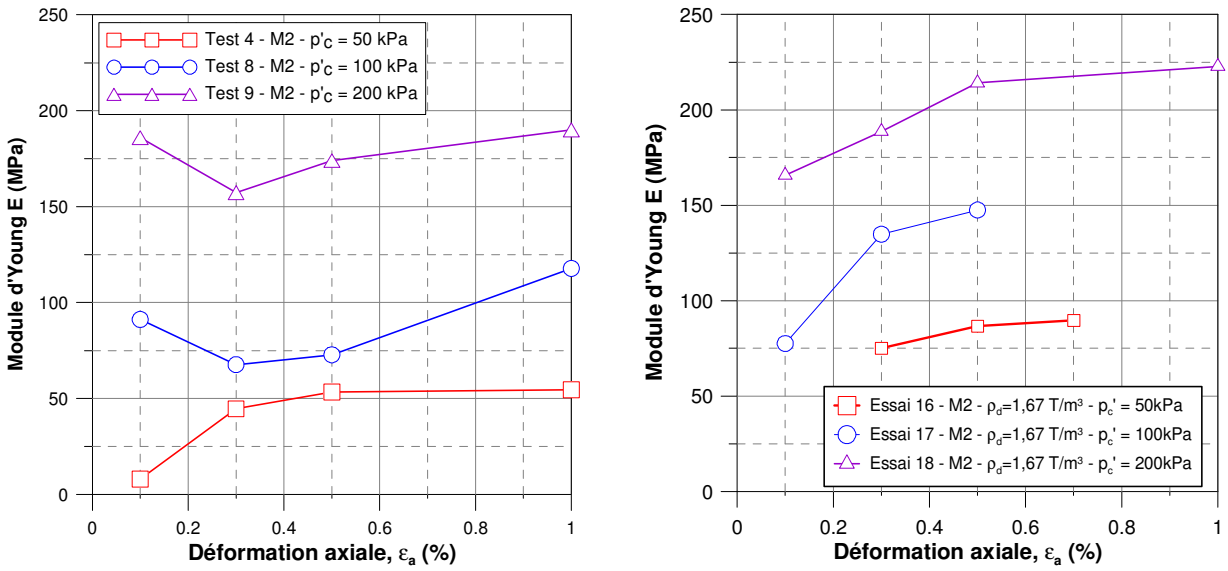


Figure 3. 45 - Tassement moyen de l'interface sol/matelas pendant et après le compactage

En terme de comportement mécanique, trois essais triaxiaux $\phi 100\,mm$ complémentaires ont été réalisés sur le matériau M2 à cet indice de densité (I_D = 0,91 ; $\rho_d = 1,67\ t/m^3$). Les résultats des essais ont montré que le compactage change la rigidité, caractérisée par le module d'Young E du matériau (Figure 3. 46) et augmente légèrement l'angle de frottement interne (Tableau 3. 23).

	M2 ($\rho_d = 1,62\ t/m^3$)	M2 ($\rho_d = 1,67\ t/m^3$)
c	2	1
φ	32	35

Tableau 3. 23 – Valeurs de la cohésion et de l'angle de frottement interne pour le matelas M2 à deux indices de densité différents.



(a) (b)

Figure 3. 46 - Evolution du module d'Young E en fonction de déformation axiale

a) M2 - $\rho_d = 1,62\ t/m^3$ ***; b) M2 -*** $\rho_d = 1,67\ t/m^3$

La Figure 3. 47 résume les valeurs des coefficient d'efficacité maximaux obtenues pour le matelas M2 compacté et non compacté en fonction de l'épaisseur du matelas. On observe un changement de la tendance d'évolution du coefficient d'efficacité en fonction de l'épaisseur de matelas. En effet, pour le matelas compacté, le coefficient d'efficacité maximal, $E_{eff}^{\max}$, est croissant avec l'épaisseur du matelas.

De manière logique, avec l'augmentation de la densité, le tassement de l'interface sol/matelas diminue (Figure 3. 48).

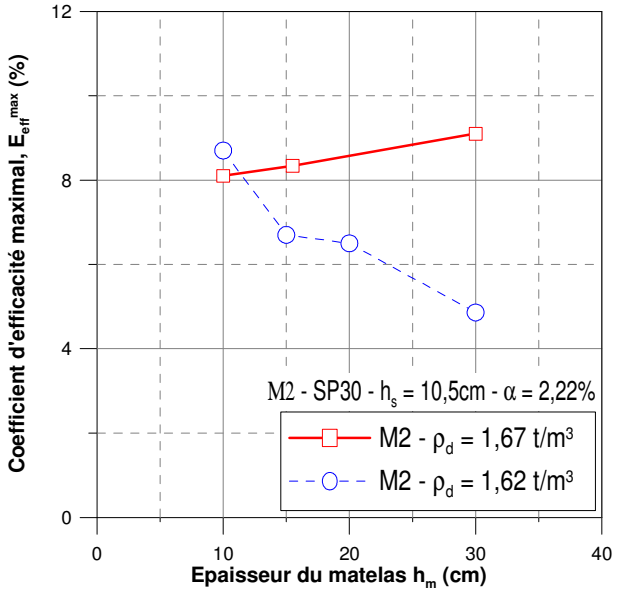


Figure 3. 47 - Synthèse des coefficients d'efficacité maximaux obtenus pour le matelas M2 compacté et non compacté en fonction de l'épaisseur du matelas.

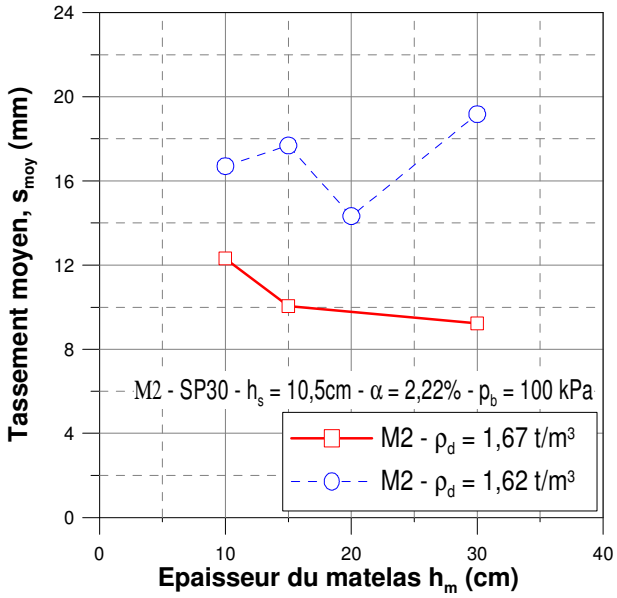


Figure 3. 48 - Tassements moyens de l'interface sol/matelas pour le matelas M2 compacté et non compacté en fonction de l'épaisseur de matelas

3.3.3. Influence du sol analogique

L'effet de transfert de charge se produit lorsqu'il apparaît un tassement différentiel de l'interface entre le matelas situé au dessus de l'inclusion rigide et le sol compressible. Le tassement du sol compressible est donc un des paramètres importants qui interviennent sur les mécanismes de transfert de charge au sein du matelas. Plusieurs travaux de différents auteurs ont montré que le tassement de l'interface sol/matelas constitue un facteur majeur pour développer l'effet de voûte au sein du matelas (Demerdash, 1996 ; Horgan & Sarsby, 2002 ; Chevalier, 2008).

Avec l'objectif d'étudier l'influence du sol compressible, on a utilisé un type de sol analogique dont les caractéristiques mécaniques sont présentées dans l'Annexe 1.

La présence du sol compressible pourrait donc avoir des influences sur les mécanismes de transfert de charge. On a étudié l'influence du sol analogique sur les mécanismes de transfert de charge du matelas, à partir des deux termes : le coefficient d'efficacité et le tassement de l'interface sol/matelas ; des essais sur la configuration géométrique de base (a = 8,2 cm ; s = 55 cm ; α = 2,2 %) pour le matériau du matelas du type M1 et M2, ont été réalisés, sachant que le tassement du sol compressible dépend de sa compressibilité ainsi que son épaisseur. Le rôle du sol analogique est donc mis en évidence en changeant, soit le type du sol analogique (SP30 et/ou SP50), soit l'épaisseur du sol analogique h_s. Les caractéristiques des essais à réalisés dans cette partie sont présentés dans le Tableau 3. 24 .

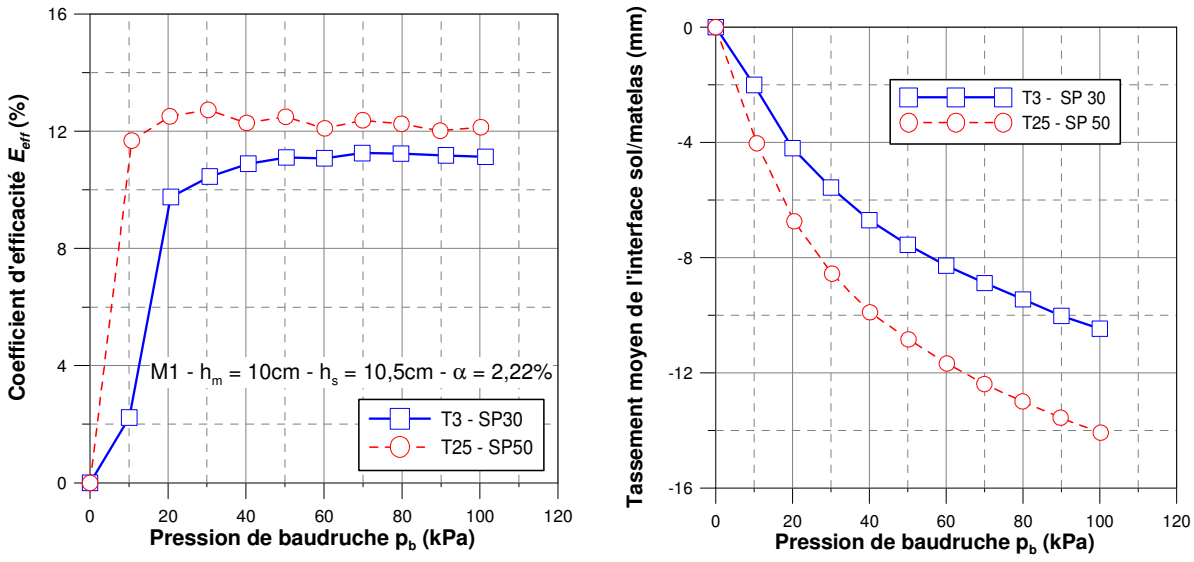
N° Essai	Sol analogique		Matelas			a	α
	Type	h_s (cm)	Type	h_m (cm)	ρ_d (t/m^3)	(mm)	(%)
T1	PS 30	10,5	M1	0	1,62	0	0
T3	PS 30	10,5	M1	10	1,62	82	2,22
T5	PS 30	10,5	M1	20	1,62	82	2,22
T6	PS 30	10,5	M1	30	1,62	82	2,22
T13	PS 30	10,5	M1	10	1,62	0	0
T14	PS 30	20,6	M1	10	1,62	0	0
T16	PS 30	20,6	M1	10	1,62	82	2,22
T17	PS 30	20,6	M1	20	1,62	82	2,22
T18	PS 30	20,6	M1	30	1,62	82	2,22
T25	PS 50	10,5	M1	10	1,62	82	2,22
T26	PS 50	10,5	M2	10	1,67	82	2,22
T27	PS 30	10,5	M2	10	1,67	82	2,22
T27bis	PS 30	10,5	M2	10	1,67	82	2,22

Tableau 3. 24 - Caractéristiques des essais réalisés pour l'étude de l'influence du sol analogique

3.3.3.1. *Influence de la compressibilité du sol analogique*

L'étude bibliographique de Briançon *et al.* (2004) montre que la compressibilité du sol compressible, caractérisée par le rapport $\frac{C_c}{1+e_0}$, sur les chantiers français, varie entre 0,18 et 0,3. L'étude du comportement du sol analogique (Annexe1) montre que la fraction volumique des billes de polystyrène influence principalement la compressibilité du sol analogique. Afin d'évaluer l'influence de la compressibilité du sol analogique, la configuration de référence (matelas du type M1, 10 cm d'épaisseur et inclusion rigide de 82 mm) est utilisée pour deux types de sol analogique SP30 et SP50, qui correspondent à 30 % et 50 % de fraction volumique de billes de polystyrène. La Figure 3. 49 présente l'évolution du coefficient d'efficacité et le tassement moyen de l'interface sol/matelas en fonction de la pression de baudruche pour les deux types de sol analogique.

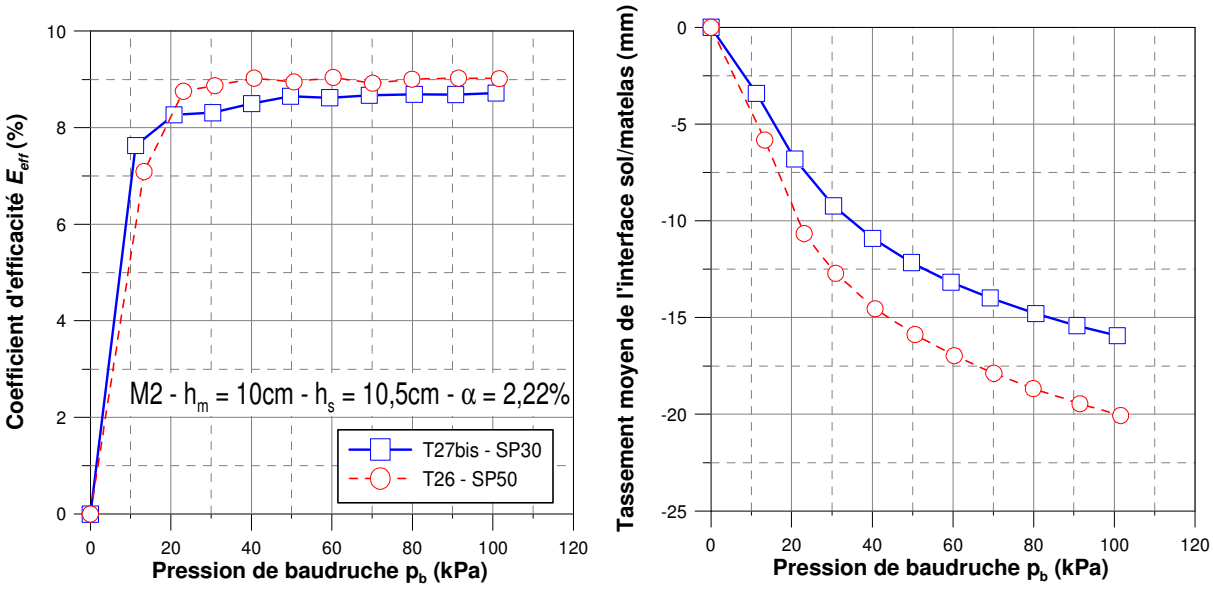
L'évolution du coefficient d'efficacité pour les deux types de sol analogique est classique. On observe que la phase stabilisée pour le sol analogique SP50 est atteinte plus tôt que pour le sol analogique SP30. Le coefficient d'efficacité maximal pour le sol analogique SP50 est de l'ordre de 12,5 % contre 11,2 % pour SP30. En revanche, le sol analogique SP50 entraîne des tassements moyens de l'interface sol/matelas plus importants. A 100 kPa de chargement, le tassement moyen de l'interface sol/matelas pour le sol analogique SP50 est de l'ordre de 14,1 mm, contre 10,5 mm pour le sol analogique SP30.



(a) (b)

Figure 3. 49 – Influence de la compressibilité du sol analogique (cas du matelas M1) sur le coefficient d'efficacité (a) et sur tassement moyen de l'interface sol/matelas (b)

On retrouve des évolutions similaires dans le cas de l'utilisation d'un matelas de type M2 (Figure 3. 50).



(a) (b)

Figure 3. 50 - Influence de la compressibilité du sol analogique (cas du matelas M2) sur le coefficient d'efficacité (a) et sur tassement moyen de l'interface sol/matelas (b)

En ce qui concerne la répartition du tassement de l'interface sol/matelas, on présente sur la Figure 3. 51 et la Figure 3. 52 les résultats pour les deux types de sol analogique. Pour un matelas de faible l'épaisseur, le tassement différentiel à l'interface sol/matelas est toujours important. Dans le cas du sol analogique SP50, l'effet d'accrochage est bien observé et l'effet de bord est également important.

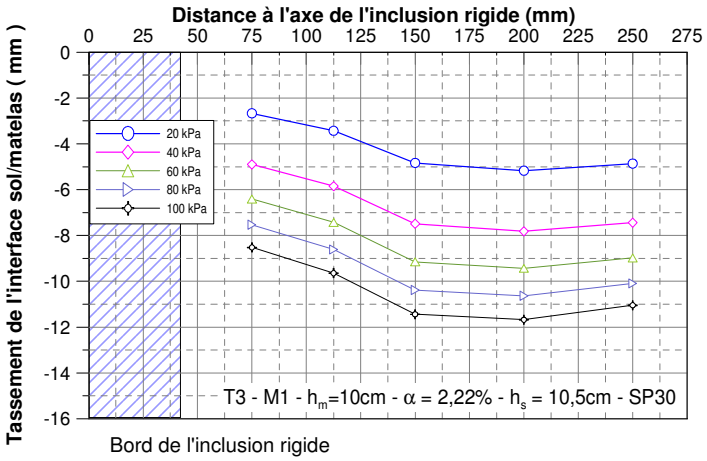


Figure 3. 51 - Répartition de tassements de l'interface sol/matelas pour le sol analogique SP30

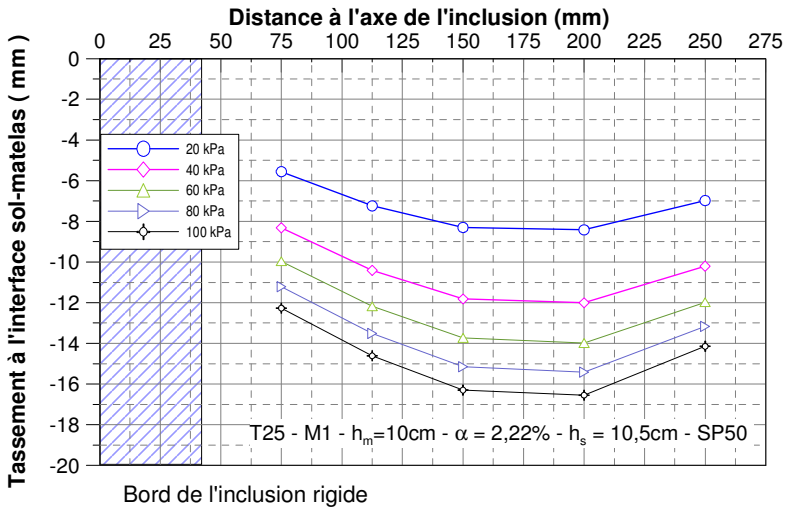


Figure 3. 52 - Répartition des tassements de l'interface sol/matelas pour le sol analogique SP50

Ces résultats nous permettent de tirer les conclusions suivantes :

- la compressibilité n'a pas d'influence significative sur la valeur du coefficient d'efficacité. La différence entre les valeurs du coefficient d'efficacité maximal est de l'ordre de 1 % ;
- pour le sol analogique le plus compressible, la phase stabilisée arrive plus tôt ;
- le tassement différentiel de l'interface sol/matelas est toujours important pour les deux types de sol analogique.

3.3.3.2. Influence de l'épaisseur du sol analogique, h_s

La formule classique pour calculer le tassement du sol compressible montre que l'amplitude du tassement est proportionnelle à l'épaisseur du sol analogique. Pour cette raison, on a réalisé des essais pour le même sol analogique du type SP30 pour deux épaisseurs différentes (10,5 cm et 20,6 cm). La variation de l'épaisseur du sol analogique ne change pas le comportement mécanique du sol analogique, mais elle va changer l'amplitude des tassements sous une contrainte donnée.

La Figure 3. 53.a présente le tassement moyen final de deux massifs non renforcés de sol analogique du type SP30 et pour deux épaisseurs (10,5 cm et 20,6 cm), en fonction de la pression de baudruche. On observe une augmentation très importante du tassement moyen de l'interface sol/matelas quand l'épaisseur du sol analogique est doublée ($h_s = 20,6\ \ cm$).

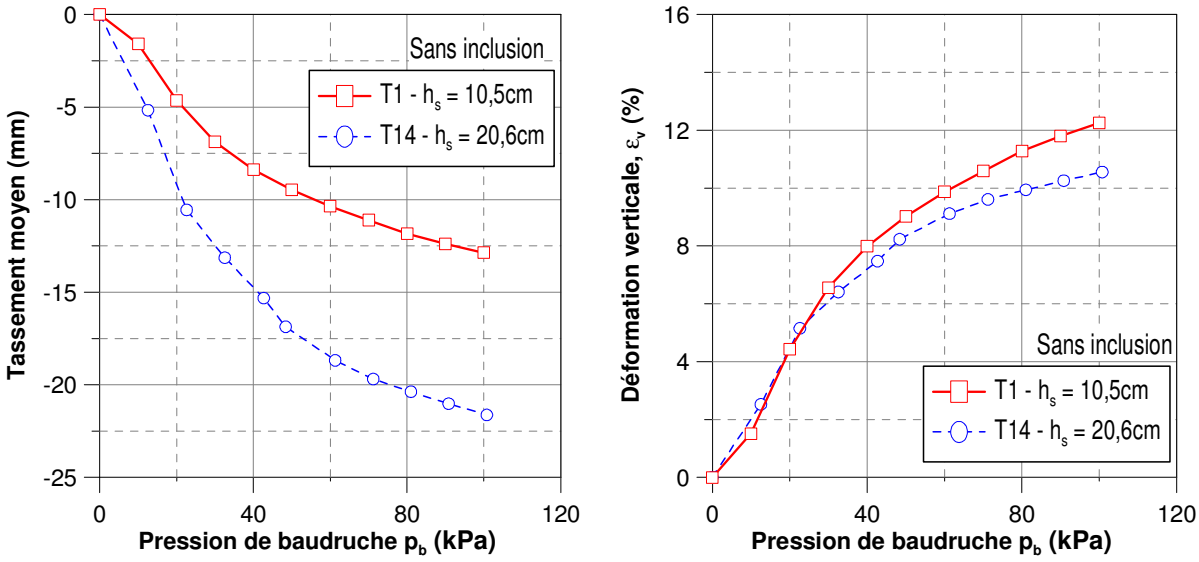
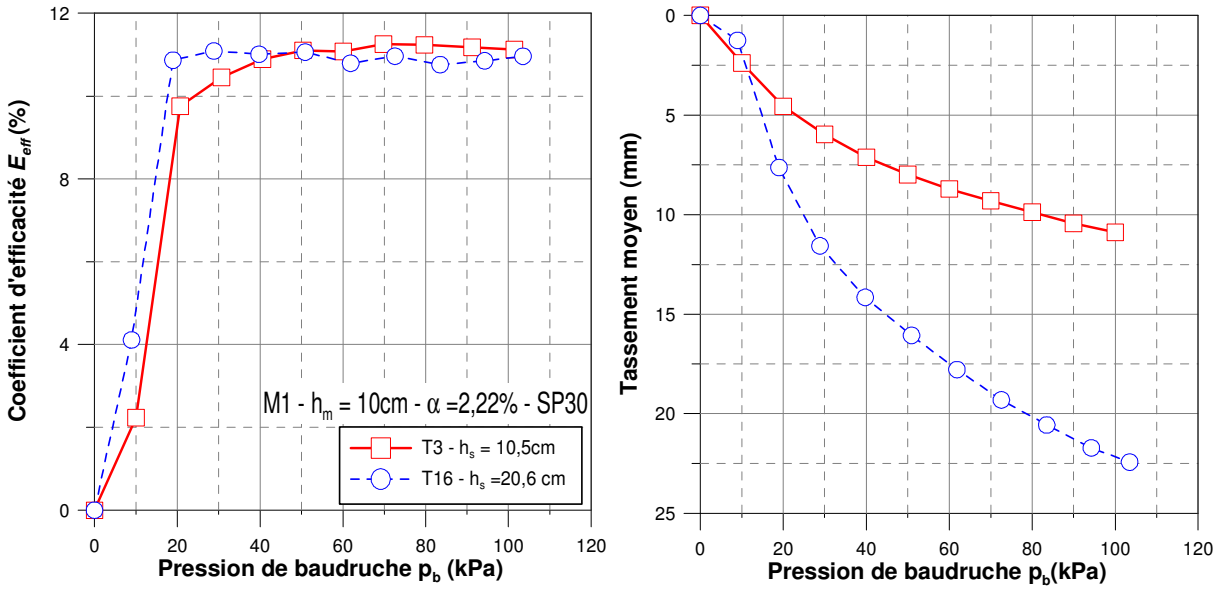


Figure 3. 53 - Tassement du massif de sol analogique sans renforcement par inclusion rigide a) tassements moyens finaux ; b) courbe contrainte - déformation

Mais si l'on trace les courbes de déformation axiale du sol analogique pour les deux épaisseurs en fonction de pression de baudruche (Figure 3. 53.b), on trouve que les deux courbes sont assez proches jusqu'à 50 kPa de pression de baudruche. Au-delà de cette pression, le cas $h_s = 20,6\ cm$, présente un comportement légèrement plus rigide. En conclusion, la variation de l'épaisseur du sol analogique ne change pas son comportement mécanique, mais elle ne change que l'amplitude des tassements. Les résultats de ces essais nous permettent donc d'évaluer l'influence de l'amplitude du tassement du sol analogique sur les mécanismes de transfert de charge au sein du matelas.

Des essais avec inclusion rigide pour ces deux épaisseurs du sol analogique ont été réalisés. Les paramètres de ces essais sont précisés dans le Tableau 3.24.

La Figure 3. 54 présente l'évolution du coefficient d'efficacité et du tassement moyen de l'interface sol/matelas pour le matelas M1 de 10 cm d'épaisseur.



(a) (b)

Figure 3. 54 - Influence de l'épaisseur du sol analogique h_s (cas du matelas M1, $h_m = 10\ cm$) sur le coefficient d'efficacité (a) et sur le tassement moyen de l'interface sol/matelas (b)

On observe les mêmes évolutions que celles obtenue lors de l'étude de l'influence de la compressibilité du sol analogique.

- les valeurs maximales du coefficient d'efficacité obtenues pour les deux essais sont quasi identiques, de l'ordre de 11 % pour l'épaisseur du matelas de 10 cm ;
- le tassement moyen de l'interface sol/matelas est plus important pour l'épaisseur du sol analogique de 20,6 cm ;
- la stabilisation de E_{eff} à sa valeur maximale arrive plus tôt pour le cas h_s = 20,6 cm que pour le cas h_s =10,5 cm.

La Figure 3. 55 synthèse les valeurs maximales des coefficients d'efficacité obtenues pour les trois épaisseurs du matelas testées.

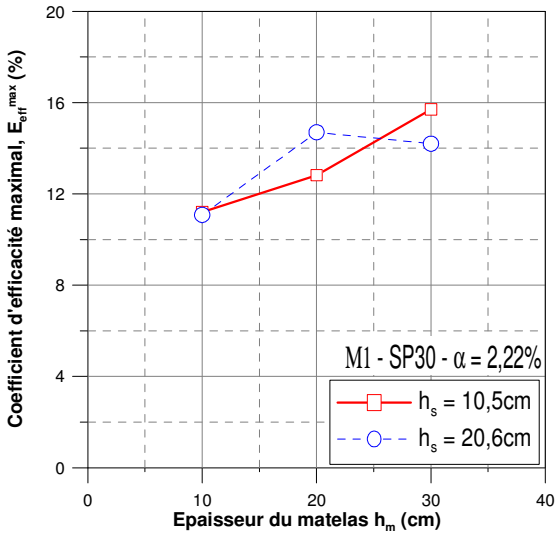


Figure 3. 55 - Synthèse des valeurs de $E_{eff}^{\max}$ obtenues pour les épaisseurs $h_s = 10,5$ cm et 20,6 cm

On observe que pour les trois épaisseurs de matelas, la différence entre les valeurs du coefficient d'efficacité maximal obtenues est d'environ 2% pour les deux épaisseurs du sol analogique.

D'une autre part, la Figure 3. 56 présente l'évolution du coefficient d'efficacité en fonction du tassement moyen de l'interface sol/matelas, pour le matelas M1 de h_m = 10 cm, mais pour des caractéristiques du sol analogique différentes. Les trois courbes sont assez proches sauf l'essai T25, notamment elles atteignent la phase stabilisée pour une même valeur de tassement moyen. Donc pour un matelas donné, la phase stabilisée dépend de l'ordre de grandeur du tassement de l'interface sol/matelas.

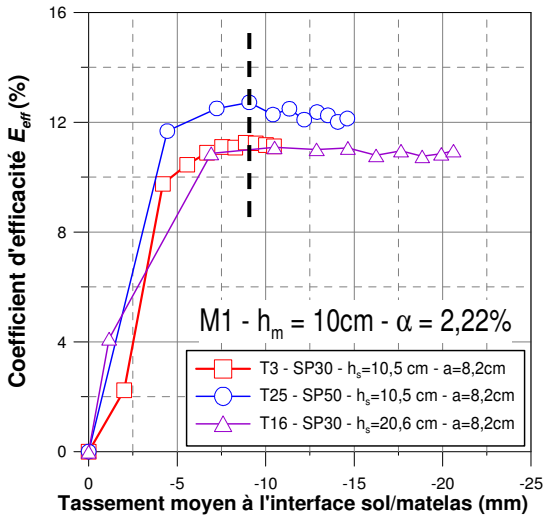


Figure 3. 56 - Evolution du coefficient d'efficacité en fonction du tassement moyen, pour le matelas M1 d'épaisseur 10 cm

3.3.3.3. Conclusions partielles

Les résultats de cette étude nous montrent que le changement des caractéristiques géométriques et mécaniques du sol analogique n'a pas d'influence significative sur le mécanisme de transfert de charge, traduit par le coefficient d'efficacité. En revanche, ces changements interviennent sur l'allure de la courbe d'évolution du coefficient d'efficacité en fonction de la pression de baudruche. En effet, l'amplitude du tassement de l'interface sol/matelas peut être reliée au passage à la phase stabilisée du coefficient d'efficacité et ne dépend que des caractéristiques du matelas.

3.3.4. Evolution du coefficient d'efficacité lors de phases de décharge – recharge

On a réalisé deux cycles de charge/décharge afin d'observer le comportement du matelas sous le charge cyclique. Pour le premier cycle, il est intéressant de noter la forte évolution mise en évidence entre charge et décharge sur les valeurs de E_{eff}, qui sont significativement plus faibles à la décharge qu'à la charge (Figure 3. 57a). La diminution du coefficient d'efficacité à la phase de décharge montre le comportement irréversible du matelas. Cela est éventuellement lié au comportement plastique du matelas lorsqu'on charge jusqu'à 100 kPa. D'autre part, le comportement du sol analogique est différent entre les processus charge et décharge. Après le premier cycle, la configuration du modèle est changée, le sol analogique regonfle mais ne revient plus à la position initiale. Le coefficient d'efficacité obtenu au deuxième cycle est légèrement plus faible que ceux obtenus au premier cycle charge/décharge (Figure 3. 57b). Cette remarque est importante pour l'étude du comportement sous un chargement cyclique du matelas. C'est intéressant de continuer à réaliser plusieurs cycle de charge/décharge afin de trouver la stabilité du coefficient d'efficacité sous le chargement cyclique.

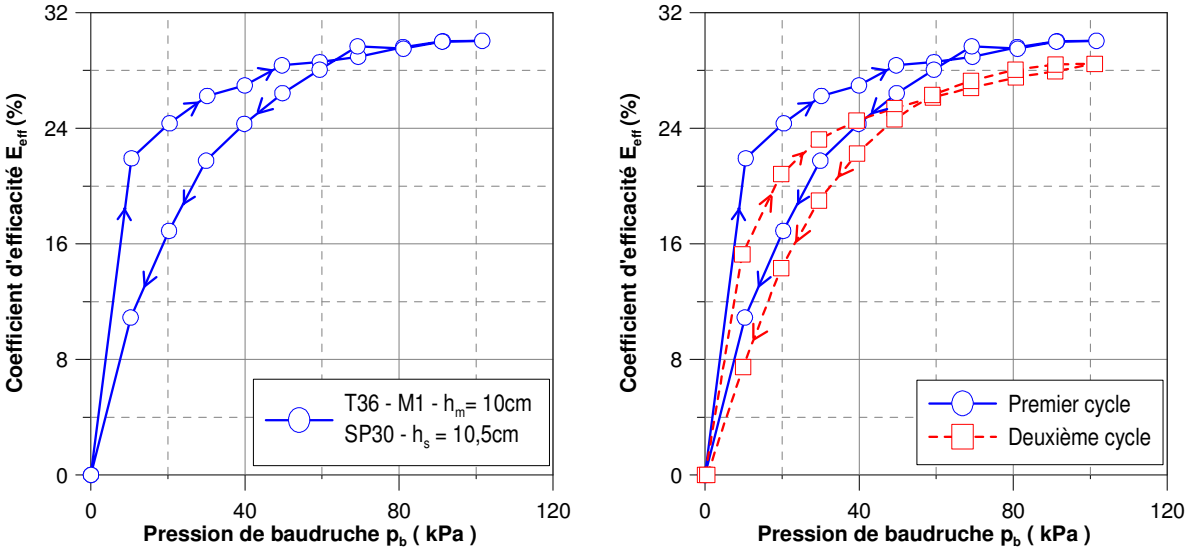


Figure 3. 57 - Evolution du coefficient d'efficacité sur une phase charge/décharge/recharge a) premier cycle ; b) premier et deuxième cycles

3.4. CONCLUSIONS

L'étude paramétrique présentée dans ce chapitre a permis de mettre en évidence les avantages de la technique de renforcement d'un sol compressible par inclusions rigides. Le mécanisme de transfert de charge, qui se produit au sein du matelas, est influencé par les paramètres suivants :

- épaisseur du matelas ;
- taux de recouvrement ;
- caractéristiques du matériau constitutif du matelas : le diamètre moyen, la granulométrie, l'état de compacité;
- caractéristiques du sol compressible.

Les résultats expérimentaux présentés montrent qu'il peut y avoir une influence « couplée » des paramètres physiques et mécaniques des matériaux constitutifs du matelas

Les expérimentations menées sur le modèle physique 1 g ont permis de mettre en évidence l'influence de ces paramètres. Les principales conclusions sont synthétisées ci-dessous :

- La comparaison entre les cas non renforcé et renforcé par inclusion rigide du massif a montré que la présence de l'inclusion rigide diminue le tassement absolu de l'interface sol/matelas.

Toutefois, pour le matelas de faible l'épaisseur, le tassement différentiel de l'interface sol/matelas est plus important.

- L'augmentation de l'épaisseur du matelas et du taux de recouvrement favorise la concentration de charge vers l'inclusion rigide, ce qui est quantifié par le coefficient d'efficacité maximal obtenu au cours de chargement. De plus, elle permet de diminuer le tassement moyen de l'interface sol/matelas ainsi que le tassement différentiel à l'interface sol/matelas.
- En terme du coefficient d'efficacité maximal, l'augmentation du taux de recouvrement est prépondérante par rapport à l'augmentation de l'épaisseur du matelas. En revanche, en terme d'homogénéité des tassements à l'interface sol/matelas, l'augmentation de l'épaisseur du matelas a une influence prépondérante par rapport au taux de recouvrement.
- Une uniformisation du tassement de l'interface sol/matelas et de la surface du matelas est observée lorsque le rapport $h_m /(s-a)$ est supérieur à 0,50.
- L'étude de l'influence du diamètre du matériau constitutif du matelas a montré que plus le diamètre moyen du matériau est grand, plus le coefficient d'efficacité est important.
- Le matériau uniforme permet de mieux concentrer la force vers l'inclusion rigide que le matériau étalé.
- Pour un matelas étalé de faible densité, on n'observe pas l'influence de l'épaisseur du matelas sur le coefficient d'efficacité.
- Le changement des caractéristiques géométriques, mécaniques du sol analogique n'a pas d'influence significative sur le coefficient d'efficacité. Par contre, l'augmentation de la compressibilité ainsi que de l'épaisseur du sol analogique provoque un passage plus rapide à la phase stabilisée.
- Une réduction, en terme du coefficient d'efficacité, est observée lorsqu'on réalise des phases de charge et décharge successive.

Chapitre 4 -
Evaluation des résultats obtenus et modélisation numérique de l'essai

Ce chapitre se compose de trois parties :

- Confrontation avec les méthodes analytiques ;
- Confrontation des résultats expérimentaux obtenus sur le modèle 1g avec ceux obtenus en centrifugeuse et sur le site expérimental ;
- Modélisation numérique de l'essai.

4.1. CONFRONTATION AVEC LES METHODES ANALYTIQUES

Dans le premier chapitre, on a présenté les modèles analytiques développés par différents auteurs, qui contribuent à mieux comprendre les mécanismes de transfert de charge au sein du matelas, et de proposer des méthodes de dimensionnement, des formules pour évaluer le coefficient d'efficacité. Dans cette partie, on confronte les résultats expérimentaux obtenus avec le modèle physique 1g en terme de coefficient d'efficacité aux résultats obtenus par les différentes méthodes analytiques applicables à notre configuration. Chevalier (2008) a regroupé les modèles analytiques existants de la littérature en trois groupes :

- modèles présupposant une zone d'influence pour les inclusions rigides (Carlsson, 1987 ; Svanø *et al*., 2000 ; Van Eekelen *et al*., 2003) ;
- modèles de transfert de charge basés sur l'équilibre d'un volume de sol en mouvement (Marston & Anderson, 1913 ; Terzaghi, 1943 ; Combarieu, 1974 ; Combarieu, 1988 ; Russell & Pierpoint, 1997 ; Cao *et al.,* 2006) ;
- modèles présupposant la formation de voûtes dans le matelas granulaire (Hewlett & Randolph, 1988 ; Low *et al*., 1994 ; Kempfert *et al*., 1997 ; Abusharar *et al*., 2008).

Le modèle physique 1g simule un maillage élémentaire et ne permet pas de développer l'effet de voûte au sein du matelas. Pour cette raison, on ne compare pas les résultats expérimentaux avec les méthodes analytiques du troisième groupe. Pour les deux premiers groupes, on a choisi deux méthodes pour chacun à confronter aux résultats expérimentaux dans la mesure où les paramètres du modèle physique 1g satisfont aux hypothèses et aux conditions d'application des méthodes analytiques choisies.

On résume les méthodes analytiques qui seront utilisées dans cette partie :

- méthode de Svanø *et al.* (2000) ;
- méthode de Chevalier (2008) ;
- méthode de McKelvey III (1994) ;
- méthode du frottement négatif de Combarieu (2008) ;

L'application des méthodes analytiques à la configuration du modèle physique 1g nécessite d'avoir les caractéristiques mécaniques des matériaux constitutifs du matelas et du sol analogique. Ces caractéristiques sont rassemblées dans l'annexe 1 et sont récapitulées dans le Tableau 4. 1 .

	ρ_d (kN/m^3)	φ (°)	c (kPa)	$K_a = \frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi}$	$K_p = \frac{1}{K_a}$	K_w
Matériau uniforme M1	16,2	36	1	0,26	3,85	0,45
Matériau étalé M2	16,2	32	2	0,31	3,25	0,50
Matériau étalé M2	16,7	35	1	0,27	3,69	0,51
MB5/8	16,2	38	4	0,24	4,20	0,41
MB10/16	16,2	40	5	0,22	4,60	0,38

Tableau 4. 1- Caractéristiques mécaniques des matériaux constitutifs des matelas utilisés dans le modèle physique 1g

4.1.1. Comparaison avec le premier groupe de méthodes analytiques

4.1.1.1. Méthode de Svanø et al. (2000)

La méthode de Svanø *et al.* (2000) est adaptée aux problèmes tridimensionnels. Son hypothèse principale est basée sur l'équilibre d'un prisme de sol, illustrée dans la Figure 1.15 (partie 1.2.1.3). Le coefficient d'efficacité est donc calculé par la formule suivante :

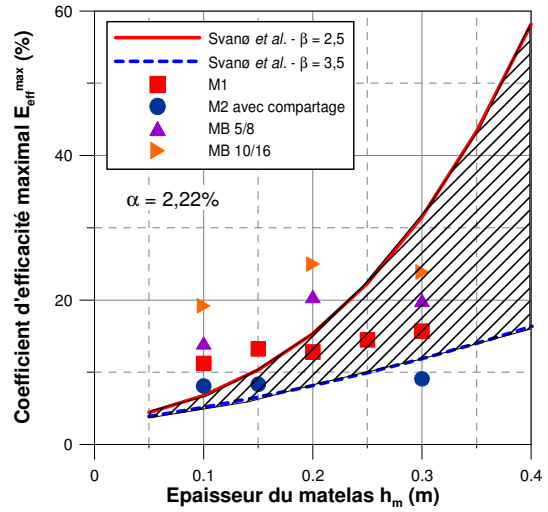
$$E_{eff} = \frac{q_0.\left(a + h_m.\frac{1}{\beta}\right)^2 + \gamma_m.V_{sol}}{\left(q_0 + h_m.\gamma_m\right).A}.100\% \qquad \textbf{(4. 1)}$$

avec :

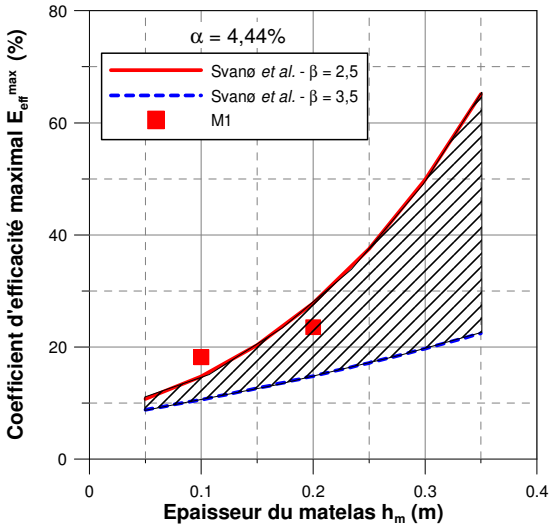
- $\beta = 2,5$ *à* $3,5$ coefficient empirique ;
- $V_{sol} = h_m.a^2 + 2.h_m{}^2.a.\frac{1}{\beta} + \frac{4}{3}.h_m{}^3.\left(\frac{1}{\beta}\right)^2$.

Cette formule est valable pour h_m inférieur à $\left(\frac{s-a}{2}\right)\beta$. Au-delà de cette valeur, la charge appliquée à la surface du matelas sera transférée totalement vers l'inclusion rigide.

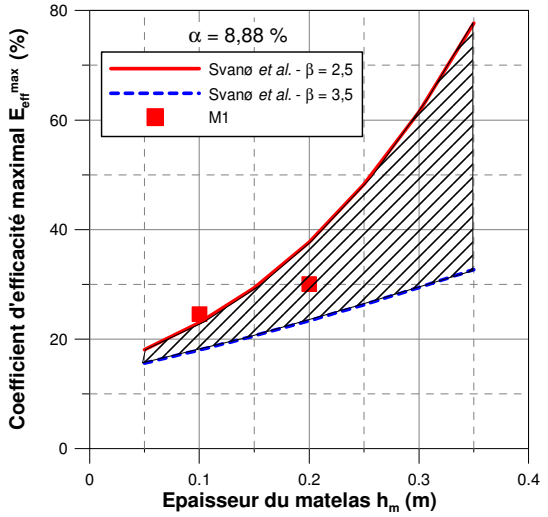
On adapte le calcul de Svanø *et al.* (2000) pour l'inclusion rigide de forme circulaire et on présente sur la Figure 4.1 la comparaison entre les résultats expérimentaux obtenus en terme du coefficient d'efficacité maximal, $E_{eff}^{\max}$ et ceux obtenus par la formule (4. 1) en faisant varier l'épaisseur de matelas de 5 à 40 *cm* , pour les trois valeurs du taux de recouvrement α = 2,22 % , 4,44 % et 8,88%.



a)



b)



c)

Figure 4. 1 - Confrontation des résultats obtenus avec la méthode de Svanø et al. (2000)

a) α = 2,22 % ; b) α = 4,44 % ; c) α = 8,88%

Le résultat du calcul de Svanø *et al.* (2000) permet de déterminer des valeurs de coefficient d'efficacité maximal pour les différentes valeurs de l'épaisseur du matelas, qui sont assez proches des valeurs expérimentales, notamment dans le cas du taux de recouvrement le plus important. Cependant, la formule analytique montre un accroissement important du coefficient d'efficacité avec l'épaisseur du matelas lorsque la valeur de β est faible. De plus, cette formule ne tient pas compte des caractéristiques mécaniques du matériau constitutif du matelas.

4.1.1.2. Méthode de Chevalier (2008)

Chevalier (2008) a utilisé le schéma d'équilibre d'un prisme de sol de Svanø *et al.* (2000) et il a proposé de calculer le coefficient d'efficacité maximal en remplaçant la pente d'ouverture du prisme β, déterminée empiriquement, par l'angle θ.

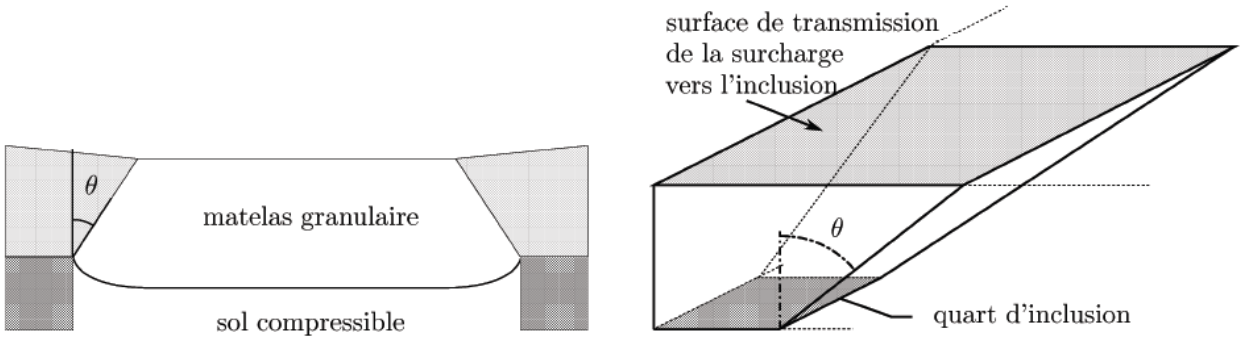


Figure 4. 2 - Zone d'influence de l'inclusion rigide déterminée par Chevalier (2008)

Cet angle, lié à l'angle de frottement interne au pic du matériau constitutif du matelas, est donné par la relation suivante :

$$\theta = \varphi_p \pm 3$$

Le coefficient d'efficacité maximal est calculé par la formule suivante :

$$E_{eff}^{\max} = \frac{W_p + Q_p}{s^2 \left(q + \gamma h_m \right)} \qquad \textbf{(4. 2)}$$

où :

$W_p = \frac{\gamma}{6\tan\theta}\left[\left(a+2h_m\tan\theta\right)^3 - a^3\right]$ est la force due au poids propre du matelas ; ***(4. 3)***

$Q_p = q\left(a+2h_m\tan\theta\right)^2$ est la force due à la surcharge. ***(4. 4)***

Cette méthode tient compte des caractéristiques mécaniques du matelas (l'angle de frottement interne) et s'adapte au problème en 3D. Cette méthode a été validée à partir d'une comparaison avec un calcul numérique complet sur une configuration à quatre inclusions.

En appliquant cette méthode à notre modèle physique pour lequel les matériaux constitutifs du matelas utilisés ont un angle de frottement interne de l'ordre de 31° à 40°, on a donc calculé le coefficient d'efficacité, selon la formule 4.2, avec l'angle θ variant de 28° à 43° pour 2,22% de taux de recouvrement. De plus, en tenant compte de la forme du cône de diffusion dans le cas de la tête circulaire de l'inclusion rigide, les formules 4.3 et 4.4 deviennent :

$$W_p = \frac{\gamma.\pi.h_m}{12}\left[3a^2 + 4a.h_m.\tan\theta + {h_m}^2.\tan^2\theta\right] \quad \textbf{(4. 5)}$$

$$Q_p = \frac{\pi}{4}q\left(a+2h_m\tan\theta\right)^2 \quad \textbf{(4. 6)}$$

La Figure 4.3 présente le fuseau des résultats calculés par la méthode de Chevalier (2008) et les résultats expérimentaux pour les quatre types de matelas M1, M2 (avec compactage), MB5/8, MB10/16.

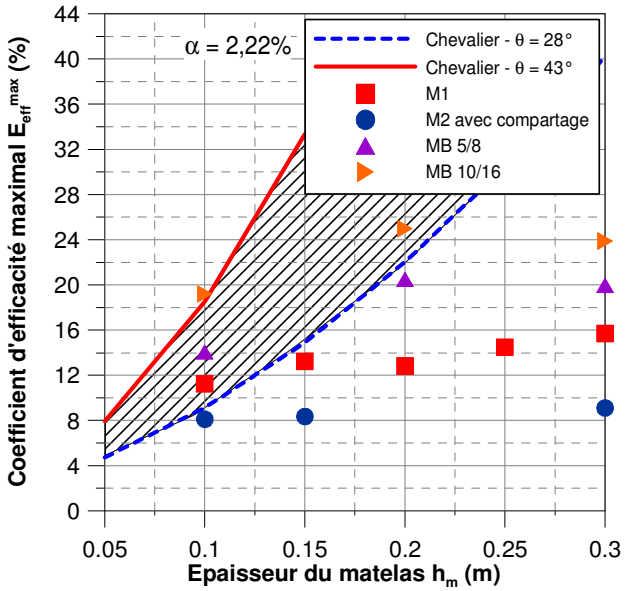


Figure 4. 3 - Confrontation des résultats obtenus avec la méthode de Chevalier (2008) pour $\alpha = 2,22\ \%$

La formule de Chevalier (2008) surestime les valeurs du coefficient d'efficacité par rapport aux résultats expérimentaux. Elle met en évidence une influence très importante de l'épaisseur du matelas sur le coefficient d'efficacité, qui n'est pas bien observée pour les résultats expérimentaux, notamment pour les faibles valeurs du taux de recouvrement ($\alpha = 2,22\ \%$). La précision du coefficient d'efficacité, selon Chevalier (2008), est très sensible à la valeur de θ qui est toujours constante quelle que soit l'épaisseur du matelas.

A partir des résultats expérimentaux obtenus pour le matériau de référence M1, on calcule, par l'inverse de la méthode de Chevalier (2008), la valeur de θ en connaissant la pression à la surface du matelas et la force reprise par inclusion rigide. On observe que la valeur de θ varie en fonction de l'épaisseur du matelas. On présente sur la Figure 4. 4 l'évolution de l'angle d'ouverture du prisme de sol, θ, en fonction de l'épaisseur de matelas pour le matelas du type M1 et le taux de recouvrement $\alpha = 2,22\ \%$ .Cet angle caractérise la zone d'influence de l'inclusion rigide.

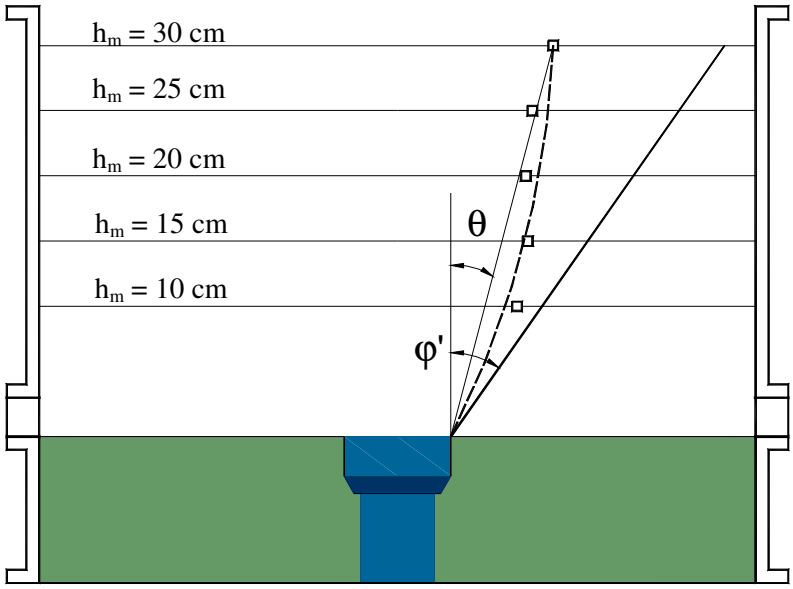
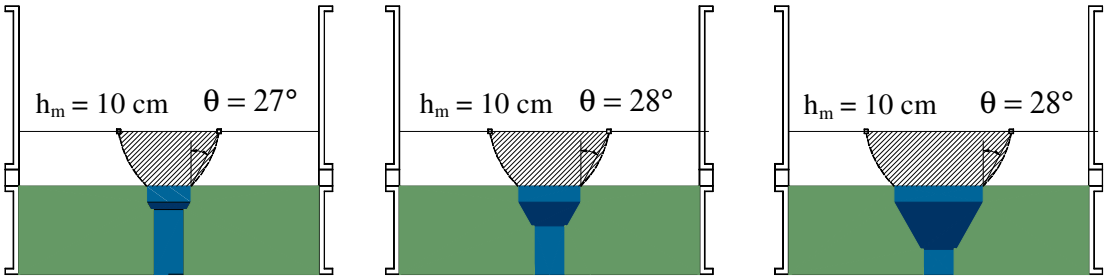


Figure 4. 4 - Evolution de l'angle d'ouverture du prisme de sol sur l'inclusion rigide (pour le matériau M1 et $\alpha = 2,22\ \%$)

De plus, pour une faible épaisseur du matelas, la valeur de θ ne dépend pas du rapport a/s (Figure 4. 5).



a) $\alpha = 2,22\ \%$ b) $\alpha = 4,44\ \%$ c) $\alpha = 8,88\ \%$

Figure 4. 5 – Evolution de l'angle d'ouverture du prisme de sol sur l'inclusion rigide pour le matériau M1 de 10 cm d'épaisseur – Influence du taux de recouvrement

On propose la formule suivante pour calculer la valeur de θ à partir de l'angle de frottement interne et du rapport adimensionnel, h_m/s.

$$\theta = \varphi'\left(0,75e^{-2\left(h_m/s\right)} + 0,25\right) \qquad \textbf{(4. 7)}$$

La formule 4.7 montre que la valeur de θ se rapproche de la valeur de l'angle de frottement interne du matériau constitutif du matelas lorsque h_m/s tends vers 0 et θ se rapproche de $\varphi'/4$ lorsque h_m/s tend vers l'infini.

La détermination de la valeur de l'angle d'ouverture du prisme de sol, θ, permet d'estimer le coefficient d'efficacité selon la formule 4.2. On compare les résultats expérimentaux obtenus pour le matelas M1 de différents taux de recouvrement avec ceux qui sont calculés par la correction proposée sur la Figure 4.6 et on observe ici une bonne correspondance entre eux.

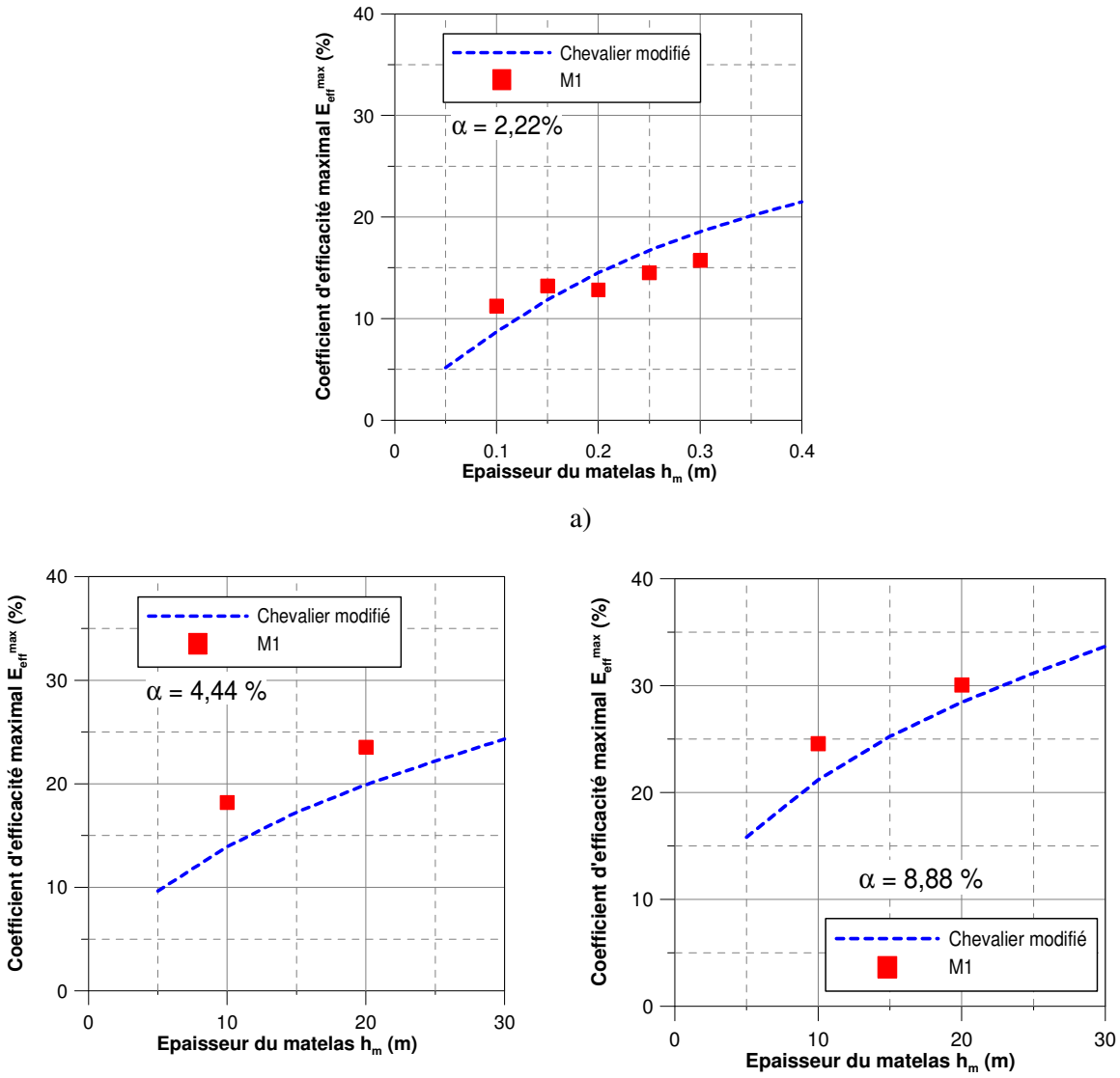


Figure 4. 6 - Comparaison des résultats expérimentaux pour le matelas du type M1 avec ceux obtenus à partir de la formule corrigée de la méthode Chevalier (2008)

a) $\alpha = 2,22\ \%$ ***; b)*** $\alpha = 4,44\ \%$ ***; c)*** $\alpha = 8,88\ \%$

Cependant, en calculant l'angle d'ouverture du prisme de sol pour les autres types de matériaux constitutifs du matelas, on observe que l'évolution de θ dépend également du rapport d_{50}/s. Donc, la formule 4.7 devrait, *a priori*, être modifiée en y introduisant le rapport d_{50}/s.

4.1.2. Comparaison avec le deuxième groupe de méthodes analytiques

4.1.2.1. Méthode de McKelvey III (1994)

Cette méthode généralise le problème de la trappe proposé initialement par Terzaghi (1943). McKelvey III (1994) a proposé une formule qui permet de calculer la pression résiduelle sur le sol compressible en tenant compte de la surcharge en surface. Cette pression résiduelle est calculée à partir de la formule suivante :

$$q_s = \frac{\gamma.(s-a)-2c}{2.K_w \tan\varphi}.\left(1-e^{-2.K_w \tan\varphi.\frac{h_m}{(s-a)}}\right)+q.e^{-2.K_w \tan\varphi\frac{h_m}{(s-a)}} \qquad \textbf{(4. 8)}$$

A partir de cette pression résiduelle, on peut calculer le coefficient d'efficacité selon la formule suivante :

$$E_{eff} = \left(1-{q_s A_s}/{F_{tot}}\right)100\%$$

avec A_s, surface du sol compressible.

On voit que cette méthode tient compte des caractéristiques du matelas par l'intermédiaire de l'angle de frottement φ et de la cohésion c. On présente sur la Figure 4. 7 les résultats du calcul du coefficient d'efficacité avec un angle de frottement variant de 31° à 40° et une cohésion variant de 1 à 5 kPa.

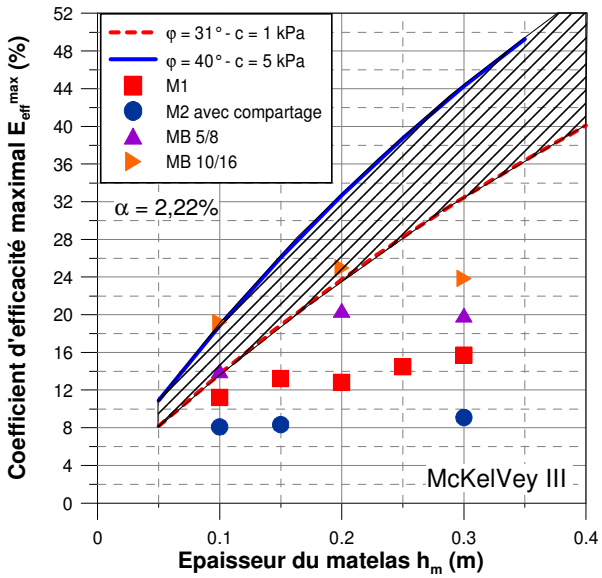


Figure 4. 7 - Confrontation des résultats obtenus avec la méthode de McKelvey III (1994) pour $\alpha = 2,22\ \%$

Les résultats de la méthode McKelvey III (1994) montrent que plus l'angle de frottement et la cohésion sont élevés, et plus le coefficient d'efficacité est élevé. Malgré la surestimation du calcul du coefficient d'efficacité, l'allure de l'accroissement de $E_{eff}^{\max}$ avec l'épaisseur du matelas, moins fort que pour les deux méthodes précédentes, semble plus proche de celle observée pour les résultats expérimentaux.

4.1.2.2. Méthode de Combarieu (2007)

Sur le principe, la méthode basée sur l'évaluation du frottement négatif de Combarieu (2007) est similaire que celle de Combarieu (1988). La différence entre les deux est liée au choix du terme $K\tan\varphi$ qui caractérise le frottement entre le volume de sol en mouvement et celui qui est immobile sur l'inclusion rigide.

La méthode de Combarieu (2007) est une version modifiée du celle de 1988, qui prend en compte de la rigidité du matelas par l'intermédiaire du rapport E/E_0 dans la formule (4.10) pour déterminer le terme $K\tan\varphi$. De plus, Combarieu a montré l'existence d'un plan de « tassement d'équilibre » à un certain niveau au sein du matelas, pour lequel les tassements différentiels sont nuls. Au-dessus de ce niveau, la « colonne fictive » ne mobilise plus les frottements négatifs, la concentration des contraintes vers l'inclusion rigide, en conséquence, sera diminuée. En appliquant cette méthode à notre modèle physique, pour lequel l'épaisseur du matelas est relativement faible, on a donc utilisé la formule (4. 9) pour calculer la pression résiduelle, q_s, sur le sol compressible. Cette méthode tient compte des caractéristiques du matelas par le coefficient d'accrochage, λ, qui dépend à la fois de l'angle de frottement, φ, de la cohésion, c, et du module d'Young, E, du matériau constitutif du matelas.

$$q_s = \left(\frac{\gamma'}{m(\lambda,b)} - \frac{c}{k\tan\varphi}\right)\left(1 - e^{-m(\lambda,b)h_m}\right) + q.e^{-m(\lambda,b)h_m} \qquad \textbf{(4. 9)}$$

avec :

$$m(\lambda,b) = \frac{4aK\tan\varphi}{s^2 - a^2} \text{ pour } K\tan\varphi \geq 0,385$$

$$K\tan\varphi = 1,1 - e^{-E/E_0} \text{ (formule empirique proposée par Combarieu, 2007)} \qquad \textbf{(4. 10)}$$

avec : - $E_0 = 50\ MPa$;

- E est, soit le module E_{v2}, mesuré à la plaque de diamètre 60 cm ou bien $3E_M$, E_M étant le module mesuré au pressiomètre Ménard.

On présente sur la Figure 4.8 les résultats de calculs du coefficient d'efficacité selon les méthodes de Combarieu (1988) et Combarieu (2007) en utilisant les caractéristiques mécaniques mesurées pour deux cas représentatifs : le matériau étalé de faible rigidité ($\varphi = 31°,\ c = 1\ kPa,\ E = 50\ MPa$) et le matériau uniforme de forte rigidité ($\varphi = 40°,\ c = 5\ kPa,\ E = 200 MPa$). Pour la méthode de Combarieu (1988), on a pris $K = K_0 = 1 - \sin\varphi$, coefficient des terres au repos.

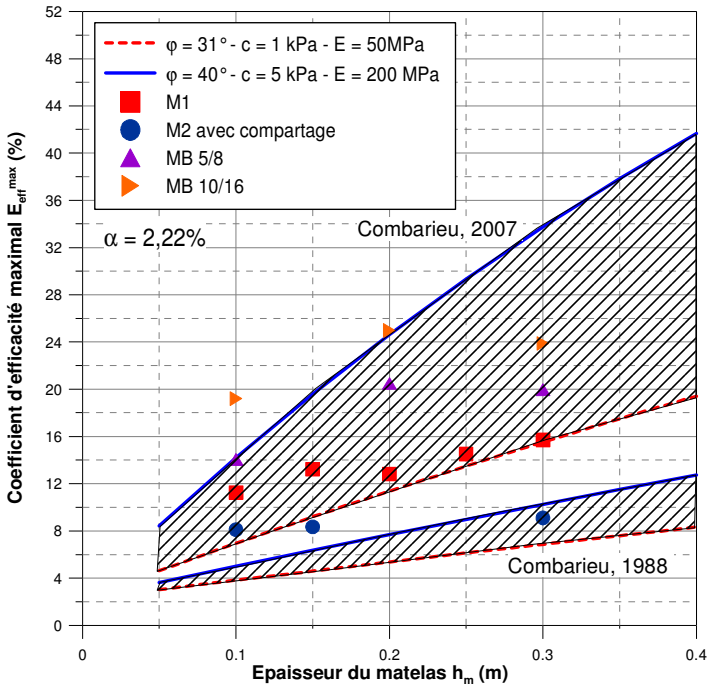


Figure 4. 8 - Confrontation des résultats obtenus avec la méthode de Combarieu (1988) et Combarieu (2007) pour $\alpha = 2,22\ \%$

Ces deux calculs montrent l'influence de l'angle de frottement, de la cohésion et de la rigidité, dans la méthode Combarieu (2007), sur le calcul du coefficient d'efficacité. Les calculs basés sur la méthode de Combarieu (2007) sont assez proches des résultats expérimentaux pour les matelas uniformes (M1, MB5/8, MB10/16) qui présentent une rigidité plus importante que le matériau étalé (M2). En revanche, la méthode de Combarieu (1988) donne des résultats plus proches pour le matelas étalé de faible rigidité. L'ajustage du paramètre de rigidité du matériau constitutif du matelas, caractérisé par le module d'Young E , dans la méthode de Combarieu (2007), permet d'évaluer de manière plus globale le comportement du matelas. Mais le résultat du calcul du coefficient d'efficacité semble plus sensible à l'augmentation de l'épaisseur du matelas. Cette remarque résulte de l'étude paramétrique réalisée sur notre modèle physique, qui montre que plus le matelas est rigide, et plus l'influence de l'épaisseur du matelas sur le coefficient d'efficacité est importante.

4.1.3. Conclusions partielles

En comparant les résultats expérimentaux avec les calculs basés sur l'utilisation des méthodes analytiques, on observe que celles-ci surestime le coefficient d'efficacité dans le cas des faibles taux de recouvrement et des faibles épaisseurs de matelas.

L'évaluation du coefficient d'efficacité à partir des méthodes analytiques du premier groupe, basées sur l'évolution de la zone d'influence de l'inclusion rigide, est sensible au choix de l'angle d'ouverture du prisme de sol, θ. Les résultats expérimentaux ont montré que la valeur de θ n'est pas constante mais dépend du rapport h_m/s et du rapport d_{50}/s. Pour une faible épaisseur de matelas, la valeur de θ est indépendante du rapport a/s.

Pour les méthodes analytiques du deuxième groupe, les résultats des calculs dépendent de l'estimation du terme $K\tan\varphi$. La méthode proposée par Combarieu (2007), qui tient compte des caractéristiques mécaniques du matelas (c, φ, E), donne des résultats de coefficient d'efficacité assez proches, en ordre de grandeur ainsi qu'en tendance, avec les résultats expérimentaux.

Le modèle physique est représentatif d'une cellule élémentaire composée d'une seule inclusion rigide qui ne peut pas développer de voûte au sein du matelas. Donc, la comparaison des résultats expérimentaux avec les méthodes analytiques du troisième groupe n'est pas possible.

Une configuration élémentaire comportant 5 inclusions rigides permettrait d'étudier de manière plus globale cet aspect.

4.2. CONFRONTATION AVEC LES RESULTATS EXPERIMENTAUX DU PROJET NATIONAL ASIRI

4.2.1. Essais en vraie grandeur – Site expérimental de Saint-Ouen-l'Aumône

Les résultats des essais en vraie grandeur réalisés sur le site de Saint-Ouen-l'Aumône sont présentés de manière détaillée dans le rapport de Briançon (2007). On présente dans cette partie une comparaison entre les résultats obtenus sur le plot 2D de Saint-Ouen-l'Aumône, qui est considéré comme le modèle géométriquement prototype du modèle physique développé dans le cadre de ce travail, et les résultats obtenus sur le modèle physique, dans la configuration référence (matelas du type M1 et M2, épaisseur du matelas de 10 cm, taux de recouvrement de 2,22 %). Les caractéristiques de l'essai sur site ont déjà été présentées dans la partie 2.2.2. Sachant que le modèle physique a été développé en respectant les

règles de similitude en termes des dimensions et du champ de contrainte appliqué dans le modèle physique, les résultats obtenus sur le modèle physique peuvent être, dans une certaine mesure, évalués par rapport aux résultats obtenus sur le site expérimental. On présente dans la suite la comparaison des résultats sur le coefficient d'efficacité maximal obtenu. Le profil du tassement de l'interface sol/matelas est également abordé.

Dans les essais en vraie grandeur, le matelas est chargé par la mise en place successive de deux couches de remblai de poids volumique $\gamma = 18\ \ kN/m^3$, de 1,5 m et de 2,5 m de l'épaisseur. Les charges totales correspondantes à la surface du matelas sont donc égales à :

- première couche de 1,5 m : $q_1 = \gamma \times 1,5 = 27\ \ kPa$;
- deuxième couche de 2,5 m : $q_2 = \gamma \times 2,5 = 45\ \ kPa$; $q_{tot} = q_1 + q_2 = 72kPa$.

La pression totale sur la tête de l'inclusion rigide est mesurée directement par le capteur de pression totale de diamètre 350 mm, disposé en tête de l'inclusion rigide. L'évolution de la pression en fonction du temps est présentée sur la Figure 4. 9

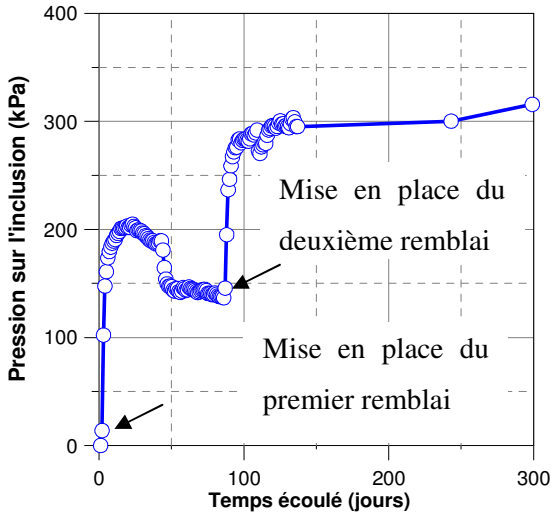


Figure 4. 9 - Evolution de la pression sur l'inclusion rigide du plot 2D sur le site expérimental de Saint - Ouen - l'Aumône, d'après Briançon (2007)

Le coefficient d'efficacité pour l'essai en vraie grandeur est calculé par la formule suivante :

$$E_{eff} = \frac{p \times 0,35^2 \times \pi/4}{(q + \rho_d h_m) \times 2,5 \times 2,5} \times 100\% \qquad \textbf{(4. 11)}$$

avec :

p : pression mesurée sur l'inclusion rigide ;

q : pression appliquée à la surface du matelas ;

ρ_d : poids volumique du matelas.

On compare sur la Figure 4. 10, les coefficients d'efficacité maximaux, pour les deux valeurs de chargement $q = 27\ kPa$ et $q = 72\ kPa$, obtenus sur l'essai en vraie grandeur à ceux obtenus sur le modèle physique pour le matelas du type M1 et celui du type M2 de masse volumique $\rho_d = 1,62\ t/m^3$.

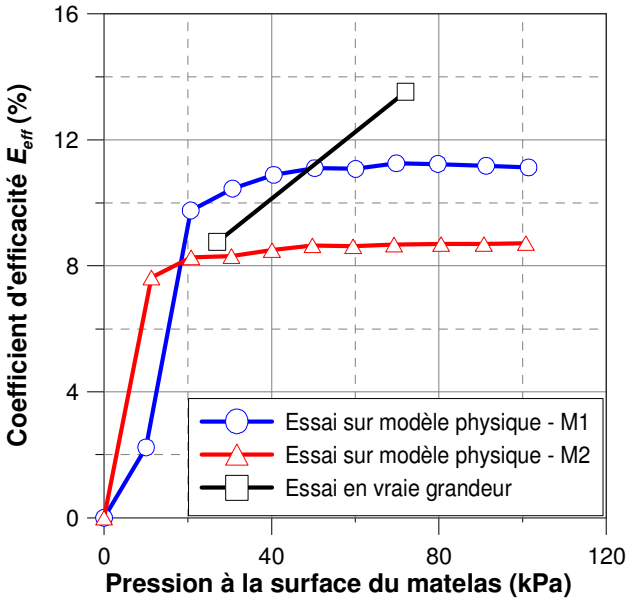


Figure 4. 10 - Comparaison des coefficients d'efficacité maximaux obtenus pour l'essai en vraie grandeur et les essais sur le modèle physique

Le coefficient d'efficacité pour l'essai en vraie grandeur augmente avec la pression sur le matelas, il varie de 8,7 % à 13,5 % lorsque la pression passe de 27 kPa à 72 kPa. Ces résultats sont assez proches de ceux obtenus sur le modèle physique pour le matelas M1 (le coefficient d'efficacité est de l'ordre de 10 % à 27 kPa et de 11,2 % à 72 kPa). Si on compare les résultats obtenus pour le matériau du type M2, correspondant à un matériau étalé plus proche de celui du site, le coefficient d'efficacité est toujours plus faible que celui obtenu pour l'essai en vraie grandeur (le coefficient d'efficacité est de l'ordre de 8,1 % à 27 kPa et de 8,7 % à 72 kPa). Cette différence peut-être expliquée par la rigidité du matériau constitutif du matelas du site de Saint-Ouen-l'Aumône qui est beaucoup plus importante que celle du matériau utilisé pour le modèle physique.

En terme de tassement de l'interface sol/matelas, pour l'essai en vraie grandeur, le tassement différentiel du sol compressible par rapport l'inclusion rigide est calculé par la différence entre le tassement mesuré par l'inclinomètre disposé selon la diagonale du réseau d'inclusions rigides et le tassement en tête de l'inclusion rigide (Figure 4. 11).

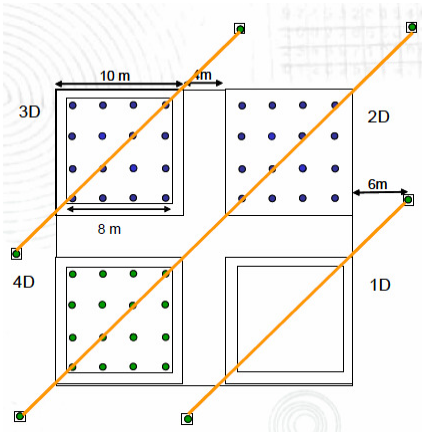


Figure 4. 11 - Disposition de l'inclinomètre pour mesurer le profil de tassement de l'interface sol/matelas de l'essai en vraie grandeur (d'après Briançon, 2007)

Dans le cas du modèle physique, le tassement de l'inclusion rigide est nul, le tassement différentiel à l'interface sol/matelas entre l'inclusion rigide et le sol analogique est donc égal au tassement absolu mesuré par les tassomètres. On présente sur la Figure 4. 12 l'évolution du profil de l'interface sol/matelas entre les deux inclusions rigides à partir de la mise en œuvre des remblais. Les tassements différentiels entre l'inclusion rigide et le sol compressible à l'interface sol/matelas sont assez faibles pour l'essai en vraie grandeur (11 mm à 72 kPa).

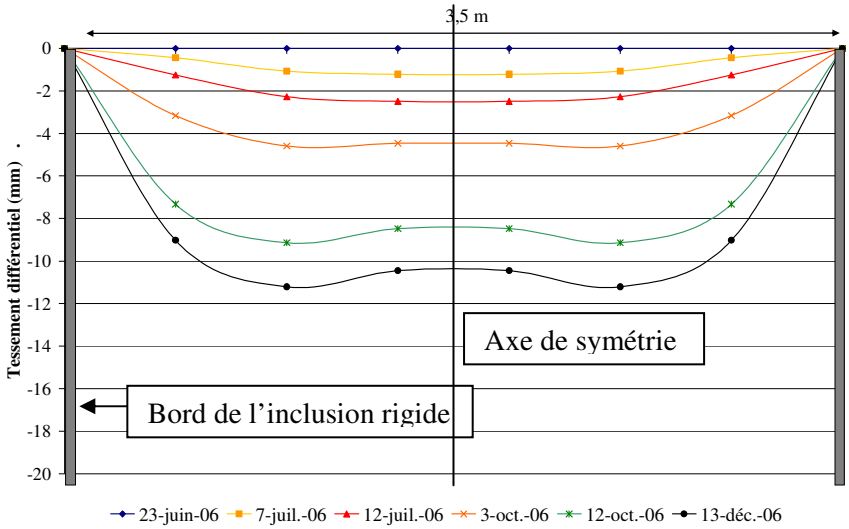


Figure 4. 12 – Tassements différentiels de l'interface sol/matelas pour l'essai en vraie grandeur du site de Saint - Ouen - l'Aumône, plot 2D (d'après Briançon, 2007)

A cause de la différence de caractéristiques géométriques (épaisseur) et mécaniques (compressibilité) du sol compressible entre l'essai en vraie grandeur et l'essai sur modèle physique, on ne compare pas ici l'ordre de grandeur des tassements mais on compare le profil de tassement de l'interface sol/matelas sous le chargement appliqué en surface de matelas (Figure 4. 13).

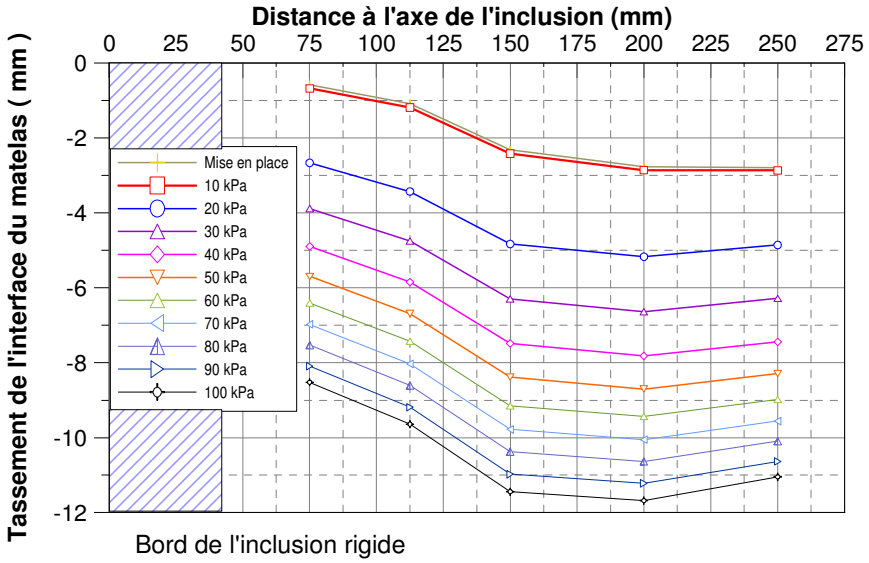


Figure 4. 13 – Tassements de l'interface sol/matelas pour l'essai sur le modèle physique

On observe que les tassements augmentent avec la charge appliquée en surface et avec le temps. L'effet d'accrochage est bien observé. De plus, le profil de l'interface sol/matelas sous la charge appliquée ressemble à celui trouvé dans l'essai sur le modèle physique.

4.2.2. Modèle réduit en centrifugeuse

Dans sa thèse, développée dans le cadre du Projet National ASIRI, actuellement en cours, G. Baudouin a développé au LCPC Nantes un modèle réduit en centrifugeuse à l'échelle de réduction 1/27,8 g qui simule le problème de renforcement de sols compressibles par inclusions rigides. Deux groupes de neuf inclusions rigides de 18 mm de diamètre, à maille carrée (s = 72 mm, 90 mm correspondants à deux taux de recouvrement $\alpha = 3{,}14$ *et* $4{,}91$ %), ont été installées dans le massif de sol compressible. Ce dernier est simulé par un mélange de sable de Fontainebleau et de kaolinite Speswhite. Le matelas de transfert est simulé par un mélange de sables d'Hostun. Une campagne d'essais en centrifugeuse a été réalisée pour trois épaisseurs de matelas de transfert (21 mm, 36 mm,

54 mm) qui correspondent à des valeurs prototype de 0,6 m, 1 m et 1,5 m et trois niveaux de surcharge (50 kPa, 112 kPa, 164 kPa).

Des capteurs de force sont disposés à quatre niveaux le long de l'inclusion rigide, permettant de mesurer la force en tête et la force due au frottement le long du fût de l'inclusion rigide. Des tassomètres sont disposés pour mesurer le tassement à la surface du matelas.

On présente sur la Figure 4. 14 les valeurs du coefficient d'efficacité maximal, $E_{eff}^{\max}$ obtenues en fonction du rapport adimensionnel h_m/s, sur notre modèle physique 1g et sur le modèle réduit en centrifugeuse. Il semble que les résultats obtenus sur les deux modèles sont plus proches lorsque le rapport h_m/s est petit. On a observé une tendance analogue d'augmentation du coefficient d'efficacité avec le taux de recouvrement et avec le rapport h_m/s. Cependant cette tendance est beaucoup plus significative pour les résultats obtenus sur le modèle physique en centrifugeuse car l'effet de voûte peut se développer au sein du matelas, ce qui n'est pas le cas pour le modèle physique 1g, lorsque le rapport h_m/s est plus important. Il est donc, intéressant de développer la configuration à 5 inclusions rigides sur le modèle physique.

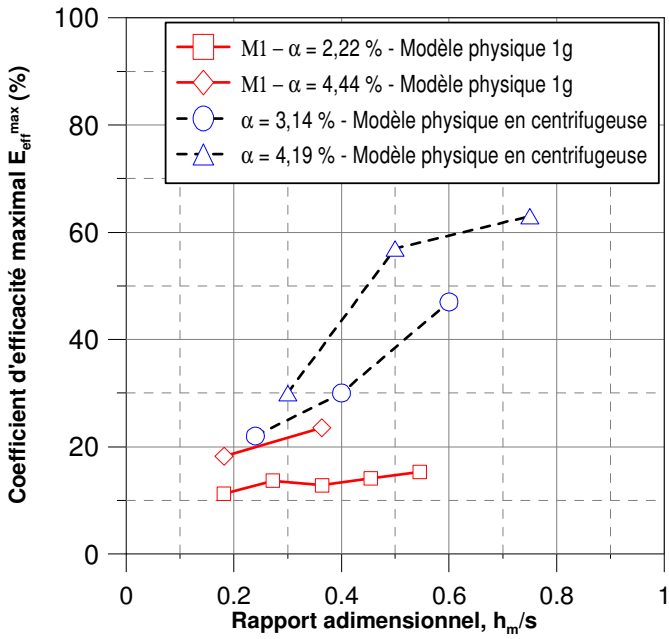


Figure 4. 14 - Comparaison des résultats obtenus sur le modèle physique 1g et ceux sur le modèle physique en centrifugeuse

D'un autre côté, en observant le tassement de la surface du matelas dans les essais en centrifugeuse, G. Baudouin a montré qu'à partir d'une épaisseur de matelas supérieur à 54 mm, pour les deux maillages

$s = 72\ mm$ et 90 mm (rapport $h_m / s \geq 0,5$), l'effet « boîte à œuf » n'est plus observé à la surface du matelas. Ce point a été abordé dans l'étude paramétrique sur le modèle physique 1g (3.3.1.1.3).

4.2.3. Conclusions partielles

Le modèle physique 1g possède des conditions géométriques ainsi que des composants (inclusion rigide, sol compressible, matelas de transfert de charge) sensiblement différents de ceux caractérisant l'essai en vraie grandeur sur site ou le modèle physique en centrifugeuse. La comparaison quantitative des résultats de ces modèles doit évidemment se faire avec beaucoup de précautions. Cependant, au plan qualitatif, les comparaisons permettent de mettre en évidence des tendances similaires, montrant que le modèle 1g, permet de manière relativement simple, d'obtenir des ordres de grandeur et de mieux comprendre les mécanismes de transfert de charge au sein du matelas.
Les remarques suivantes peuvent être faites lorsqu'on compare les résultats obtenus pour les trois types de modèles :

- pour un taux de recouvrement $\alpha = 2,22$ à 3,14 % et un rapport h_m / s inférieur à 0,3 qui sont relativement faibles, le coefficient d'efficacité varie entre 10 % et 20 % ;
- plus le taux de recouvrement et l'épaisseur de matelas augmentent, et plus le coefficient d'efficacité est important. Mais le coefficient d'efficacité est plus sensible à l'augmentation du taux de recouvrement ;
- l'effet « boite à œuf » (partie 3.3.1.1.3) n'est plus observé à la surface du matelas lorsque le rapport h_m / s devient supérieur à 0,50 ;
- l'effet d'accrochage du pieu est observé à l'interface sol/matelas pour une faible épaisseur de matelas.

4.3. MODELISATION NUMERIQUE DE L'ESSAI

Dans cette partie, on présente les résultats de la modélisation numérique des essais, réalisée avec le logiciel Plaxis 2D. Le modèle physique est simulé à partir d'un modèle numérique en 2D-asymétrique. Le choix des lois de comportement ainsi que des paramètres du modèle pour simuler des éléments du modèle physique (matelas de transfert de charge, sol analogique, inclusion rigide) est basé sur les résultats des essais mécaniques (Annexe 1). Le choix des paramètres pour les modèles est validé en comparant les résultats obtenus à partir de la modélisation de l'essai triaxial, pour le matelas de

transfert de charge, et de l'essai œdométrique pour le sol compressible, avec les résultats expérimentaux.

Deux cas de référence (non renforcé et renforcé par l'inclusion rigide pour le matelas du type M1) sont modélisés et les résultats numériques sont comparés avec les résultats expérimentaux.

4.3.1. Modélisation du modèle physique avec le logiciel Plaxis

On présente tout d'abord le choix des modèles de comportement et leurs paramètres retenus pour les éléments du modèle physique : matelas de transfert de charge, sol compressible, inclusion rigide.

4.3.1.1. Modélisation du comportement du matelas de transfert de charge

On choisit le modèle « hardening soil » dans le logiciel PLAXIS pour simuler la couche de matelas de transfert de charge. Ce modèle tient compte du comportement élastoplastique du matériau. Le matériau retenu est le gravier d'Hostun HN2/4 (M1), dont les paramètres du modèle sont présentés sur la Figure 4. 15.

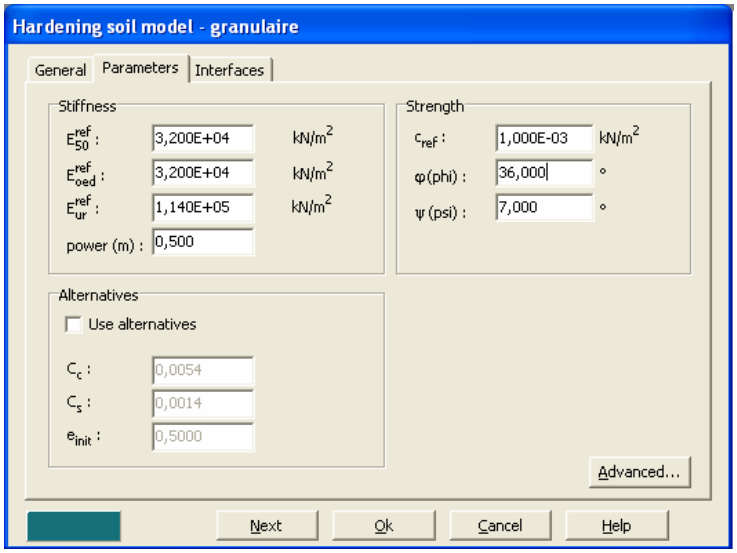


Figure 4. 15 - Paramètres du modèle modélisant le matelas de transfert de charge

La détermination de ces paramètres est basée sur les résultats des essais triaxiaux réalisés pour le matériau M1 sous une pression de confinement de 50kPa (Annexe 1).

On compare sur la Figure 4. 16 les courbes $(q-\varepsilon_a)$ et $(\varepsilon_v-\varepsilon_a)$ obtenues numériquement et expérimentalement.

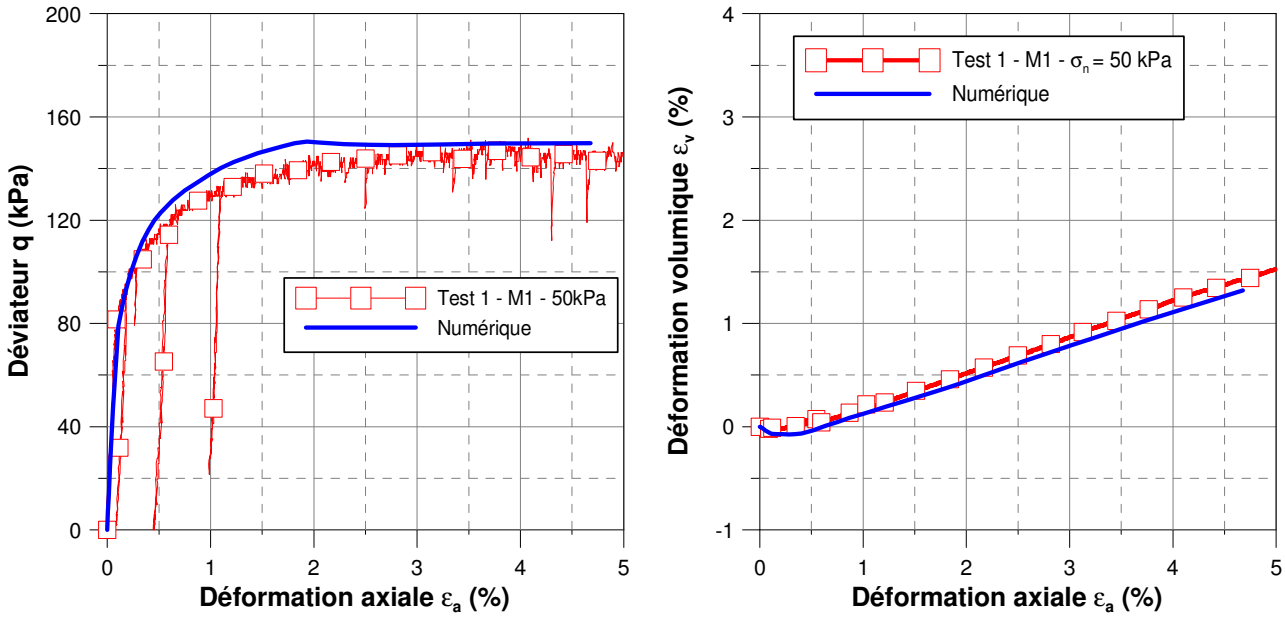


Figure 4. 16 - Validation du comportement du matériau de transfert de charge du type M1

a) $q-\varepsilon_a$ ***; b)*** $\varepsilon_v-\varepsilon_a$

Les résultats numériques et expérimentaux sont assez proches. On utilise donc ces paramètres pour la modélisation du modèle physique.

4.3.1.2. Modélisation du comportement du sol analogique

Quant au sol analogique, on a choisi le modèle Cam Clay modifié « Soft soil model », pour simuler le comportement de ce type de matériau. Ces paramètres sont déterminés à partir des résultats des essais de compressibilité œdomètre (Annexe 1).

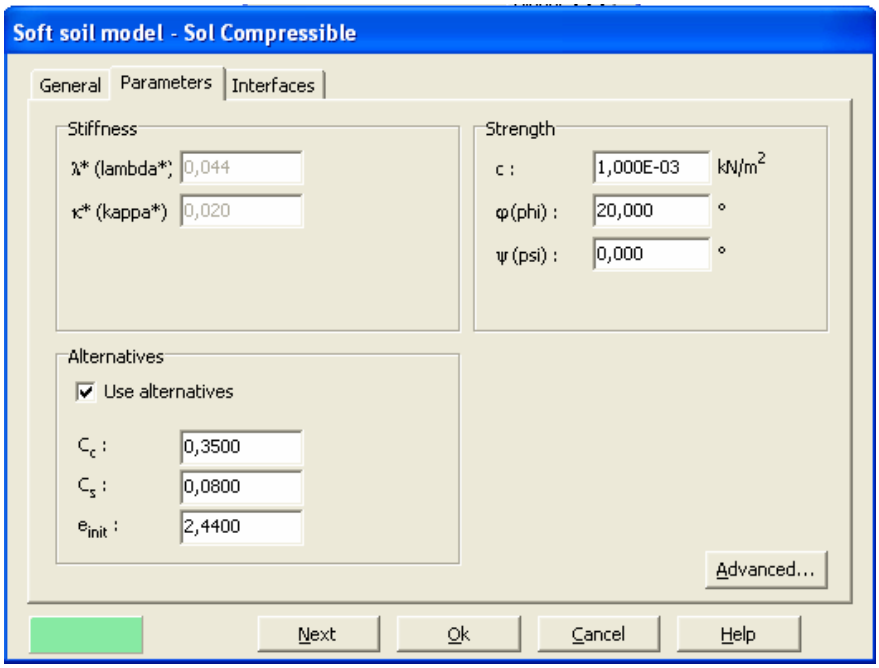


Figure 4. 17 - Paramètres du modèle pour le sol compressible

Pour ce matériau, la cohésion, l'angle de frottement et l'angle de dilatance sont choisis assez faibles comme pour un matériau sableux de faible densité. En observant la courbe œdométrique, $e - \ln(\sigma_n)$, la mise en place du matériau analogique génère une pression de préconsolidation de l'ordre de 15 kPa. Dans les conditions initiales pour le sol compressible, on impose donc la contrainte de préconsolidation de 15 kPa. La validation du comportement de ce type de sol compressible est présentée sur la Figure 4. 18.

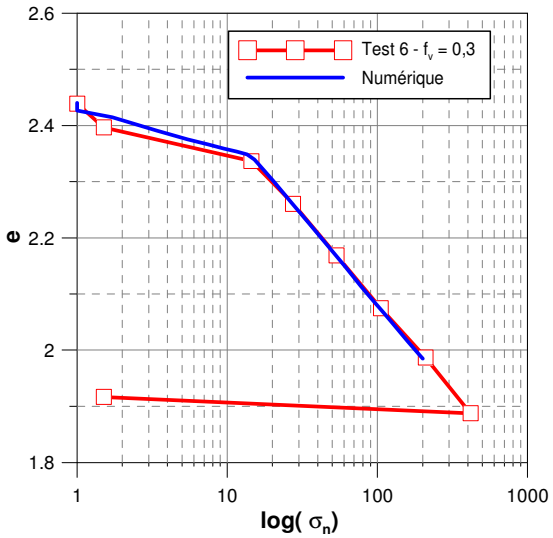


Figure 4. 18 - Validation du comportement du sol compressible

4.3.1.3. Modélisation de l'inclusion rigide

L'inclusion rigide est simulée comme un matériau élastique linéaire dont la rigidité est très importante par rapport celle, du matelas de transfert de charge et celle du sol compressible. Les paramètres de l'inclusion rigide sont présentés sur la Figure 4. 19.

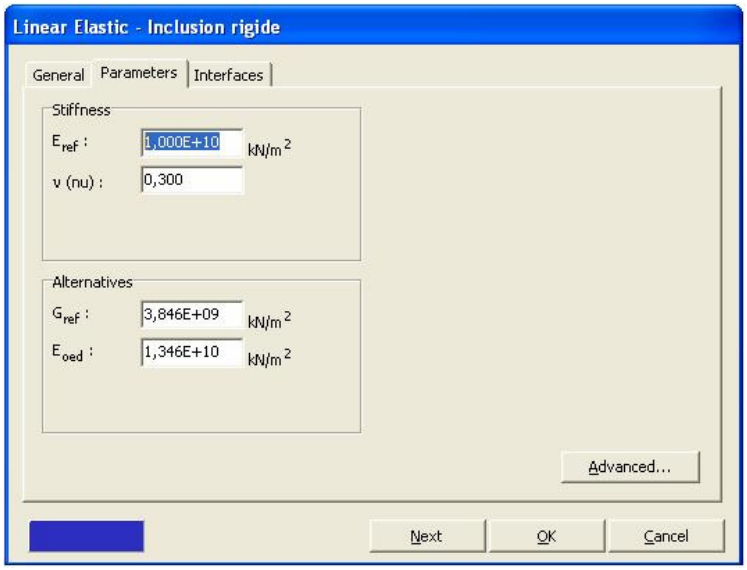


Figure 4. 19 - Paramètres utilisés pour modéliser l'inclusion rigide

4.3.2. Modélisation des cas de référence

4.3.2.1. Cas non renforcé

4.3.2.1.1. Modèle de simulation

On simule, tout d'abord, le cas non renforcé de référence pour le matériau du type M1 (épaisseur de matelas h_m = 10 cm, sol compressible du type SP30 de 10,5 cm d'épaisseur) comme illustré par la Figure 4. 20. Le bord de la cellule est également simulé afin de tenir compte de l'influence du bord. Les paramètres du bord de la cellule sont identiques à ceux utilisés pour l'inclusion rigide.

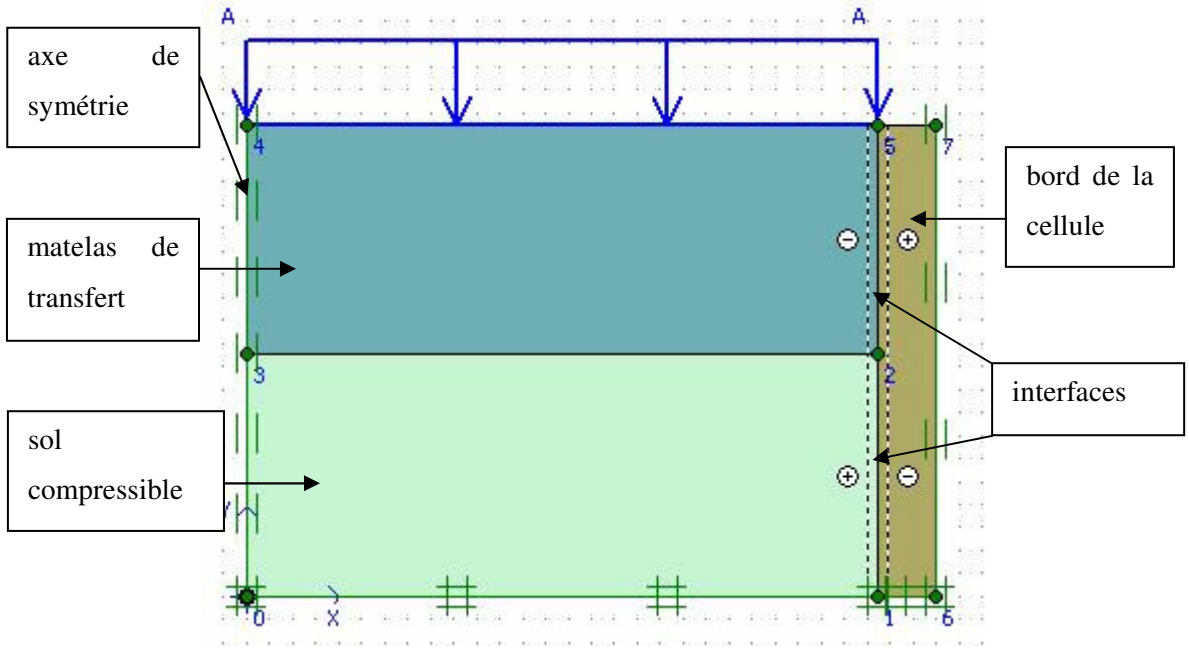


Figure 4. 20 - Simulation du cas non renforcé

Les interfaces inclusion rigide/sol compressible, matelas/bord, sol compressible/bord sont caractérisés par le paramètre R_{inter} qui varie de 0 à 1. Plus le R_{inter} est important, plus l'interface est « rigide ».

- $c_{inter} = R_{inter} \times c_{mat}$
- $\varphi_{inter} = R_{inter} \times \varphi_{mat}$

Pour l'interface matelas/bord, on choisit $R_{inter} = 0{,}10$ car, dans les essais sur le modèle physique, on a disposé une couche anti-frettage entre le matelas et le bord. Par contre, pour l'interface sol compressible/bord, on prend $R_{inter} = 0{,}20$.

Le chargement à la surface du matelas varie de 0 à 100 kPa. On présente sur la Figure 4. 21 la déformation du maillage du modèle après le chargement.

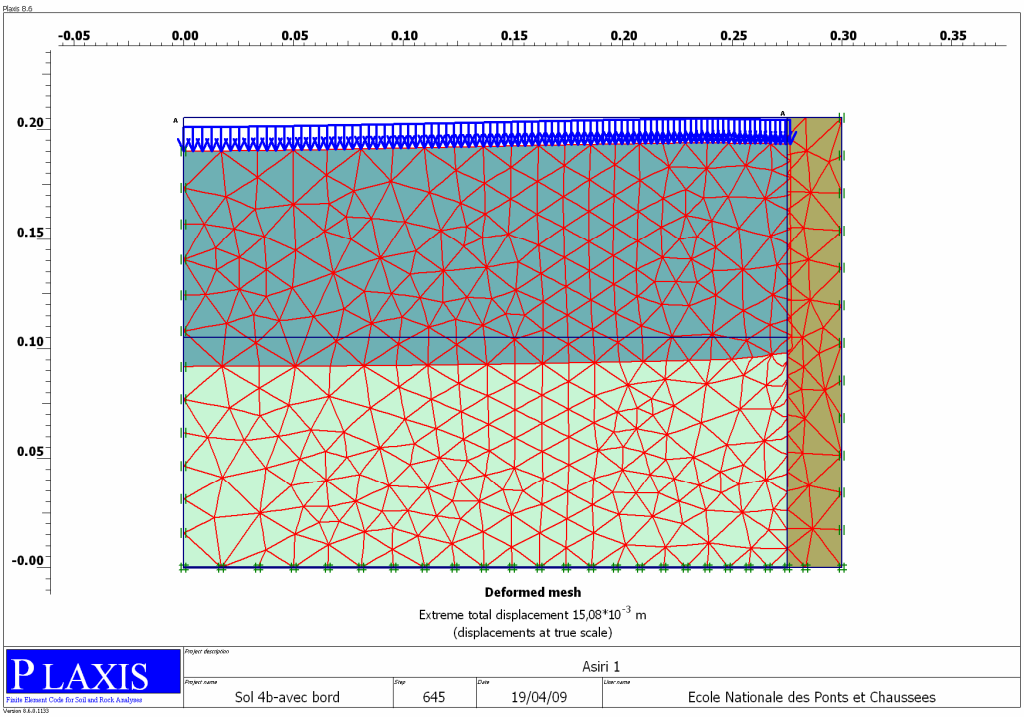


Figure 4. 21 - Déformation du maillage après le chargement de 100 kPa appliqué à la surface du matelas

On observe que l'influence du bord pour le sol compressible est plus importante que celle du matelas. De manière quantitative, la Figure 4. 22 présente l'évolution du tassement maximal de la surface du matelas et de l'interface sol/matelas en fonction du chargement. Le tassement augmente initialement faiblement jusqu'à la contrainte de 10 kPa, puis le taux d'accroisement augmente rapidement et tend vers une stabilisation. Ce comportement est logique car le sol compressible est caractérisé par une contrainte de préconsolidation de 10 kPa. Le tassement de la surface du matelas (point B) est toujours plus important que celui à l'interface sol/matelas (Point A). Cela montre que le matelas est compacté au cours du chargement. Cette remarque est également observée pour les essais sur le modèle physique. Pour le chargement de 100 kPa, le tassement maximal à la surface du matelas est de l'ordre de 15,8 mm contre 13,4 mm à l'interface sol/matelas.

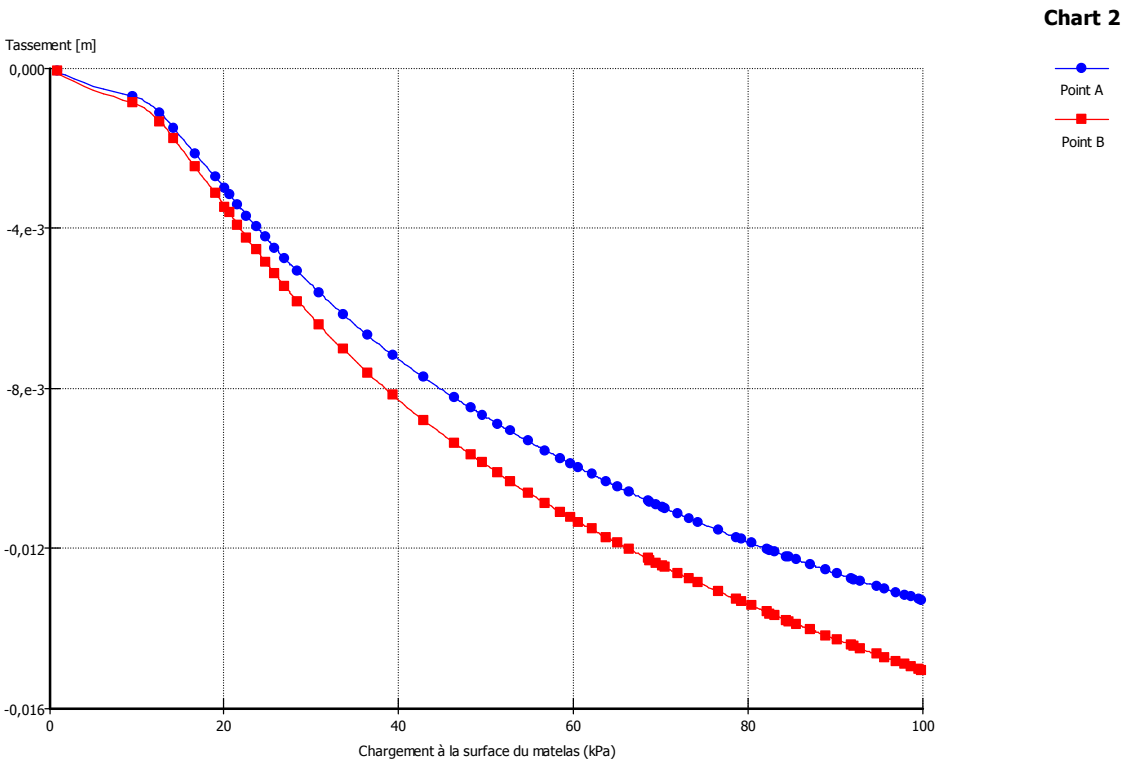


Figure 4. 22 - Tassement maximal à l'interface sol/matelas (point A) et à la surface du matelas (point B) en fonction du chargement

4.3.2.1.2. Comparaison entre résultats expérimentaux et numériques

Dans l'objectif de comparer les résultats numériques et expérimentaux, on présente, tout d'abord, sur la Figure 4. 23 l'évolution de tassement de l'interface sol/matelas en fonction de la pression à la surface du matelas pour cinq distances correspondant à celles des tassomètres dans le modèle physique. On observe que les résultats numériques et expérimentaux sont cohérents pour les cinq points. La différence maximale entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux est de 1,7 mm (environ 12 % de la valeur expérimentale) pour le cas du tassomètre 1 à 100 kPa de chargement.

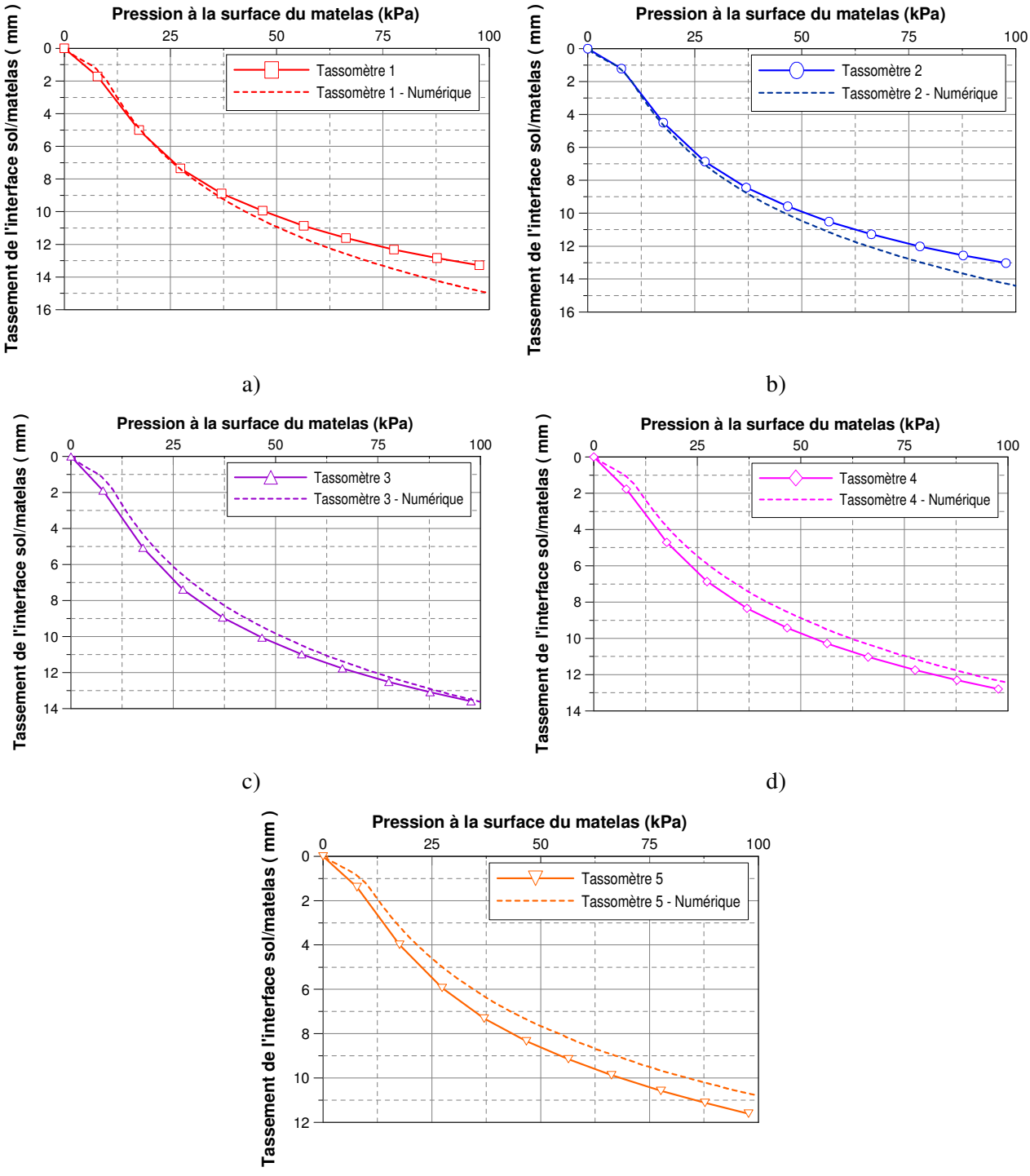


Figure 4. 23 – Comparaison de l'évolution du tassement de l'interface sol/matelas, obtenue numériquement et expérimentalement, en fonction de la pression à la surface du matelas : a) tassomètre 1 ; b) tassomètre 2 ; c) tassomètre 3 ; d) tassomètre 4 ; e) tassomètre 5

D'un autre côté, on présente sur la Figure 4. 24 l'évolution, obtenue numériquement et expérimentalement, de la déformée de l'interface sol/matelas pour les différents paliers de chargement (20 – 40 – 60 – 80 – 100 kPa) pour le cas non renforcé.

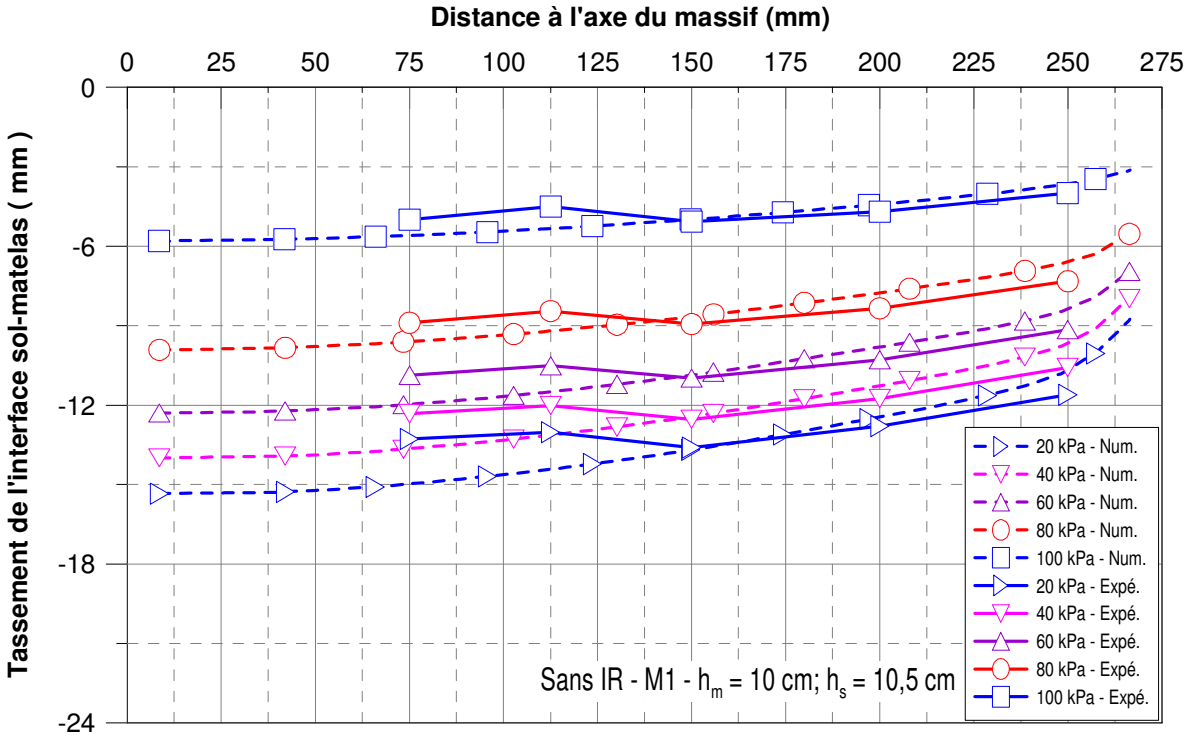


Figure 4. 24 – Comparaison les tassements de l'interface sol/matelas à différents paliers de chargement obtenus numériquement et expérimentalement pour le cas non renforcé

On observe que les résultats expérimentaux et numériques sont assez proches en termes de la tendance ainsi que de l'amplitude jusqu'à 60 kPa. Lorsque le chargement augmente jusqu'à 100 kPa, la différence entre les résultats numériques et expérimentaux est de l'ordre de 5%. Les résultats numériques et expérimentaux ont montré que l'influence du bord est plus importante lorsque le chargement augmente.

4.3.2.2. Cas renforcé

4.3.2.2.1. Modèle de simulation

Après la simulation du cas non renforcé, qui constitue une première validation, on modélise le cas renforcé de référence pour le matelas du type M1 (l'épaisseur de matelas h_m = 10 cm, le sol compressible du type SP30 de 10,5 cm de l'épaisseur) comme illustré sur la Figure 4. 25.

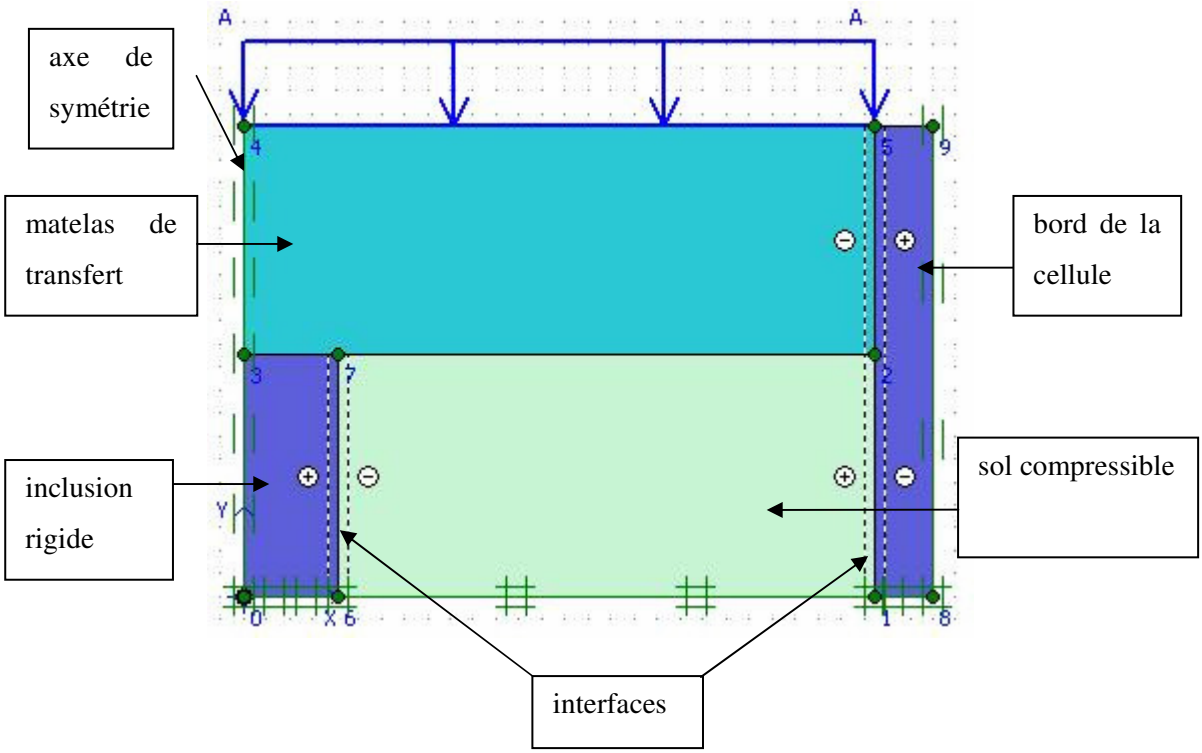


Figure 4. 25 – Simulation du cas renforcé

Pour simplifier la configuration du modèle, on simule l'inclusion rigide par un cylindre de même diamètre que la tête de l'inclusion. Les paramètres concernant les autres éléments (matelas de transfert, sol compressible, bord de la cellule) du modèle sont identiques au cas non renforcé. Les caractéristiques de l'interface inclusion rigide/sol compressible sont analogues à celles de l'interface sol compressible/bord de la cellule ($R_{\text{int } er} = 0{,}2$).

La déformation du maillage après le chargement jusqu'à 100kPa est présentée sur la Figure 4. 26. Pour l'épaisseur de matelas de 10 cm, on observe la trace de l'inclusion rigide qui apparaît à la surface du matelas. Le tassement de l'interface sol/matelas est plus important lorsqu'on s'éloigne de l'inclusion rigide. L'effet du bord est également observé. Un tassement maximal de l'ordre de 12,73 mm est trouvé à la surface du matelas. On observe également la trace de l'inclusion rigide à la surface du matelas.

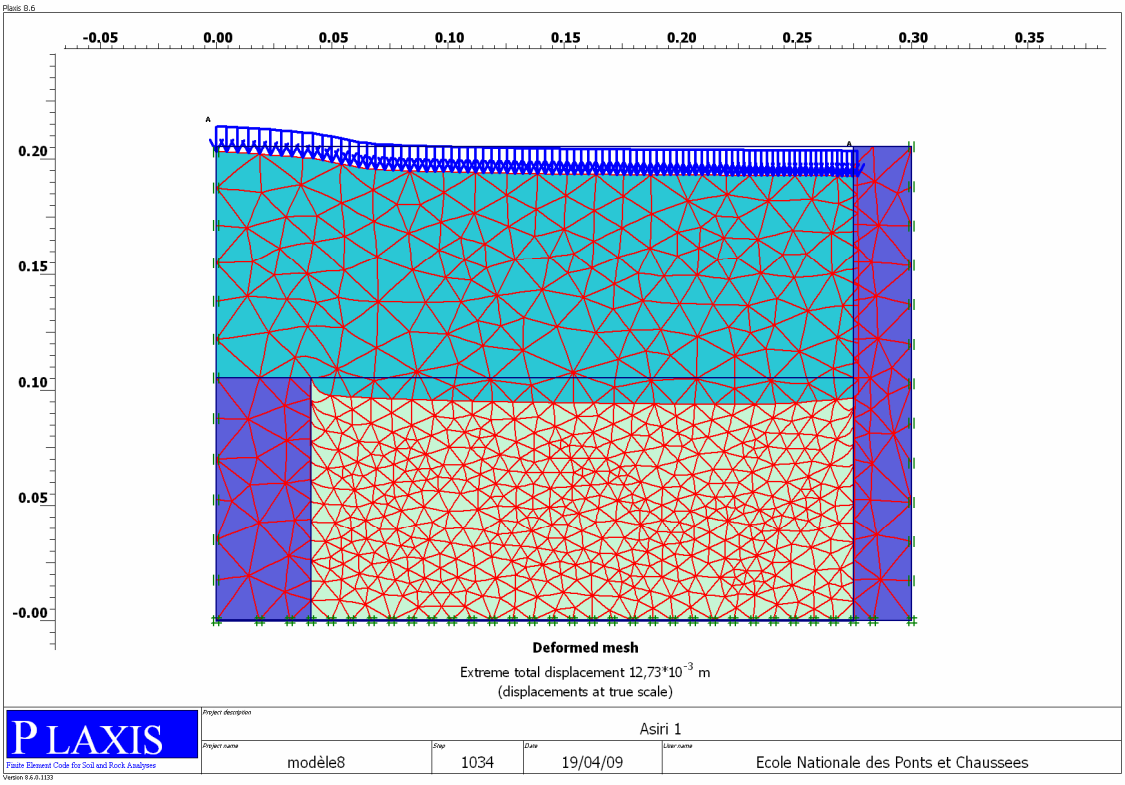


Figure 4. 26 - Déformation du maillage après le chargement de 100 kPa à la surface du matelas

4.3.2.2.2. Comparaison entre résultats expérimentaux et numériques

Comme pour le cas non renforcé, on présente l'évolution de tassement de l'interface sol/matelas en fonction de la pression à la surface du matelas pour les cinq tassomètres. Pour les tassomètres 1 et 2, les résultats numériques et expérimentaux sont proches jusqu'à 20 kPa, lorsque le chargement augmente, le calcul numérique donne un tassement plus important. La différence, à 100 kPa, est de 2mm (20 % de la valeur expérimentale). Cette différence montre que l'effet d'accrochage de l'inclusion rigide n'est pas bien modélisé. Cependant, on observe que les résultats numériques et expérimentaux sont assez cohérents pour les tassomètres 3, 4 et 5, qui sont disposés plus loin de l'inclusion rigide. La différence maximale entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux est de 1 mm (environ 9 % de la valeur expérimentale) pour ces trois tassomètres à 100 kPa de chargement.

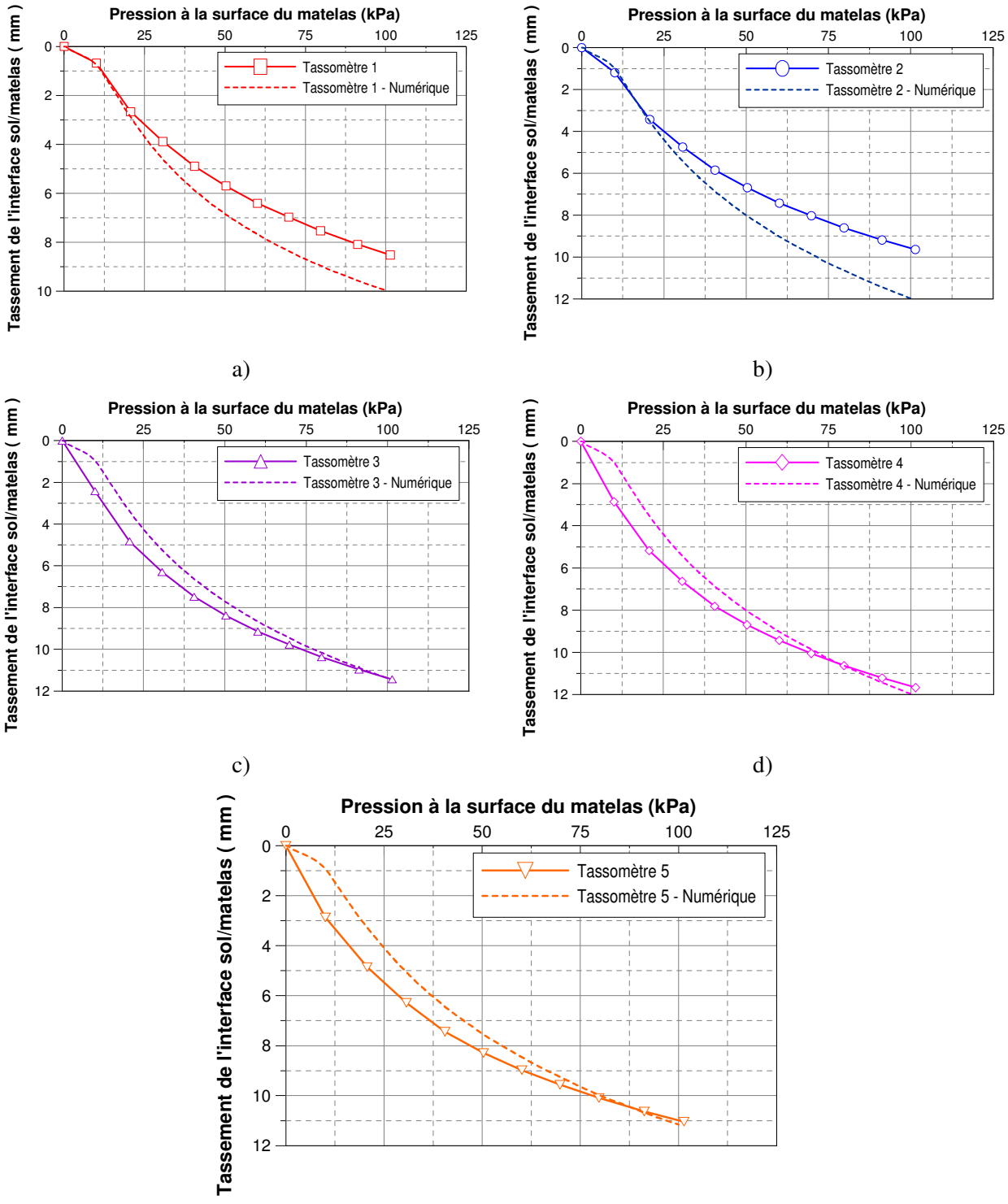


Figure 4. 27 – Comparaison de l'évolution du tassement de l'interface sol/matelas, obtenue numériquement et expérimentalement, en fonction de la pression à la surface du matelas : a) tassomètre 1 ; b) tassomètre 2 ; c) tassomètre 3 ; d) tassomètre 4 ; e) tassomètre 5

En suite, on compare les tassements de l'interface sol/matelas obtenus numériquement et expérimentalement pour les différents paliers de chargement, 20 – 40 – 60 – 80 – 100 kPa (Figure 4. 28).

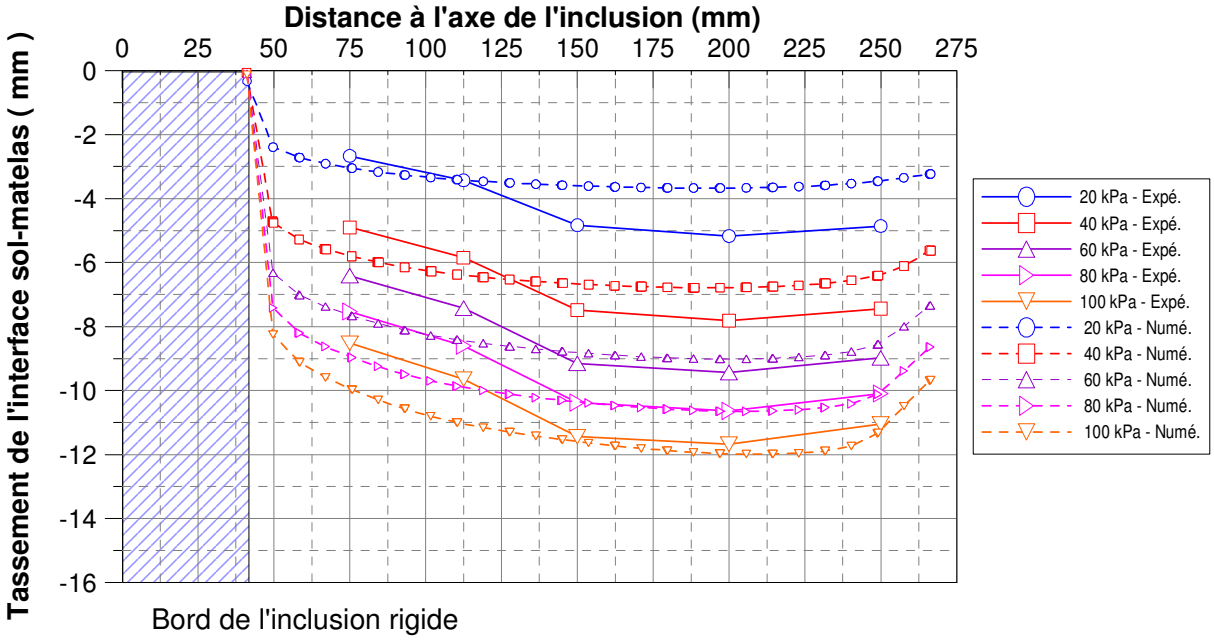


Figure 4. 28 – Comparaison des tassements de l'interface sol/matelas pour différents paliers de chargement obtenus numériquement et expérimentalement pour le cas renforcé

On observe que les résultats numériques sont assez proches des résultats expérimentaux. Le tassement de l'interface sol/matelas augmente avec le chargement. Les résultats numériques montrent que l'effet d'accrochage du pieu est plus important lorsque le chargement augmente. Cependant, cet effet n'est pas aussi significatif que celui obtenu expérimentalement. L'effet du bord est également reproduit numériquement.

Quant à la force reprise par l'inclusion rigide, la Figure 4. 29 présente la répartition de la contrainte verticale au sein du matelas pour le chargement de 100kPa. On observe une concentration de contrainte vers l'inclusion rigide lorsque le chargement augmente.

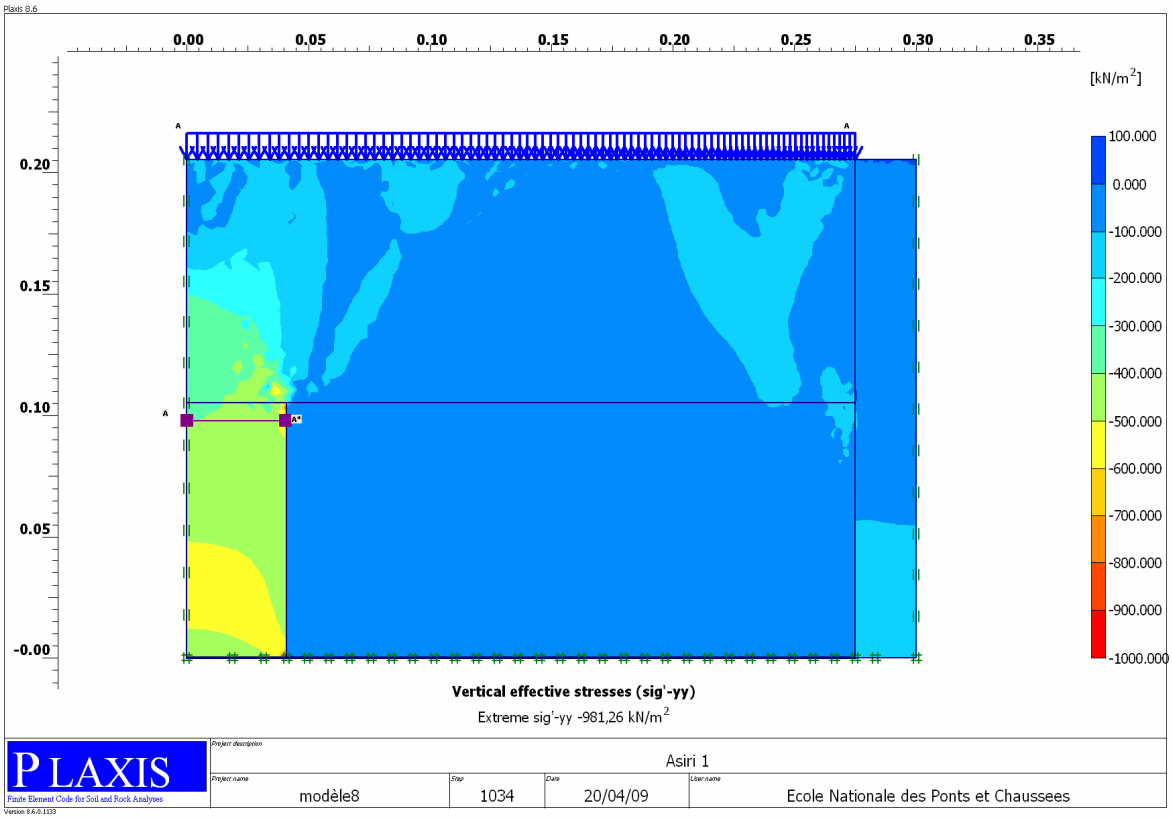


Figure 4. 29 - Contrainte verticale effective au sein du matelas

En considérant que la force totale reprise par l'inclusion rigide est la résultante des contraintes verticales sur la tête de l'inclusion rigide et des contraintes de cisaillement exercées sur la partie cylindrique verticale de l'inclusion rigide (Figure 4. 30), on détermine les valeurs des contraintes sur la coupe A-A* (Figure 4.31) au niveau -2cm par rapport à la surface supérieure de la tête de l'inclusion rigide pour calculer la force totale reprise par l'inclusion rigide.

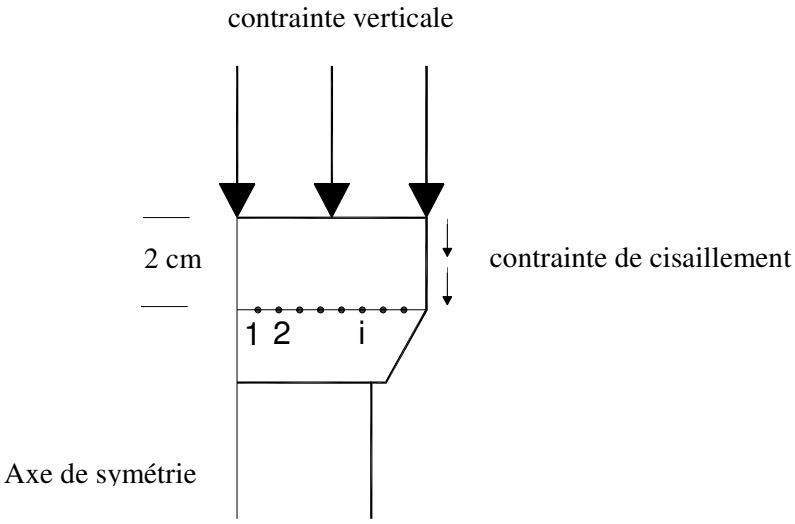


Figure 4. 30 - Force totale mesurée en tête de l'inclusion rigide

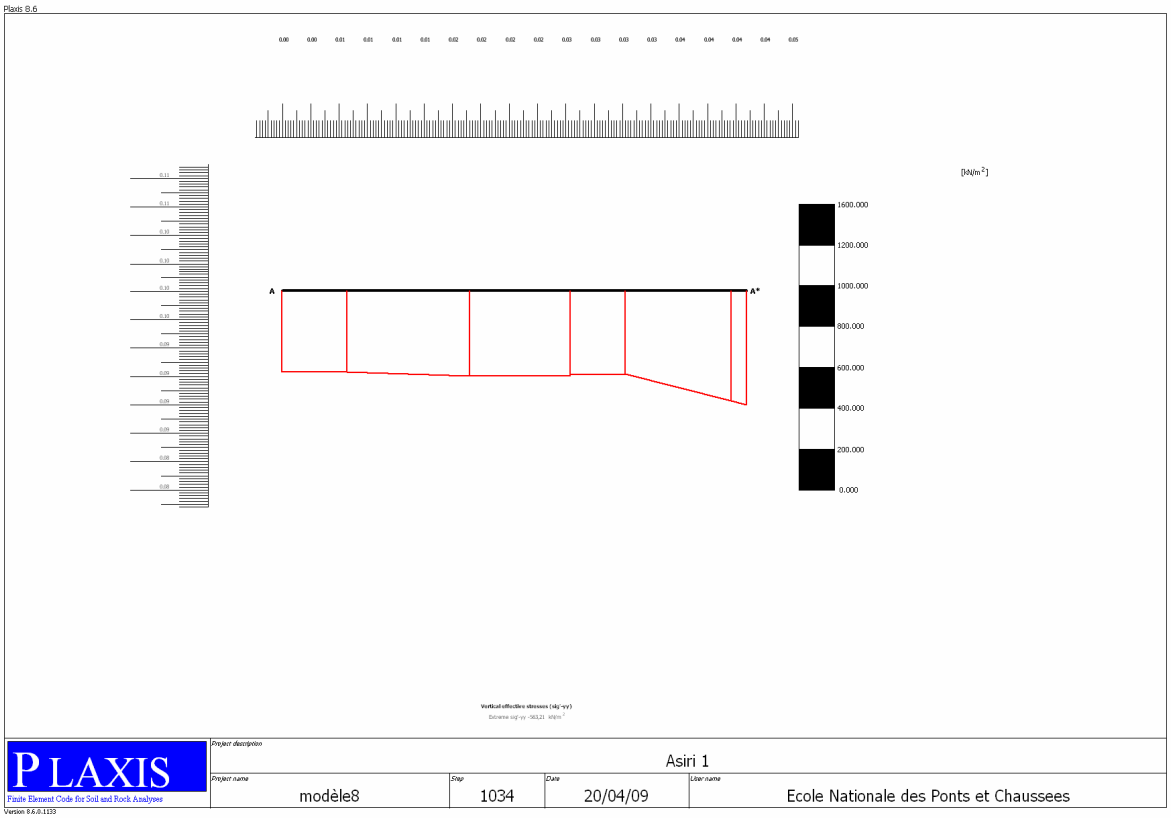


Figure 4. 31 - Valeurs des contraintes verticales dans la section A-A*

On observe que la contrainte, exercée sur la tête de l'inclusion rigide, augmente légèrement sur la partie plus proche du sol compressible. Cette augmentation devrait être due à la contrainte de cisaillement exercée au bord de l'inclusion rigide. On calcule la valeur moyenne pondérée de la force sur la tête de l'inclusion rigide selon la formule suivante :

$$F_{inc} = \sum F_i = \sum \sigma_i \times A_i \qquad \textbf{(4. 12)}$$

avec :

- F_{inc} force reprise par l'inclusion rigide ;
- σ_i valeur de la contrainte au point de mesure i ;
- A_i la surface de la zone de mesure du point i.

Le coefficient d'efficacité est donc calculé à partir de la force sur l'inclusion rigide, F_{inc}

$$E_{eff} = \frac{F_{inc}}{F_{tot}} 100\% = \frac{F_{inc}}{(p + \gamma h_m) A_{tot}} 100\% \qquad \textbf{(4. 13)}$$

On présente sur la Figure 4. 32 la comparaison des résultats numériques et expérimentaux pour le coefficient d'efficacité dans le cas renforcé en fonction du chargement à la surface du matelas.

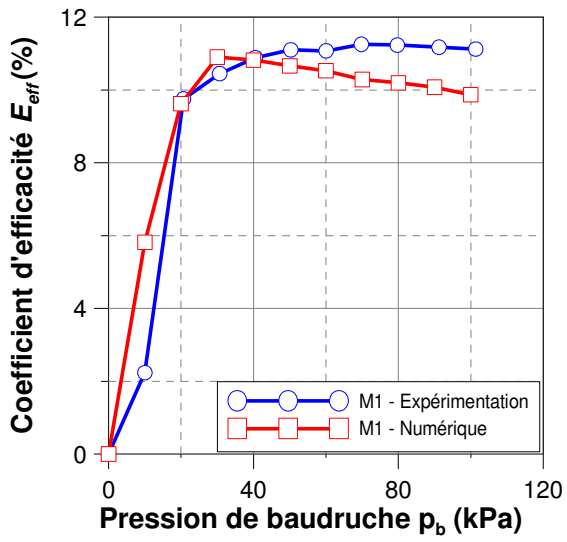


Figure 4. 32- Evolution du coefficient d'efficacité en fonction du chargement à la surface du matelas

On observe que le coefficient d'efficacité augmente très vite avec les premiers paliers de chargement et atteint la valeur maximale de 10,9% à 30 kPa et diminue légèrement pour les paliers de charge suivants. Le coefficient d'efficacité maximal résultant du calcul numérique est de l'ordre de 10,9%, ce qui est très proche des résultats expérimentaux (11,3%).

4.3.3. Etude paramétrique

Dans la partie précédente, la modélisation de l'expérimentation sur le modèle physique à partir du logiciel Plaxis a donné des résultats numériques cohérents avec les résultats expérimentaux pour deux cas de référence. Dans cette partie, on présente les résultats d'une étude paramétrique réalisée en changeant des paramètres du modèle, tels que l'épaisseur du matelas et le taux de recouvrement.

4.3.3.1. Influence de l'épaisseur de matelas, h_m

On a modélisé différentes épaisseurs de matelas (h_m = 10, 15, 20, 25, 30 cm) pour le taux de recouvrement constant de 2,22 %. Les paramètres du sol compressible et du matelas de transfert de charge sont fixés. Le chargement à la surface du matelas est appliqué par paliers de 10 kPa jusqu'à une valeur maximale de 100 kPa.

On présente sur la Figure 4. 33 les valeurs du coefficient d'efficacité obtenues en fonction des paliers de chargement pour les différentes épaisseurs de matelas. On observe que les coefficients d'efficacité augmentent rapidement avec la pression appliquée à la surface du matelas jusqu'à la valeur maximale et diminuent légèrement lorsque la pression continue à augmenter. Les valeurs maximales obtenues varient entre 10 et 14 % pour une épaisseur de matelas comprise entre de 10 cm et 30 cm. On n'observe pas d'ici une influence significative de l'épaisseur de matelas sur le coefficient d'efficacité. De plus, lorsque l'épaisseur du matelas dépasse 20cm, le coefficient d'efficacité maximal diminue légèrement.

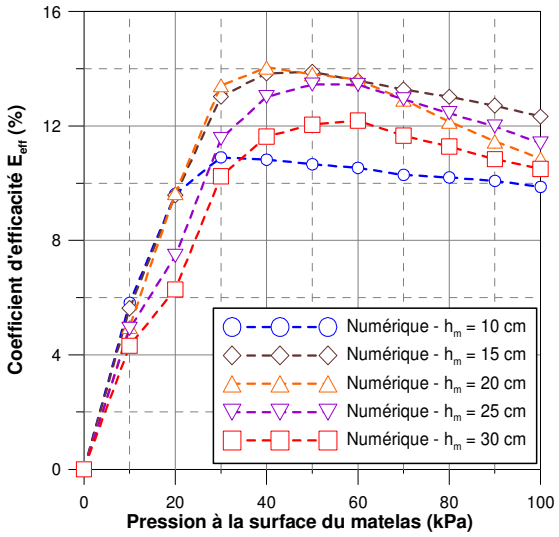


Figure 4. 33 – Influence de l'épaisseur de matelas, h_m , pour le taux de recouvrement de 2,22 %

Afin de comparer les résultats numériques et les résultats expérimentaux, on présente sur la Figure 4. 34 les valeurs maximales du coefficient d'efficacité obtenues en fonction de l'épaisseur de matelas. On observe que les résultats numériques sont relativement proches des résultats expérimentaux, avec une différence qui s'accentue pour l'épaisseur du matelas de 30 cm, liée à la légère décroissance du coefficient d'efficacité calculé numériquement. Les raisons de cette tendance à décroissance, alors que les résultats expérimentaux montrent une augmentation, devront être explicitées, à partir d'un approfondissement de la modélisation numérique.

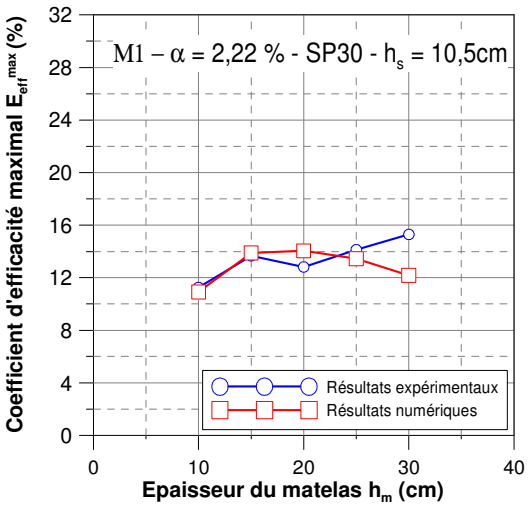


Figure 4. 34 – Confrontation des résultats numériques et expérimentaux pour les coefficients d'efficacité maximale

4.3.3.2. Influence du taux de recouvrement

L'influence du taux de recouvrement a été étudiée en faisant varier le diamètre de l'inclusion rigide. On a modélisé trois inclusions rigides de diamètre de 82 mm, 116 mm, 164 mm, correspondant aux taux de recouvrement de 2,22 %, 4,44 % et 8,88 %. Comme dans les calculs concernant l'influence de h_m, les paramètres relatifs au matelas et au sol compressible sont fixés. On présente sur la Figure 4. 35 les valeurs du coefficient d'efficacité obtenues en fonction des paliers de chargement pour les différentes taux de recouvrement.

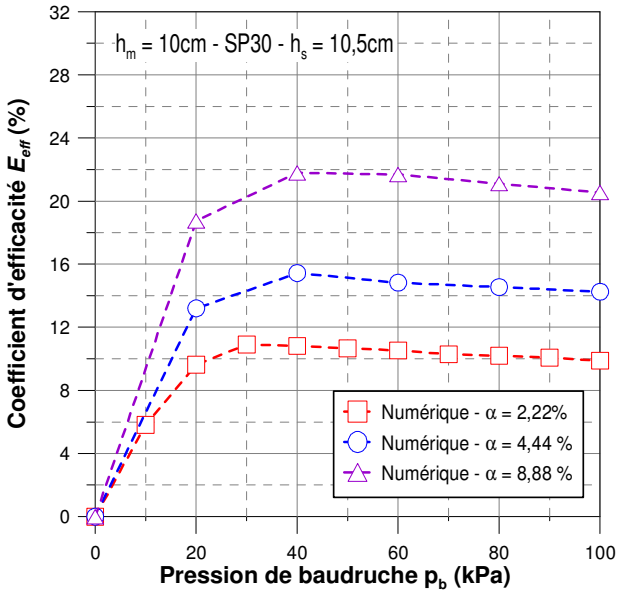


Figure 4. 35 - Influence du taux de recouvrement sur le coefficient d'efficacité

On observe ici une augmentation du coefficient d'efficacité avec l'augmentation du taux de recouvrement. On compare quantitativement, sur la Figure 4. 36, les valeurs du coefficient d'efficacité maximale obtenues numériquement et expérimentalement en fonction du taux de recouvrement pour le matelas de 10 cm d'épaisseur. Les valeurs du coefficient d'efficacité maximale obtenues numériquement augmentent pratiquement linéairement avec α et sont raisonnablement proches des valeurs expérimentales obtenues, ce qui, là encore, permet de valider le fonctionnement de l'expérimentation et la modélisation numérique correspondante.

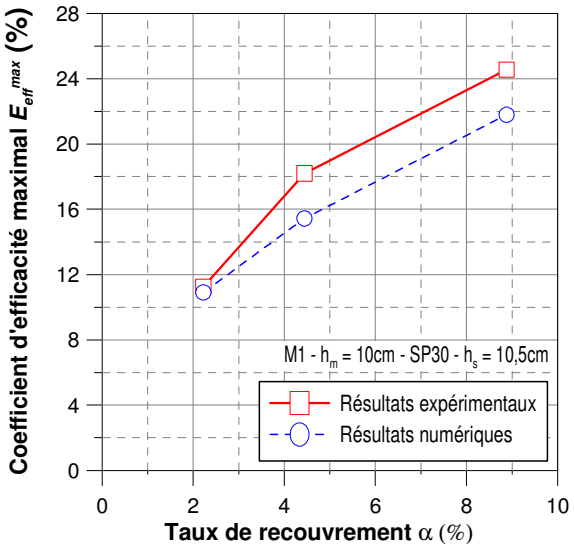


Figure 4. 36 – Comparaison l'influence du taux de recouvrement des résultats expérimentaux et numériques pour le matelas de 10 cm de l'épaisseur

Il sera, là aussi, nécessaire d'approfondir cette validation par des calculs complémentaires qui n'ont pas pu être menés faute de temps, et qui permettront de compléter cette étude paramétrique.

4.3.4. Conclusion partielle

La modélisation numérique, en 2D-asymétrique avec le logiciel PLAXIS, donne des résultats très proches de ceux obtenus expérimentalement, pour le matériau M1, dans deux cas de référence typiques : non renforcé et renforcé. Des observations relevées à partir des essais sur le modèle physique, telles que l'effet de concentration des contraintes vers l'inclusion rigide, l'effet de l'accrochage du sol compressible, l'effet du bord, la trace de l'inclusion rigide à la surface du matelas, sont reproduites numériquement.

La modélisation du matelas de transfert de charge par le « Hardening Soil Model » permet de simuler le comportement de ce type de matériau. La détermination des paramètres du modèle est basée sur les résultats des essais triaxiaux. Quant au sol compressible, le « Soft Soil Model » permet de simuler le comportement de ce type de matériau. Ce calcul numérique permet donc de simuler le problème de renforcement d'un sol compressible par l'inclusion rigide et d'effectuer l'étude paramétrique.

L'étude paramétrique réalisée sur l'influence de l'épaisseur de matelas et le taux de recouvrement a permis de confirmer la validation conjointe de l'expérimentation et de la modélisation numérique. Ces premiers résultats de modélisation numérique devront être approfondirs en complétant, en particulier, l'étude paramétrique.

Conclusion générale

Une partie importante de ce travail a concerné le développement d'un modèle physique 1g afin d'étudier le comportement d'une cellule élémentaire prise au sein d'un maillage d'inclusions rigides. Ce modèle physique, proche du problème réel, permet d'observer qualitativement et quantitativement les mécanismes qui se développent au sein du matelas grâce à :

- La variation des dimensions de la configuration de base (taux de recouvrement, épaisseur de matelas). Celles-ci sont liées à celles de l'essai en vraie grandeur réalisée sur le site de Saint-Ouen - l'Aumône (échelle 1/5) ;
- L'instrumentation de l'inclusion rigide en tête, qui permet de mesurer la force reprise par l'inclusion rigide ;
- La mise en place de sept tassomètres, qui permet de mesurer le déplacement de l'interface sol/matelas ;
- L'application du chargement à pression contrôlée (baudruche), qui permet de simuler la charge uniforme due au poids d'un remblai ;
- L'utilisation de différents matériaux pour modéliser du matelas de transfert de charge. On a, en particulier, utilisé un matériau uniforme de référence dont le diamètre moyen est à l'échelle $1/5^{ème}$ par rapport à celui du matériau constitutif du matelas utilisé sur le site de Saint-Ouen-l'Aumône ;
- La modélisation du sol compressible par un mélange de sable et de billes de polystyrène, qui permet de faire varier sa compressibilité en modifiant la fraction volumique des billes de polystyrène et son épaisseur ;
- La minimisation des effets de bord à l'aide du système anti – frettage, disposé sur la surface latérale interne de la cellule.

L'étude menée sur ce modèle physique a permis de mettre en évidence de manière claire les mécanismes de transfert de charge vers l'inclusion rigide et la réduction des tassements de l'interface sol/matelas. Cette étude s'est focalisée sur l'influence des paramètres significatifs suivants :

- ❖ Paramètres géométriques :
  - épaisseur du matelas, h_m ;
  - taux de recouvrement, α .
- ❖ Paramètres liés au matelas :
  - diamètre moyen du matériau constitutif du matelas, d_{50} ;
  - granulométrie du matériau constitutif du matelas ;
  - compacité du matériau constitutif du matelas.
- ❖ Paramètres liés au sol analogique :
  - compressibilité du sol analogique ;
  - épaisseur du sol analogique.

Concernant l'influence des paramètres géométriques, on a observé que l'augmentation de l'épaisseur du matelas et du taux de recouvrement favorise la concentration de charge vers l'inclusion rigide, ce qui est quantifié par le coefficient d'efficacité maximal obtenu au cours du chargement. De plus, elle permet de diminuer le tassement moyen de l'interface sol/matelas ainsi que le tassement différentiel à l'interface sol/matelas. En terme de coefficient d'efficacité maximal, l'augmentation du taux de recouvrement est prépondérante par rapport à l'augmentation de l'épaisseur du matelas, mais l'influence de l'épaisseur du matelas sur le coefficient d'efficacité est plus importante lorsque le taux de recouvrement est important. En revanche, en terme d'homogénéité des tassements de l'interface sol/matelas, l'augmentation de l'épaisseur du matelas a une influence prépondérante par rapport au taux de recouvrement. Lorsque le rapport $h_m/(s-a)$ est supérieur à 0,50, on observe une uniformisation du tassement de l'interface sol/matelas.

Quant à l'influence des paramètres liés aux matelas, on a montré que plus le diamètre moyen du matériau constitutif du matelas est important, plus le coefficient d'efficacité est élevé. En comparant les résultats obtenus sur deux types de matériaux ayant le même diamètre moyen, mais avec un étalement différent, on observe que le matériau uniforme permet de mieux concentrer la force vers l'inclusion rigide que le matériau étalé. De plus, pour le cas du matériau étalé, à faible densité, le coefficient d'efficacité obtenu est faible et diminue lorsqu'on augmente l'épaisseur du matelas. En augmentant la densité de la couche de matelas, on augmente la concentration de force vers l'inclusion rigide. Sur le côté de l'influence des paramètres étudiés sur le tassement de l'interface sol/matelas, plus le coefficient d'efficacité est plus important, et plus le tassement de l'interface sol/matelas diminue.

En ce qui concerne l'influence du sol analogique, on observe que l'augmentation de la compressibilité ainsi que de l'épaisseur du sol analogique n'ont pas d'influence significative sur la valeur du

coefficient d'efficacité maximal, mais entraînent un passage plus rapide à la phase stabilisée correspondant à cette valeur, en fonction de la pression à la surface du matelas.
D'un autre côté, on a observé une réduction, en terme du coefficient d'efficacité, lorsqu'on réalise des phases de charge et décharge successives.

En terme d'application au dimensionnement, sachant que l'évaluation de l'efficacité de cette technique est caractérisée par la réduction du tassement absolu et du tassement différentiel, cette étude paramétrique permet de tirer quelques indications concernant le dimensionnement de ce type de renforcement :

- l'augmentation de l'épaisseur de matelas permet de diminuer et d'homogénéiser le tassement de l'interface sol/matelas ainsi que celui à la surface du matelas ;
- pour une épaisseur de matelas, l'augmentation du diamètre de l'inclusion rigide où la diminution de la distance entre les inclusions rigides pour que le rapport ($h_m/(s-a)$ > 0,50), permet d'assurer un tassement uniforme à la surface du matelas ;
- l'efficacité de cette technique peut être améliorée si on utilise un matelas bien compacté, constitué d'un matériau uniforme avec un diamètre moyen important.

Finalement, la confrontation des résultats expérimentaux obtenus avec les méthodes analytiques, adaptées à notre modèle, montre que la méthode de Combarieu (2007) donne les résultats les plus proches en terme de tendance ainsi que d'amplitude. Une formule de correction de la méthode de Chevalier (2008) a également été proposée et permet de mieux prévoir le coefficient d'efficacité, en particulier pour le matelas du type M1.
Concernant la confrontation des résultats expérimentaux des trois types de modèles développés dans le cadre du projet national A.S.I.RI. (modèle physique 1g, modèle physique en centrifugeuse, modèle en vraie grandeur), on peut dire que, pour un taux de recouvrement et un h_m/s relativement faible, le coefficient d'efficacité varie de 10% à 20% ; l'effet de « boite à œuf » à la surface du matelas n'est plus observé lorsque le rapport h_m/s est supérieur à 0,5. Cependant, les résultats expérimentaux, en terme du coefficient d'efficacité, obtenus sur le modèle physique 1g sont plus faibles que ceux obtenus sur le modèle physique en centrifugeuse lorsque le rapport h_m/s augmente, car l'effet de voûte ne peut pas se développer au sein du matelas dans le modèle physique 1g, ce qui n'est pas le cas pour le modèle physique en centrifugeuse.
La modélisation numérique en 2D-asymétrique, par le logiciel Plaxis V8.6, l'essai sur le modèle physique 1g pour le matelas du type M1, permet de reproduire les observations relevées à partir des essais expérimentaux, telles que l'effet de la concentration des contraintes vers l'inclusion rigide, l'effet de l'accrochage du sol compressible, l'effet du bord, la trace de l'inclusion rigide à la surface

du matelas. La modélisation du matelas de transfert de charge par le « Hardening Soil Model » et du sol compressible par le « Soft Soil Model » permet de simuler le comportement de ces types de matériaux après une validation des résultats numériques avec ceux obtenus à partir du programme d'essais mécaniques (essai triaxial pour le matelas de transfert et essai œdométrique pour le sol analogique). Cette première approche donne des résultats satisfaisants par rapport à ceux obtenus sur les deux cas de référence : non renforcé et renforcé par inclusion rigide.

L'influence des paramètres épaisseur de matelas et taux de recouvrement a, elle aussi, été correctement reproduire par la modélisation numérique, par rapport aux résultats expérimentaux.

L'ensemble des résultats expérimentaux obtenus constitue une base de données importante qui servira de référence pour les travaux de modélisation numérique (thème 4 du projet national A.S.I.RI.). Il reste cependant différents points qu'il serait important de développer :

- la configuration à cinq inclusions rigides, configuration du type « domino ». Cette configuration permet, *a priori*, d'éviter l'influence du bord et de développer l'effet de voûte qui se développe dans le cas réel lorsque l'épaisseur de matelas est importante ;
- la réalisation d'essais à déplacement contrôlé qui permettent de simuler le cas du matelas sous dallage ;
- la poursuite du travail sur les méthodes analytiques, en particulier en tenant compte du diamètre moyen et de la granulométrie du matériau constitutif du matelas ;
- l'approfondissement de la modélisation numérique en complétant, en particulier, l'étude paramétrique réalisée.

Annexe 1 – Caractéristiques des matériaux utilisés dans le modèle physique

1. SOL ANALOGIQUE

1.1. Choix du sol analogique

La présence du sol compressible joue un rôle fondamental sur le mécanisme de transfert de charge à travers le matelas. Dans la littérature, différents types de matériaux sont utilisés :

- la mousse en caoutchouc est largement utilisée (Hewlett W. J., 1988 ; Low B. K., 1994 ; Van Eekelen D. J. M., 2003 ; Jenck O., 2005) ;
- la tourbe (Kempfert H. G., 1999) ;
- membrane remplie d'eau (Chen *et al*., 2008).

Le choix des matériaux analogiques s'est donc posé pour notre modèle. On a choisi un mélange de sable d'Hostun HN31 et de billes de polystyrène, ce qui nous donne un matériau à compressibilité variable. On définit tout d'abord la terme fraction volumique, f_v , par le rapport suivant :

$$f_v = V_{ps} / V_{sab}$$

où:

- V_{ps} : volume des billes de polystyrènes ;
- V_{sab} : volume du sable .

En effet, en changeant la fraction volumique des billes de polystyrène, on fait varier la compressibilité du mélange.

Cette annexe présente l'aspect rhéologie et le comportement du mélange de billes de polystyrène et du sable d'Hostun HN31, appelé « sol analogique », qui simule le sol compressible. Nous présentons tout d'abord les mélanges et leur comportement à partir d'essais de compressibilité œdométrique classiques pour quatre fractions de billes de polystyrène.

1.2. Compressibilité du sable d'Hostun

Le sable d'Hostun HN31 (Hostun RF) est un matériau largement utilisé en France, et constitue un matériau de référence dans le domaine géotechnique. Le sable d'Hostun HN31 fabriqué par la société SIKA dont la granulométrie varie de 0,16 à 0,63 mm et dont le poids volumique des particules solides est égal 2,65 t/m^3 (ρ_{sable}= 2,65 t/m^3).

On a réalisé des essais œdométriques afin de déterminer le coefficient de compressibilité C_c du sable pur à l'état sec. La valeur C_c trouvée (Figure A1. 1), est égale à 0,068, et montre la faible compressibilité du sable d'Hostun HN31.

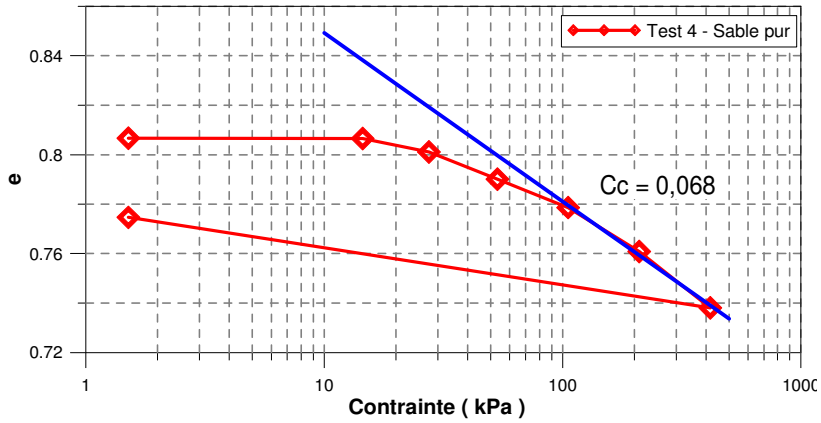


Figure A1. 1– Compressibilité du sable d'Hostun

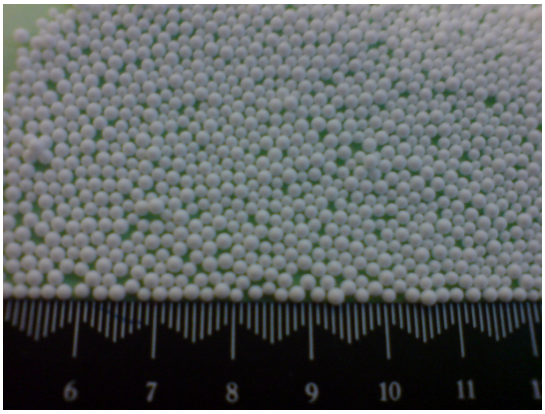
Donc le but de simuler une couche compressible sur chantier, il faut trouver un matériau ayant une compressibilité plus importante. On a donc étudié le comportement du mélange entre le sable d'Hostun HN31 et des billes de polystyrène, dans lequel le volume des billes de polystyrène va jouer le rôle principal dans la compressibilité du mélange.

1.3. Constitution du sol analogique

Comme on vient de le dire, le « sol analogique » est un mélange du sable d'Hostun HN31 et de billes de polystyrène avec une fraction du volumique fixée. Le mélange est humidifié avec une teneur en eau constante de l'ordre de 10 %, ce qui minimise la ségrégation du matériau sans changer le comportement du mélange.

Les billes de polystyrène (Figure A1. 2), dont le diamètre varie entre 1 mm et 3 mm, sont très légères. Le calcul du poids volumique des particules, réalisé en utilisant le pycnomètre selon la norme NF

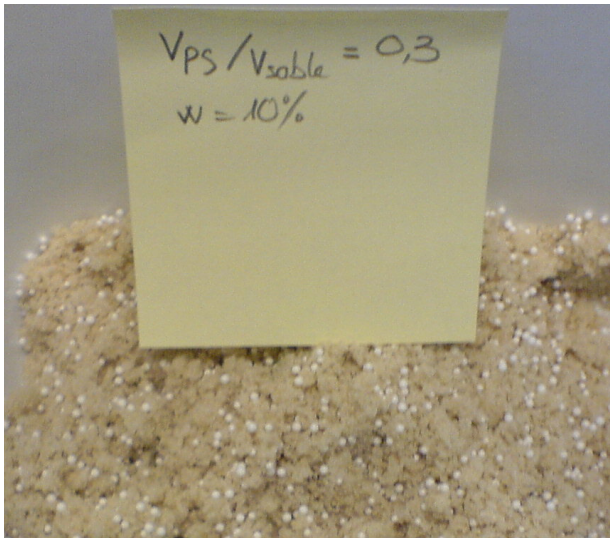
P 94-054, donne une valeur $\rho_{polystyrène} = 0{,}035\ \text{t/m}^3$. Cette valeur est très proche de celle donnée par le fournisseur.



Diamètre	1-3 mm
Poids volumique	0,035 t/m^3

Figure A1. 2– Billes de polystyrène

La Figure A1. 3 montre une vue du mélange SP30 (la fraction volumique des billes de polystyrène est égale à 0,3). On observe que les billes de polystyrène sont distribuées de manière homogène (pas de ségrégation).



V_{PS} : Volume des billes de polystyrène

Figure A1. 3 - Mélange SP30

1.4. Compressibilité du sol sur le chantier Saint-Ouen- l'Aumône

Avant d'effectuer le mélange du sol analogique, on s'intéresse tout d'abord à la compressibilité du sol sur site. Les résultats des essais œdométriques sur le sol compressible du chantier de Saint-Ouen-l'Aumône, réalisés par CNAM de Paris, montrent que la coefficient de compressibilité C_c du sol est de l'ordre de 0,4 – 1,68 et le rapport $\frac{C_c}{1+e_0}$ varie de 0,19 – 0,4 (Tableau A1. 1)

Carottage	Profondeur (m)	ω (%)	σ'_{v0} (kPa)	σ_p' (kPa)	C_s	C_c	C_v (m^2/s)	γ_d (kN/m^3)	e_0	$\frac{C_c}{1+e_0}$
SC1	3,85	46,5	43,1	78	0,03	0,49	$6,95^{E}$-07	10,8	1,57	0,19
SC1	3,90	47	43,4	31	0,07	0,48	$3,11^{E}$-07	10,8	1,62	0,18
SC1	7,80	41,6	66,8	25	0,1	0,54	$5,42^{E}$-08	8,6	1,68	0,20
SC1	7,85	29,5	67,1	68	0,06	0,43	$1,28^{E}$-07	8,6	1,15	0,20
SC3	4,95	145,1	59,7	88	0,18	1,42	$1,63^{E}$-07	6	2,76	0,38
SC3	5,00	171,3	60	70	0,29	1,68	$1,07^{E}$-07	6	3,24	0,40
SC3	6,00	144,6	66	113,5	0,29	1,58	$3,62^{E}$-08	3,6	2,63	0,44
SC3	6,80	21	70,8	20	0,02	0,16	$1,50^{E}$-07	14,1	0,77	0,29

(d'après le rapport de Briançon, 2006)

Tableau A1. 1 – Compressibilité du sol sur le chantier de Saint-Ouen l'Aumône

1.5. Compressibilité du sol analogique

1.5.1. Procédure du mélange

A partir des valeurs de la compressibilité du sol sur chantier obtenues, on a essayé de s'approcher de cette gamme en variant la fraction des billes de polystyrène.

Le calcul des volumes des composants du sol analogique est basé sur les hypothèses suivantes :

- on considère que le volume des billes de polystyrène occupé dans le mélange fait partie du volume des vides (Figure A1. 4) ;
- on considère que le poids des billes de polystyrène est négligeable ;
- La teneur en eau de l'ordre de 10% n'influence pas le comportement du mélange.

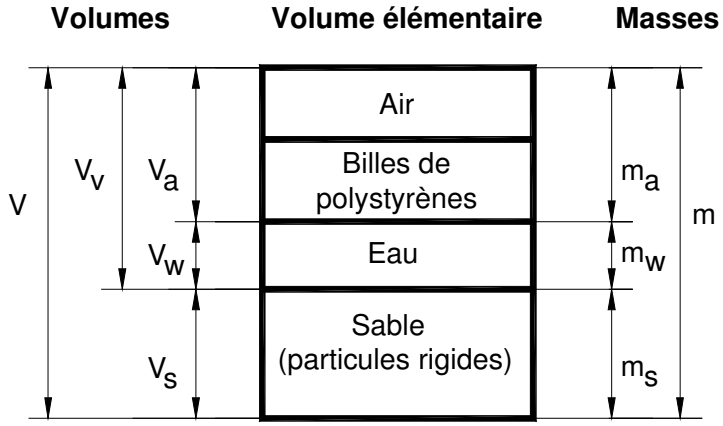


Figure A1. 4 - Schéma d'un volume élémentaire de sol analogique

Les notions utilisées dans le diagramme de la Figure A1. 4 sont les suivant :

- V : volume total du sol
- V_a : volume de l'air
- V_w : volume de l'eau
- V_s : volume des particules solides
- V_v : volume des vides
- m : masse totale du sol
- m_a : masse de l'air
- m_w : masse de l'eau
- m_s : masse des particules solides

On a utilisé quatre fractions volumiques de billes de polystyrène différentes, à savoir: 0,3 – 0,5 – 1 – 1,5. Ces quatre mélanges sont appelés SP30 – SP50 – SP100 – SP150.

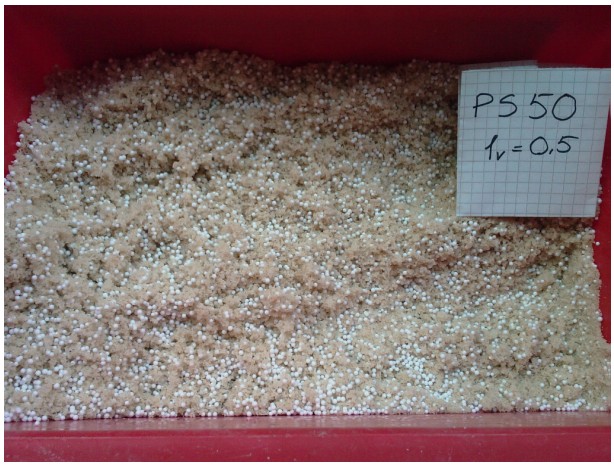
A partir des poids volumiques du sable (ρ_{sable} = 2,65 t/m^3), des billes de polystyrène ($\rho_{PS} = 0{,}035\ t/m^3$) et de la teneur en eau de 10%, on peut déterminer les proportions massiques du sable, des billes polystyrènes et de l'eau en fonction de la fraction volumique f_v. Les valeurs obtenus sont présenté dans le Tableau A1. 2 :

Mélange	f_v	m_{sable}	m_{PS}/ m_{sable}	m_{eau}/ m_{sable}
SP150	1,5	1	0,0198	0,1020
SP100	1	1	0,0132	0,1013
SP50	0,5	1	0,0066	0,1007
SP30	0,3	1	0,0040	0,1004

Tableau A1. 2 – Proportions massiques du sable, des billes de polystyrène et de l' eau

Le matériau est préparé en grande quantité, de l'ordre de 20 fois la masse d'un échantillon.

SP30 (f_v = 0,3)



SP50 (f_v = 0,5)

SP100 (f_v = 1)

SP150 (f_v = 1,5)

Figure A1. 5 - Mélanges à différentes valeurs de f_v

1.5.2. Programme d'essai

Une série d'essais œdométriques, suivant la norme XP P 94- 090-1, a été réalisée sur les quatre mélanges. Le moule œdométrique utilisé a un diamètre de 7 cm (Figure A1. 6) et l'épaisseur de l'échantillon est 1,5 cm.

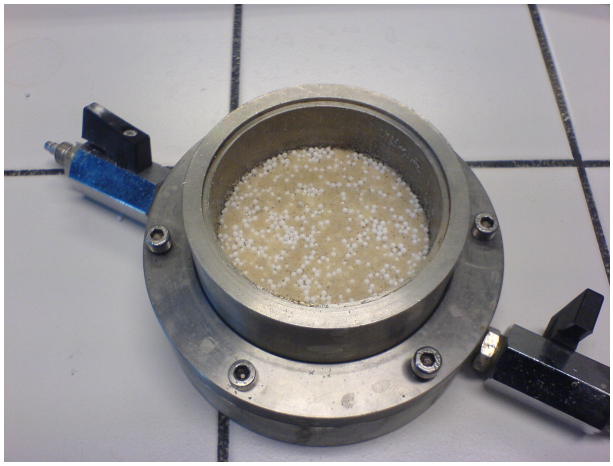


Figure A1. 6 – Cellule œdométrique

L'indice des vides initial, e_0, est déterminé par le rapport entre le volume des vides et le volume solide, selon la formule suivante :

$$e_0 = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V}{V_s} - 1$$

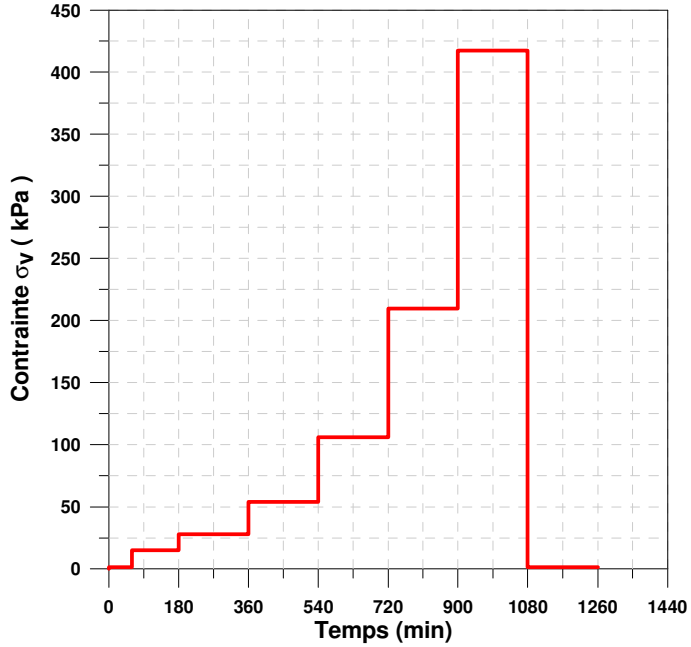
On a fait également varier ce paramètre afin de trouver un mélange ayant un rapport $\frac{C_c}{1+e_0}$ dans la gamme de celui du chantier. Pour chaque mélange, on a pris deux valeurs différentes de e_0. Des essais de répétabilité ont été réalisés afin de s'assurer de la fiabilité des résultats. Les paramètres des essais sont donnés dans le Tableau A1. 3.

Numéro	f_v	e_0	w (%)	Numéro	f_v	e_0	w (%)
Test 1	1	2,44	10	Test 10	0,5	2,44	10
Test 2	1,5	3,13	10	Test 11	0,5	3,13	10
Test 3	1	3,13	10	Test 12	0,5	3,13	10
Test 4	Sable pur	0,8	0	Test 13	1	2,44	10
Test 5	0,3	2,44	10	Test 14	0,3	2,44	10
Test 6	0,3	2,44	10	Test 15	0,3	2,44	10
Test 7	0,3	1,78	10	Test 16	0,5	2,44	10
Test 8	0,3	1,78	10	Test 17	1	2,33	5
Test 9	0,5	2,44	10	Test 18	1	2,33	15

Tableau A1. 3 – Ensemble des essais œdométriques réalisés

1.5.3. Paliers de chargement

Les paliers de chargement sont réalisé selon la norme, mais la durée de chaque palier a été réduite à 180 minutes (Figure A1. 7).



Chargement (kg)	Contrainte exercée (kPa)
Piston	1,4
5	14,9
10	27,9
20	53,9
40	105,9
80	209,8
160	417,6
Piston	1,4

Figure A1. 7 - Paliers de chargement pour l'essai œdométrique

1.5.4. Résultat typique

On présente sur la Figure A1. 8 la courbe $e_0 - \log(\sigma_v)$ du mélange SP 30 ($f_v = 0,3$) pour l'indice des vides initial, $e_0 = 2,44$. On obtient une coube oedométrique classique et cette courbe est caractérisée par l'indice de compression, C_c, l'indice de gonflement, C_s, la pression de préconsolidation, $\sigma_p^{'}$. Ces paramètres seront utlilisés pour la modélisation numérique du sol compressible.

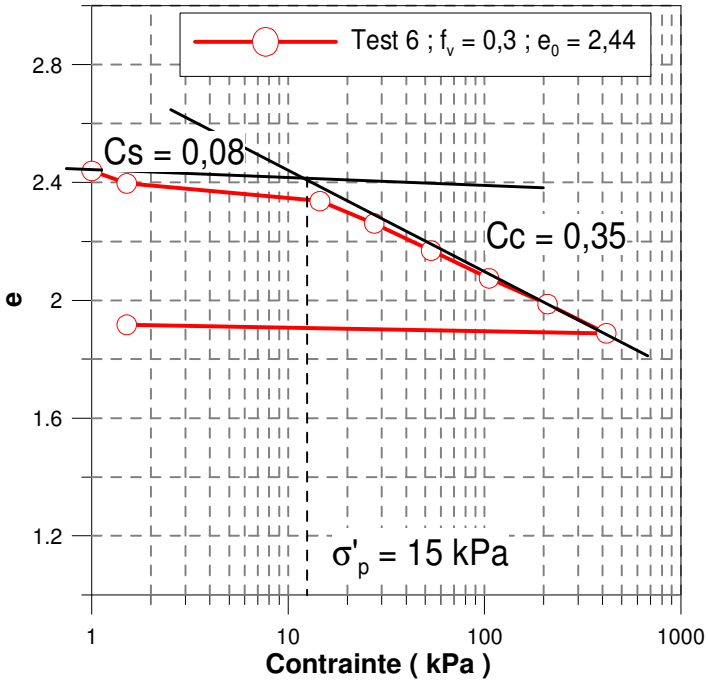


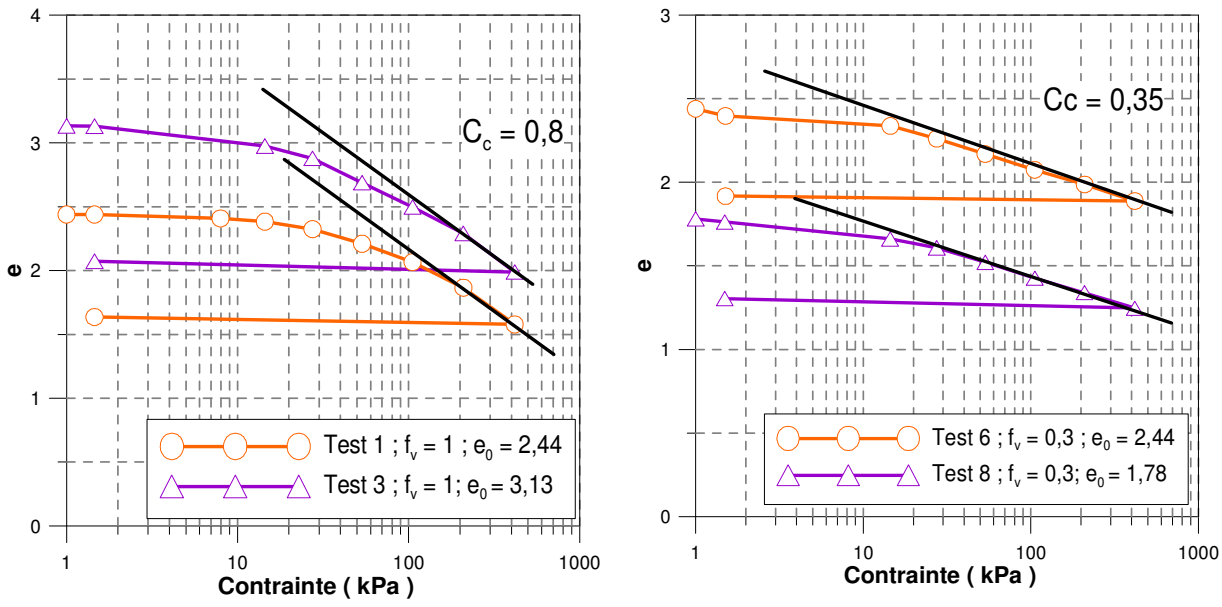
Figure A1. 8 – Courbe $e_0 - \log(\sigma_v)$ du mélange SP30

1.5.5. Influence du f_v et e_0 sur la compressibilité du sol analogique

Les deux paramètres f_v et e_0 caractérisent la présence des billes de polystyrène dans le mélange. Pour chaque mélange, la valeur f_v est constante tandis que e_0 varie de l'état « dense » à l'état « lâche ».

On utilise des échantillons ayant la même valeur de f_v = 1 mais une valeur de e_0 égale à 2,44 pour l'échantillon « dense » et à 3,13 pour l'échantillon « lâche ».

Le résultat de l'essai œdométrique est présenté sur la Figure A1. 9a. On obtient une valeur identique C_c = 0,8 pour les deux échantillons. Ceci nous montre l'indépendance de la valeur C_c par rapport à e_0 (Figure A1. 9a). On a obtenu la même conclusion pour les autres mélanges (f_v = 0,3 - Figure A1. 9b)



(a) (b)

Figure A1. 9 - Influence de e_0 sur la compressibilité du matériau

Par contre, la fraction volumique des billes de polystyrène f_v influence la compressibilité du mélange. On présente les résultats des essais œdométriques des quatre mélanges et du sable pur (essai 4) sur la Figure A1. 10. Afin de normaliser l'état initial des échantillons, on présente des résultats dans le plan e/e_0 en fonction de la contrainte verticale σ_v.

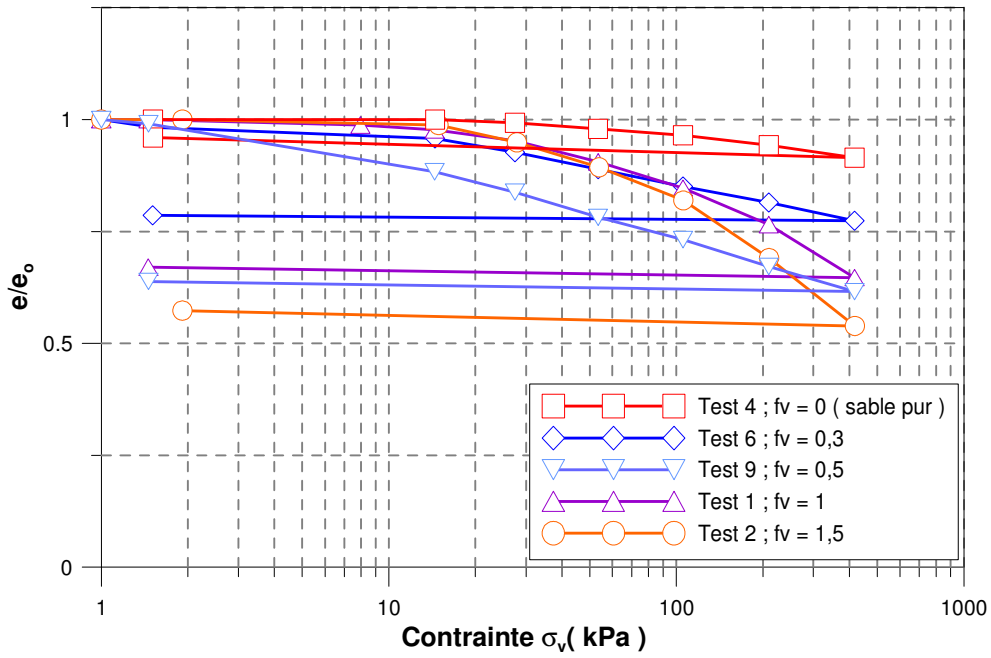


Figure A1. 10 - Influence de f_v sur la compressibilité du mélange

A partir des résultats obtenus, on observe que, plus f_v est important, et plus le mélange est compressible. Les valeurs de l'incide de compressibilité C_c et du rapport $\frac{C_c}{1+e_0}$ des mélanges sont présentées dans le Tableau A1. 4.

Mélange	f_v	e_0	C_c	$\frac{C_c}{1+e_0}$
Sable d'Hostun	0	0,81	0,068	0,04
SP30	0,3	1,78	0,35	0,12
		2,44		0,09
SP50	0,5	2,44	0,75	0,16
		3,13		0,13
SP100	1	2,33	0,8	0,26
		2,44		0,25
		3,13		0,21
SP150	1,5	3,13	1,26	0,33

Tableau A1. 4 - Coefficients de compressibilité C_c pour les différents mélanges

1.5.6. Module œdométrique sécant $E_{oed}^{sécant}$

A partir des résultats de l'essai œdométrique, on définit le module œdométrique sécant selon la formule suivante :

$$E_{oed}^{sécant} = \frac{\Delta\sigma'}{\Delta\varepsilon_1}$$

La détermination du module œdométrique sécant, pour chaque palier de chargement, nous permet d'évaluer la contrainte exercée sur le sol analogique si on connaît sa déformation axiale.

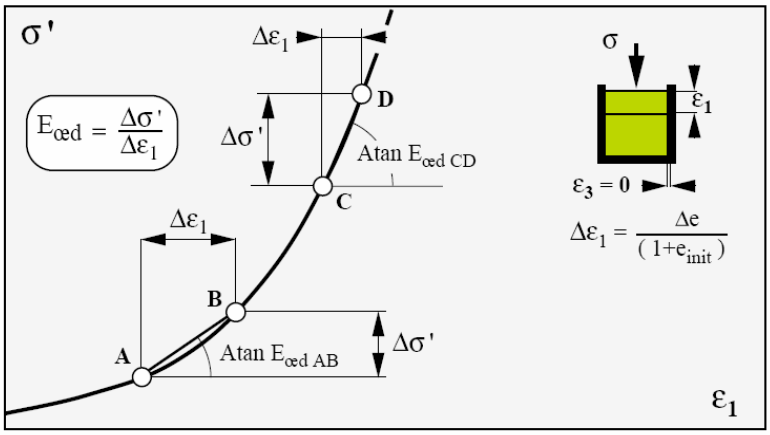


Figure A1. 11 – Principe de détermination du module œdométrique sécant E_{oed}

On présente la déformation axiale ε_a en fonction de la contrainte σ_v pour les quatre mélanges sur la Figure A1. 12. On observe que, pour la contrainte la plus importante, plus la fraction volumique est importante, et plus la pente est faible. Cela confirme que la présente des billes de polystyrène augmente remarquablement la compressibilité du sol analogique.

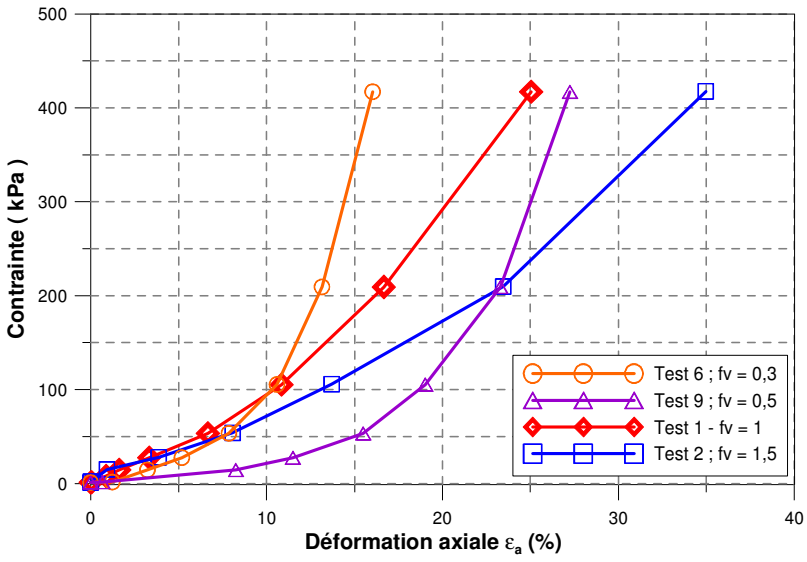


Figure A1. 12 – Déformation axiale du sol analogique en fonction de la contrainte appliquée

A partir de ce diagramme, on peut déterminer les modules œdométriques sécants en fonction de la déformation axiale (Figure A1. 13).

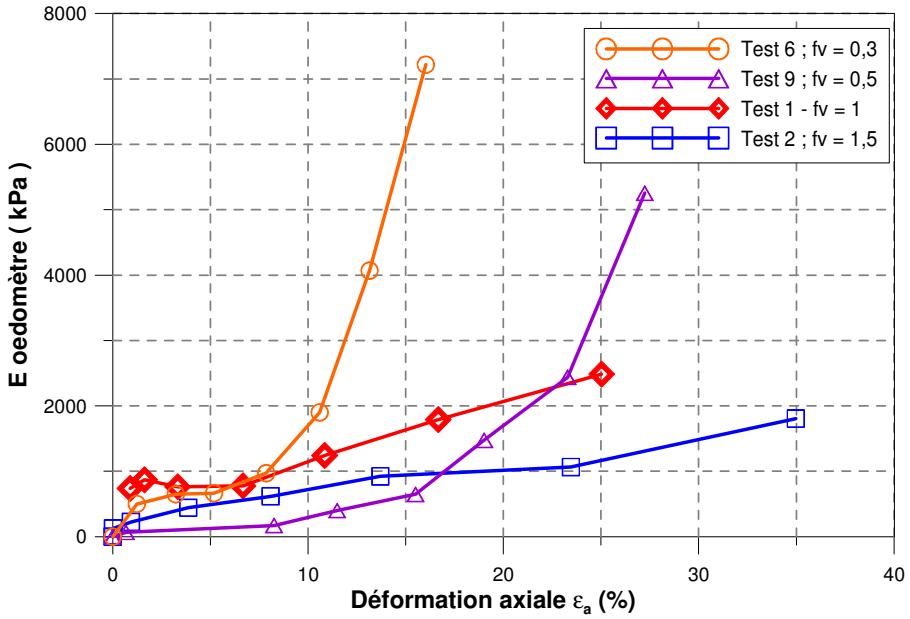


Figure A1. 13 – Module œdométrique sécant $E_{oed}^{sécant}$ en fonction de la déformation axiale ε_a

Une synthèse des résultats est présentée dans le Tableau A1. 5 :

SP30 f_v =0,3		SP50 f_v =0,5		SP100 f_v =1		SP150 f_v =1,5	
ε_a (%)	$E_{oed}^{sécant}$ (kPa)	ε_a (%)	$E_{oed}^{sécant}$ (kPa)	ε_a (%)	$E_{oed}^{sécant}$ (kPa)	ε_a (%)	$E_{oed}^{sécant}$ (kPa)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,23	521,32	0,68	67,70	0,04	256,23	0,01	127,50
3,23	649,61	8,26	171,40	3,82	343,71	0,93	226,90
5,185	664,56	11,49	402,24	6,14	558,81	3,87	442,67
7,86	971,38	15,50	647,99	10,77	561,83	8,08	617,21
10,6	1900,14	19,02	1476,39	15,37	1128,53	13,71	923,07
13,15	4068,02	23,29	2437,00	20,41	2064,31	23,46	1066,03

Tableau A1. 5 - Valeurs des modules œdométriques sécants pour les quatre mélanges

1.5.7. Répétabilité des essais

Dans le but de s'assurer que la procédure expérimentale est répétable et que l'influence des paramètres est significative, il est important de vérifier la répétabilité en réalisant plusieurs essais sur des échantillons réputés être dans les mêmes conditions initiales.

Nous avons réalisé des essais de répétabilité sur deux mélanges, à deux fractions volumiques de billes de polystyrène $f_v = 0{,}3$ et 1.

La Figure A1. 14 montre que les résultats obtenus sont quasi identiques. Cela confirme que la procédure expérimentale est répétable.

A partir de ces essais, on trace le fuseau de répétabilité de chaque mélange à partir des courbes de ces essais.

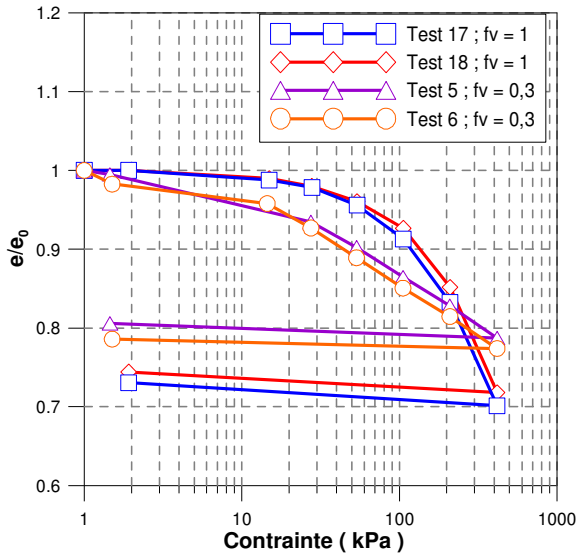


Figure A1. 14 – Essais de répétabilité

1.5.8. Tassement de fluage

Afin de déterminer le comportement du sol analogique au cours du temps, on utilise les paliers de 180 minutes.

En observant le tassement du sol analogique au cours du chargement d'un essai typique (Figure A1. 15a), on voit que le tassement augmente très vite pendant les 10 premières minutes de chaque palier. Pour l'amplitude de tassement diminue, ce qui correspond au tassement de fluage (comportement visqueux du matériau).

La courbe de tassement du sol analogique se compose de deux parties :

- tassement instantané (comportement élastoplastique) ;
- tassement de fluage (comportement visqueux) (voir la Figure A1. 15b).

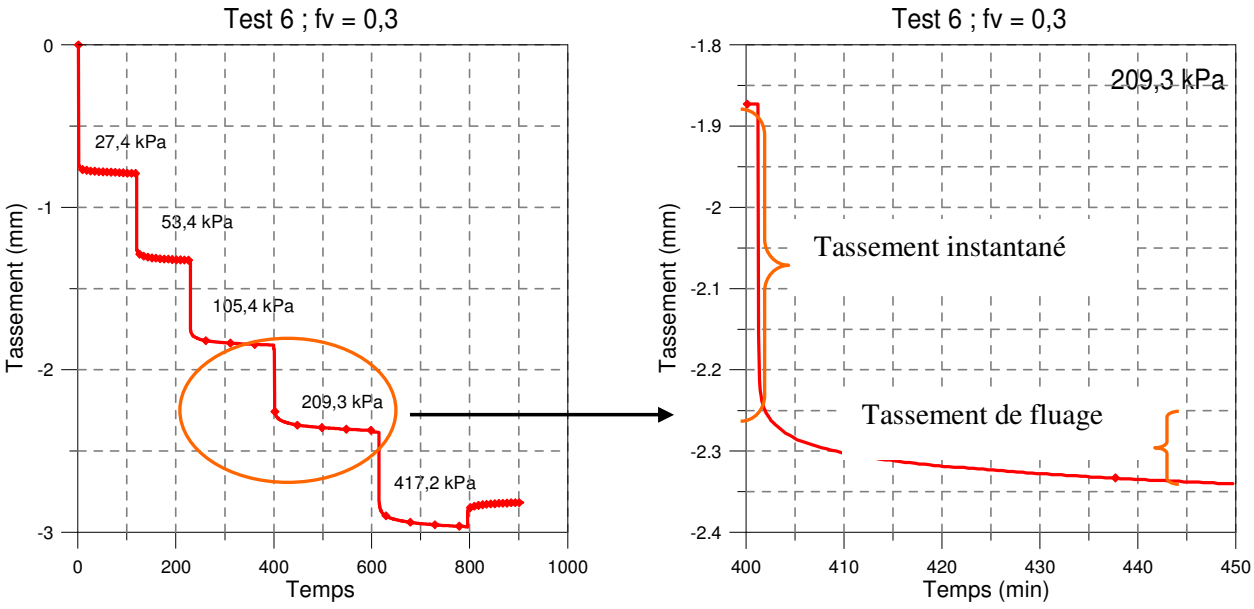


Figure A1. 15 – a. Tassement en fonction du temps – b. Tassement à l'incrément de 209 kPa

La Figure A1. 15b montre un zoom de la courbe de tassement pour le palier à 209 kPa. On a vu qu'après 180 minutes, le tassement du sol n'est pas encore stable. Le tassement de fluage est de l'ordre de 5-10% par rapport au tassement total.

En observant les résultats des essais des différents mélanges, on a remarqué que plus la fraction volumique des billes de polystyrènes f_v est importante, et plus le tassement de fluage est important.

1.5.9. Influence de la teneur en eau

Dans le sol analogique, la teneur en eau est toujours constante de l'ordre de 10%. Mais cette valeur peut varier en raison des conditions de conservation du matériau. Afin d'évaluer l'influence de la teneur en eau sur le comportement du sol analogique, on a réalisé trois essais œdométriques sur des échantillons ayant la même fraction volumique de billes de polystyrène f_v=1 mais à trois teneurs en eau (5% - 10% - 15%).

La Figure A1. 16 nous montre que la teneur en eau n'influence pas à la compressibilité du mélange. On retrouve la valeur de $C_c = 0{,}8$ pour les trois essais.

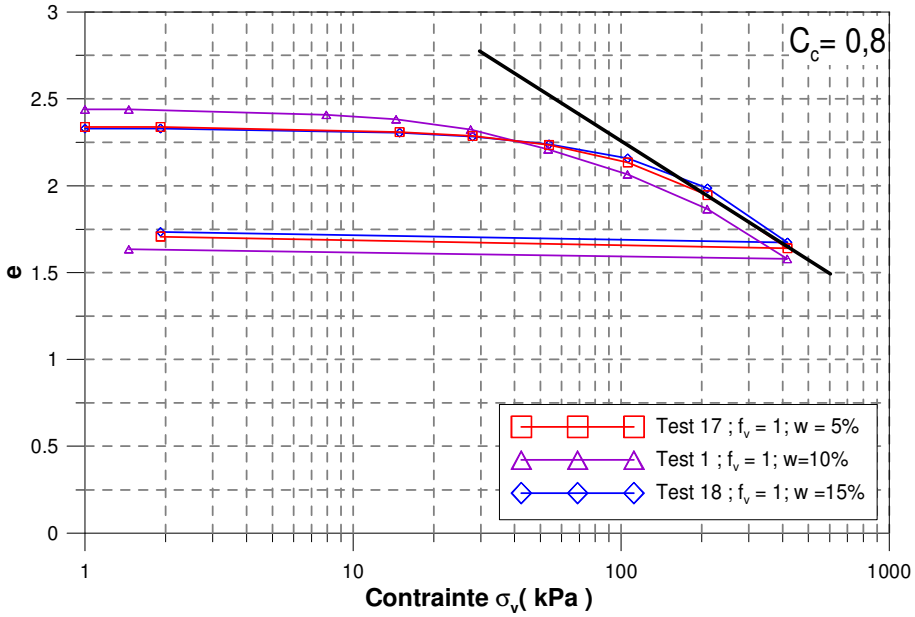


Figure A1. 16 - Influence de la teneur en eau

1.5.10. Influence de la réutilisation du sol analogique

On a réutilisé le sol analogique de l'essai N°9 pour l'essai afin d'évaluer le « vieillissement » du matériau analogique. Le résultat présenté par la Figure A1. 17 nous montre une légère diminution au niveau du tassement du sol réutilisé (matériau moins compressible).

Sachant que le comportement du sol analogique sera modifié après une seule réutilisation, on n'utilisera qu'une seule fois le sol analogique pour les essais sur le modèle physique 1g.

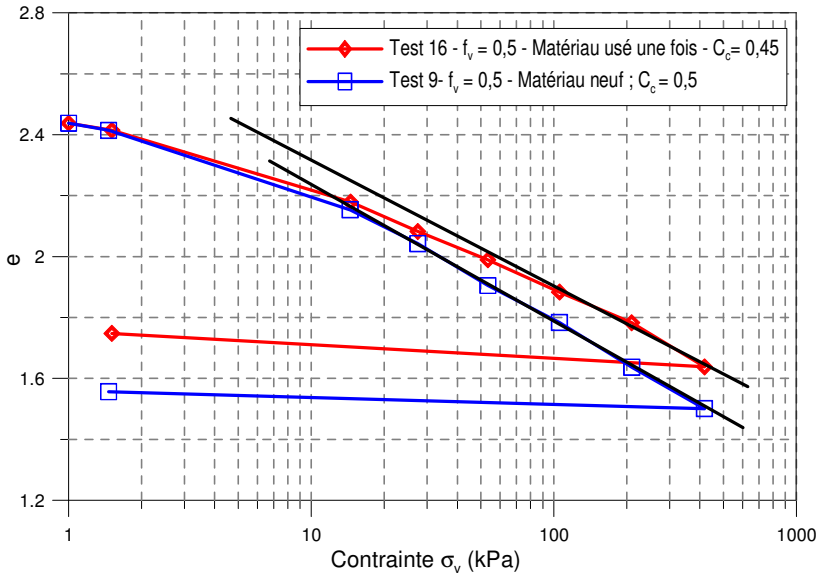


Figure A1. 17 – Comportement du matériau analogique utilisé une fois

1.6. Conclusions et remarques

Une série de 18 essais œdométriques sur les quatre mélanges à différente fraction volumique de billes de polystyrène f_v a été réalisée. Les résultats obtenus nous permettent de donner quelques remarques ci-dessous au niveau des comportements en compression œdométrique de ce type de matériau :

- L'indice des vides initial e_0 n'influence pas le coefficient de compressibilité C_c **;**
- Le C_c augmente avec la fraction volumique de billes de polystyrène f_v ;
- La gamme du rapport $\frac{C_c}{1+e_0}$ **,**qui caractérise la capacité de tassement du sol analogique, pour les quatre mélanges varie de 0,09 à 0,33 (Tableau A1. 4) ;
- La procédure de mélange et les propriétés du matériau sont répétables ;
- La teneur en eau n'a pas d'influence sur la compressibilité du sol analogique ;
- Ce type de matériau présente un tassement au fluage, qui est d'autant plus important que la fraction volumique des billes de polystyrène f_v est grande. Le tassement atteint 90 - 95% de la valeur totale pour chaque palier de chargement (les 10 premières minutes) ;
- La compressibilité du sol analogique diminue légèrement dans le cas d'une réutilisation.

Ces valeurs seront utilisées dans le chapitre 3 à interpréter les résultats des essais sur le modèle physique.

On a décidé de prendre deux mélanges SP30 et SP50 pour le modèle physique 1g pour les raisons suivantes :

- Le tassement de fluage de ces deux mélanges est négligeable ;
- Le coefficient de compressibilité C_c est de l'ordre de 0,4 à 0,5, ce qui est dans la gamme de celui obtenu sur site expérimental ;
- Le rapport $\frac{C_c}{1+e_0}$ de l'ordre de 0,09 à 0,16 ;
- La fraction volumique des billes de polystyrène f_v n'est pas trop importante par rapport au volume du sable.

2. MATERIAUX CONSTITUTIFS DU MATELAS DE TRANSFERT DE CHARGE

2.1. Caractéristiques mécaniques

Une campagne d'essais triaxiaux ($\phi 100$) a été réalisée sur les matériaux M1, M2, MB5/8, MB10/16. Ces essais triaxiaux nous permettent de déterminer les droites de rupture, et donc la cohésion, l'angle de frottement et l'angle de dilatation (c, φ, ψ). Les résultats de ces essais ont servi, d'une part, à caractériser les comportements mécaniques des matériaux choisis, et d'autre part, à fournir des données pour la modélisation numérique.

Le programme d'essai comprend une série de 3 essais pour chaque type de matériau à trois niveaux de contrainte de consolidation isotrope ($\sigma_c^{'} = 50,\ 100,\ 200\ kPa$). Les essais ont été réalisés à déplacement contrôlé, à une vitesse de l'ordre de 0,1 % de déformation axiale par minute (0,200 mm/min). On a également réalisé des phases de décharge/recharge à quatre niveaux de déformation axiale, ε_a = 0,1 – 0,3 – 0,5 – et 1 %. Ces phases nous permettrent de déterminer le module d'Young E.

Le Tableau A1. 6 présente les principales caractéristiques des essais triaxiaux réalisés.

Nom d'essai	Matériaux			$\sigma_c^{'}$ (kPa)	Remarques
	Type	ρ_d (t/m^3)	I_D		
Essai 1	M1	1,620	0,79	50	
Essai 2	M1	1,620	0,79	100	
Essai 3	M2	1,620	0,71	50	
Essai 4	M2	1,620	0,71	50	Répétabilité
Essai 5	M1	1,620	0,79	200	Répétabilité
Essai 6	M1	1,620	0,79	200	Répétabilité
Essai 7	M1	1,620	0,79	200	
Essai 8	M2	1,620	0,71	100	
Essai 9	M2	1,620	0,71	200	
Essai 10	MB5/8	1,620		50	
Essai 11	MB5/8	1,620		100	
Essai 12	MB5/8	1,620		200	
Essai 13	MB10/16	1,620		50	
Essai 14	MB10/16	1,620		100	
Essai 15	MB10/16	1,620		200	
Essai 16	M2	1,670	0,91	50	
Essai 17	M2	1,670	0,91	100	
Essai 18	M2	1,670	0,91	200	

Tableau A1. 6 – Caractéristiques principales des essais triaxiaux réalisés

2.2. Essai typique

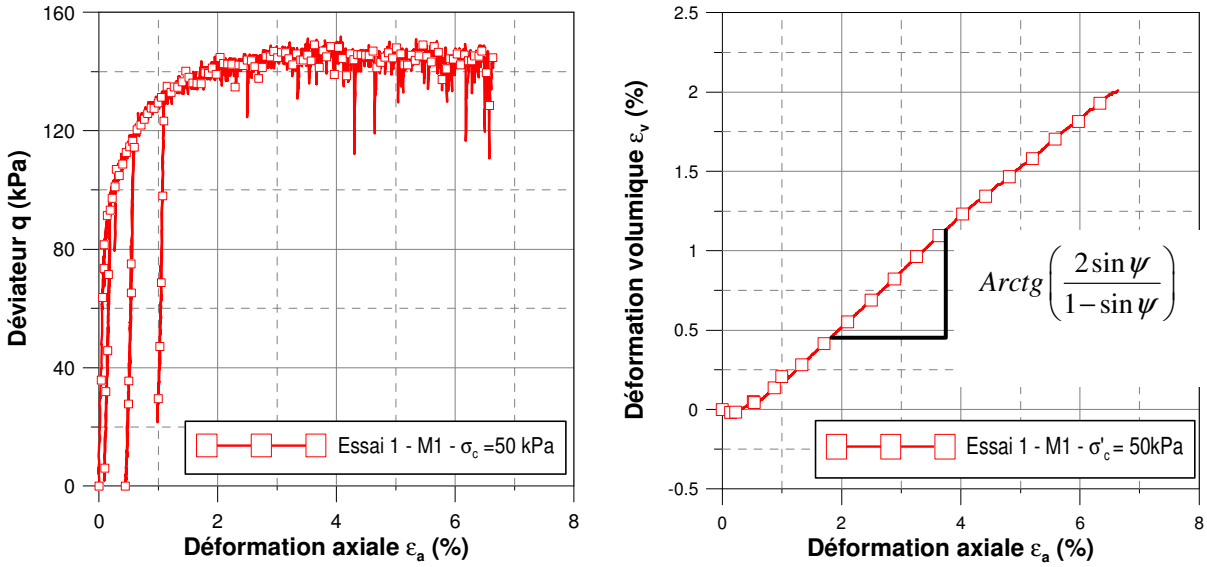
On présente des résultats typiques obtenus sur le matériau uniforme M1 sous la contrainte de consolidation $\sigma_c^{'} = 50\ kPa$ dans les deux plans classiques : $(q - \varepsilon_a)$; $(\varepsilon_v - \varepsilon_a)$

2.2.1. Courbes de cisaillement

Dans le plan $q - \varepsilon_a$ (Figure A1. 18a), on observe une augmentation très rapide du déviateur q. La courbe atteint sa valeur maximale pour 4 % de déformation axiale (rupture initiale), puis le déviateur diminue (radoucissement).

En terme de déformation volumique (Figure A1. 18b), on obtient une allure classique d'un matériau dense : une phase de contractance initiale suivie d'une phase de dilatance. On peut noter que le passage contractance – dilatance se produit à 0,4 % de déformation axiale. Cette courbe nous permet de déterminer l'angle de dilatation à partir de cette équation :

$$\frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_a} = a\tan\left(\frac{2\sin\psi}{1-\sin\psi}\right)$$



a) b)

Figure A1. 18 - Résultat typique obtenu sur le matériau uniforme M1 $\sigma_c^{'} = 50\ kPa$

a) Courbe de cisaillement ; b) Courbe de déformation volumique

2.2.2. Caractéristiques « élastiques »

L'évaluation du module d'Young est réalisée sur les phases de décharge /recharge. La pente de ces phases nous donne le module d'Young E.

$$E = \frac{d\sigma_1}{d\varepsilon_a} = \frac{dq}{d\varepsilon_a}$$

Sur la Figure A1. 19, on présente un zoom de la courbe de cisaillement (q - ε_a), pour l'essai à $\sigma_c^{'} = 50\ kPa$, à 0,1 ; 0,3 ; 0,5 ; 1 % de déformation axiale, ainsi que les valeurs des modules d'Young E.

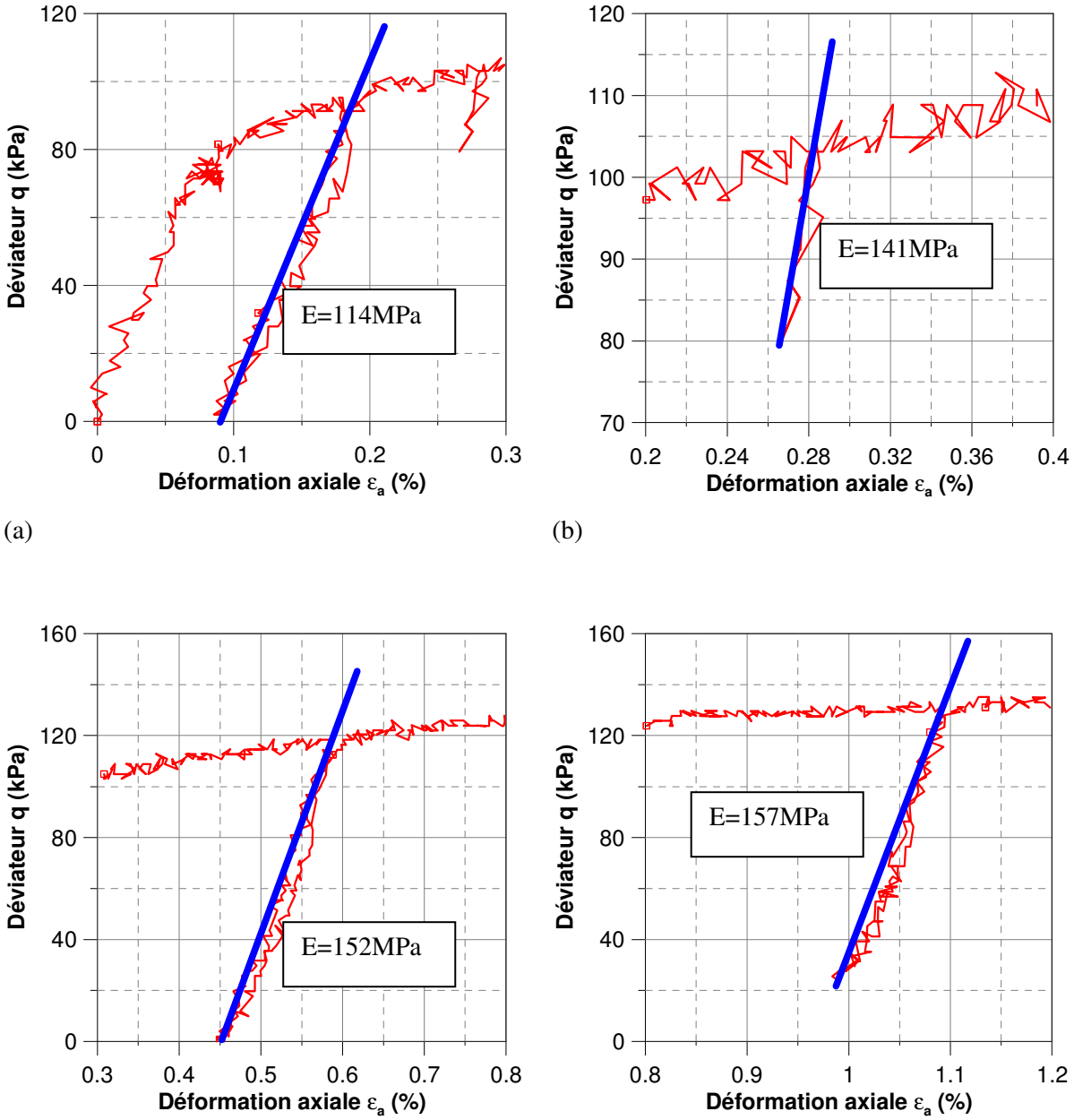
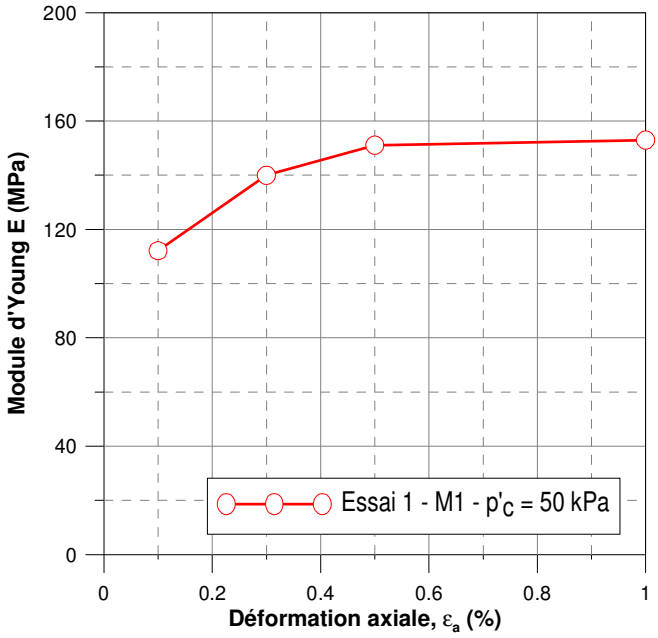


Figure A1. 19 – Détermination graphique du module d'Young E – Matériau uniforme M1

a) ε_a = 0,1 % ; b) ε_a = 0,3 % ; c) ε_a = 0,5 % ; d) ε_a = 1 %

L'évolution du module d'Young E en fonction de la déformation axiale ε_a est présentée sur la Figure A1. 20. Le module d'Young, E est croissant avec la déformation axiale ε_a, ce résultat est raisonnable car le matériau se densifie au cours du cisaillement. Pour la modélisation numérique, on utilise la valeur E déterminée pour la faible déformation axiale, $\varepsilon_a = 0{,}1\%$.



ε_a (%)	E (MPa)
0,1	114
0,3	141
0,5	152
1	157

Figure A1. 20 - Evolution du module Young, E, en fonction de la déformation axiale, ε_a, pour le matériau M1 à $\sigma_c^{'} = 50\ kPa$

2.2.3. Caractéristiques de rupture

La cohésion apparente et l'angle de frottement interne sont déterminés comme illustré sur la Figure A1. 21.

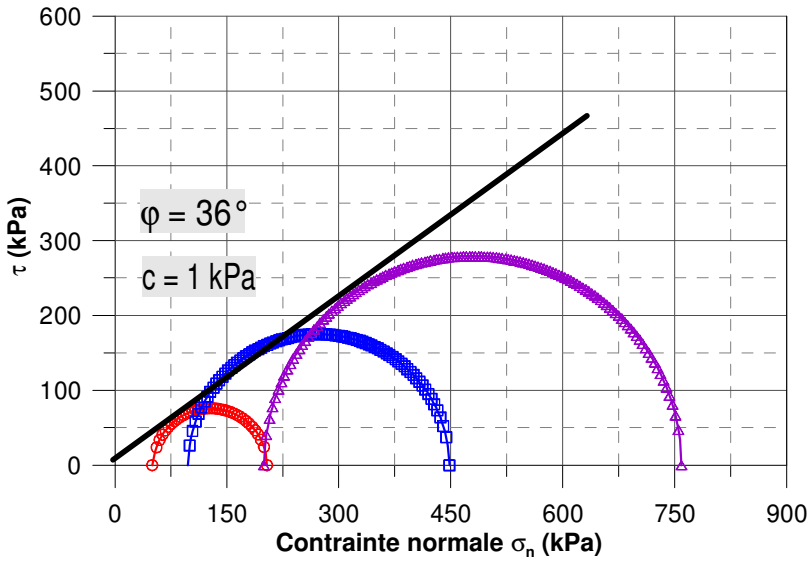


Figure A1. 21 – Détermination de la cohésion apparente et de l'angle de frottement interne du matériau M1

2.3. Synthèse des résultats

Dans cette partie, on présente une synthèse des résultats obtenus pour les quatre matériaux étudies.

2.3.1. Courbes de cisaillement

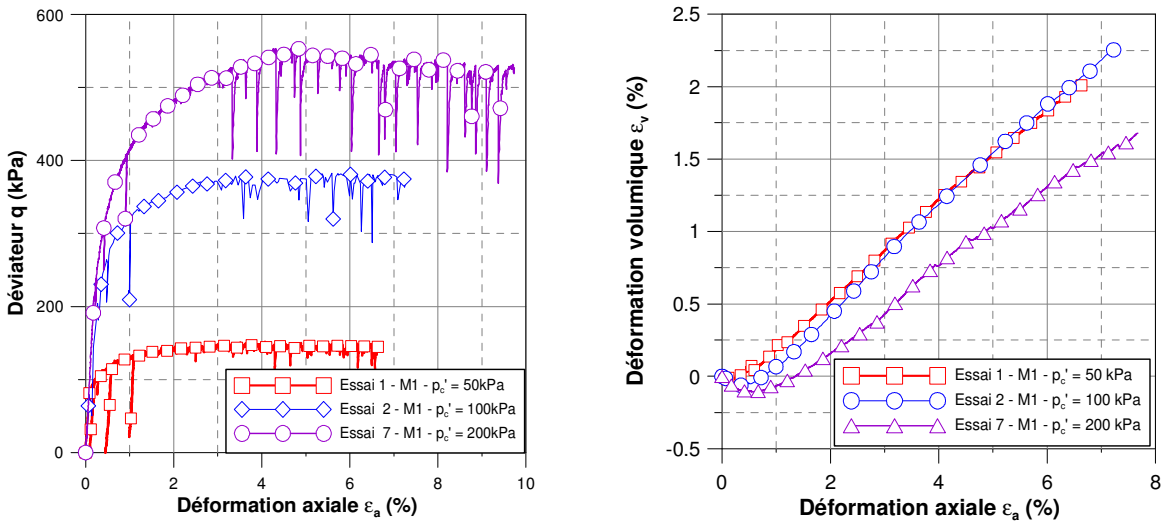


Figure A1. 22 - Synthèse des résultats obtenus sur le matériau uniforme M1

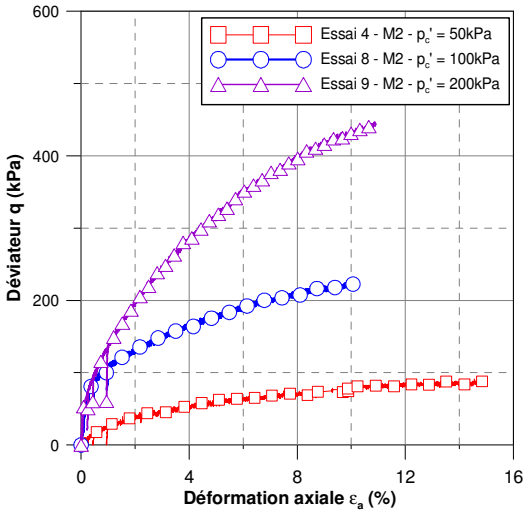


Figure A1. 23 - Synthèse des résultats obtenus sur le matériau étalé M2 à $\rho_d = 1,62 \ \ t/m^3$

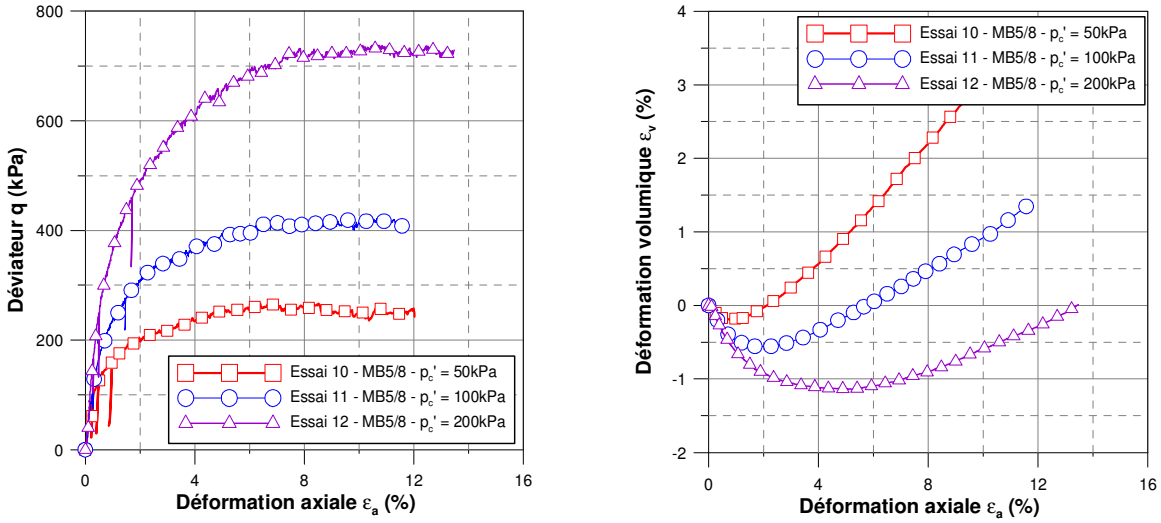


Figure A1. 24 - Synthèse des résultats obtenus sur le matériau MB5/8

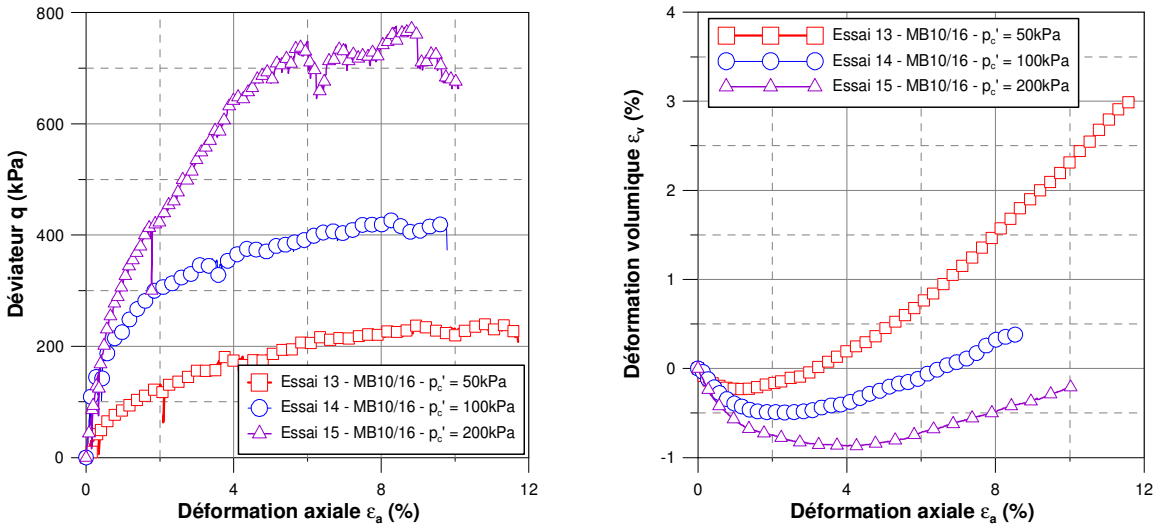


Figure A1. 25 - Synthèse des résultats obtenus sur le matériau MB10/16

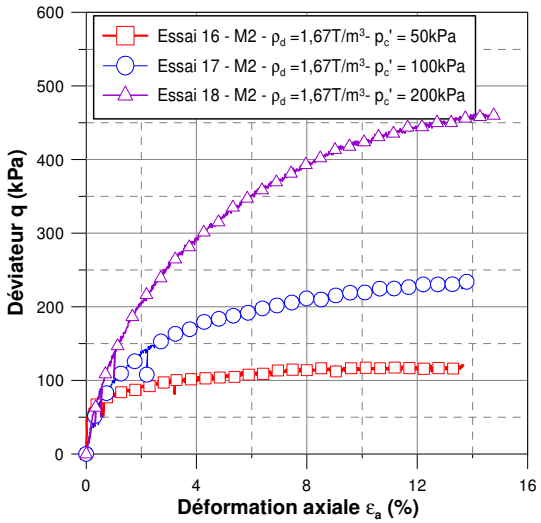


Figure A1. 26 - Synthèse des résultats obtenus sur le matériau M2 à $\rho_d = 1,67 \ \ t/m^3$

2.3.2. Caractéristiques « élastiques »

L'évolution du module d'Young en fonction de la déformation axiale des matériaux MB5/8, MB10/16, M2, est présentée sur la Figure A1. 27, la Figure A1. 28, la Figure A1. 29. En comparant les deux coupures de micro-ballast, on voit que le MB10/16 est légèrement plus rigide.

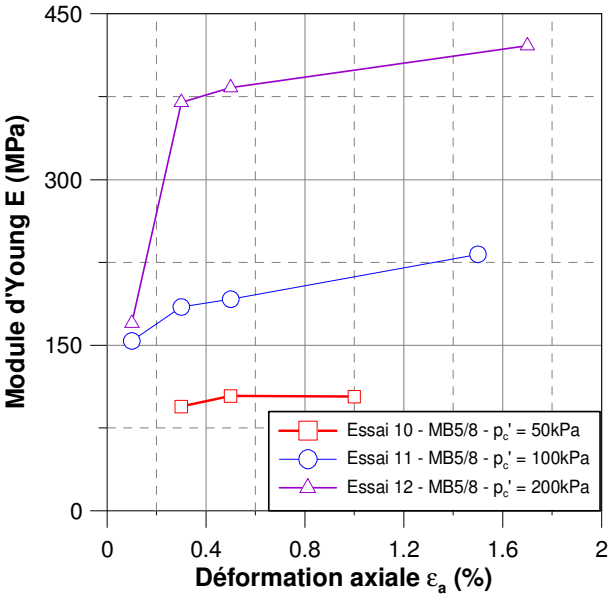


Figure A1. 27 - Module d'Young E pour le matelas MB5/8

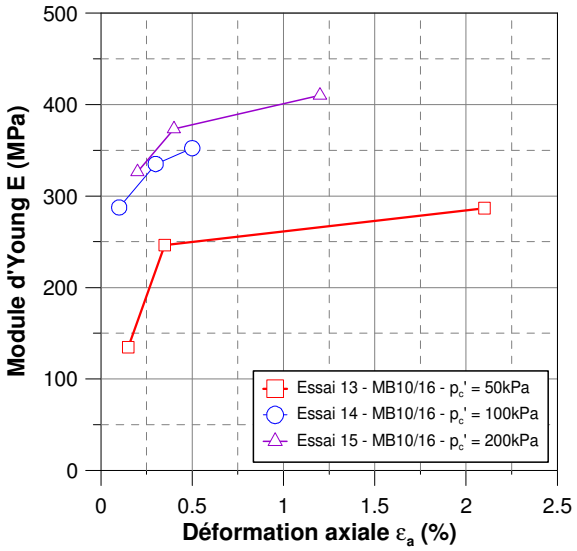


Figure A1. 28 - Module d'Young pour le matelas MB10/16

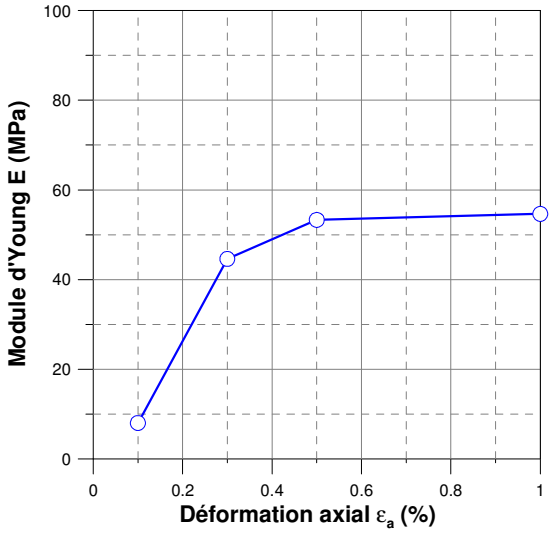


Figure A1. 29 - Module d'Young pour le matelas M2 à $\rho_d = 1,62 \ \ t/m^3$ *à* $\sigma_c^{'}$ *=50 kPa*

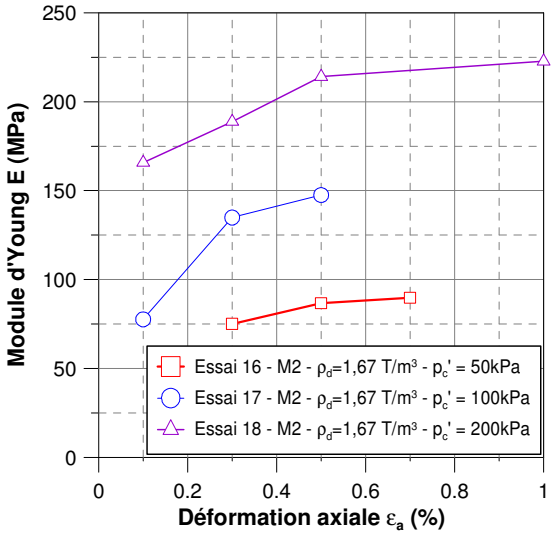
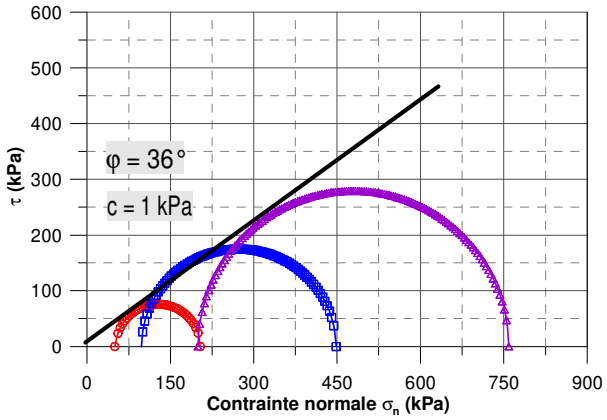


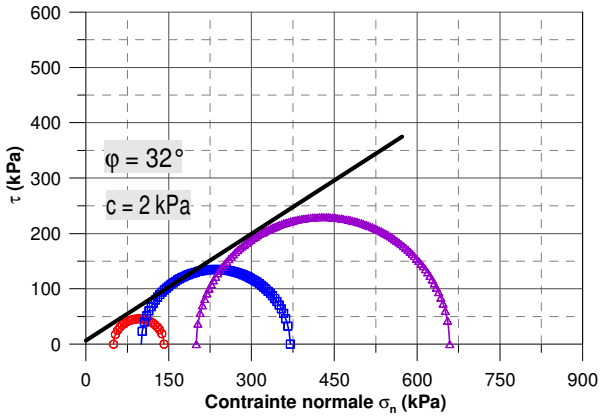
Figure A1. 30 - Module d'Young pour le matelas M2 à $\rho_d = 1,67 \ \ t/m^3$

2.3.3. Caractéristiques de rupture

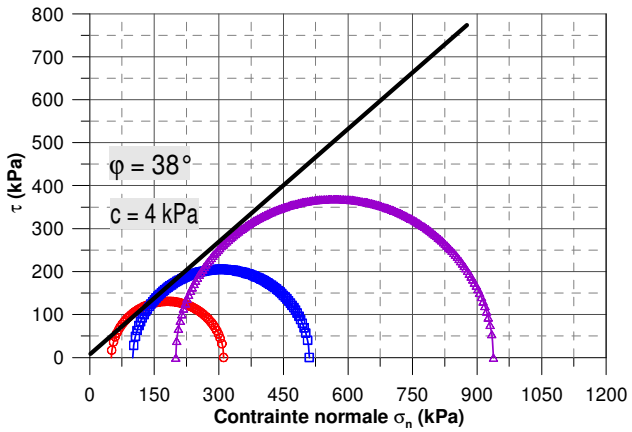
En terme de critère de rupture, on présente les résultats obtenus sur la Figure A1. 31.



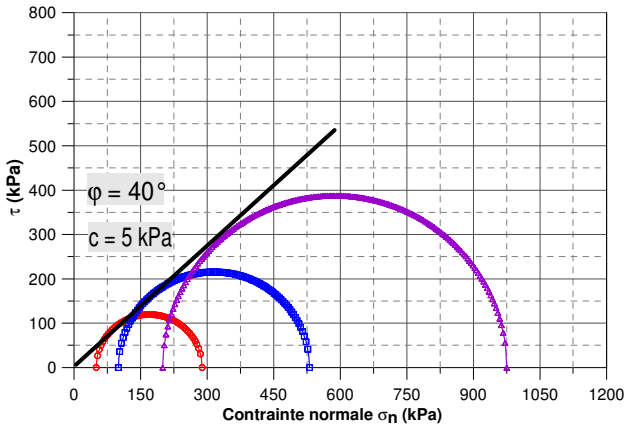
a) Matériau uniforme M1



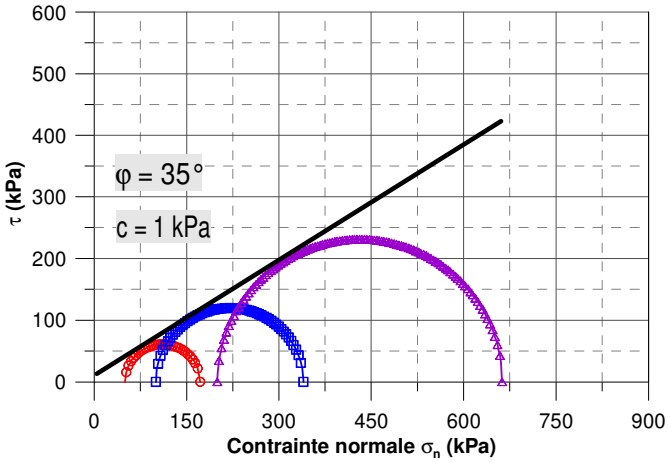
b) Matériau étalé M2 de $\rho_d = 1,62 \ \ t/m^3$



c) Matériau MB5/8



d) Matériau MB10/16



e) Matériau étalé M2 à $\rho_d = 1,67 \ \ t/m^3$

Figure A1. 31 – Détermination des paramètres de rupture Mohr - Coulomb

A partir de l'équation liant la contrainte normale σ_n et la contrainte de cisaillement τ ci-dessous, on détermine les paramètres de rupture c, φ pour les matériaux (Tableau A1. 7)

	φ (°)	**c (kPa)**
Matériau uniforme M1	36	1
Matériau étalé M2 ($\rho_d = 1,62 \ t/m^3$)	32	2
Matériau étalé M2 ($\rho_d = 1,67 \ t/m^3$)	35	1
MB5/8	38	4
MB10/16	40	5

Tableau A1. 7 - Récapitulatif des paramètres de rupture de Mohr-Coulomb pour les 4 matériaux étudiés

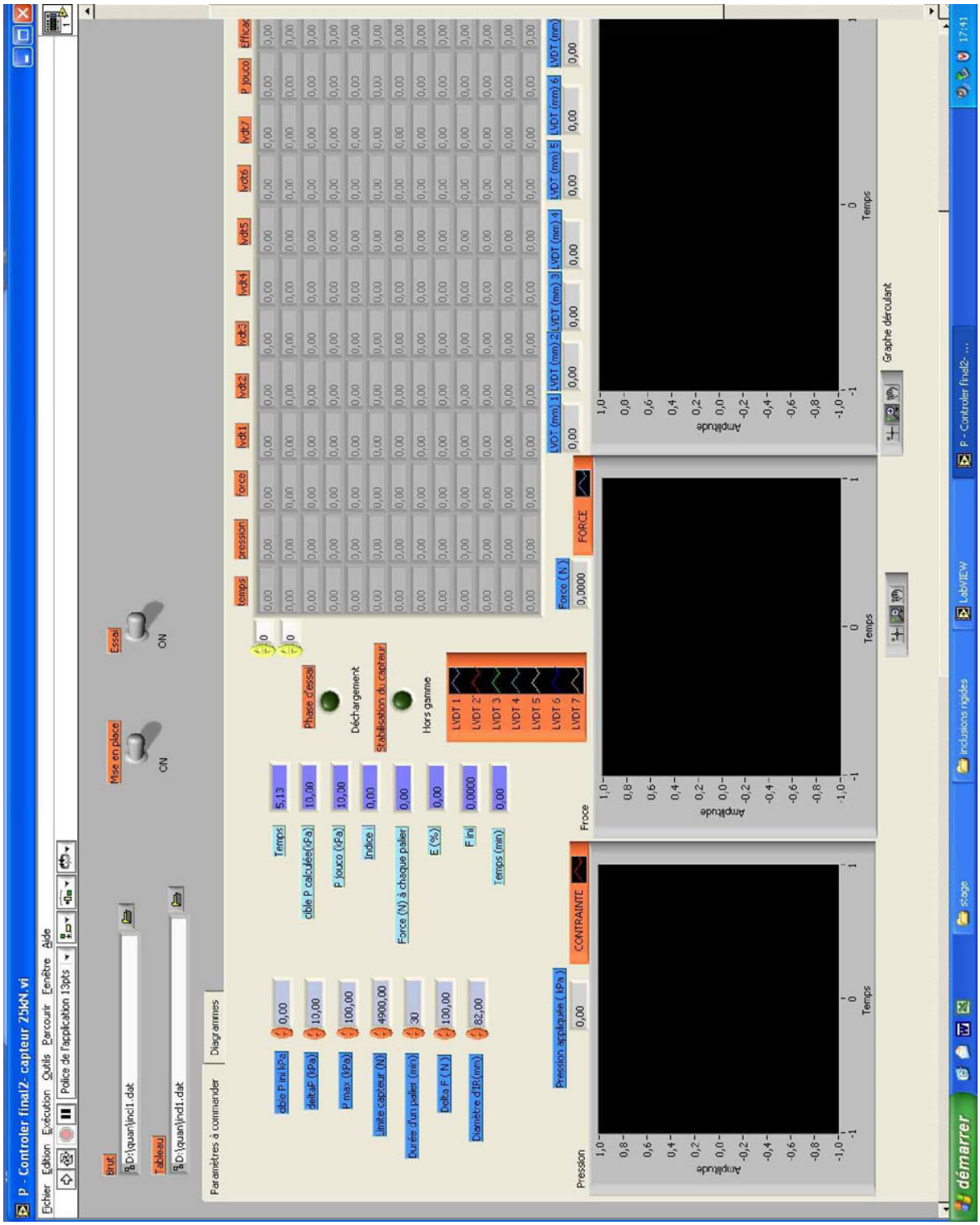
On résume sur le Tableau A1. 8 les caractéristiques mécaniques du matériau M1 qui ont été utilisés pour la modélisation numérique de ce type de matériau.

c (kPa)	φ (°)	ψ (°)	E (MPa)
1	36	7	114

Tableau A1. 8 – Récapitulatif des paramètres utilisés pour modéliser le matériau M1

Annexe 2 – Logiciel d'acquisition et de contrôle

On présente ci-dessous l'interface du logiciel d'acquisition, développé sous le logiciel LabView



Annexe 3 – Fiche d’essai

Fiche d'essai

Date :

Opérateur :

Numéro d'essai:

Nom du fichier :

Type de chargement :

SOL ANALOGIQUE

Type			
hs			
Masse			
M totale			

MATELAS

Nature					
hm					
Masse					
M totale					

CAPTEURS

Possition des tassomètres

PARAMETRES DU DISPOSITIFS

Diamètre de l'inclusion	

Procédures de l'essai

Mise en place

Essai

Tassement du matelas avant et après essai

5	4	3	2	1	0	6	7	8	9	10

Notes

Bibliographie

Abusharar S. W., Zheng J.-J., Chen B.-G., Yin J.-H., 2008. A simplified method for analysis of a piled embankment reinforced with geosynthetics. *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 27, pp.39-52.

Alexiew D., 2005. Piled embakments: Overview of methods and significant case studies. *Proceedings of the international conference on soil mechanics and geotechnical engineering*, vol. 3, pp. 1819-1822.

Alexiew D., Vogel W.,2002. Remblais ferroviaires renforcés sur pieux en Allemagne : projets phares. *Travaux, 2002,* vol. 786, pp 47-52.

Ariema F., Butler B. E., 1990. Embankment Foundations – Guide to Earthwork Construction. *Transportation Research Board, National Research Council,Washington, D.C.*

Aubeny C. P., Li Y., Briaud J. L., 2002. Geosynthetic reinforced pile supported embankments: numerical simulation and design needs. *In: delmas S., gourc J.P. Eds. Proc. of the 7th Int. Conf. on Geosynthetics, 22-27 septembre 2002, Nice. Lisse, Pays-Bas : Swets & Zeitlinger, 2002,* pp. 365-368.

Barry A. J., Trigunarsyah B., Symes T., Younger J. S., 1995. Geogrid reinforced piled road over peat. *Engineering Geology of Construction, The Geological Society of London,* vol.10, pp. 205-210.

Bell A. L., Jenner C., Maddison J. D., Vignoles J., 1994. Embankment support using geogrids with vibro concrete columns. *In: 5th International Conference on Geosynthetics, Singapore.*

Bergdahl U., Lingfors R., Nordstrand P., 1979. The mechanics of piled embankments. *Swedish Geotechnical Institute,* vol. SG3-79, pp.310-320.

Bodin V., 2001. Comportement du ballast des voies ferrées soumises à un chargement vertical et latéral, *Thèse de doctorat à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2001*.

Brandl H., Gartung E., Verspohl J., Alexiew D., 1997. Performance of a geogridreinforced railway embankment on piles. ***In:*** *Proc. of the 14th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ICSMFE), 6-12 septembre 1997, Hamburg, Rotterdam : Balkema,* pp 1731-1736

Briançon L., 2002. Renforcement des sols par inclusions rigides - *Etat de l'art. P. IREX, 2002* **:** 185p.

Briançon L., 2006. Rapport du CNAM.

Briançon L., 2007. Rapport final de l'expérimentation de Saint Ouen l'Aumône**,** 46 p.

Briançon L., Kastner R., Simon B., Dias D., 2004. Etat des connaissances - Amélioration des sols par inclusions rigides. *In: Dhouib A., Magnan J.-P., Mestat P. Eds. Proc. of Symp. Int. sur l'Amélioration des Sols en Place. ASEP-GI, 9-10 septembre 2004, Paris. Paris : Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2004*.

BS8006, 1995 (British standards 1995). Code of practice for strengthened / reinforced soils and other fills. *British Standard Institution, London, UK.*

Cao W. P., Chen Y., Chen, R. P., 2006. An analytical model of piled reinforced embankment based on the principle of minimum potential energy. *ASCE 2006*, pp. 217-224.

Carlsson B., 1987. Reinforced soil, principles for calculation. *Linköping : Terratem AB*.

Chen Y.M., Cao W.P., Chen R.P., 2008. An experimental investigation of soil arching within basal reinforced and unreinforced piled embankments. G*eotextiles and Geomembranesv* vol.2: pp. 164-174

Chen Y., Cao W.P., Chen R., 2008. An experimental investigation of soil arching within basal reinforced and unreinforced piled embankments. *Geotextiles and Geomembran*es, vol. 26, issue 2, pp. 164-174.

Chevalier B., 2008. Etudes expérimentale et numérique des transferts de charge dans les matériaux granulaires. Application aux renforcement de sols par inclusions rigides. *Thèse de doctorat de l'Unviversité BRENOBLE 1 - Joseph Fourier.*

Collin J. G., 2004. Column supported embankment design considerations. *In: Proceedings 52nd Annual Geotechnical Conference, University of Minnesota, Minneapolis, MN. February 27.*

Collin J. G., Han J., Huang J., 2005. Geosynthetic reinforced column support embankment design guidelines. *In: Proceedings, the North America Geosynthetics Society Conference.*

Collin J. G., Watson C. H., Han J., 2005. Column-Supported Embankment Solves Time Constraint for New Road Construction*, ASCE 2005*, vol. 165.

Combarieu O., 1974. Effet d'accrochage et méthode d'évaluation du frottement négatif. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées,* vol.71, pp. 42-50.

Combarieu O., 1988. Amélioration des sols par inclusions rigides verticales. Application à l'édification de remblais sur sols médiocres. *Revue Française de Géotechnique,* vol. 74, pp. 42-50.

Combarieu O., 2007. Remblais sur sol compressible et inclusions rigides. Amélioration de l'approche du dimensionnement. *Révue française de géotechnique,* vol.132, pp. 45-54.

Combarieu O., Gestin F., Pioline M., 1994. Remblais sur sols améliorés par inclusions rigides : premiers chantiers. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées,* vol.191, pp. 55-61.

Combarieu O., Frossard A., 2003. Amélioration des sols des berges de la Loire par inclusions rigides pour stabiliser les remblais d'accès d'un poste à quai. ***In:*** *Vanicek I., Barvinek R., Bohac J., Jettmar J., Jirasko D., Salak J. Eds. Proc. of the 13th European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (XIII ECSMGE), 25-29 août 2003, Prague. Rotterdam : Balkema, 2003, pp 625-630.*

Cortlever N. G., Gutter H. H., 2002. Design of double track railway Bidor-Rawang on AuGeo Piling System according to BS8006 and PLAXIS numerical analysis. *In: Proc. of the 4th Int. Conf. on Ground Improvement Techniques*, 26-28 mars 2002, Kuala Lumpur, Malaisie.

Demerdash M. A., 1996. An experimental study of piled embankments incorporating geosynthetic basal reinforcement. *Thèse de doctorat de l'university of Newcastle-upon-Tyne.*

Dolzhenko N., 2002. Etude expérimentale et numérique de modèle réduit bidimensionnel du creusement d'un tunnel. Développement d'une loi de comportement spécifique. *Thèse de doctorat de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon.*

Filz G. M., Smith M. E., 2006. Design of bridging layers in geosynthetic-renforced, column-supported embankments. *V.06-CR12, Virginia Transportation Research Council 48.*

Forsman J., Honkala A., Smura M., 1999. Hertsby case: a column stabilized and geotextile reinforced road embankment on soft subsoil. *In: Proc. of Dry Mix Method for Deep Stabilization, 1999, Stockholm.* pp 263-268.

Gangakhedkar R., 2004. Geosynthetic reinforced pile supported embankments. *Thèse de doctorat de l'university of Florida in partial fulfillment of the requirements for the degree of master of engineering florida, university of florida.*

Ganier J., 2001. Modèles physiques en géotechnique : état des connaissances et évolutions récentes. *In: CFMS Ed. Proc. of the Int. Conf. Albert Caquot, 1ère Conférence Coulomb, Paris*.

Guerin N., 1996. Approche expérimentale et numérique du comportement du ballast des voies ferrées. T*hèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.*

Guido V. A., Knueppel J. D., Sweeney M. A., 1987. Plate loading test on geogrid reinforced earth slabs. *In: Proc. of Geosynthetics'87, New Orleans, USA, février 1987. St Paul, MN, USA : Industrial Fabrics Association International*.

Habib P., 1989. Similitudes et essais sur modèles réduits : validité de la modélisation. *Revue Française de Géotechnique* Revue, vol. 48, pp. 35-41.

Habib H. A. A., Brugman M. H. A., Uijting B. G. J., 2002. Widening of Road N247 founded on a geogrid reinforced mattress on piles. *In: DELMAS S., GOURC J.P. Eds. Proc. of the 7th Int. Conf. on Geosynthetics, 22-27 septembre 2002, Nice. Lisse, Pays-Bas : Swets & Zeitlinger, 2002,* pp 369-372.

Han J., Huang J., Porbaha J., 2004. 2D Numerical Modeling of a constructed geosynthetic-reinforced embankment over deep mixed columns. *Foundation engineering (GSP 131).*

Han, J. M. Gabr M. A., 2002. Numerical Analysis of Geosynthetic-Reinforced and Pile-Supported Earth Platforms over Soft Soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* vol.128, pp.44-53.

Handy R. L., 1985. The arch in arching. *Journal of Geotechnical Engineering,* vol.50, pp.302-317.

He C., Lou X.M., Xiong J.-H., 2006. Arching effect in Piled embankments. *ASCE 2006*, pp. 270-277.

Hewlett W. J., Randolph M. F., 1988. Analysis of piled embankment. *Ground Engineering,* vol.21, issue 3, pp.12-18.

Holmberg S., 1978. Bridge approaches on soft clay supported by embankment piles. *Journal of Geotechnical Engineering, 1978*, vol. 10, n° 1, pp 77-89.

Holtz R. D., Massarsch K. R., 1976. Improvement of the stability of an embankment by piling and reinforced earth. *In: Proc of the 6th European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ECSMFE), Vienne.* pp 473-478.

Horgan G. J., Sarsby R. W., 2002. The arching effect of soils over voids incorporating geosynthetic reinforcement. *In: Delmas S., Gourc J.P. Eds. Proc. of the 7th Int. Conf. on Geosynthetics, 22-27 septembre 2002, Nice. Lisse, Pays-Bas : Swets & Zeitlinger, 2002,* pp. 373-378.

James R. G., 1972. Some aspects of soil mechanics model testing. *In: PARRY R. H. G. Ed. Proc.of Stress-strain behaviour of soils. Roscoe Memorial Symposium*, pp. 417-440.

Jenck O., 2005. Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales. Modélisation physique et numérique. *Thèse de doctorat de l'INSA de Lyon:* p.383.

Jenck O., Dias D., Kastner R., 2007. Two dimensional physical and numerical modeling of a pile supported earth platform over soft soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering,* vol.133, issue 3, pp. 295-305.

John N. W. M., 1987. Geotextiles, New York : Blackie, Chapman & Hall.

Jones C. J. F. P., Lawson C. R., Ayres D. J., 1990. Geotextile reinforced piled embankments. *In : DEN HOEDT Ed. Proc. of the 4th Int. Conf. on Geotextiles Geomembranes and related Products, Den Haag, Pays-Bas. Rotterdam : Balkema*, vol 1, pp.155-160.

Kempfert H. G., Stadel M., Zaeske D., 1997. Berechnung von geokunststoffbewehrten Tragschichten über Pfahlelementen. *Bautechnik* , vol.12, pp.818-825.

Kempfert H. G., Zaeske D., Alexiew D., 1999. Interactions in reinforced bearing layers over partially supported underground. *In: Proc. of the 12th European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (12th ECSMGE), 7-10 juin 1999, Amsterdam, Pays-Bas. Rotterdam : Balkema, 1999,* vol. 3, pp. 1527-1532.

Kempfert H. G., Zaeske D., Alexiew D., 2004. German recommendations for reinforced embankments on pile-similar elements. *In: Proc. of the 3rd European Geosynthetics Conf. (Eurogeo3), 1-3 mars 2004, Munich,.* vol. 1, pp. 279-284.

Kempton G., Russell D., Pierpont N. D., Jones C. J. F. P., 1998. Two- and threedimensional numerical analysis of the performance of piled embankments. *In: ROWE, R.K. Ed. Proc. of the 6th Int. Conf. on Geosynthetics, 25-29 mars 1998, Atlanta, USA. Roseville, USA: Industrial Fabrics Association International,* pp. 767-772.

Koscielny M., Briançon L., Dias D., 2007. Synthèse Benchmark1, branche 1, thème 1&4 Projet National A.S.I.R.I – Thème 1, p.38.

Lambrechts J. R., Ganse M. A., Layhee C. A., 2003. Soil mixing to stabilize organic clay for I-95 widening, Alexandria, VA. *In: JOHNSON L. F., BRUCE D. A., BYLE M. J. Eds. Proc. of the 3rd Int. Specialty Conf. on Grouting and Ground Treatment (Grouting 2003), 10– 12 février 2003, New Orleans, Louisiana, USA. Reston, USA : ASCE*

Laurent Y., Simon B., Dias D., Kastner R., 2003. A 3D finite difference analysis of pavements over pile reinforced soft soil. *In: Vermeer P. A., Schweiger h., Karstunen M., Cudny M. Eds. Proc. of the Int. Workshop on Geotechnics of Soft Soils - Theory and Practice, Noordwijkerhout, Pays-bas. Essen : Verlag Glückauf.*

Liausu P., Pezot B., 2001. Renforcement de sols mous par colonnes à module contrôlé. *In: Publication committee of the XV ICSMGE Ed. Proc. of the 15th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 27-31 août 2001, Istanbul. Amsterdam : Balkema, 2001,* pp 1613-1618.

Lin K. Q., Wong I. H. Use of deep cement mixing to reduce settlements at bridge approaches. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1999,* vol. 125, n° 4, pp 309-320.

Liu H. L. Charles W. W. N., Fei K., 2007. Performance of a geogrid reinforced and pile supported highway embankment over soft clay: Case study. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering,* vol.133, issue 12, pp.1483-1493.

Love J., Milligan G., 2003. Design methods for basally reinforced pile-supported embankments over soft ground. *Ground Engineering,* vol.33, issue 3, pp. 39-43.

Low B. K., Tang S. K., Choa V., 1994. Arching in piled embankments. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering,* vol.120, issue 11, pp.1917-1938.

Luong M. P., 1984. Aspects expérimentaux du comportement rhéologique des sols. *Institut de Mécanique de Grenoble*

Magnan J. P., 1994. Methods to reduce the settlement of embankments on soft clay: a review. *In: Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments. ASCE Geotechnical Special Publication,* pp. 77-91.

Mandel J., 1962. Essais sur modèles réduits en mécanique des terrains. Etude des conditions de similitude. *Revue de l'industrie Minérale,* vol.44, pp. 611-620.

Mankbadi R., Mansfield J., Wilson-Fahmy R., Hanna S., Krstic V. Ground improvement utilizing Vibro-Concrete Columns. *In: TURNER J. P, MAYNE P. W. Eds. Proc. of GeoSupport Conference 2004, 29-31 janvier 2004, Orlando, Florida, USA.*

Marston A., Anderson A. O., 1913. The theory of loads on pipes ditches and tests of cement and clay drain tile and sewer pipes. *Iowa Engineering Experiment Station Armes, 1913, Bull. 31.*

McKelvey III J. A., 1994. The anatomy of soil arching. *Geotextiles and Geomembranes,* vol. 13, n° 5, pp. 317-329.

Naughton P. J., 2007. The significance of critical height in the design of piled embankments. *Soil improvement (GSP 172).*

Naughton P. J., Kempton G. T., 2005. Comparison of analytical and numerical analysis design methods for piled embankments. *In: Anderson J. B., Phoon K. K., Smith E., Loehr J. E. Eds. In Proc. of Geo-Frontiers 2005, 24-26 janvier 2005, Austin, USA. Reston, USA : ASCE, 2005.*

Jenck O., Daniel D., Richard K., 2007. Two-Dimensional Physical and Numerical Modeling of a Pile-Supported Earth Platform over Soft Soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v*ol.133, issue 3, pp. 295-305.

Pinto A., Falcão J., Pinto F., Ribeiro J. M., 2005. Ground improvement solutions using jet grouting columns. *In: Proc. of the 16th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE), 12-16 septembre 2005, Osaka, Japon. Rotterdam : Millpress, 2005,* Vol. 3, pp 1249-1252.

Plomteux C., Porbaha A., Spaulding C., 2004. CMC foundation system for embankment support — A case history. *In: TURNER J. P, MAYNE P. W. Eds. Proc. of the GeoSupport Conference 2004, 29–31 janvier 2004, Orlando, Florida, USA.*

Quigley P., O'Malley J., Rodgers M., 2003. Performance of a trial embakment constructed on soft compressible estuarine deposits at Shannon, Ireland. *In: Vermeer P. A., Schweiger H., Karstunen M., Cudny M. Eds. Proc. of the Int. Workshop on Geotechnics of Soft Soils - Theory and Practice,, Noordwijkerhout, Pays-bas. Essen : Verlag Glückauf,*pp.619-624.

Rault, G., Thorel, L., Garnier, J., 2006. Modélisation physique de fondations et d'ouvrages maritimes. *Mécanique et Industries*. ISSN 1296-2139. vol.**7**, pp223-230.

Reid W. M., Buchanan N. W., 1984. Bridge approach support piling. *In: Proc. of the Conf. on Advances in Piling and Ground Treatment, 1984, Londres. Londres : Thomas Telford, 1984,* pp 267-274.

Reinaldo V. M., Shao Y., 2005. Geogrid-reinforced and pile-supported roadway embankment. *Foundation engineering*, vol.131.

Rogbeck Y., Gustavsson S., Soedergren I., LIindquist D., 1998. Reinforced piled embankments in Sweden - Design aspects. *In: ROWE R.K. Ed. Proc. of the 6th Int. Conf. on Geosynthetics, Atlanta. Roseville, USA: Industrial Fabrics Association International,* pp.755-762.

Russell D., Naughton P. J., Kempton G., 2003. A new design procedure for piled embankments. *In: Proceedings of the 56th Canadian Geotechnical Conference and 2003 NAGS Conference,* pp. 858-865.

Russell D., Pierpoint N., 1997. An assessment of design methods for piled embankments. *Ground Engineering,* vol.10, pp.39-44.

Shen S.L., Chai J.C., Hong Z.S., Cai F.X., 2005. Analysis of field performance of embankments on soft clay deposit with and without PVD-improvement. *Geosynthetics and Geomembranes,* vol.26, issue 6, pp.163-485.

Shen W. Y., Chow Y. K., Yong K. Y., 2000. Practical method for settlement analysis of pile groups. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering,* vol.126, issue 10, pp.890-897.

Smith M. E., Filz G., 2007. Axisymmetric numerical modeling of a unit cell in geosynthetic-reinforced, column-supported embankments". *Geosynthetics International,* vol.14, issue 1, pp.13-22.

Svanø G., Ilstad T., Eiksund G., Want A., 2000. Alternative calculation principle for design of piles embankments with base reinforcement. *In: Finnish Geotechnical Society Ed. Proc. of the 4th Int. Conf. of Ground Improvement Geosystem (4th GIGS), 7-9 juin 2000, Helsinki.*

Terzaghi K., 1943. Theoretical soil mechanics. *John Wiley & sons. NY*

Van Eekelen D. J. M., Bezuijen A., Oung O., 2003. Arching in piled embankments experiment and design calculation."*Literature review. CO511920/01*, pp.889-894

Wang H., Huang X., 2004. Centrifuge model test and numerical analysis of embankment widening on soft ground. *In: SINHA K. C., FWA T. F., CHEU R. L., LEE D.-H. Eds. Proc. of Transportation Engineering, 26-28 mai 2004, Beijing, Chine.* pp 548-553.

Weber J. D., 1971. Les applications de la similitude physique aux problèmes de la mécanique des sols. *Paris: Eyrolles, Gauthier-Villard, 1971.*

Wong S. C., Poulos H. G., 2001. Performance of various piled embankment systems. *In: Proc. of the 5th Int. Conf. on Deep Foundation Practice incorporating Piletalk, Singapour, 4-6 avril 2001. Singapour : CI Premier, 2001,* pp. 395-401.

Wood H. J., 2003. The design and construction of pile-supported embankments for the A63 Selby Bypass. *In: NEWSON T. A. Ed. Proc. of the BGA Int. Conf. on Foundations : Innovations, Observations, Design and Practice, Dundee, Ecosse, Londres : Thomas Telford*. pp. 941-950.

Yu C., Liu S. Y., Ji T. Y., 2006. Study on the performance of the reinforced piled embankment. *ASCE 2006*.

Zanziger H., Gartung E., 2002. Performance of a geogrid reinforced railway embankment on piles. *In: DELMAS S., GOURC J.P. Eds. Proc. of the 7th Int. Conf. on Geosynthetics, 22-27 septembre 2002, Nice. Lisse, Pays-Bas : Swets & Zeitlinger, 2002,* pp 381-386.