



HAL
open science

Comportement sous chargement cyclique des massifs de sol renforcés par inclusions rigides : expérimentations en laboratoire et modélisation numérique

Moustafa Houda

► **To cite this version:**

Moustafa Houda. Comportement sous chargement cyclique des massifs de sol renforcés par inclusions rigides : expérimentations en laboratoire et modélisation numérique. Géotechnique. Université Grenoble Alpes, 2016. Français. NNT : 2016GREAI103 . tel-01684167

HAL Id: tel-01684167

<https://theses.hal.science/tel-01684167>

Submitted on 15 Jan 2018

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

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

THÈSE

Pour obtenir le grade de

DOCTEUR DE L'UNIVERSITÉ DE GRENOBLE

Spécialité : **MATERIAUX, MECANIQUE, GENIE CIVIL,
ELECTROCHIMIE**

Arrêté ministériel : 7 août 2006

Présentée par

Moustafa HOUDA

Thèse dirigée par **Fabrice EMERIAULT**
Co-encadrée par **Orianne JENCK**

Préparée au sein du **Laboratoire Sols, Solides, Structures-Risques**
dans **l'École Doctorale IMEP2**

Comportement sous chargement cyclique des massifs de sol renforcés par inclusions rigides : expérimentation en laboratoire et modélisation numérique

Thèse soutenue publiquement le **22 Janvier 2016**,
devant le jury composé de :

M. Richard KASTNER

Professeur émérite, INSA de Lyon, Président du jury

M. Luc THOREL

Directeur de recherche, IFSTTAR, Rapporteur

M. Olivier DECK

Professeur, Université de Lorraine, Rapporteur

M. Philippe GOTTELAND

Directeur Technique de la Recherche adjoint, FNTP, Examineur

M. Laurent BRIANCON

Maître de conférences, INSA de Lyon, Examineur

M. Stéphane BRULÉ

Ingénieur géotechnicien, MENARD, Examineur

M. Fabrice EMERIAULT

Professeur, INP Grenoble, Directeur de thèse

Mme Orianne JENCK

Maître de conférences, Université Joseph-Fourier, Co-encadrant



REMERCIEMENTS

Il me sera très difficile de remercier tout le monde car c'est grâce à l'aide de nombreuses personnes que j'ai pu mener cette thèse à son terme.

Ce manuscrit rassemble le fruit de trois ans de travaux de recherche menés au sein de l'équipe GéoMécanique du Laboratoire 3SR en collaboration avec la Fédération Nationale des Travaux Publics.

J'adresse tout d'abord mes sincères remerciements et ma profonde reconnaissance à Fabrice Emeriault et Oriane Jenck, directeur et co-encadrante de thèse pour leur encadrement tout au long de ces travaux. Ce fut une véritable chance pour moi de pouvoir travailler à leur côtés et l'encadrement qu'ils m'ont prodigué a toujours été très agréable, positif et constructif. Leur soutien, leurs encouragements et leur ouverture ont fait de ces trois années une période dont je garderai un souvenir plaisant.

Merci à l'ensemble des membres du jury pour leur intérêt envers ce sujet de thèse, et plus particulièrement à Monsieur Luc Thorel et Monsieur Olivier Deck qui ont accepté la charge de rapporteur.

Je tiens également à remercier les membres de mon comité scientifique de thèse pour l'intérêt qu'ils ont porté à ce travail et pour les remarques constructives qu'ils ont fait sur mon projet de thèse.

Je remercie chaleureusement tous mes collègues du laboratoire pour leur accueil, leur aide et leur soutien, et plus particulièrement mes collègues doctorants. Tous m'ont permis de travailler dans d'agréables conditions. Un spécial merci à mon ami, collègue et voisin, Ahmad.

Je remercie également toutes les personnes qui m'ont permis d'oublier momentanément le travail dans des soirées, repas, sport ou autres : Abdallah, Rodaina, Ahmad, Hachem, Noha, Donia, Mohamed, Hassan, Eleni, Audrey, Benjamin, Gustave, Florent, Victoria, Emma, Kenza, Abed. . .

Mention spéciale à Arige ! Je voudrais te dire merci pour ton soutien pendant mes périodes de doutes et pour les multiples encouragements répétés.

Ces remerciements ne peuvent s'achever, sans une pensée pour ma première fan : ma mère. Sa présence et ses encouragements sont pour moi les piliers fondateurs de ce que je suis et ce que je fais.

Mes derniers remerciements vont à mon père qui a tout fait pour m'aider, qui m'a soutenu et surtout supporté dans tout ce que j'ai entrepris.

J'en oublie certainement encore et je m'en excuse.

*À mes parents,
et à tous ceux et celles que je ne nomme pas, mais qui se reconnaîtront.*

RESUME

Une des méthodes les plus populaires et largement utilisée pour l'amélioration des sols compressibles est la technique d'inclusions rigides verticales qui constitue une alternative intéressante aux techniques plus traditionnelles telles que le pré-chargement, la mise en place de drains verticaux, le remplacement du sol en place, etc.

Le Projet National ASIRI (Amélioration du Sol par Inclusions Rigides) a permis d'apporter des réponses sur le comportement de cette technique de renforcement et d'établir des recommandations de dimensionnement et de réalisation. Celui-ci comprend un volet expérimental (expérimentations en vraie grandeur, modèles physiques réduits à 1g, études en chambre d'étalonnage) et un volet numérique. Cependant, les recommandations publiées par ASIRI sont limitées aux cas de chargement monotone. Pourtant, différents cas de structures sous chargement cyclique sont couramment rencontrés dans la pratique: chargement des vagues sur les structures offshore, force du vent, charge sismique, la charge de trafic, remplissage et vidange de réservoirs, chargement et déchargement des zones de stockage... Cela nécessite alors de comprendre le comportement sous chargement cyclique et/ou dynamique de ces ouvrages.

Ce travail de thèse constitue une contribution à la compréhension du comportement de ce type d'ouvrage, et s'intéresse plus particulièrement à la modélisation des mécanismes qui se développent dans le matelas de transfert de charge lors d'un chargement cyclique vertical quasi-statique. Il se fait suivant deux approches complémentaires :

- Expérimentale : par des essais sur un nouveau modèle physique réduit tridimensionnel à 1g et à l'échelle 1/10^{ème},
- Numérique : par la modélisation numérique tridimensionnelle en milieu continu utilisant le logiciel FLAC^{3D}.

Dans un premier temps, le travail expérimental réalisé nous a permis d'étudier le comportement de cette technique de renforcement sous chargement monotone et cyclique mettant en œuvre la méthode de corrélations d'images. La modélisation physique réalisée nous a permis d'étudier l'influence de l'épaisseur de la plateforme de transfert de charge granulaire et des conditions aux limites (cas remblai/cas dallage).

Dans un deuxième temps, les résultats expérimentaux nous ont servi comme une base de données pour la validation d'un modèle numérique en milieu continu. La première étape de la modélisation numérique consiste à valider un modèle numérique à la même échelle réduite du modèle physique. La validation de l'approche de modélisation numérique à échelle réduite nous a permis, dans une deuxième étape, de réaliser une étude paramétrique afin de déterminer l'influence des différents paramètres sur le comportement du système.

Mots-clés : Amélioration des sols, Inclusions rigides, Plateforme de transfert de charge, Chargement cyclique, Modélisation physique, Corrélation des images, Modélisation numérique

ABSTRACT

One of the most popular and widely used methods for soft soil improvement is the reinforcement using vertical rigid inclusions. It constitutes an interesting alternative to the other traditional techniques such as preloading, vertical drains, replacing soil etc...

The national French project ASIRI (Amélioration du Sol par Inclusions Rigides) allowed to provide answers about the behavior of this technique and to establish recommendations for design and construction. It included an experimental part (full-scale, 1g physical model experiments and calibration chamber studies) and a numerical part. However, the recommendations established by ASIRI are limited to the case of monotonic loading. Yet, various cases of structures under cyclic loading are commonly encountered in practice: waves loading on offshore structures, wind strength, seismic load, traffic load, filling and emptying of tanks, loading and unloading of storage areas... This then requires the understanding of the behavior of this technique under cyclic and/or dynamic loading.

The work done in this thesis constitutes a contribution to understanding the behavior of this type of structures, and is particularly interested in modeling the mechanisms that develop in the load transfer mattress under a quasi-static vertical cyclic loading . Two complementary approaches have been followed:

- Experimental: by performing experimental tests using a new 1g tridimensional physical model with a scale factor of 1/10,
- Numerical: by performing numerical tridimensional simulations in a continuous media using the software FLAC^{3D}.

At first, the experimental work has allowed us to study the behavior of this reinforcement technique under monotonic and cyclic loading implementing the digital image correlation method. A parametric study performed with the physical modeling allowed us to study the influence of the granular load transfer platform (LTP) and the boundary conditions (presence of a rigid slab at the surface of the LTP).

Secondly, the experimental results have served as a database for the validation of a numerical model in continuous medium. The first step of the numerical modeling is to validate a numerical model at the same reduced scale of the physical model. The validation of the numerical modeling approach at the reduced scale allowed us in a second step to perform a parametric study in order to determine the influence of different parameters on the behavior of the system.

Key-words: Soil reinforcement, Rigid inclusions, Load transfer platform, cyclic loading, Physical modelling, Digital image correlation, Numerical modelling

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS	2
RESUME	4
ABSTRACT	5
TABLE DES MATIERES	6
NOTATIONS.....	10
CHAPITRE I - Contexte et motivations.....	15
1.1 Introduction.....	16
1.2 Présentation de la technique de renforcement des sols par inclusions rigides 16	
1.2.1 Principe de fonctionnement	16
1.2.2 Domaines d'application.....	18
1.2.3 Problématique spécifique au chargement cyclique.....	19
1.3 Objectifs et organisation de la thèse.....	20
CHAPITRE II – Eléments bibliographiques.....	22
2.1 Introduction.....	23
2.2 Les travaux de recherche expérimentaux sur sol renforcé par inclusions rigides	23
2.2.1 Comportement sous chargement monotone	23
2.2.2 Comportement sous chargement cyclique	26
2.2.2.1 Modèles physiques tridimensionnels à 1g.....	26
2.2.2.2 Modèles physiques tridimensionnels en centrifugeuse.....	31
2.2.2.3 Essais sur chantier	36
2.2.3 Synthèse sur les travaux de recherche expérimentaux existants.....	38
2.3 Comportement des sols sous chargement cyclique.....	39
2.3.1 Sols granulaire	39
2.3.2 Sols cohérents	41
2.4 Travaux de recherche numériques sur sol renforcé par inclusions rigides.....	42

2.4.1	Sous chargement monotone.....	43
2.4.2	Sous chargement cyclique.....	44
2.4.3	Synthèse sur les modélisations numériques existantes.....	53
CHAPITRE III – Présentation du dispositif expérimental.....		54
3.1	Introduction.....	55
3.2	Prototype de référence.....	55
3.2.1	Description du site expérimental Chelles	55
3.2.2	Règles de similitude.....	56
3.3	Conception du modèle physique réduit 1G	58
3.3.1	Objectifs du développement du modèle réduit tridimensionnel.....	58
3.3.2	Description du modèle physique réduit	58
3.3.3	Système de chargement	61
3.4	Matériaux mis en œuvre dans le modèle réduit	63
3.4.1	La plateforme de transfert de charge	63
3.4.1.1	Choix du matériau.....	63
3.4.1.2	Essais de caractérisation.....	64
3.4.2	Sol compressible.....	67
3.4.2.1	Choix du sol compressible analogique	67
3.4.2.2	Essais de caractérisation.....	68
3.5	Outils d'exploitation.....	70
3.5.1	Instrumentation	70
3.5.1.1	Capteurs de force.....	71
3.5.1.2	Tassomètres	72
3.5.1.3	Capteurs de pression dans la dalle.....	73
3.5.2	Analyse par imagerie.....	74
3.5.2.1	La corrélation d'images en géomécanique	74
3.5.2.2	Equipement pour l'acquisition d'images	75
3.5.2.3	Principe de la méthode de « Particle Image Tracking » et du logiciel « Tracker »	75

3.5.2.4 Méthodologie et choix des paramètres.....	77
3.5.2.5 Correction des résultats.....	78
3.6 Protocole expérimental	79
3.7 Programme des essais.....	81
CHAPITRE IV – Analyse des résultats expérimentaux.....	85
4.1 Introduction.....	86
4.2 Analyse détaillée de l’essai monotone M_D100	86
4.2.1 Instrumentation de la zone centrale	86
4.2.1.1 Mesures de force.....	86
4.2.1.2 Tassements à l’interface sol compressible / PTC.....	90
4.2.2 Analyse du champ de déplacement dans la PTC par traitement d’images numériques	91
4.2.2.1 Champ de déplacement total	92
4.2.2.2 Champ de déplacement vertical	93
4.2.2.3 Champ de déplacement horizontal.....	94
4.2.3 Conclusion partielle	95
4.3 Etude de l’influence d’un chargement cyclique : analyse détaillée de l’essai C1_D100	96
4.3.1 Instrumentation de la zone centrale	96
4.3.1.1 Mesures de force.....	96
4.3.1.2 Tassements à l’interface sol compressible / PTC.....	98
4.3.2 Analyse du champ de déplacement dans la PTC par traitement d’images numériques	101
4.3.3 Conclusion partielle.....	105
4.4 Etude de l’influence de la séquence de chargement sous le chargement cyclique.....	105
4.4.1 Etude de l’influence de préchargement du système (PTC de 100mm) 105	
4.4.1.1 Instrumentation de la zone centrale.....	106
4.4.1.2 Analyse du champ de déplacement dans la PTC par traitement d’images numériques.....	109
4.4.1.3 Conclusion partielle.....	110

4.4.2	Etude de l'influence de niveau de chargement cyclique (PTC de 50mm)	111
4.5	Etude de l'influence de la hauteur de la plateforme de transfert de charge...	112
4.5.1	Essais sous chargement monotone	112
4.5.1.1	Mesures de force.....	112
4.5.1.2	Tassements à l'interface sol compressible / PTC.....	114
4.5.1.3	Analyse du champ de déplacement dans la PTC par traitement d'images numériques.....	114
4.5.2	Essais sous chargement cyclique	115
4.5.2.1	Mesures de force	115
4.5.2.2	Tassement à l'interface sol compressible / PTC	117
4.5.2.3	Analyse du champ de déplacement dans la PTC par traitement d'images numériques.....	118
4.5.3	Conclusion partielle.....	120
4.6	Etude de l'influence des conditions aux limites.....	120
4.6.1	Essais sous chargement monotone	121
4.6.1.1	Mesures de force	121
4.6.1.2	Tassements à l'interface sol compressible / PTC.....	122
4.6.2	Essais sous chargement cyclique	123
4.6.2.1	Mesures de force	123
4.6.2.2	Tassement à l'interface sol compressible / PTC.....	125
4.6.3	Conclusion partielle.....	127
4.7	Conclusions	127
CHAPITRE V – Présentation du modèle numérique.....		130
5.1	Introduction.....	131
5.2	Modèle numérique	131
5.2.1	Géométrie et maillage.....	131
5.2.2	Paramètres des interfaces.....	133
5.2.3	Procédure de chargement.....	134
5.3	Choix des modèles de comportement et calibration des paramètres.....	135

5.3.1	Inclusion rigide.....	135
5.3.2	Sol compressible.....	136
5.3.3	Plateforme de transfert de charge.....	137
5.4	Conclusion.....	141
CHAPITRE VI – Analyse des résultats numériques.....		142
6.1	Introduction.....	143
6.2	Modélisation numérique des essais expérimentaux.....	143
6.2.1	Essais avec dallage et H =100mm.....	143
6.2.1.1	Essai monotone M_D100.....	143
6.2.1.2	Essais cycliques C1_D100 et C2_D100.....	146
6.2.2	Essais sans dallage et H =100mm.....	151
6.2.2.1	Essai monotone M_R100.....	151
6.2.2.2	Essais cycliques C1_R100 et C2_R100.....	153
6.2.3	Conclusion partielle.....	156
6.3	Etudes paramétriques.....	157
6.3.1	Influence du renforcement par inclusions rigides.....	157
6.3.1.1	Sous chargement monotone.....	157
6.3.1.2	Sous chargement cyclique.....	157
6.3.2	Influence de la hauteur de la PTC pour le cas sans dallage.....	158
6.3.2.1	Sous chargement monotone.....	158
6.3.2.2	Sous chargement cyclique.....	160
6.3.3	Influence du taux de recouvrement α	161
6.3.3.1	Sous chargement monotone.....	161
6.3.3.2	Sous chargement cyclique.....	162
6.3.4	Conclusion.....	165
Conclusion générale et perspectives.....		167
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....		173

NOTATIONS

A_p	Surface occupée par l'inclusion
A_s	Surface totale de l'air d'influence d'une inclusion rigide
A_0	Paramètre du prototype
A_m	Paramètre du modèle
A^*	Facteur d'échelle associé à la grandeur A
CC	Coefficient de corrélation (corrélation d'images)
$CD1, CD2$ et $CD3$	Capteurs de déplacement à l'interface sol compressible / PTC
CFT_i	Capteur de force en tête de l'inclusion n°i
$CP1$ et $CP2$	Capteurs de pression dans la dalle
Cc	Indice de compression
Cs	Indice de gonflement
c'	Cohésion effective
$D1, D2$ et $D3$	Tassements du sol compressible
d	Diamètre des inclusions
d_x	Déplacement horizontal total (corrélation d'images)
d_y	Déplacement vertical total (corrélation d'images)
d_{50}	Diamètre moyen des particules de sol
E	Efficacité ou module d'Young
E^*	Facteur d'échelle sur le module d'Young
E_{cycl}	Efficacité sous chargement cyclique
E_{stat}	Efficacité sous chargement statique
E_m	Efficacité moyenne ou module d'Young moyen
EPC	Capteur de pression (essai sur chantier d'Okay et Briançon, 2012)
e	Indice des vides
e_0	Indice des vides initial

e_{max}	Indice des vides maximal
e_{min}	Indice des vides minimal
Ft_i	Force en tête de l'inclusion n°i
Ft_m	Force moyenne en tête des inclusions
F_{mn}	Force maximale non équilibrée
f	Fréquence du chargement cyclique
f_v	Fraction volumique des billes de polystyrènes dans le sol analogique
G	Module de cisaillement
G_{ref}	Module élastique de cisaillement (modèle CY-soil) de référence
g	Gravité terrestre
g^*	Facteur d'échelle sur la pesanteur
H	Hauteur de la plateforme de transfert de charge
H_{sc}	Hauteur du sol compressible
I_D	Indice de densité
K	Module de compressibilité
K_n	Rigidité normale de l'interface
K_s	Rigidité de cisaillement de l'interface
L^*	Facteur d'échelle sur les longueurs
L_1	Position des pixels dans un motif (corrélation d'images)
M	Paramètre du modèle Cam Clay
N	Nombre de cycles
$P1$ et $P2$	Pressions dans la dalle
P_1	Pression de référence pour le modèle Cam Clay
P_c	Pression du cap (modèle CY-soil)
P_{c0}	Pression de préconsolidation

P_{ref}	Pression de référence (modèle CY-soil)
Q	Force totale appliquée à la surface du matelas
Q_p	Force transférée vers la tête de l'inclusion
q	Déviateur
R_f	Rapport de rupture (modèle CY-soil)
r_0	Position d'un pixel (corrélation d'images)
S^*	Facteur d'échelle sur la surface
s	Espacement entre-axe des inclusions
T	Capteur de tassement (essai sur chantier d'Okay et Briançon, 2012)
T^*	Facteur d'échelle sur le temps
u	Déplacement horizontal d'un corps en mouvement rigide (corrélation d'images)
u^*	Facteur d'échelle sur le déplacement
v	Déplacement vertical d'un corps en mouvement rigide (corrélation d'images)
W	Poids propre du matelas
α	Taux de recouvrement
β, m et α_1	Paramètres du modèle CY-soil
δ_x	Déplacement horizontal incrémental (corrélation d'images)
δ_y	Déplacement vertical incrémental (corrélation d'images)
Δz_{min}	La plus petite largeur de la zone adjacente dans la direction normale à l'interface
Δ_w	Tassement du sol compressible pour les essais en centrifugeuse
ε^*	Facteur d'échelle sur la déformation
ε_1	Déformation axiale
Φ^*	Facteur d'échelle sur l'angle de frottement
Φ_f	Angle de frottement ultime (modèle CY-soil)

Φ'_{palier}	Angle de frottement effectif au palier de la courbe triaxiale
Φ'_{pic}	Angle de frottement effectif au pic de la courbe triaxiale
ρ^*	Facteur d'échelle sur la masse volumique
ν	Coefficient de Poisson
ν^*	Facteur d'échelle sur le coefficient de Poisson
ν_λ	Coefficient de Poisson ou volume spécifique (modèle de type Cam Clay)
ρ_d	Masse volumique sèche
ρ_{dmin}	Masse volumique sèche minimale
ρ_{dmax}	Masse volumique sèche maximale
ρ_{SC}	Masse volumique du sol compressible
ρ_{PTC}	Masse volumique de la PTC
ψ	Angle de dilatance
ψ_f	Angle de dilatance ultime (modèle CY-soil)
κ	Pente de la droite de déchargement – rechargement (modèle de type Cam Clay) ou facteur de réduction de l'efficacité
λ	Pente de la droite de consolidation normale (modèle de type Cam Clay)
σ^*	Facteur d'échelle sur la contrainte
σ_c	Amplitude du chargement cyclique
σ'_c	Contrainte de confinement
σ'_p	Contrainte de préconsolidation
\emptyset_c	Diamètre du chapeau du capteur de force en tête de l'inclusion
\emptyset_g	Diamètre des gravillons constituant la PTC
θ	Angle de rotation d'un corps en mouvement rigide (corrélation d'images)

CHAPITRE I - Contexte et motivations

1.1 Introduction

Le besoin croissant pour le développement d'infrastructures amène souvent les ingénieurs à concevoir et dimensionner des projets de construction sur des sols compressibles. L'application d'un chargement externe à la surface du sol compressible introduit des grandes déformations totales et différentielles. Ces déformations doivent être limitées pour maintenir la stabilité, la durabilité, et le bon fonctionnement des ouvrages concernés. Parmi les différentes méthodes de renforcement de sols compressibles, la technique de renforcement par inclusions rigides verticales s'est particulièrement développée depuis plusieurs années. Elle constitue une alternative intéressante aux techniques plus traditionnelles et un bon compromis entre la réduction des tassements effectifs et celle des coûts de construction (Magnan, 1994).

1.2 Présentation de la technique de renforcement des sols par inclusions rigides

1.2.1 Principe de fonctionnement

La figure 1.1 illustre le principe de fonctionnement de la technique de renforcement par inclusions rigides. Elle consiste à mettre en place un réseau d'inclusions à travers l'horizon compressible afin de transférer les charges appliquées à la surface vers un horizon plus rigide par le développement d'un effort de pointe et de frottement négatif le long des inclusions. Cette technique de renforcement est différente de la technique classique de fondation sur pieux car les inclusions rigides ne sont pas reliées directement à la superstructure : les inclusions sont recouvertes au-dessus d'une couche de matériau granulaire appelée « Plateforme de Transfert de Charge » ou PTC. Cette couche permet de transférer partiellement par « effet de voûte », phénomène décrit par Tezaghi, 1943, les charges aux têtes d'inclusion, permettant ainsi la réduction et l'homogénéisation des tassements à la surface. Le développement de voûtes dans la PTC suppose que cette dernière ait une épaisseur et une résistance au cisaillement suffisantes pour la formation de cet « effet de voûte ». Une nappe géosynthétique peut éventuellement être intercalée à la base du matelas, contribuant au report de charges vers la tête des inclusions rigides par effet membrane.

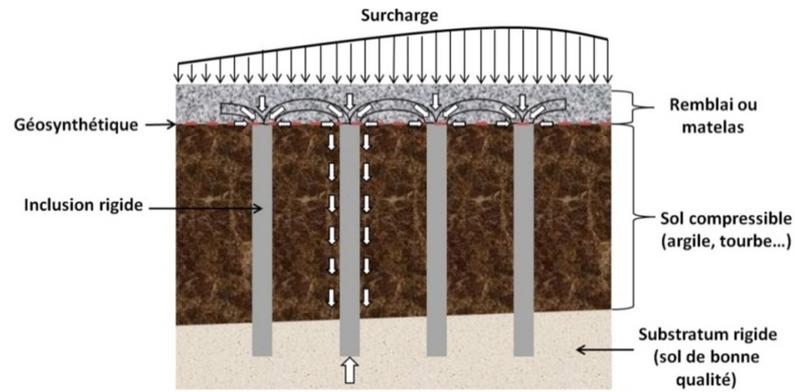


Figure 1.1 Principe de fonctionnement du renforcement par inclusions rigides

Dans cette technique de renforcement de sols, il faut distinguer deux types d'ouvrage :

- Les ouvrages de type « dallage », pour lesquels une dalle rigide est intercalée entre la PTC et la structure, ce qui introduit une répartition sensiblement uniforme des tassements et donc une répartition non-uniforme de charge à la surface de la PTC. Pour ce type d'ouvrage la PTC est généralement granulaire afin d'en augmenter les propriétés mécaniques et surtout celles en cisaillement. L'épaisseur de la PTC dans ce type d'ouvrage est faible par rapport à l'entraxe des inclusions.
- Les ouvrages de type « remblai » qui introduisent une répartition quasi uniforme de charge à la surface de la PTC et donc une répartition non-uniforme des tassements à la surface de la PTC. Pour ce type d'ouvrage les mécanismes de transfert de charge peuvent se développer sur une grande épaisseur au-dessus du sol compressible. Si cette épaisseur est suffisante, les tassements différentiels au sein du remblai sont nuls à partir d'une certaine altitude. Le niveau qui correspond à cette épaisseur est appelé plan d'égal tassement supérieur.

Différents types d'inclusions rigides peuvent être utilisées (Briançon, 2002). Elles peuvent être préfabriquées (inclusions métalliques, inclusions bois, inclusions en béton armé ou précontraint, etc.) ou construites in situ (inclusions forées, inclusions en béton armé battues, colonnes à module contrôlé, jet grouting, soil mixing, etc.). Les inclusions sont généralement ancrées dans un substratum plus rigide. Des dalles (pile caps) peuvent être ajoutées aux têtes d'inclusion contribuant ainsi à l'augmentation du taux de recouvrement α défini comme le rapport entre la surface occupée par l'inclusion A_p sur la surface totale de son aire d'influence A_s (Figure 1.2).

$$\alpha = \frac{A_p}{A_s}$$

Équation 1

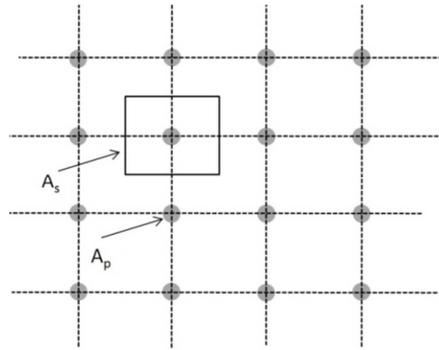


Figure 1.2 Vue en plan d'un réseau d'inclusions

Le taux de recouvrement est un paramètre très important de renforcement. Son choix influence, d'une part l'efficacité de cette technique, et d'autre part le temps et le coût de construction de l'ouvrage. Sa valeur courante sur les chantiers, selon Briançon et al., 2004, varie de 2 % à 24 % selon la compressibilité du sol support.

L'efficacité E du système est définie, suivant Hewlett et Randolph, 1988, comme étant le rapport entre la force Q_p transférée vers la tête de l'inclusion rigide, sur la force totale $Q + W$ appliquée sur la zone d'influence de cette dernière (Figure 1.3).

$$E = \frac{Q_p}{Q+W}$$

Équation 2

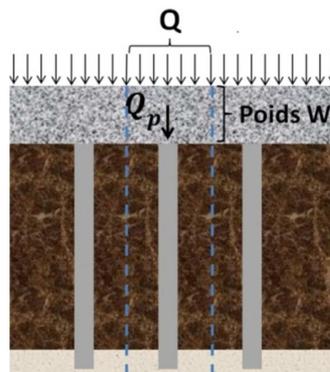


Figure 1.3 Calcul de l'efficacité

L'analyse des résultats expérimentaux et numériques réalisés dans le cadre de cette thèse sera fait notamment en termes d'efficacité E et du déplacement à l'interface sol compressible / PTC.

1.2.2 Domaines d'application

En réduisant la compressibilité du sol et en augmentant sa capacité portante, le renforcement par inclusions rigides peut permettre une économie de pieux et d'un plancher porté. Cette technique est utilisée d'une manière croissante et a connu une grande évolution depuis les années 70.

Elle trouve une application dans tous les domaines de la construction : bâtiments de logements, bâtiments industriels et commerciaux (Dias et al., 2015, Pinto et al., 2005, Liauzu et Pezot, 2001), ouvrages d'art (Rault et al., 2006), remblais routiers (Van Eekelen et al., 2014, Liu et al., 2007, Heitz, 2005, Wang et Huang, 2004, Combarieu et Frossard, 2003), remblais ferroviaires (Alexiew et Vogel, 2002), réservoirs de stockage (Okay et Briançon, 2012), éoliennes (Haza-Rosier et al., 2013) etc. Le domaine d'application du procédé s'étend à l'ensemble des sols compressibles. À partir de la compressibilité initiale du sol, la densité du renforcement est adaptée en fonction des déformations admissibles pour l'ouvrage à construire afin d'assurer son intégrité tout au long de la période de construction, puis au cours de sa durée de vie. Le renforcement de sol par inclusions rigides présente l'avantage de diminuer de manière très efficace les tassements sous charge.

La contrepartie de cette efficacité est la nécessité de prendre en compte les effets des points durs créés par les inclusions sur la structure.

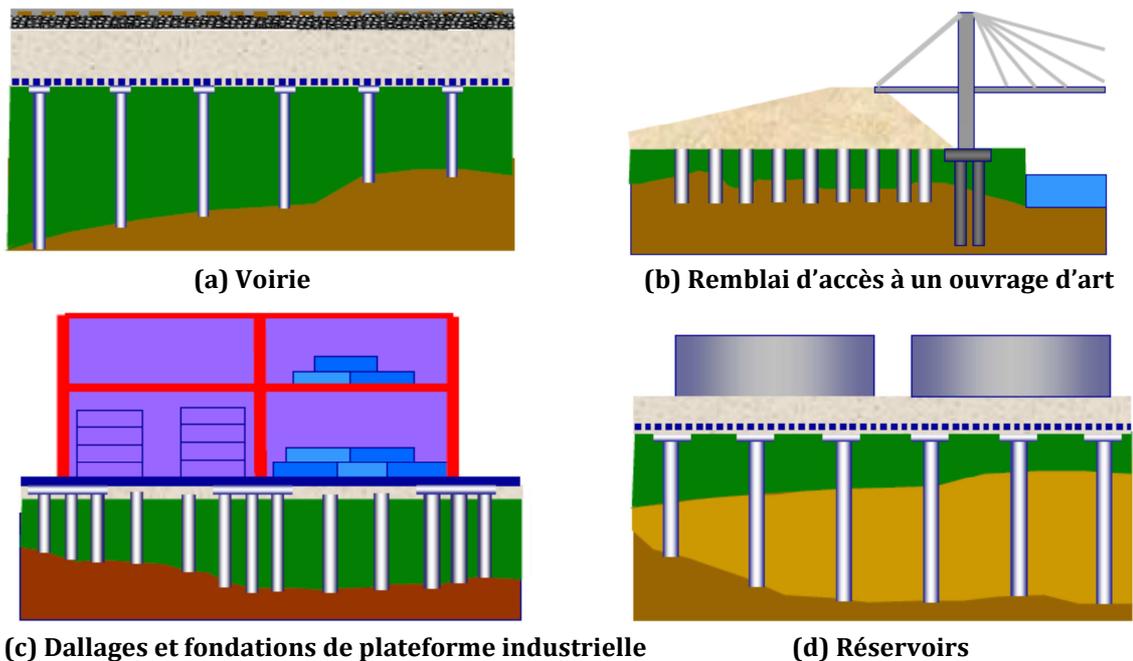


Figure 1.4 Domaines d'application (Briançon, 2002)

1.2.3 Problématique spécifique au chargement cyclique

Dans la technique d'amélioration des sols par inclusions rigides verticales, un certain nombre de mécanismes sont identifiés dans le cas du chargement monotone des ouvrages, ceux-ci permettant le bon fonctionnement de l'ouvrage, i.e. la réduction des tassements, en particulier différentiels (Briançon et Simon, 2011 ; Briançon et al., 2009 ; Nuñez et al., 2008). Dans le cas d'un matelas granulaire construit sur un sol compressible renforcé par inclusions rigides verticales, on identifie par exemple la formation de zones de transfert de charge vers les têtes d'inclusion, pilotée par des mécanismes de cisaillement au sein du milieu granulaire. Cette technique de renforcement est utilisée pour la construction d'ouvrages soumis à différents types de chargement cyclique horizontal (sismique ou

action des vagues sur les structures offshore) et vertical avec une fréquence (ou un nombre de cycles sur la durée de vie de l'ouvrage) plus ou moins importante. En effet, la problématique à étudier change suivant la fréquence de la sollicitation cyclique appliquée. Pour le cas d'un chargement cyclique quasi-statique tel que le chargement-déchargement de réservoirs de stockage (Okyay et Briançon, 2012), le sol compressible a suffisamment de temps pour se consolider par rapport au cas d'une sollicitation cyclique dynamique et rapide tel que le chargement du trafic (Heitz, 2005).

Or, le comportement de cette technique sous chargement cyclique n'a pas été suffisamment investigué (comme on le verra dans le chapitre bibliographique). On peut ainsi s'interroger sur l'évolution des mécanismes de transfert de charge dans la PTC lors d'un chargement cyclique. Le cas des matelas de transfert de charge, d'épaisseur limitée, avec ou sans dalle, semble être un cas particulièrement problématique et sera étudié dans cette thèse.

1.3 Objectifs et organisation de la thèse

La technique de renforcement des sols par inclusions rigides verticales comporte différents éléments en interactions complexes. Des études expérimentales, modèles physiques réduits et essais en vraie grandeur, et des études numériques, avec une approche milieu continu ou milieu discret, ont préalablement été menées afin d'étudier le comportement de ces ouvrages. En France, le projet national ASIRI a été lancé en 2005 afin de délimiter le champ d'application de cette technique et d'établir des règles communes pour la conception, l'exécution et le contrôle des ouvrages sur inclusions rigides verticales. Il a mené en 2012 à la publication des « Recommandations ASIRI » (IREX 2012). Cependant, ce projet de recherche n'a pas véritablement abordé le cas des ouvrages sous chargement cyclique couramment rencontrés dans la pratique et peu étudiés jusqu'à présent.

L'objectif de cette thèse est d'améliorer la compréhension du comportement des ouvrages en sol renforcé par inclusions rigides sous chargement cyclique vertical de type quasi-statique et particulièrement celui de la plateforme de transfert de charge granulaire. Ce travail de recherche comporte deux aspects complémentaires : « Expérimentations en laboratoire » et « Modélisation numérique », afin d'établir une base de données expérimentale précise et relativement complète utilisée dans un deuxième temps pour la validation d'un modèle numérique en milieu continu.

Le présent mémoire est organisé en 6 chapitres.

Le présent chapitre permet de présenter le contexte et les objectifs de la thèse. Il contient une présentation du principe de fonctionnement de la technique d'amélioration des sols par inclusions rigides verticales et ces domaines d'application. Y est également présentée la problématique spécifique reliée au chargement cyclique et les objectifs visés par la thèse. Ce chapitre montre que la question du comportement cyclique de cette technique reste ouverte et justifie le sujet de thèse.

Le chapitre II est une étude bibliographique synthétisant l'ensemble des travaux de recherche expérimentaux et numériques menés pour l'analyse du comportement sous chargement cyclique du renforcement par inclusions rigides verticales ainsi que les éléments de réponse apportés par ces derniers sur l'évolution des mécanismes et la pérennité du renforcement. Cette partie nous montre que les études, expérimentales et numériques, réalisées afin d'étudier le comportement cyclique de cette technique restent insuffisantes.

Le dispositif expérimental conçu durant le travail de thèse et les outils d'exploitation et d'analyse des résultats sont présentés dans le chapitre III. Les différents capteurs mis en œuvre et la technique d'analyse par imagerie utilisée sont détaillés. Les matériaux utilisés dans le modèle réduit ainsi que leurs caractéristiques sont également présentés. Cette partie inclut le protocole expérimental mis au point et suivi pendant tous les essais ainsi que le programme des essais réalisés.

Le chapitre IV est focalisé sur les résultats expérimentaux obtenus lors des essais réalisés sur le modèle réduit ainsi que sur leur analyse et leur interprétation. Une étude de l'influence, sous chargement monotone et cyclique, de l'épaisseur de la plateforme de transfert de charge et de la présence d'une dalle rigide à sa surface est également présentée dans ce chapitre. Les résultats expérimentaux montrent, sous chargement cyclique, une différence de comportement en termes de tassement du sol compressible et de transfert de charge vers la tête des inclusions pour les deux cas avec et sans dalle.

Le chapitre V aborde l'aspect numérique de l'étude en présentant le modèle numérique tridimensionnel défini ainsi que la calibration des paramètres des modèles de comportement choisis à partir des résultats d'une campagne d'essais de laboratoire.

Au chapitre VI, les résultats obtenus par la modélisation numérique sont présentés, analysés, interprétés et confrontés aux résultats expérimentaux. Des études paramétriques menées sur le modèle numérique tridimensionnel sont également présentées. Cette partie montre que le modèle numérique décrit dans le chapitre V est capable de représenter l'évolution des tassements et de l'efficacité du système sous chargement monotone et cyclique.

Enfin, ce mémoire se clôture par des conclusions et des perspectives.

CHAPITRE II - Éléments bibliographiques

2.1 Introduction

Ce chapitre bibliographique vise à présenter les différents travaux de recherche expérimentaux et numériques sur le comportement de la technique de renforcement de sol par inclusions rigides, sous chargement monotone et cyclique verticaux. On présente également les objectifs des expérimentations ainsi que quelques résultats intéressants. On note que les références bibliographiques, surtout sous chargement cyclique, n'ont pas subi une grande évolution dans les dernières années. Cela peut être lié, en France, notamment à une fin de cycle de valorisation des travaux du projet national ASIRI.

Les travaux de recherche expérimentaux sont présentés au début. Une synthèse des modèles physiques réduits abordant le cas du chargement monotone est présentée dans un premier temps. Ensuite, vu leur faible nombre dans la littérature et leur relation avec la problématique étudiée dans notre thèse, les travaux expérimentaux tridimensionnels, qu'ils soient sous gravité terrestre ou en centrifugeuse, et les essais en vraie grandeur, consacrés au cas du chargement cyclique vertical sont présentés et analysés en détails.

Le comportement de sols, granulaires et cohérents, sous chargement cyclique et les modèles de comportement existants adaptés à ce type de chargement sont par suite présentés.

La dernière partie de ce chapitre est dédiée à la présentation des différents modèles numériques mis en œuvre dans la littérature pour simuler le comportement des massifs renforcés par inclusions rigides, sous chargement monotone et cyclique, ainsi que les modèles de comportement utilisés. Dans cette partie, les modèles numériques qui ont abordés la problématique du chargement cyclique vertical sont présentés d'une manière détaillée.

2.2 Les travaux de recherche expérimentaux sur sol renforcé par inclusions rigides

2.2.1 Comportement sous chargement monotone

Des études expérimentales sur la technique d'amélioration de sols par inclusions rigides ont préalablement été menées afin de comprendre l'influence des paramètres géométriques et géotechniques sur l'évolution des mécanismes de transfert de charge dans le matelas granulaire et éventuellement pour le développement des méthodes analytiques de dimensionnement de ce type d'ouvrages sous chargement monotone. En France, la plupart de ces études ont été effectuées au travers du projet national ASIRI lancé en 2005 (IREX 2012). Certaines de ces études ont été menées avec des modèles physiques réduits bidimensionnels (Antoine, 2010 ; De Pasquale, 2010 ; Chen et al., 2008 ; Jenck, 2005 ; Horgan et Sarsby, 2002). La figure 2.1 présente le modèle de Jenck, 2005. Des expérimentations sur modèles réduits tridimensionnels ont également été menées par Van Eekelen et al., 2012, Eskisar et al., 2012, Dinh, 2010, Kempfert et al., 1999, Demerdash,

1996. La figure 2.2 présente le modèle de Van Eekelen et al., 2012. Cependant, la plupart de ces travaux de recherche ont été effectués avec un nombre limité d'inclusions (de une à quatre inclusions), ce qui induit une influence importante des effets de bords sur les résultats expérimentaux obtenus.

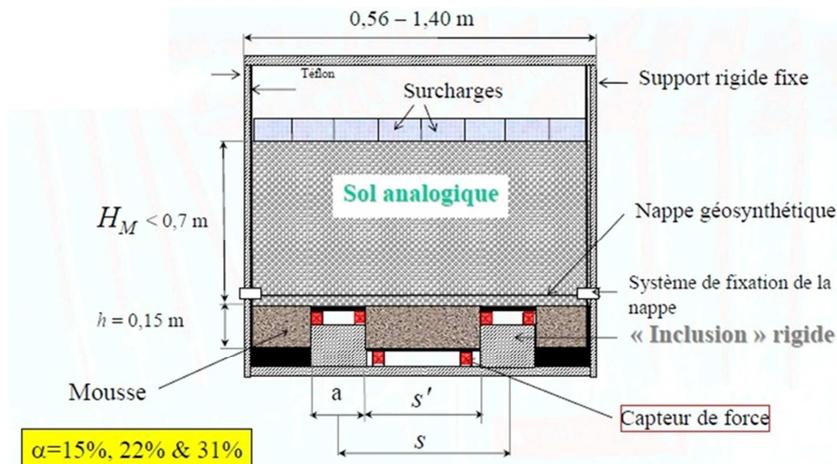


Figure 2.1 Modèle réduit bidimensionnel de Jenck, 2005

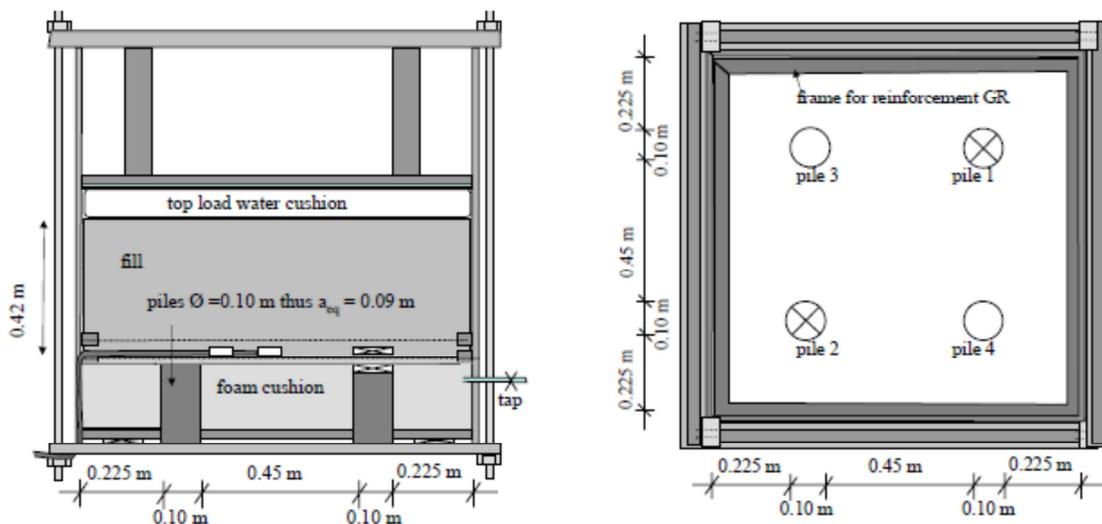


Figure 2.2 Modèle réduit tridimensionnel de Van Eekelen et al., 2012

Afin d'obtenir le même niveau de contrainte dans le modèle que dans le prototype, un certain nombre de recherches ont été effectuées en centrifugeuse. Très peu ont été réalisées avec des modèles à deux dimensions (Barchard, 2002). La plupart des études dans la centrifugeuse ont été réalisées sur des modèles réduits tridimensionnels (Blanc et al., 2013 ; Baudouin, 2010 ; Ellis et al., 2009). En effet, les résultats obtenus avec la modélisation en centrifugeuse peuvent être extrapolés quantitativement au cas des structures réelles. Cependant, dans la plupart des travaux réalisés dans la centrifugeuse, le sol support sous la plateforme de transfert de charge granulaire n'existe pas physiquement, le tassement de la PTC est alors simulé par le contrôle du déplacement vertical d'un plateau mobile situé au-dessous de la PTC.

D'autres travaux ont été réalisés dans le but de visualiser les mécanismes prenant place à l'intérieur de la PTC. La plupart de ces travaux ont été réalisés sur des modèles réduits bidimensionnels. Certains de ces modèles ont suivi la déformation du remblai à travers une vitre latérale en colorant les différentes couches du remblai (Chen et al., 2008 ; Horgan et al., 2002 ; Low et al., 1994 ; Hewlett et al., 1988), et quelques autres ont mesuré les champs de déplacement à l'intérieur de la PTC par la méthode de corrélation d'images numériques (DIC) (Jenck et al., 2014 ; Antoine, 2010 ; Jenck et al., 2007). Eskişar et al., 2012 ont développé un modèle tridimensionnel et évalué l'effet de voûte par une méthode non destructive de tomographie à rayons X, des images en 3D des voûtes dans la PTC ont été visualisées en détail pour la première fois (cf. figure 2.3). Pourtant, ce modèle a été fait avec un très petit facteur d'échelle sur les longueurs, en utilisant un nombre limité d'inclusions (quatre inclusions) avec un plateau mobile à la place du sol compressible.

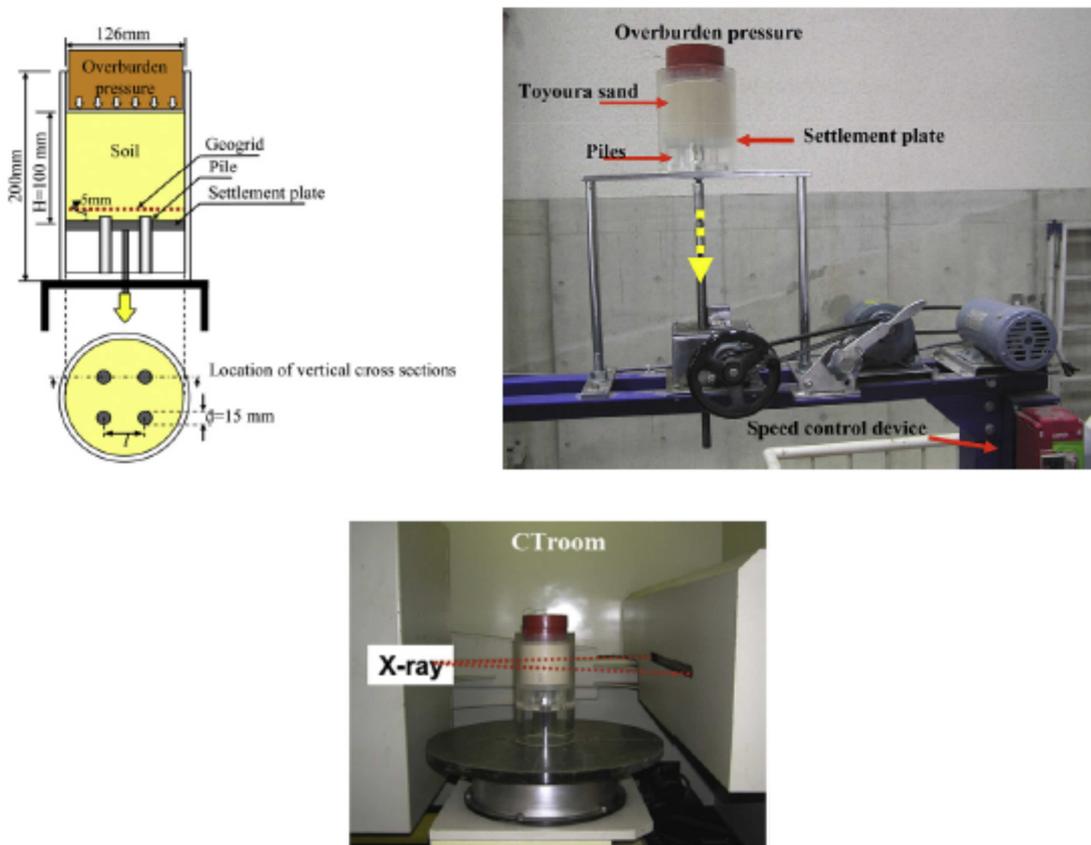


Figure 2.3 Modèle réduit d'Eskişar et al., 2012

A partir de l'ensemble des travaux expérimentaux sous chargement monotone, il a été constaté que l'augmentation du taux de recouvrement α , de l'épaisseur de plateforme de transfert de charge et de son angle de frottement favorise le transfert de charge vers la tête des inclusions rigides et diminue le tassement différentiel à la surface du remblai. Les résultats expérimentaux obtenus ont permis également la validation des modèles analytiques et / ou numériques.

2.2.2 Comportement sous chargement cyclique

2.2.2.1 Modèles physiques tridimensionnels à 1g

i. Modèle physique de Dinh, 2010

Dinh, 2010 a proposé un modèle physique réduit tridimensionnel à 1g et à échelle de 1/5 afin d'étudier l'influence du matelas granulaire (hauteur, granulométrie, diamètre équivalent, état de compacité), du taux de recouvrement et des caractéristiques du sol compressible sur le mécanisme de transfert de charge et l'efficacité. Il s'agit d'un modèle cylindrique de diamètre intérieur égal à 550mm, composé d'une seule inclusion rigide dont le diamètre varie entre 82 et 164mm, ce qui permet d'étudier une plage de taux de recouvrement α comprise entre 2,22% et 8,88%. Le sol compressible est un matériau analogue constitué de 70% de sable de Fontainebleau et de 30% de billes de polystyrène (en fraction volumique). La PTC est constituée de sable d'Hostun. La majeure partie des essais réalisés sur ce modèle ont été sous chargement monotone. Un schéma du modèle réduit est donné sur la Figure 2.4.

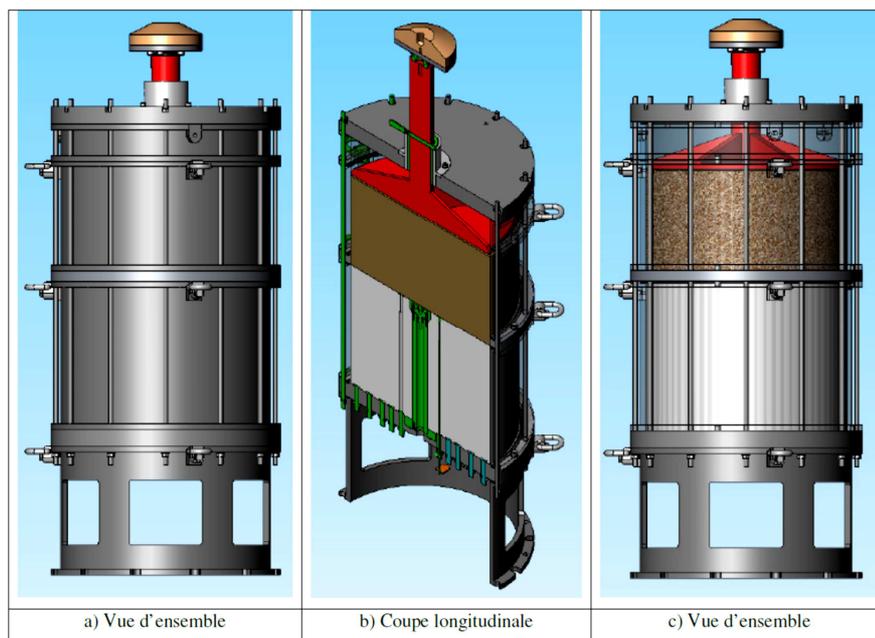


Figure 2.4 Modèle réduit de Dinh, 2010

Dans ce modèle, à part la large campagne réalisée sous chargement monotone (Briançon et al., 2009), deux cycles de charge/décharge ont été appliqués afin d'observer le comportement de la PTC sous chargement cyclique et l'évolution de la valeur de l'efficacité du système mise en évidence sur une phase de charge/décharge/recharge. La hauteur de la PTC choisie pour cet essai est égale à 200mm avec un diamètre d'inclusion égal à 164mm, le taux de recouvrement est alors égale à 8,88%. Pour le premier cycle, il est intéressant de noter la forte évolution entre charge et décharge sur les valeurs de l'efficacité, qui sont significativement plus faibles à la décharge qu'à la charge. La diminution du coefficient d'efficacité en phase de décharge montre le comportement irréversible du matelas. Le coefficient d'efficacité obtenu au deuxième cycle est

légèrement plus faible que ceux obtenus au premier cycle charge/décharge (cf. figure 2.5). Cette remarque est importante pour l'étude du comportement sous un chargement cyclique du matelas et fait partie des motivations du travail de notre thèse qui vise à comprendre et évaluer cette diminution de l'efficacité pour un nombre de cycles supérieure à 2 et pour des amplitudes et des niveaux maximaux de chargement différents.

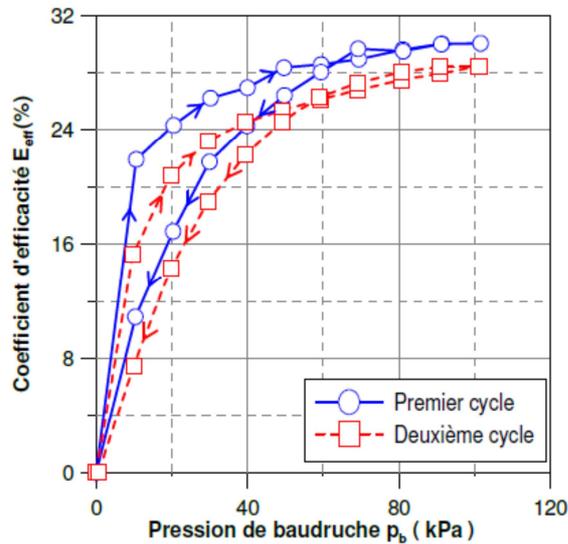


Figure 2.5 Evolution du coefficient d'efficacité sur une phase charge/décharge/recharge pour le premier et deuxième cycle Dinh, 2010

ii. Modèle physique de Heitz et al., 2008

Heitz et al., 2008 ont proposé un modèle physique réduit tridimensionnel à 1g et à échelle de 1/3, afin d'analyser l'influence de la hauteur de la PTC et du renforcement par nappes géosynthétiques sur le transfert de charge, le tassement à la surface et l'efficacité (modèle également utilisé par Heitz, 2005, 2006 ; Heitz et Kempfert, 2007). Ce modèle ne donne pas la possibilité de visualiser les phénomènes depuis l'extérieur. En revanche le modèle de Heitz, 2005 est un modèle 2D appliquant des charges statiques et cycliques et permettant une visualisation par l'extérieur. Le modèle de Heitz et al., 2008 est constitué d'une cuve rigide et de 4 inclusions carrées de diamètre équivalent de 181mm, et d'un espacement $s = 500\text{mm}$. Le taux de recouvrement est de 10,24%. La hauteur de la PTC, notée h , varie entre 0,35 et 1m. Le sol compressible d'hauteur initiale égale à 0,4m est constitué de tourbe. Le chargement extérieur est appliqué à l'aide d'un système hydraulique, composé d'un piston et d'une dalle de chargement. Cela a permis d'appliquer des conditions aux limites type dallage, contrairement au cas de Dinh, 2010. Un schéma du modèle réduit est donné sur la figure 2.6.

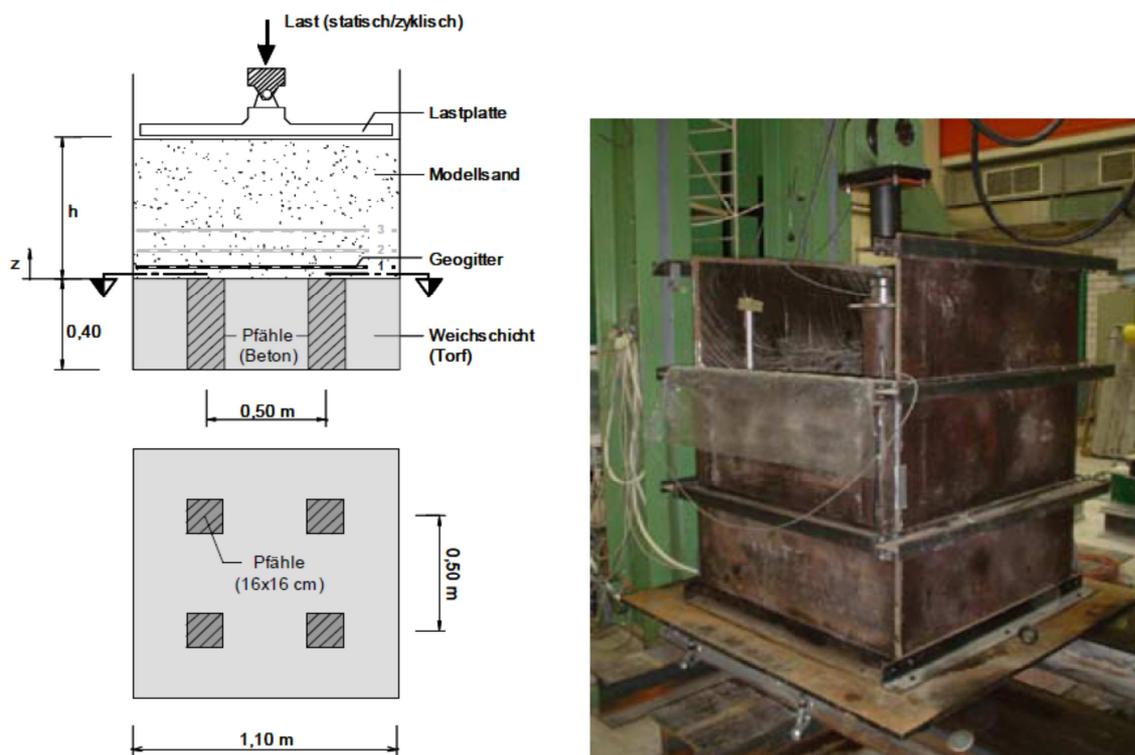


Figure 2.6 Modèle réduit de Heitz et al., 2008

Le chargement cyclique dynamique appliqué dans ce modèle est illustré dans la figure 2.7. Le but est d'étudier l'influence du chargement cyclique dynamique à long terme en appliquant des chargements cycliques de fréquences égales à 1 et 5Hz successivement, avec une amplitude σ_c égale à 20kPa et une charge moyenne de 15kPa. Le choix des fréquences et de l'amplitude des cycles a été fait dans le but de simuler le cas d'une charge dynamique de trafic.

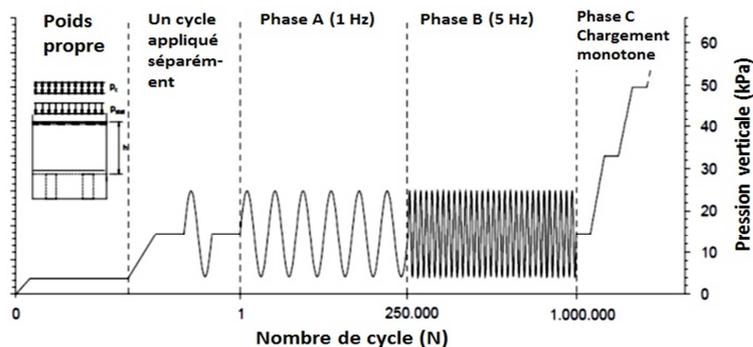


Figure 2.7 Pression en fonction du nombre de cycles

Les figures 2.8 et 2.9 montrent un exemple de résultats de l'évolution de l'efficacité et de la pression appliquées sur le sol compressible au cours des cycles appliqués en surface, obtenus sans renforcement par géogridle. On trouve clairement que l'efficacité, qui avait une valeur initiale de 0,6 pour $h=1m$ et de 0,75 pour $h=0,35m$, chute au cours des 100 à 1000 premiers cycles de la phase A (à 1Hz). Cette chute est plus importante pour des petites épaisseurs de la PTC. Cette diminution est expliquée par les auteurs par une détérioration des voutes dans la PTC durant le chargement cyclique. On observe que

l'augmentation de la fréquence des cycles (phase B) mène à une diminution de l'efficacité et par la suite à une diminution du transfert de charge vers la tête des inclusions. On note également que l'efficacité à la fin de la phase A du chargement cyclique, ne semble pas dépendre de l'épaisseur de la PTC.

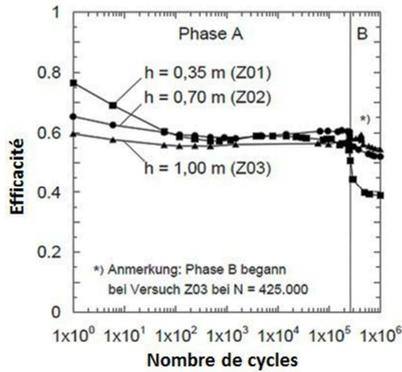


Figure 2.8 Efficacité en fonction du nombre de cycles

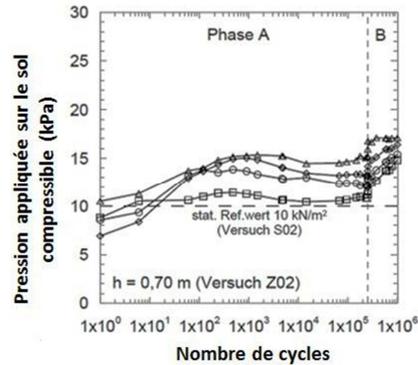


Figure 2.9 Pression sur le sol compressible en fonction du nombre de cycles

Le cas du renforcement par géogrille ne fait pas spécifiquement l'objet de cette étude bibliographique, mais il est intéressant de remarquer, sur la figure 2.10, qu'il permet de stabiliser le système sous chargement cyclique et de réduire les tassements en surface (sous grand nombre de cycles). En effet, la réduction des mécanismes par « effet voûte » dans le matelas sous chargement cyclique et le poinçonnement des inclusions dans le matelas fait considérablement augmenter la déformation dans les géogrilles donc leur mise en tension par effet membrane, ce qui permet d'augmenter le report de charge vers les inclusions.

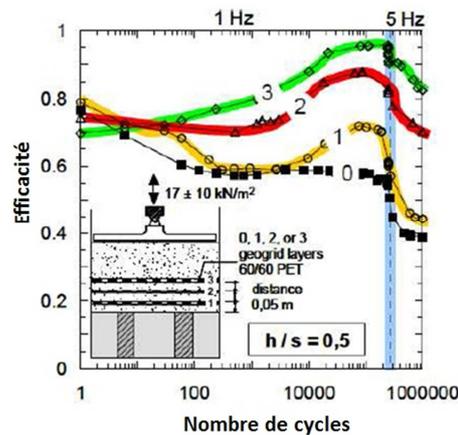


Figure 2.10 Efficacité en fonction du nombre de cycles (avec et sans renforcement par géogrille)

En ce qui concerne l'influence d'un chargement cyclique sur les tassements en surface du matelas (mesurés par le tassement uniforme de la plaque rigide sur laquelle est appliquée le chargement), la figure 2.11 montre que les tassements augmentent continuellement au cours des cycles (sans atteindre de palier) et deviennent très rapidement supérieurs aux tassements obtenus sous chargement statique, même pour un chargement statique

important (jusqu'à 100kPa, alors que le chargement cyclique varie entre 7 et 27 kPa). Les auteurs expliquent cette accumulation du tassement au cours des cycles par la transmission progressive du tassement du sol compressible au cours des cycles vers la surface à travers le matelas. La figure 2.11 montre également que cette accumulation du tassement observée durant le chargement cyclique est plus importante pour des petites épaisseurs de la PTC.

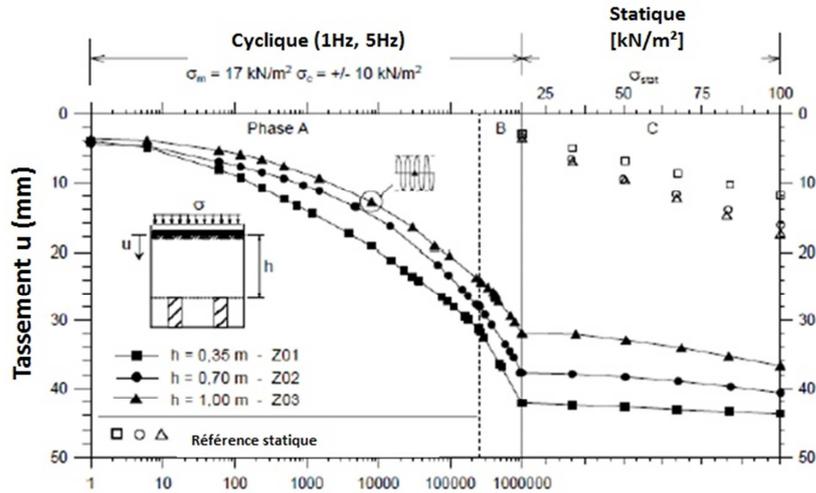


Figure 2.11 Tassement en surface au cours du chargement cyclique pour différentes hauteurs de matelas, comparés au cas de référence statique, d'après Heitz (2006)

Les auteurs introduisent alors un facteur κ de réduction de l'efficacité, rapport entre l'efficacité sous chargement statique et efficacité sous chargement cyclique ($\kappa = E_{stat}/E_{cycl}$) afin d'analyser l'influence des divers paramètres sur la sensibilité au chargement cyclique. La figure 2.12 montre la variation du facteur de réduction de l'efficacité en fonction du rapport h/s (rapport entre la hauteur de la PTC et l'espacement entre les inclusions) après 10^6 cycles, pour différentes amplitudes σ_c (autour d'une charge moyenne de $\sigma_c/2$) et fréquences du chargement cyclique. On observe que le report de charge vers les inclusions est réduit avec : la diminution de la valeur du rapport h/s , l'augmentation de l'amplitude de la sollicitation cyclique (σ_c) et l'augmentation de la fréquence (f). Il est intéressant de noter que les auteurs considèrent que les mécanismes de voûte dans le sol ne peuvent pas se mobiliser pour des valeurs de h/s inférieures à 0,5.

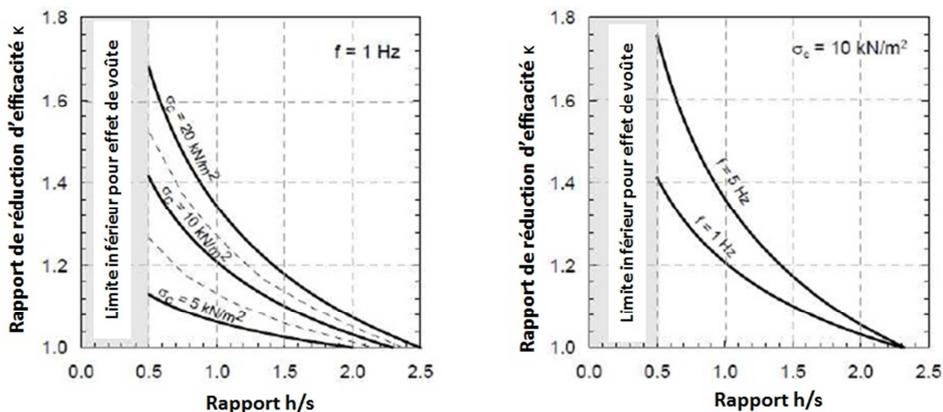


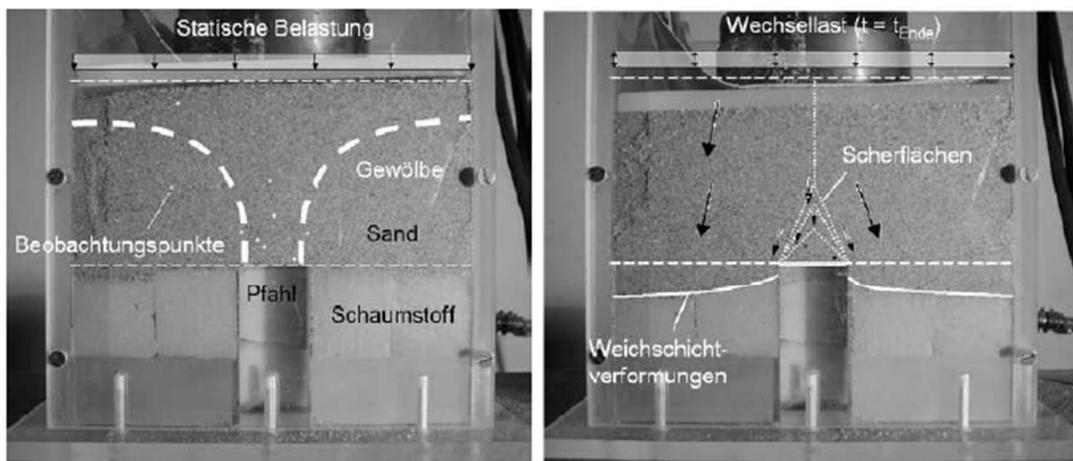
Figure 2.12 Facteur de réduction d'efficacité sous chargement cyclique après 10^6 cycles

Les principales conclusions à retirer du travail de Heitz et al., 2006 et 2008 sont alors les suivantes :

- Une diminution de l'efficacité durant le chargement cyclique, suivie d'une stabilisation après 1000cycles.
- L'augmentation ultérieure de la fréquence introduit une diminution de l'efficacité.
- Une accumulation de tassement durant le chargement cyclique suivant un rythme décroissant, sans arriver à une stabilisation.
- La diminution de l'efficacité et l'accumulation de tassement, observées durant le chargement cyclique, sont plus importantes pour des faibles épaisseurs de la PTC et pour des grandes valeurs d'amplitude des cycles.

Il serait intéressant d'avoir des résultats pour un chargement cyclique quasi-statique, c'est-à-dire pour une fréquence bien plus faible que 1Hz, étant donné que la réduction d'efficacité est fortement liée à la fréquence d'application des cycles.

Afin de comprendre qualitativement les mécanismes qui se développent au sein du matelas granulaire sous chargement cyclique, Heitz et al., 2006 présente quelques photographies d'un modèle réduit de l'ouvrage comportant une face transparente plexiglas, après chargement statique (figure 2.13(a)) et après chargement cyclique (figure 2.13(b)). Pour ce deuxième cas, des surfaces de cisaillement ont pu être identifiées au-dessus de la tête d'inclusion.



(a) Chargement statique

(b) Chargement cyclique. Visualisation de surface de cisaillement (*Scherflächen*)

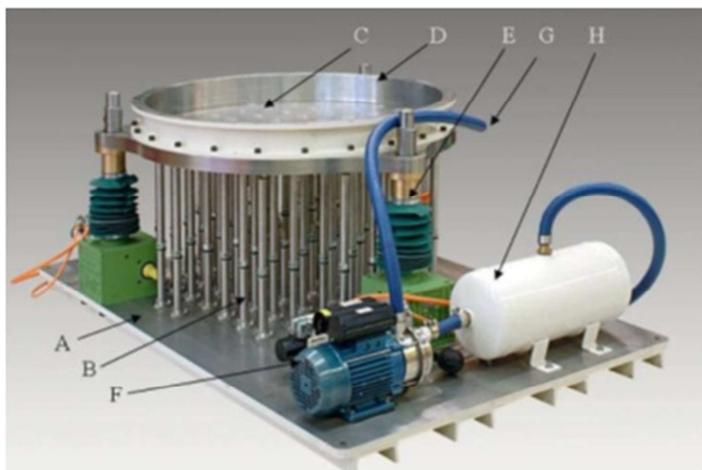
Figure 2.13 Modèle réduit analogique de Heitz et al. (2006)

2.2.2.2 Modèles physiques tridimensionnels en centrifugeuse

L'intérêt d'une étude sur modèle centrifugé, même si d'une mise en œuvre plus complexe qu'un modèle 1g, est qu'elle respecte au mieux les conditions de similitude entre prototype et modèle et que les résultats expérimentaux peuvent alors être quantitativement transposables à un cas réel.

Dans le cadre du projet national ASIRI, une série d'essais sur modèle réduit 3D dans la centrifugeuse du LCPC (IFSTTAR) de Nantes ont été réalisés (Blanc et al., 2014 ; Girout et al., 2014 ; Okyay et al., 2013 ; Morgon, 2010 ; Rault et Thorel, 2009) afin d'étudier les mécanismes de transfert de charge dans les matelas de transfert de charge. Il s'agit d'un modèle réduit spécialement développé afin d'étudier l'influence de la hauteur de la PTC HM, du taux de recouvrement α et de la présence d'un dallage sur le comportement du système sous chargement monotone et cyclique. Il s'agit d'un modèle réduit à une échelle de 1/20 et sous 20g renforcé par une groupe de 61 inclusions rigides cylindriques de diamètre égal à 25mm. La distance entre-axe entre 2 inclusions adjacentes notée s varie entre 72 et 90mm.

Le tassement du sol compressible est simulé par un plateau mobile rigide se déplaçant verticalement à vitesse contrôlée. Ce plateau est perforé par des trous régulièrement espacés qui permettent aux inclusions rigides traversant le plateau de poinçonner le matelas de sol déposé au-dessus. Le chargement est appliqué par un réservoir souple en caoutchouc rempli d'eau. Une interface rigide peut être placée entre le réservoir et le matelas pour simuler le dallage. Un schéma du modèle réduit est donné sur la figure 2.14.



- A - Platelage support
- B - Inclusions rigides
- C - Plateau mobile
- D - Anneau intermédiaire
- E - Vérins électriques
- F - Pompe
- G - Tuyau de vidange
- H - Réserve d'eau additionnelle

Figure 2.14 Modèle réduit d'Okyay et al. (2013)

Une série de chargement cyclique est appliquée, elle correspond à la succession de plusieurs remplissages et vidanges du réservoir en gardant le plateau dans une position fixe. Cela a permis aux auteurs d'appliquer des cycles à différentes valeurs de tassement du sol compressible ce qui correspond à différents niveaux de chargement statique appliqués en surface. Un nombre suffisant de cycles est enchaîné pour permettre de voir les phénomènes associés et comprendre leur influence sur l'efficacité du système. Il s'agit d'un chargement cyclique vertical de type quasi-statique. La figure 2.15 illustre ce chargement.

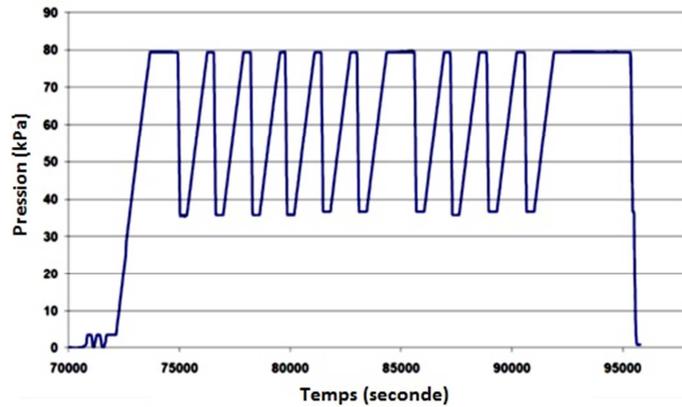


Figure 2.15 Chargement cyclique appliqué

La figure 2.16 présente la procédure d'application des cycles : descentes consécutives du plateau ainsi que l'enregistrement en parallèle de la mesure de l'effort pour chaque remplissage et vidange, jusqu'au pic d'effort maximal final ; on note entre chaque cycle une pause de quelques minutes pour permettre de suivre la stabilisation des efforts.

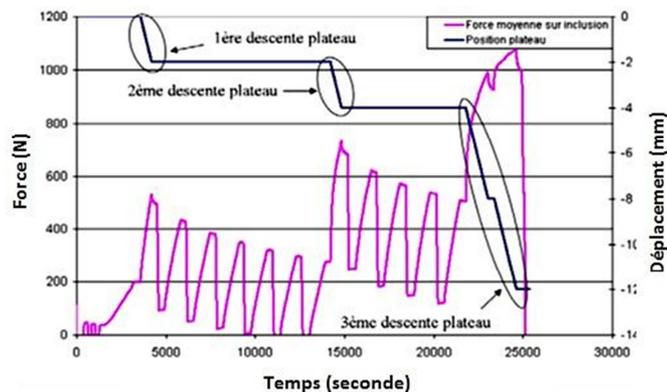


Figure 2.16 Superposition des déplacements du plateau et de l'effort moyen mesuré sur une tête de l'inclusion en fonction du temps pour un essai cyclique avec dallage

On remarque que durant les cycles les efforts sur les inclusions croissent bien avec l'augmentation de la surcharge et à l'inverse décroissent quand celle-ci diminue. On observe que la force appliquée sur la tête de l'inclusion diminue après chaque cycle suivant un rythme décroissant. Les auteurs prévoient que l'application d'une infinité de cycle mène à une stabilisation de la force reprise par les inclusions vers une valeur minimale constante.

Un zoom sur les périodes de stabilisation à charge constante entre chaque cycle, permet d'observer :

- Une diminution d'effort sur les inclusions après remplissage du réservoir.
- Une tendance à l'augmentation de l'effort après le vidage du réservoir.

On constate les mêmes phénomènes pour les deux positions du plateau mobile. C'est alors l'effet des cycles qui est la seule cause de la perte d'effort sur les inclusions et donc de l'efficacité. Ce phénomène, suivant les auteurs peut être la conséquence du réarrangement des grains dans la PTC.

La figure 2.17 permet de comprendre mieux l'évolution de l'efficacité durant l'application des cycles. On observe que le premier cycle produit une forte diminution de l'efficacité (5%). Cette diminution est gardée pour les cycles suivants mais elle s'atténue au fil des cycles. On observe également que l'efficacité durant le déchargement est plus importante que celle calculée durant le chargement.

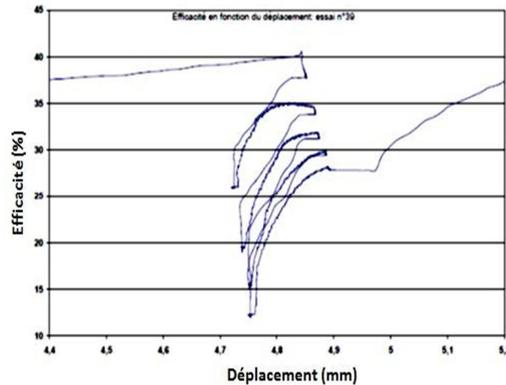
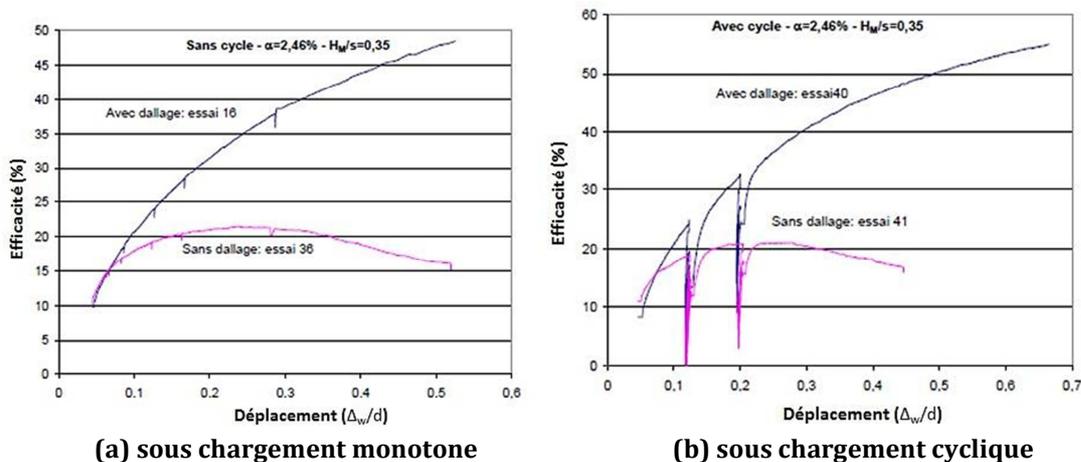


Figure 2.17 Zoom sur la courbe de la figure 2.16

L'influence de la présence d'un dallage sous chargement monotone et cyclique a été également étudiée par les auteurs. Les figure 2.18(a) et (b) présente les courbes de l'évolution de l'efficacité en fonction du tassement du sol compressible Δ_w rapporté au diamètre d de l'inclusion pour des essais sous chargement monotone (a) et cyclique (b) avec un taux de recouvrement de 2,46% et un rapport $H_M/s = 0,35$. Sur la figure 2.18(a) on constate que les deux courbes présentent des allures différentes. Dans le cas avec dallage, la courbe est en constante augmentation alors que la courbe de l'essai sans dallage est écrasée, elle atteint un maximum puis diminue. On peut noter que la présence du dallage induit deux effets sur le système. D'une part, il améliore considérablement l'efficacité pour un tassement donné. Et d'autre part, il augmente fortement la valeur du tassement où l'efficacité est maximale.

Sur la figure 2.18(b) on remarque que l'on soit sous chargement cyclique ou sous chargement monotone, l'allure des courbes de l'efficacité est très similaire. Le chargement cyclique n'influe pas d'une façon remarquable sur le comportement sous chargement monotone ultérieur.



(a) sous chargement monotone (b) sous chargement cyclique
Figure 2.18 Influence du dallage

Des études paramétriques sur la hauteur de la PTC, pour les cas avec et sans dallage, ont été réalisées afin d'apprécier l'effet de cette dernière sur l'efficacité (figure 2.19(a)) et le tassement différentiel du système (figure 2.19 (b)), pour des essais sans dallage sous chargement cyclique avec un taux de recouvrement de 2,46%. La figure 2.19(a) montre que la chute de l'efficacité due au chargement cyclique est plus importante quand la hauteur de la PTC est plus grande. On constate alors que l'augmentation de la hauteur de la PTC entraîne une hausse de l'efficacité pour une surcharge et un tassement déterminés et une augmentation de la valeur du tassement nécessaire pour atteindre une efficacité maximale. La figure 2.19(b) montre que les courbes suivent une même tendance quelle que soit la hauteur du matelas mais avec des pentes différentes. L'accumulation de tassement différentiel à la surface de la PTC est plus importante pour des faibles épaisseurs de cette dernière.

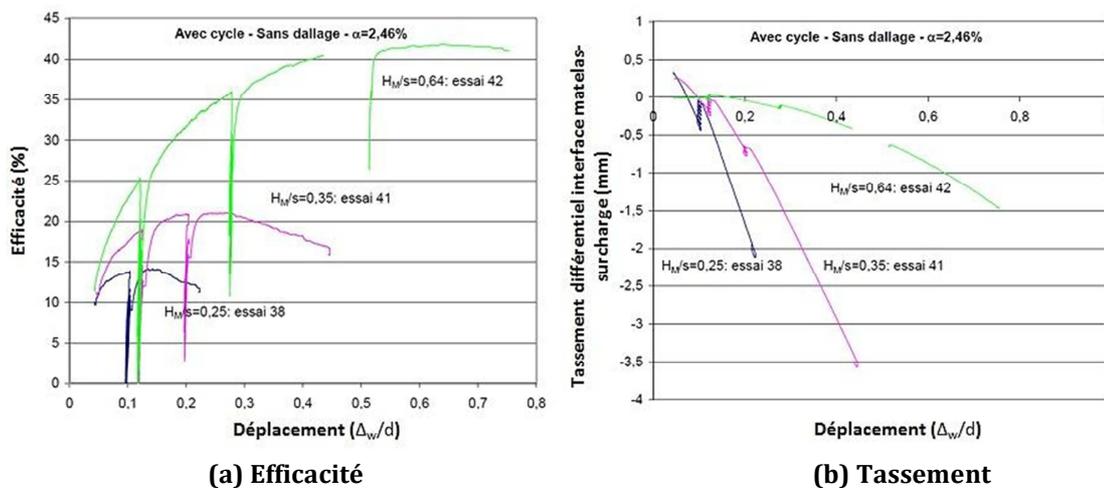
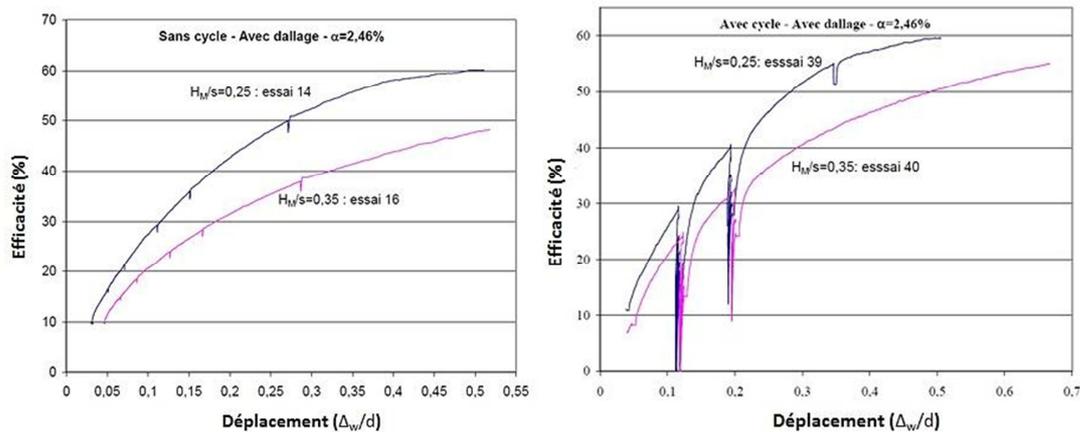


Figure 2.19 Influence de la hauteur du matelas sous chargement cyclique sans dallage

La même démarche est poursuivie pour vérifier l'influence de la hauteur du matelas sur l'efficacité du système de renforcement lorsqu'un dallage est mis en place sous chargement monotone (figure 2.20(a)) et cyclique (figure 2.20(b)). On observe que cette influence est inversée par rapport à celle sans dallage (figure 2.18). En effet, l'augmentation de la PTC en présence du dallage à la surface mène à une diminution de l'efficacité du système et par suite du transfert de charge vers les têtes des inclusions. La figure 2.20(b) montre que le chargement cyclique ne change pas la valeur de l'efficacité lors d'un déplacement ultérieur du sol support et les deux courbes gardent la même allure trouvée pour un chargement monotone.



(a) sous chargement monotone (b) sous chargement cyclique
Figure 2.20 Influence de la hauteur du matelas sur l'efficacité avec dallage

Les principales conclusions à retirer du travail de Morgon, 2010 en centrifugeuse sont synthétisées ci-dessous :

- En absence d'un dallage, l'augmentation de la hauteur de la PTC mène à une augmentation de l'efficacité et une diminution de tassement différentiel sous chargement monotone. Cette influence est inversée pour le cas avec dallage.
- La présence d'un dallage augmente l'efficacité du système.
- Le chargement cyclique mène à une accumulation de tassement et une diminution de l'efficacité, pour le cas sans et avec dallage.
- Le chargement cyclique n'influence pas le comportement du système lors d'un chargement monotone ultérieur, pour le cas sans et avec dallage.
- En absence d'un dallage, la diminution de l'efficacité durant le chargement cyclique est plus importante pour des grandes épaisseurs de la PTC.

2.2.2.3 Essais sur chantier

Les résultats publiés et accessibles concernant des chantiers instrumentés d'ouvrages renforcés par inclusions rigides sous chargement cyclique, sont notamment limités au cas d'une charge dynamique de trafic avec du renforcement en géosynthétique (Van Eekelen et al., 2007 ; Zanziger et Gartung, 2002 ; Alexiew, 2004).

Van Eekelen et al. (2007) ont instrumenté un chantier de route sur sol renforcé par inclusions rigides, aux Pays-Bas. Le remblai a une hauteur de 1,15m et est renforcé à sa base par une géogrille. Les inclusions sont en bois et coiffées de têtes d'inclusion en béton de diamètre 0,3m, espacés de 1,27m. L'instrumentation a permis la mesure, sur plusieurs années, de la pression totale au niveau des têtes d'inclusion, au-dessus (capteurs notés TPct), et au-dessous du renforcement, du déplacement des inclusions, du niveau de la nappe et de la pression interstitielle sous le remblai. La figure 2.21 indique l'évolution des contraintes mesurées au niveau des têtes d'inclusion autour de la période de Noël. Les capteurs étant situés au-dessus du renforcement, ils ne mesurent que l'effet du report de charge par effet de voûte dans le remblai (et non l'effet du géosynthétique). La ligne rouge indique la valeur de pression qui s'appliquerait s'il n'y avait pas de report de charge vers les inclusions. Cette figure montre clairement que l'effet de voûte se développe durant les périodes où il y a peu de trafic (week-end et Noël), alors que le passage des poids lourds

réduit le report de charge à chaque jour de semaine. Plus la période de « repos » est longue (longue période de congés à Noël), plus les reports de charge augmentent par effet de voûte. Les raisons conduisant à cette évolution n'ont pas pu être confirmées, mais une des hypothèses données par les auteurs est qu'il pourrait s'agir de l'effet de la cémentation du matériau particulier constitué d'un mélange de boue, de ciment et d'argile qui compose le remblai (cémentation qui serait empêchée pendant la période de chargement répété).

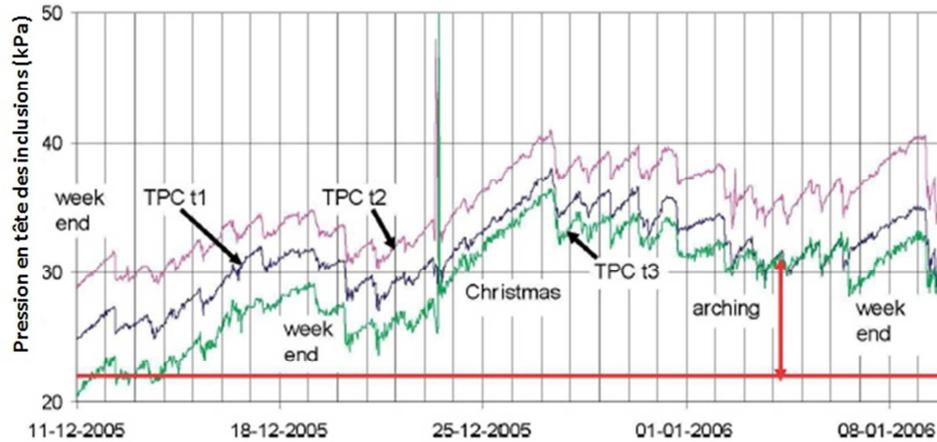


Figure 2.21 Pression sur les inclusions au cours du temps, d'après Van Eekelen et al. (2007)

En France, Okyay et Briançon (2012) ont réalisé une expérience à échelle réelle par l'instrumentation d'un chantier réel d'un réservoir (de 26m de diamètre et 5m d'hauteur) en béton dans une usine de traitement d'eau à Pont-Audemer, construit sur un sol mou renforcé par des inclusions rigides de diamètre 0,28m, espacées de 3m. La pression appliquée en surface est de 50kPa quand le réservoir est rempli. Des capteurs de tassement (notés T) et de pression (notés EPC) ont été ajoutés en tête des inclusions (EPC1, EPC3 et T2) et dans le sol (EPC2, EPC4, T3, T4 et T5), sous le centre (EPC1 et EPC2) et la périphérie (EPC3 et EPC4) du réservoir. La surveillance consiste à mesurer les tassements et le transfert de charge vers la tête des inclusions. L'intérêt principal de cette étude est d'observer l'influence de ce type de chargement cyclique (vertical quasi-statique) sur le tassement différentiel entre les inclusions et les mécanismes de transfert de charge.

La figure 2.22 présente l'évolution de la pression appliquée sur le sol compressible et en tête des inclusions durant la phase de construction du réservoir et de sa mise en service (par l'application de trois cycles de remplissage-vidange). Cette figure montre que l'application des cycles introduit une diminution du transfert de charge vers la tête des inclusions. Une légère augmentation du transfert de charge a été observée durant la phase de chargement stable qui suit le remplissage du réservoir.

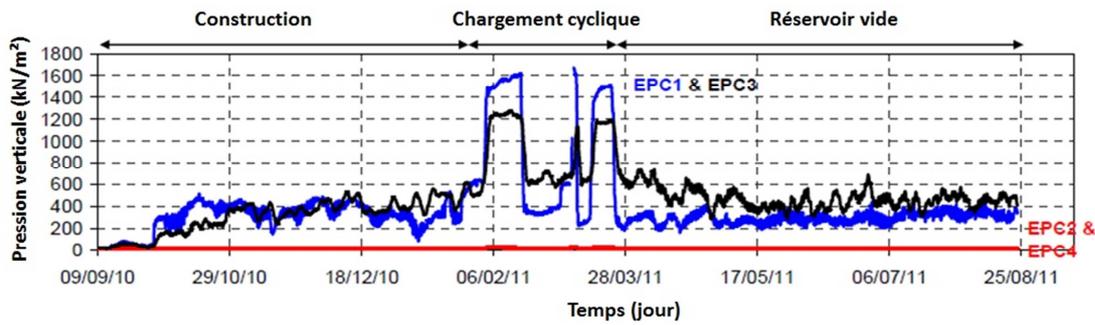


Figure 2.22 Pression sur les inclusions et sur le sol

La figure 2.23 indique l'évolution des tassements du sol compressible et de l'inclusion sous le centre du réservoir. Les auteurs ont observé une augmentation du tassement du sol de 0,5cm due au premier cycle de chargement-déchargement, par contre le tassement est stabilisé pour les prochains cycles. Le tassement de l'inclusion rigide est plus important que celui du sol compressible ce qui montre que les inclusions ne sont pas ancrées dans le substrat et peuvent par suite pénétrer dans ce dernier sous chargement extérieur.

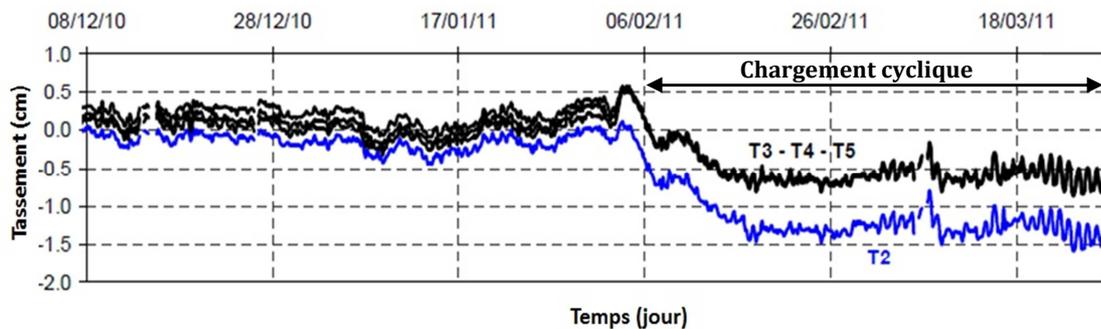


Figure 2.23 Tassements sous le centre du réservoir

2.2.3 Synthèse sur les travaux de recherche expérimentaux existants

Cette étude bibliographique sur les modèles physiques et les essais sur chantier existants pour l'étude du comportement des ouvrages renforcés par inclusions rigides verticales montre que la majorité des études expérimentales réalisées s'intéressent au cas de chargement monotone et ont permis de mettre en évidence les mécanismes de report de charge dans le matelas ainsi qu'un certain nombre de facteurs affectant ces mécanismes. L'utilisation des techniques de visualisation fournit une meilleure compréhension des mécanismes d'« effet de voûte », sous chargement monotone, dans le sol renforcé avec un système d'inclusions rigides.

Sous chargement cyclique, on trouve que les cas des charges variables répétées un très grand nombre de cycles de type charge de trafic est plus largement étudié que le cas du chargement cyclique de type réservoir de stockage. Cependant, ces études ont permis de mettre en évidence l'influence du chargement cyclique vertical sur le comportement du système qui se manifeste par une diminution de l'efficacité et une accumulation des tassements, sans arriver à une stabilisation, pour le cas sans et avec dallage. Cette

diminution de l'efficacité et accumulation de tassement, en présence du dallage, sont plus importantes pour des faibles épaisseurs de la PTC; cette influence est inversée pour le cas sans dallage. Ces essais ont également montré la non influence des cycles lors d'un chargement monotone ultérieur pour le cas sans et avec dallage.

Cependant, très peu d'études concernent ou peuvent être appliquées au cas des chargements cycliques d'amplitude relativement importante et de fréquence faible, qui peut s'avérer problématique pour des matelas de faible épaisseur supportant un réservoir de stockage, une grue, etc. Cela justifie le choix du chargement cyclique appliqué dans notre modèle physique et qui sera présenté dans le chapitre III.

2.3 Comportement des sols sous chargement cyclique

L'objectif de cette partie est de présenter le comportement des sols sous chargement cyclique et les modèles existants adaptés à ce type de chargement. Cette partie s'inspire des différents travaux bibliographiques de Dubujet, 1992 ; Paute et al., 1994(a) et (b) ; Mestat, 2002 ; Cambou et Hicher, 2002 ; Hau, 2003 ; Jenck, 2005 et Foucault, 2010.

2.3.1 Sols granulaire

Les matériaux granulaires montrent, sous chargement cyclique répété, des relations contraintes-déformations complexes caractérisées par des non linéarités et des irréversibilités. La structure granulaire des sols entraîne, à chaque cycle, des déplacements entre les grains, qui ne sont que très partiellement réversibles lors du déchargement. Des réarrangements granulaires ont donc lieu à chaque cycle. Les paramètres qui entrent en compte dans ces déformations plastiques dépendent du chargement cyclique ainsi que des propriétés mécaniques et minéralogiques des sols.

Le comportement des sols granulaires sous chargement cyclique a été étudié expérimentalement depuis quelques décennies (Lentz et Baladi, 1980 ; Diyaljee et Raymond, 1982 ou plus récemment : Wichtmann, 2005) et des lois de comportement ont été développées à partir de ces observations. Ces études sont généralement basées sur des campagnes expérimentales à l'appareil triaxial sous chargement cyclique. En mécanique des sols, la plupart des études du comportement cyclique des sols granulaires ont été réalisées afin d'analyser le phénomène de liquéfaction. Toutefois, de nombreuses études sur le comportement cyclique des graves et ballasts ont été effectuées afin de déterminer leur comportement dans le cadre d'une utilisation dans les domaines ferroviaires et routiers (chaussées souples notamment) (Paute et al., 1994 (b) ; Indraratna et al., 2010).

Le LCPC a mené une étude de caractérisation des graves non traitées (GNT) à l'appareil triaxial à chargements répétés (Paute et al., 1994a et b), sous un grand nombre de cycles (jusqu'à 100 000). Le domaine d'activité visé par cette étude est la construction de chaussées. La grave non traitée est un matériau à granularité continue dont les gros éléments sont compris entre 14 et 31,5mm. Ces essais mettent en évidence (cf. figure 2.24) un comportement mécanique complexe :

- une élasticité non linéaire, dépendant des contraintes appliquées,

- des déformations permanentes, similaire à un phénomène de type Rocher, évoluant avec le nombre de cycles appliqués et dont les valeurs sont également en relation avec les contraintes appliquées.

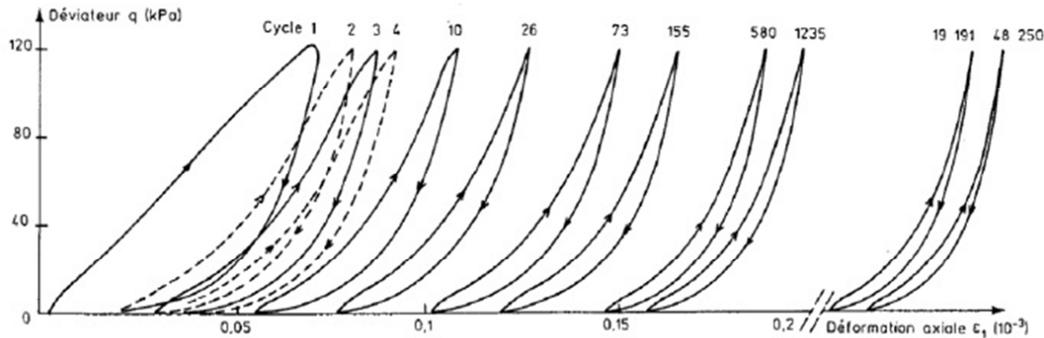


Figure 2.24 Courbes déviateur-déformation sur un matériau granulaire sous chargement répétés, d'après Paute et al. (1994)

Cambou et Hicher, 2002 ont réalisé des essais triaxiaux sur des GNT sous sollicitations cycliques. Ils ont mis en évidence les points suivants :

- Les essais répétés montrent un écrouissage important au cours du premier cycle. Les cycles conservent pratiquement la même forme en se décalant le long de l'axe correspondant à la déformation axiale (figure 2.25).
- Effet de l'histoire de chargement en contraintes qui agit essentiellement sur la partie déviatoire de la réponse. Cet effet traduit l'évolution d'une anisotropie induite avec l'histoire de chargement.
- Une augmentation de la déformation volumique au cours des cycles. Dans le cas d'essais non drainés, ceci se traduit par une augmentation de la pression interstitielle. Celle-ci va de pair avec une diminution de la pression effective.

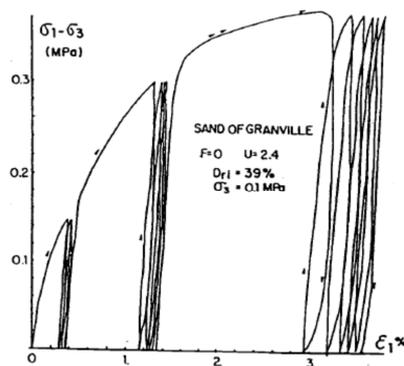


Figure 2.25 Courbes déviateur-déformation d'un sol granulaire sous chargement cyclique, d'après Cambou et Hicher (2002)

Les résultats obtenus sur une grande variété de matériaux montrent l'influence particulière de la minéralogie des granulats, de la teneur en eau, et à un degré moindre, de la compacité sur les performances mécaniques des GNT.

Afin de représenter le comportement des sols granulaires, différentes approches de modélisation dans le cadre de l'élasto-plasticité ont été mise en place. Cependant, les

modèles de type élasto-plastique basés sur un seul critère de plasticité (Mohr- Coulomb), à écrouissage isotrope (type Cam-Clay), ou bien à deux surfaces de charge développant uniquement des écrouissages isotropes (modèle de Lade, 1977), ne sont pas adaptés à la modélisation du comportement des sols sous sollicitations cycliques, mais donnent des résultats acceptables pour des chargements monotones. Dans le cadre de l'élasto-plasticité, un écrouissage mixte apparaît nécessaire pour reproduire les phénomènes cycliques observés pour les sols granulaires. Cependant, la modélisation de l'anisotropie induite par la rotation des contraintes principales reste un des points les plus délicats.

Des modèles élasto-plastiques ont été développés pour simuler le comportement des sols granulaires soumis à des chargements cycliques (Ghaboussi et Momen, 1982 ; Pastor et al., 1990 ; Schwer et Murray, 1994 ; Manzari et Dafalias, 1997 ; Desai, 1994 ; Fang, 2003). Ces modèles intègrent de l'écrouissage cinématique ou mixte avec un ou plusieurs mécanismes plastiques.

Comme on verra au chapitre V, le choix du logiciel FLAC^{3D} a été fait pour la réalisation des simulations numériques. Le but de notre thèse n'est pas d'implanter un modèle de comportement sophistiqué et performant dans le logiciel. On choisit alors de réaliser nos simulations avec le modèle CY-soil qui est déjà implémenté dans le logiciel FLAC^{3D} et qui sera décrit dans le chapitre V d'une manière plus précise.

2.3.2 Sols cohérents

Globalement les comportements sous sollicitations cycliques drainées des sols granulaires et des sols cohérents, tels que l'argile, sont assez similaires. Mestat (2002) a identifié, par des essais triaxiaux en sollicitations monotones, les traits de comportement généraux des sols cohérents naturels. Cependant, le comportement de l'argile soumise à une sollicitation alternée cyclique non drainée dépend très fortement du niveau de contrainte imposé. Si celui-ci est bas, il y a possibilité d'obtenir une stabilisation des cycles, qui se reproduisent sur eux-mêmes (phénomène d'accommodation). Dans le cas d'essais à fort niveau de contrainte, quelques cycles peuvent mener dans le domaine des grandes déformations. Dans le cas des sols granulaires, la diminution de pression moyenne effective se poursuit jusqu'à l'annulation des contraintes : c'est le phénomène de liquéfaction. Par contre, pour les argiles, l'augmentation de pression interstitielle se produit jusqu'à la rencontre de la droite de plasticité parfaite (au sens des modèles de Cam-Clay), sans jamais aboutir à l'annulation des contraintes effectives (figure 2.26). Des discontinuités cinématiques, dues à la grande déformabilité des argiles, en seraient responsables d'après Hicher, 1985.

Les essais réalisés sur des argiles surconsolidées montrent que plus le degré de surconsolidation est grand, plus l'augmentation de pression interstitielle est faible. L'aboutissement à une pression interstitielle donnée, réclame, dans le cas d'une argile surconsolidée, un nombre de cycles plus importants.

Le modèle « Cam-Clay modifié » développé par Roscoe et Burland, 1968, est le modèle le plus utilisé pour décrire le comportement des argiles normalement consolidées ou faiblement surconsolidées. Il représente bien un grand nombre de phénomènes qui caractérisent le comportement des argiles normalement consolidées sous chargement

monotone. En revanche, ces modèles ne permettent pas de décrire les phénomènes typiques qui apparaissent dans les argiles sur consolidées. Les modèles de type Cam-Clay ne tiennent pas compte de l'anisotropie des argiles naturelles, due au mode de déposition des matériaux. Ces modèles ont été développés en considérant les sols comme isotropes. Mestat, 2002, a cité les évolutions apportées par Kattan, 1990 et Lepidas et Magnan, 1990, pour corriger ces points.

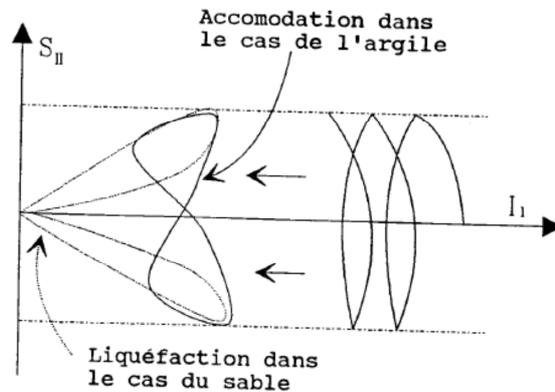


Figure 2.26 Comparaison du comportement d'une argile et d'un sable lors d'un essai triaxial cyclique alterné non drainé, d'après Hicher, 1985

La modélisation du comportement des sols sous chargements cycliques est un autre point faible des modèles de type Cam-Clay. Les modèles basés sur le concept d'état critique estiment convenablement les chargements monotones appliqués aux sols, mais ces modèles sont incapables de modéliser correctement le comportement des sols sous chargement cyclique. Lors des phases de déchargement et d'éventuelles phases de rechargement, le comportement cyclique est uniquement modélisé par un comportement élastique, alors que les résultats font apparaître des déformations irréversibles au cours des cycles successifs.

Des modèles adaptés aux comportements des argiles sous sollicitations cycliques existent dans la littérature, dont par exemple le « bubble model », développé par Al-Tabbaa (Al-Tabbaa, 1987 ; Al-Tabbaa et Muir Wood, 1989) ou par la suite le modèle de Barnichon, 2002. Ce type de modèles permet de simuler une transition continue entre l'état plastique et l'état élastique. Ils intègrent de l'écrouissage isotrope et cinématique avec un ou plusieurs mécanismes plastiques. Afin d'éliminer l'influence du chargement cyclique sur le comportement du sol compressible et qu'on puisse alors se concentrer sur le comportement de la PTC, on choisit de ne pas utiliser ces modèles dans le cadre de cette thèse. Le sol compressible sera alors modélisé par le modèle de Cam-Clay modifié. Par contre, la mise en œuvre de ces modèles dans un deuxième temps sera nécessaire pour prendre en compte explicitement le comportement du sol compressible.

2.4 Travaux de recherche numériques sur sol renforcé par inclusions rigides

Dans cette partie, les différents modèles numériques mis en œuvre dans la littérature pour simuler le comportement des massifs renforcés par inclusions rigides, sous chargement monotone et cyclique, ainsi que les modèles de comportement utilisés, sont présentés.

Les méthodes numériques en milieu continu (éléments finis et différences finies) et en milieu discret connaissent un développement notable du fait de la versatilité des logiciels d'éléments finis tels que PLAXIS, CESAR ou les logiciels de différences finies (FLAC) spécialement dédiés à la résolution des problèmes de la géotechnique et à l'analyse des interactions sol-structure. Les modèles utilisés se distinguent par le choix des schémas de calcul, des lois de comportement des matériaux, la prise en compte du problème de contact aux interfaces, etc. Les résultats des modélisations numériques sont dépendantes notamment des lois de comportement utilisées et de l'identification des paramètres correspondants. 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 des modèles physiques à échelle réduite.

2.4.1 Sous chargement monotone

La bibliographie, même récente, montre que les études numériques de massif de sol renforcé par inclusions rigides se limitent, en général, au cas d'un chargement monotone, qu'il s'agisse de modélisations numériques en milieu continu (Jones et al., 1990 ; Demerdash, 1996 ; Han et Gabr, 2002 ; Laurent et al., 2003 ; Russell et al., 2003 ; Jenck et al., 2009 ; Huang et Han, 2009 ; Okyay et Dias, 2010 ; Okyay et Briançon, 2012 ; Dias et al., 2015) ou en milieu discret (Han et al., 2011 ; Chevalier et al. 2011). Un tableau synthétique sur les quelques approches numériques récentes existantes, en milieu continu, de sols renforcés par des inclusions rigides verticales sous chargement monotone est présentée dans le tableau 2.1.

	2D/3D	Modèle de comportement			But de l'étude	Observations et conclusions
		Sol compressible	Remblai /PTC	Inclusion rigide		
Jones et al. (1990)	2D Déformations planes	Hyperbol-ique (Duncan et Chang, 1970)	Hyperbol-ique	Elastique linéaire	Influence de la prise en compte du sol compressible. Etude paramétrique	La non prise en compte de la réaction du sol compressible amène à un surdimensionnement de la nappe géosynthétique
Demerdas h (1996)	2D Déformations planes	Eléments ressors	Mohr-Coulomb	Rigide	Etude paramétrique (hauteur du remblai, α , sol compressible)	α augmente l'efficacité L'augmentation de la hauteur de remblai mène à une augmentation de l'efficacité
Han et Gabr (2002)	2D Axisymétrique	Hyperbol-ique	Hyperbol-ique	Elastique linéaire	Influence du GSY de la prise en compte du sol compressible. Etude paramétrique	Le GSY augmente l'efficacité du système et réduit les tassements
Laurent et al. (2003)	3D	/	Mohr-Coulomb	Elastique linéaire	Etude paramétrique (raideur du remblai et de l'inclusion, α)	L'augmentation de la rigidité de la PTC augmente l'efficacité
Russell et al. (2003)	3D	Réduction de la contrainte en base	Mohr-Coulomb	Rigide	Influence du sol compressible Développement d'une nouvelle méthode analytique	
Jenck et al. (2009)	3D	Cam Clay	Mohr-Coulomb & CJ2	Elastique linéaire	Influence des caractéristiques du remblai et du sol compressible sur le report des charges vers l'inclusion	A partir d'une hauteur de matelas égale à deux fois la distance séparant deux inclusions, qui indique que le système a atteint son fonctionnement optimum
Huang et Han (2010)	3D	Mohr- coulomb	Mohr coulomb	Elastique linéaire	Etudier l'influence de la perméabilité et la rigidité du sol compressible et du GSY et de la consolidation (durée de construction)	La construction rapide du remblai diminue le taux de consolidation
Okyay et Dias (2010)	2D Axisymétrique	Mohr- coulomb	Mohr-Coulomb	Elastique linéaire	Etudier l'influence de la rigidité du sol compressible, de l'épaisseur de la PTC, de l'espacement entre inclusions	La nécessité de trouver un compromis la hauteur de la PTC et entre l'épaisseur de la dalle afin de diminuer le moment de flexion dans la dalle
Okyay et Briançon (2012)	2D Axisymétrique	Mohr- coulomb	Mohr-Coulomb	Elastique linéaire	Comparaison des résultats avec des essais in-situ (à échelle réelle). Etude du frottement négatif sur la hauteur de l'inclusion	Les résultats numériques sont en accord avec les résultats in-situ
Dias et al. (2015)	3D	Cam Clay	Mohr-Coulomb	Elastique linéaire	Comparaison des résultats avec des essais in-situ (à échelle réelle)	Les résultats numériques sont en accord avec les résultats in-situ Prédiction du comportement pour des contraintes plus importantes

Tableau 2.1 Liste (non exhaustive) des modèles numériques du renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales en milieux continu

2.4.2 Sous chargement cyclique

Les travaux publiés à ce jour concernent le cas de charge de trafic en éléments finis (Heitz, 2006 ; Arwanitaki et Triantafyllidis, 2006) ainsi qu'en éléments discret (Han et Bhandari, 2009 ; Villard et Grange, 2013) ou le comportement des ouvrages renforcés par inclusions rigides sous sollicitations sismiques (Thai Son et al., 2010 ; Santruckova, 2012).

a) Heitz, 2006

Heitz, 2006 a effectué une modélisation numérique en éléments finis de son modèle réduit sous chargement cyclique en implémentant une loi de comportement cyclique viscoplastique (loi de Stöcker, 2002) dans le logiciel Abaqus. La Figure 2.27 illustre le modèle numérique axisymétrique mis en œuvre pour le cas non renforcé par géogridde, à partir de la configuration tridimensionnelle (pour le cas renforcé par géogriddes, des modèles bidimensionnels en déformations planes et tridimensionnels sont utilisés).

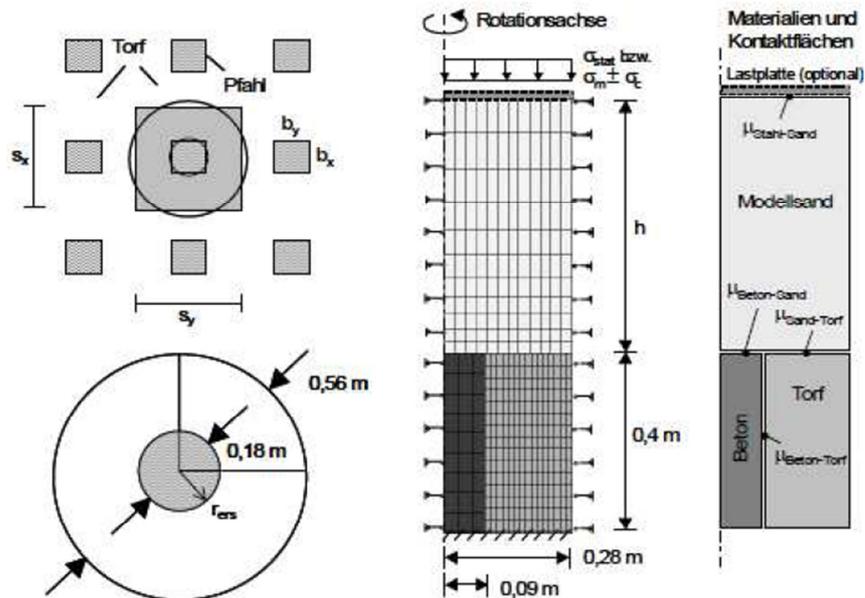


Figure 2.27 Modèle numérique par éléments finis de Heitz (2006)

Le modèle viscoplastique de Stöcker a pour base le modèle élastique parfaitement plastique avec critère de rupture de Mohr-Coulomb et nécessite l'introduction de 8 paramètres supplémentaires pour prendre en compte le chargement cyclique, tels que N , le nombre de cycles et des paramètres de régression empiriques déterminés à partir d'essais triaxiaux cycliques.

Ce modèle ne prend pas en compte chaque cycle (noté « implicite » sur la figure 2.28) mais l'accumulation des déformations sous chargement répété (noté « explicite » sur la Figure 2.31), sous forme de déformations résiduelles qui augmentent au cours des cycles. Les calculs sont donc menés en régime quasi-statique, avec une variable interne représentant le nombre de cycles N par l'intermédiaire d'un temps fictif.

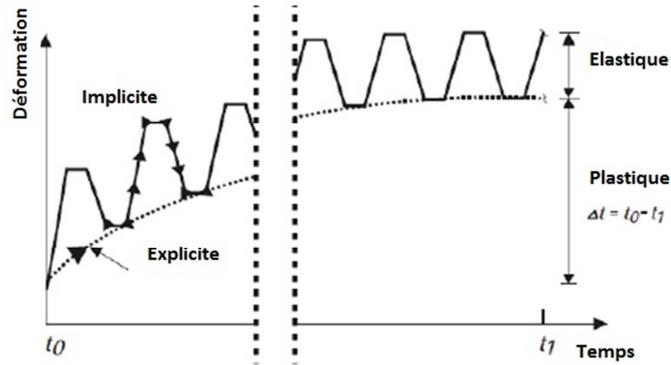


Figure 2.28 Déformations au cours du temps dans le modèle de Stöcker (2002)

Les résultats numériques et expérimentaux obtenus sur le modèle réduit de laboratoire (présenté dans le § 2.12.1) ont été confrontés et une bonne concordance a été obtenue en termes de tassements en surface pour différentes valeurs de hauteur de plate-forme granulaire (cf. figure 2.29).

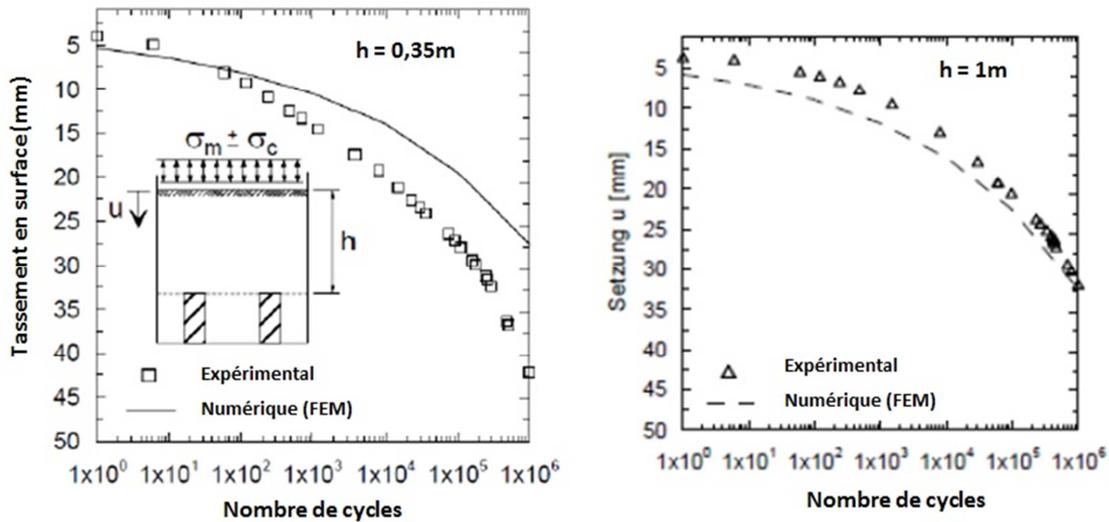


Figure 2.29 Tassements en surface obtenus dans la modélisation numérique et le modèle de laboratoire pour $h = 0,35\text{m}$ et $h = 1\text{m}$, en fonction du nombre de cycle, d'après Heitz (2006)

En revanche, la figure 2.30 montre que le report de charge vers les inclusions est très largement surestimé par le modèle numérique. Les auteurs indiquent qu'il peut s'agir de l'incertitude sur les paramètres statiques et dynamiques entrés dans le modèle ou encore de la mauvaise représentation par un modèle en milieu continu de la nature granulaire du matelas et des zones de cisaillement induites par le chargement cyclique.

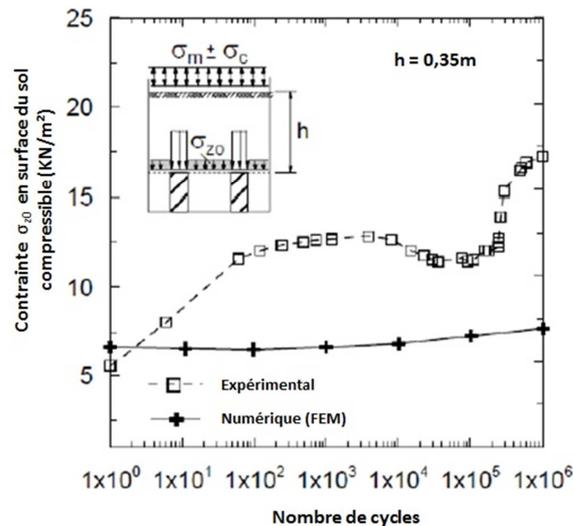


Figure 2.30 Contrainte moyenne appliquée en surface du sol compressible obtenue dans la modélisation numérique et le modèle de laboratoire pour $h=0,35\text{m}$, d'après Heitz (2006)

b) Arwanitaki et Triantafyllidis, 2006

Arwanitaki et Triantafyllidis, 2006 ont mené une étude numérique similaire, en milieu continu (modèle numérique par éléments finis utilisant le logiciel Abaqus) et mettant en œuvre un modèle de comportement viscoplastique pour simuler l'application d'un grand nombre de cycles de chargement en surface. Le sol compressible est modélisé avec le modèle élastique parfaitement plastique avec critère de rupture de Mohr-Coulomb. La figure 2.31 schématise le modèle numérique mis en œuvre.

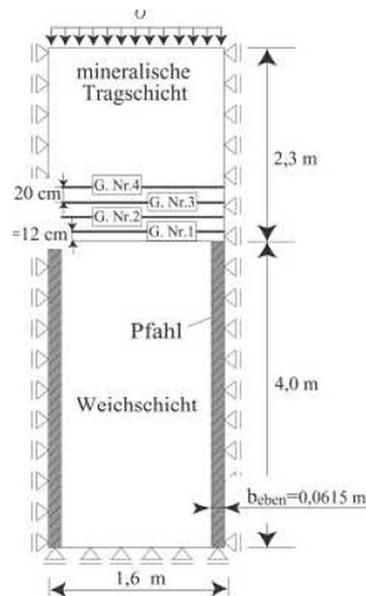


Figure 2.31 Modèle numérique bidimensionnel en déformations planes d'un remblai renforcé par géogrilles sur inclusions rigides, d'après Arwanitaki et Triantafyllidis (2006)

Les auteurs précisent que pour un grand nombre de cycles ($N > 100$), la méthode explicite est mise en œuvre en pratique, simulant l'accumulation des déformations au cours des cycles de manière analogue à un problème de fluage sous charge constante ; alors que la méthode implicite, simulant le chemin de contrainte-déformation suivi au cours de chaque cycle, ne s'applique que pour un nombre de cycles limité. La figure 2.32 illustre la

procédure de chargement qui a été utilisée, simulant le passage de trains. Les deux premiers cycles utilisent la méthode implicite, où le comportement du matelas granulaire est simulé avec un modèle hypo-plastique (Gudehus, 1996) puis les cycles suivants sont simulés par la méthode explicite (modèle d'accumulation des déformations). Des cycles de calcul implicites sont effectués périodiquement, à des fins de contrôle.

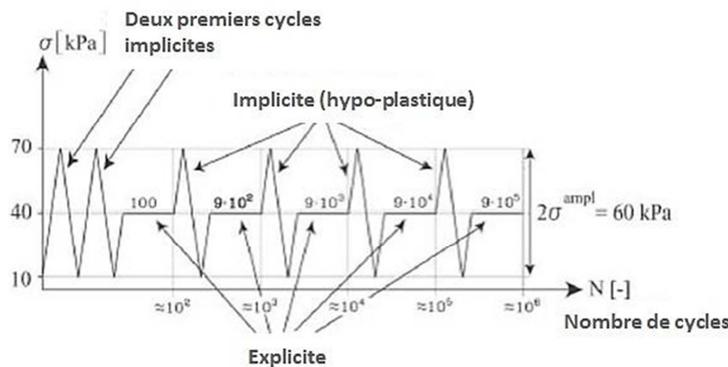


Figure 2.32 Chargement cyclique mis en œuvre dans la modélisation par éléments finis, d'après Arwanitaki et Triantafyllidis (2006)

L'analyse a principalement porté sur l'influence du renforcement par géogridde en base du matelas, mais des résultats sont également donnés sans ce renforcement. La figure 2.33 montre que les tassements en surface du remblai augmentent avec le nombre de cycles. Même après 10^6 cycles, il n'y a pas de stabilisation des tassements et ceux-ci sont légèrement plus importants à l'aplomb des inclusions, car les contraintes y sont plus concentrées donc les déformations et leur accumulation au cours des cycles y sont plus importantes.

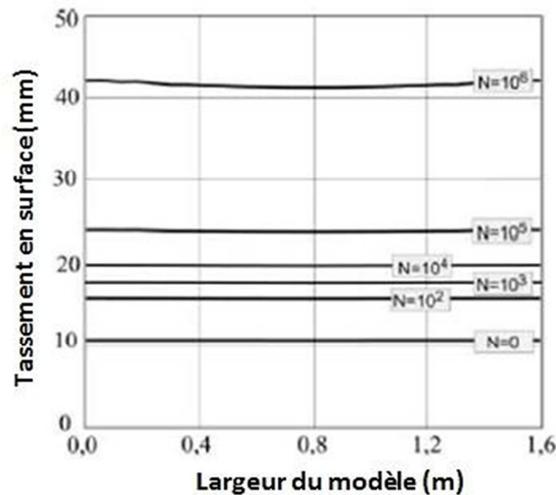


Figure 2.33 Tassement en surface du remblai (non renforcé par géogridde) en fonction de la largeur de modèle, d'après Arwanitaki et Triantafyllidis (2006)

La figure 2.34 montre l'évolution de la distribution des contraintes dans le remblai (coupe horizontale) au cours des cycles. Cette figure montre clairement le mécanisme d'effet de voûte pour $N = 0$ (chargement statique), où les contraintes sont bien plus importantes à l'aplomb des inclusions. Après $N = 10^6$ cycles, ce report de charge par effet de voûte est

partiellement « détruit », et les contraintes s'approchent de celles qui existeraient sans renforcement par inclusions ($\sigma_z = \gamma.z$)

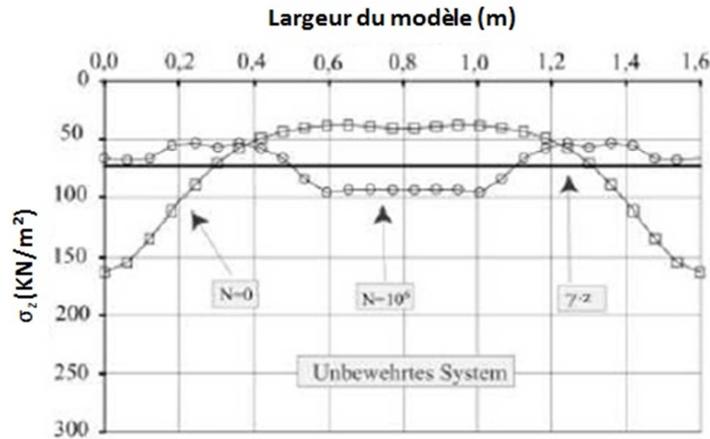


Figure 2.34 Contraintes verticales dans le remblai (non renforcé par géogrilles) à une profondeur $z = 1,83\text{m}$ en fonction de la largeur de modèle, d'après Arwanitaki et Triantafyllidis (2006)

On notera cependant que cette analyse est purement numérique et qu'aucune confrontation avec un modèle physique ou un chantier instrumenté n'a été effectuée, même si les auteurs s'appuient sur la littérature pour la confirmation qualitative de certains de leurs résultats (Alexiew, 2004).

c) Villard et Grange, 2013

Villard et Grange, 2013 ont mis en œuvre un modèle numérique aux éléments discrets constitué de 16 000 clusters représentant un matelas de transfert de charge sur un sol support élastique renforcé par inclusions rigides afin d'étudier le comportement du matelas sous sollicitation cyclique. Le matelas est dense, de faible épaisseur de 0,5m, et une dalle rigide est positionnée en surface, sur laquelle le chargement cyclique est appliqué. On considère un réseau carré d'inclusions rigides caractérisé par un entraxe entre inclusions s de 2,50m. Les inclusions sont de section carrée de cote $a = 0,416\text{m}$. Le taux de recouvrement des inclusions est donc $\alpha = 2,77\%$ (figure 2.35).

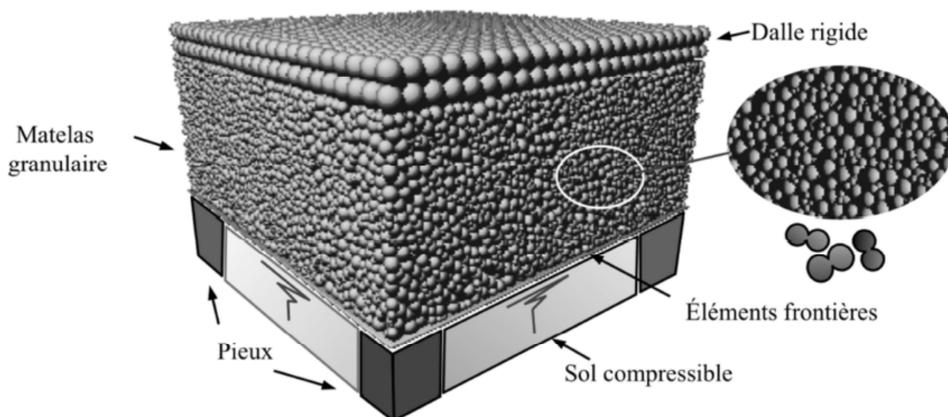


Figure 2.35 Modèle numérique 3D de Villard et Grange (2013)

L'action du sol compressible sur la couche granulaire a été prise en compte par des ressorts verticaux permettant d'appliquer à la base du matelas granulaire une contrainte proportionnelle au tassement du sol support. Pour cette étude, le sol compressible est élastique et de ce fait, va au cours des cycles de chargement/déchargement, se déformer librement ce qui va engendrer à chaque cycle des modifications de la structure du matelas granulaire et donc perturber les mécanismes de transfert de charge.

Deux types de chargement cyclique ont été appliqués, correspondants à des cycles d'amplitude constante appliquées par incréments successifs sur le dallage :

- Cas de charge A : cycles de 0 à 60kPa
- Cas de charge B : cycles de 60 à 120kPa

L'objectif de ces simulations est d'évaluer l'influence du taux de charge sur l'évolution des mécanismes de transfert de charge dans la PTC. Environ 150 cycles de chargement ont été effectués.

Sur la figure 2.36 sont présentées les évolutions des déplacements verticaux du dallage au cours des cycles. On constate que les déplacements de la dalle sont faibles mais qu'ils s'accroissent dans le temps au cours des cycles de chargement et ce de manière assez semblable pour les deux cas de charge étudiés.

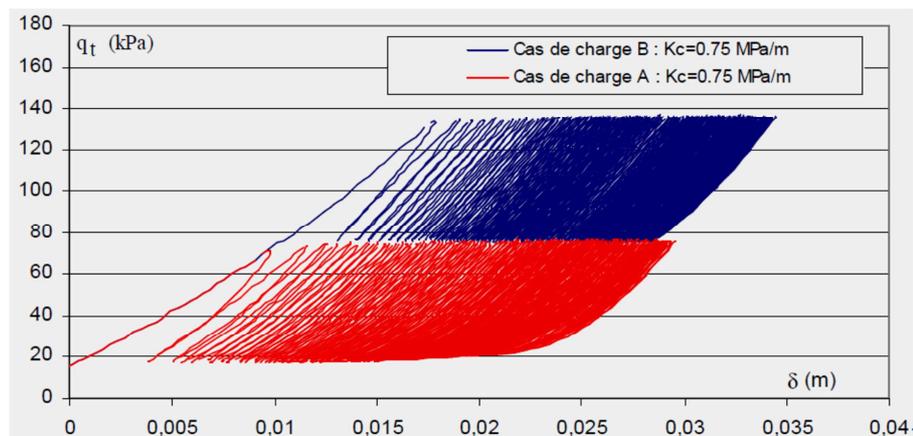


Figure 2.36 Evolution de la charge totale appliquée (q_t) en fonction des déplacements verticaux du dallage (δ) pour les deux cycles de chargement retenus

Cette augmentation de déplacement de la dalle au cours des cycles se traduit par une perte d'efficacité sur la figure 2.37. Pour le cas de charge B cette diminution d'efficacité reste faible (environ 8 points). Pour le cas de charge A cette diminution est beaucoup plus importante compte tenu que la PTC se trouve à chaque cycle totalement déchargée. La figure 2.37 montre également que l'efficacité du système diminue lors de la phase de décharge consécutivement à une modification de la structure du matelas granulaire. Les mécanismes de transfert de charge générés au sein du matelas granulaire ont donc été altérés dès le premier cycle et vont continuer de se dégrader sur l'ensemble des cycles de chargement compte tenu que l'efficacité du système de répartition n'atteint jamais le niveau de performance obtenu lors de la phase liée au premier chargement.

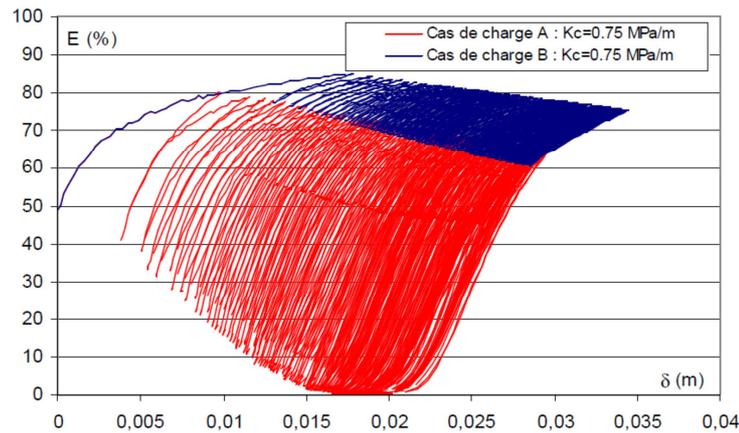


Figure 2.37 Evolution de l'efficacité (E) en fonction des déplacements verticaux du dallage (δ) pour les deux cycles de chargement retenus

On constate à partir des résultats numériques de Villard et Grange, 2013 que l'efficacité du système diminue progressivement lors des cycles de chargement/déchargement suite à une désorganisation de sa structure et à une modification des forces de contact tangentielle entre particules. Cette diminution d'efficacité est accompagnée d'une accumulation de tassement du sol support.

d) Han et Bhandari (2009)

Han et Bhandari (2009) ont effectué une modélisation numérique par éléments discrets d'un remblai renforcé par géogridde sur inclusions rigides, soumis à un chargement cyclique localisé en surface en utilisant le logiciel PFC2D. Le chargement cyclique étudié est de type charges de trafic routier et ferroviaire. Le modèle numérique bidimensionnel est présenté sur la figure 2.38. Ce modèle vise à étudier plus spécifiquement les mécanismes qui se développent dans le remblai granulaire et dans la géogridde éventuellement positionnée en base de celui-ci.

Tous les éléments de l'ouvrage (remblai, sol compressible, géogridde) sont simulés par des éléments discrets de forme circulaire. Une fondation superficielle de 150mm de large est simulée en surface, à l'aplomb entre les deux inclusions considérées, sur laquelle est appliquée une charge cyclique, dont la valeur maximum est de 5kN (60% de la capacité portante déterminée sur ce modèle sans renforcement par géogridde). Jusqu'à 25 cycles ont été effectués. La fréquence du chargement n'est pas spécifiée, ni le type de modélisation (en régime quasi statique ou dynamique?). L'analyse a principalement porté sur l'influence du renforcement par géogridde et de sa raideur et non sur l'analyse micromécanique du comportement du remblai et des mécanismes de report de charge par effet voûte au cours des cycles (de plus, seuls des résultats macroscopiques sont fournis). Ainsi, la géogridde permet de réduire les déformations permanentes et d'augmenter le transfert de charge vers les inclusions sous charge cyclique

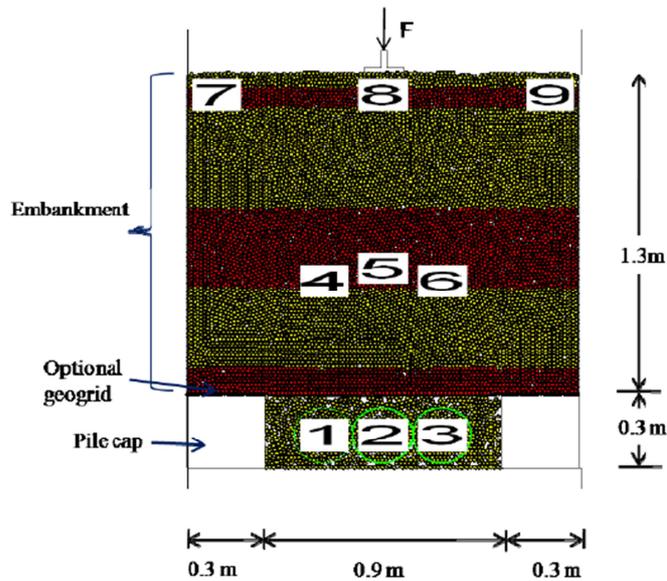


Figure 2.38 Modèle numérique bidimensionnel par éléments discrets de Han et Bhandari (2009)

La Figure 2.39 montre l'évolution du tassement de la fondation au cours des cycles. Celui-ci augmente au cours des cycles, ce qui est attribué à l'accumulation des déformations plastiques sous chargement répété.

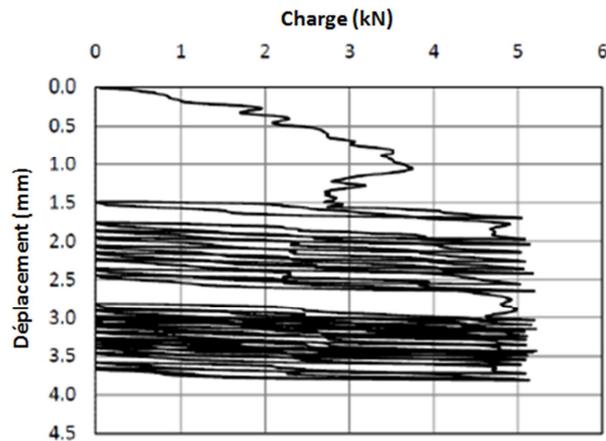


Figure 2.39 Déplacement de la fondation superficielle au cours du chargement cyclique appliqué sur la fondation, pour le cas renforcé par géogridde, d'après Han et Bhandari (2009)

La Figure 2.40 indique que ce tassement atteint une valeur stable au bout des 25 cycles pour le cas renforcé par géogridde, alors qu'il continue d'augmenter au cours des cycles sans renforcement par géosynthétique.

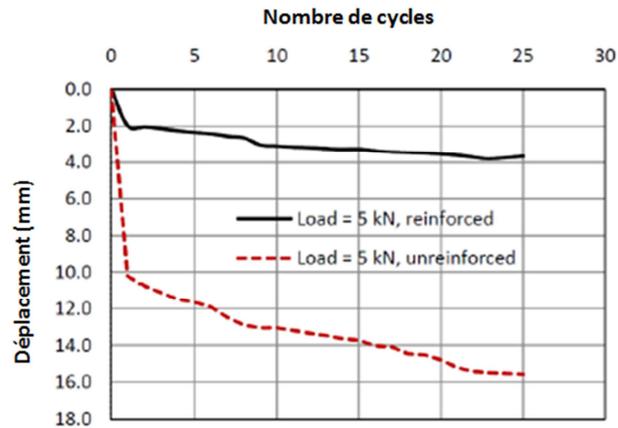


Figure 2.40 Déplacement de la fondation superficielle au cours du chargement cyclique, avec ou sans renforcement par géogridde, d'après Han et Bhandari (2009)

En ce qui concerne le report de charge vers les inclusions, les auteurs n'ont pas noté d'influence au cours des cycles dans leur étude et pensent que ceci peut être dû à la hauteur de remblai H_M qui est suffisante par rapport à l'espacement entre les inclusions ($H_M/(s-a) = 1,45$ où s est l'espacement et a la largeur des inclusions), et qui permet d'atteindre un plan d'égal tassement dans un cas statique

2.4.3 Synthèse sur les modélisations numériques existantes

Alors que de nombreuses études existent sur le comportement intrinsèque des matériaux granulaires sous chargement cyclique, la bibliographie sur le comportement sous chargement cyclique d'ouvrages tels que les plateformes granulaires de transfert de charge, notamment sur sol renforcé par inclusions rigides reste encore limitée. Les modèles existants s'intéressent plus particulièrement au cas de chargement répété de type trafic routier ou ferroviaire, donc d'amplitude relativement faible et avec un nombre de cycles très important. Les résultats de ces essais ont montré une diminution de l'efficacité accompagnée d'une accumulation de tassement, sans arriver à une stabilisation, durant le chargement cyclique.

Cependant, ces études n'ont pas permis de comprendre les mécanismes qui se développent dans la plate-forme granulaire au cours des cycles.

CHAPITRE III - Présentation du dispositif expérimental

3.1 Introduction

Un modèle physique réduit tridimensionnel a été conçu au sein du laboratoire 3SR afin d'étudier les mécanismes de report de charge se produisant dans le matelas granulaire édifié sur un sol compressible renforcé par inclusions rigides. Destiné à des études paramétriques, il permet de multiplier les expérimentations tout en donnant des résultats en termes d'efforts et de déplacements précis et répétables. A cet effet, le modèle est instrumenté en capteurs d'effort et de déplacement. Une méthode de corrélation d'images permettant d'accéder au champ de déplacements sur une face du massif a été également utilisée.

Dans ce chapitre, le modèle est présenté en termes de géométrie, de matériaux et d'instrumentation. Le protocole expérimental suivi pour la réalisation d'un essai ainsi que le programme des essais sont également présentés.

3.2 Prototype de référence

3.2.1 Description du site expérimental Chelles

Dans le cadre de la tranche 2 du Projet National ASIRI (Nuñez et Dias, 2008) un site implanté sur la commune de Chelles a été choisi pour la mise en place d'une expérimentation en taille réelle. Le projet « Raccordement sud de Chelles » est localisé dans le département de Seine et Marne (77) à l'Est de Paris. Le site se positionne entre le Chemin du Corps de Garde et l'avenue de Sylvie (Figures 3.1).

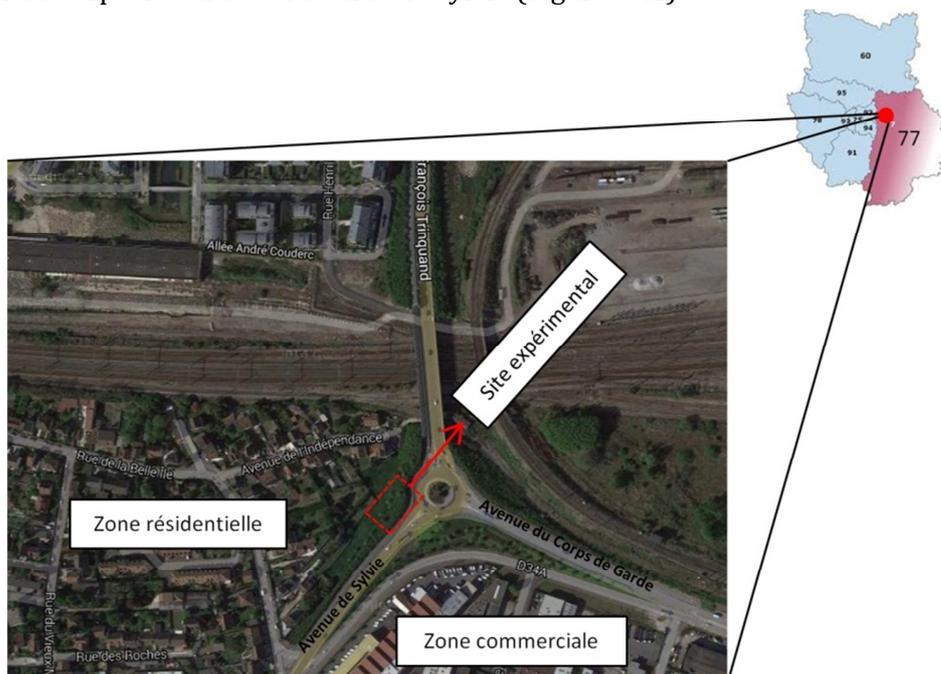


Figure 3.1 Localisation du site expérimental de Chelles

Quatre plots expérimentaux ont été mis en œuvre :

- plot 1R de référence non renforcé par inclusions rigides,
- plot 2R renforcé par inclusions rigides,
- plot 3R renforcé par inclusions rigides et par une nappe géotextile dans une plateforme granulaire disposée à la base du remblai,
- plot 4R renforcé par inclusions rigides et par deux géogrilles dans une plateforme granulaire disposée à la base du remblai.

D'après les données géologiques, les terrains rencontrés au droit du projet, en partant de la surface vers le substratum, sont les suivants :

- Les alluvions modernes : couche compressible, constituée d'argiles sableuses grises claires verdâtres passant à sables fins argileux à partir des profondeurs supérieures à 3 mètres. Epaisseur totale : entre 6m et 10m. ($C_c = 0,19$; $C_s = 0,02$; $\varphi' = 25^\circ$; $c' = 0\text{kPa}$)
- Les alluvions anciennes : couche d'ancrage pour les inclusions rigides, constituée de sables et de graviers plus ou moins argileux et grossiers avec bonnes caractéristiques mécaniques. Epaisseur totale : entre 6m et 10m.
- Le marno-calcaire de Saint-Ouen : couche considérée comme incompressible pour l'étude, constituée de marnes compactes blanc rosé avec des niveaux d'argiles brunes.

Dans le cadre de cette thèse, on s'intéresse au plot 2R qui sera considéré comme le prototype de référence pour notre modèle physique réduit tridimensionnel et dont la géométrie est résumée dans le tableau 3.1. Les résultats de l'étude expérimentale réalisée dans cette thèse ne seront pas comparés avec les résultats de ce chantier. Cela vient du fait que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés et la nature du chargement appliqué dans notre modèle physique réduit (décrit dans le § 3.3) ne sont pas les mêmes que celles utilisées pour ce chantier.

Diamètre des inclusions rigides	0.35m
Espacement entre les inclusions	2m
Taux de recouvrement	2.4%
Hauteur du sol support	>6m
Hauteur du remblai	5m

Tableau 3.1 Géométrie du plot expérimental 2R

3.2.2 Règles de similitude

Pour des raisons évidentes de coût, de temps aussi de complexité de nombreux essais en génie civil ont été, sont et seront réalisés sur modèles réduits (Corté, 1989). De façon à ce que le comportement du modèle représente aussi fidèlement que possible le comportement du prototype, on s'efforce de respecter au mieux les règles de similitude. Ces règles sont établies à partir des équations générales de la mécanique (plus généralement de la physique), de l'équation de conservation de la masse et des lois de comportement des matériaux. Le détail de ces équations et l'établissement des règles de similitude sont largement décrits dans la littérature (Weber et al., 1971 ; Garnier et al.,

2001, Garnier et al., 2007) et par les catalogues des lois de similitude présentées par le comité TC104 de l'ISSMGE.

On note A^* le facteur d'échelle attaché à la grandeur A , A_0 est le paramètre de l'ouvrage et A_m celui du modèle, alors :

$$A^* = \frac{A_m}{A_0} \quad \text{Équation 3}$$

Dans un modèle à échelle réduite avec une réduction d'échelle de n , nous avons un facteur d'échelle sur les longueurs :

$$L^* = \frac{1}{n} \quad \text{Équation 4}$$

Dans notre cas n sera égal à 10.

Notre modèle réduit sera sous gravité terrestre, soit $g^* = 1$.

L'établissement des règles de similitude conduit au tableau suivant :

Grandeur	notation	Unité SI	Facteur d'échelle
Longueur	L^*	m	1/n
Pesanteur	g^*	$m.s^{-2}$	1
Contrainte	σ^*	Pa	1/n
Déformation	ε^*	-	1
Déplacement	u^*	m	1/n
Masse volumique	ρ^*	$kg.m^{-3}$	1
Angle de frottement	Φ^*	-	1
Module d'Young	E^*	Pa	1/n
Coefficient de Poisson	ν^*	-	1
Surface	S^*	m^2	1/n ²
Temps	T^*	s	1/ \sqrt{n}

Tableau 3.2 Facteur d'échelle pour un modèle sous gravité terrestre

Dans notre cas, les règles de similitude ne seront pas toutes respectées, notamment en ce qui concerne la déformabilité des matériaux (le facteur d'échelle sur le module d'Young devrait être $E^* = 1/10$, ce qui n'est pas le cas ni pour la PTC ni pour le sol compressible). En revanche, l'utilisation dans le modèle réduit de matériaux présentant des angles de frottement équivalents à ceux des matériaux réels, apparaît ici justifiée et indispensable tant que l'angle de frottement n'est pas dépendant du niveau de contrainte, notamment pour le matelas de transfert de charge où les mécanismes sont principalement des mécanismes en cisaillement.

Le facteur d'échelle sur les contraintes est $\sigma^* = 1/10$, ce qui indique que les contraintes appliquées dans le modèle devraient correspondre à des contraintes 10 fois plus élevées à l'échelle du prototype. Ceci ne sera pas strictement respecté en tout point du modèle, mais l'application de la surcharge en surface sera dimensionnée afin d'obtenir un niveau de

chargement réaliste, voire surdimensionné afin de mettre clairement en évidence le fonctionnement de l'ouvrage.

3.3 Conception du modèle physique réduit 1G

3.3.1 Objectifs du développement du modèle réduit tridimensionnel

D'une part, la réalisation des expérimentations à l'échelle réelle dans le domaine de la géotechnique illustre bien certains aspects des phénomènes en jeu et ne demande pas le respect des lois de similitude : elles comportent cependant certains inconvénients : caractérisation difficile du sol hétérogène, coût élevé de réalisation d'essai, durée importante de la période d'essai, etc. D'autre part, la réalisation des essais sur des modèles physiques réduits est souvent plus rapide, moins chère, plus simple et les essais peuvent être conduits jusqu'à la rupture. A cet effet, un modèle physique réduit tridimensionnel a été conçu et développé au sein du laboratoire 3SR. Il sert à étudier l'efficacité et la pérennité de la technique d'amélioration des sols par inclusions rigides sous chargement cyclique avec une approche tridimensionnelle. Le modèle est instrumenté par des capteurs de force et de tassement permettant l'obtention de mesures précises et répétables. Il comporte une vitre de visualisation qui, à l'aide d'une technique de corrélation d'images, donne accès au champ de déplacement des grains de sol dans le massif de sol. Le modèle permet d'étudier différentes configurations (épaisseurs des couches) sous chargement monotone et cyclique vertical. Il est également possible de réaliser des essais avec des conditions aux limites différentes en ajoutant une dalle rigide à la surface de la PTC imposant par suite des déplacements uniformes en surface. La présence d'un dallage à la surface de la PTC peut modifier considérablement le mécanisme de transfert de charge dans cette dernière. La surcharge est dite rigide lorsque le dallage est en place, dans le cas contraire elle est dite souple. La présence du dallage va imposer un déplacement uniforme à la surface de la PTC menant par la suite à la création d'un plan d'égal tassement à ce niveau.

Ce modèle va nous permettre de constituer une base de données précise en termes d'efforts et de déplacements, qui servira de référence à la validation d'une approche numérique et qui sera confrontée à des méthodes analytiques.

3.3.2 Description du modèle physique réduit

Un modèle physique tridimensionnel à l'échelle réduite $1/10^{\text{ème}}$ sur les longueurs sous gravité normale a été conçu et développé au sein du laboratoire 3SR. Toutes les longueurs du modèle sont ainsi réduites à $1/10^{\text{ème}}$ des longueurs réelles (figure 3.2).



Figure 3.2(a) Photographie de la cuve métallique avant la mise en place du sol

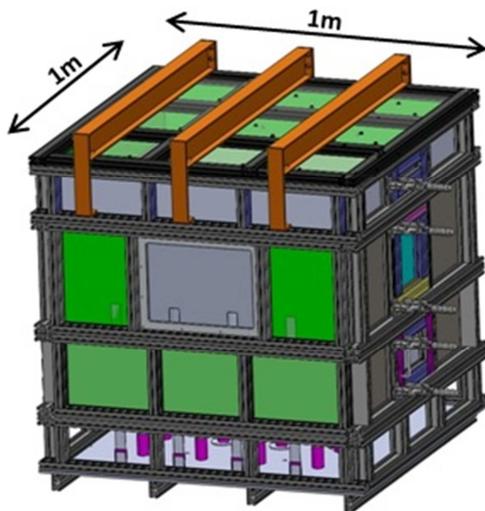


Figure 3.2(b) Vue schématique en 3D du modèle

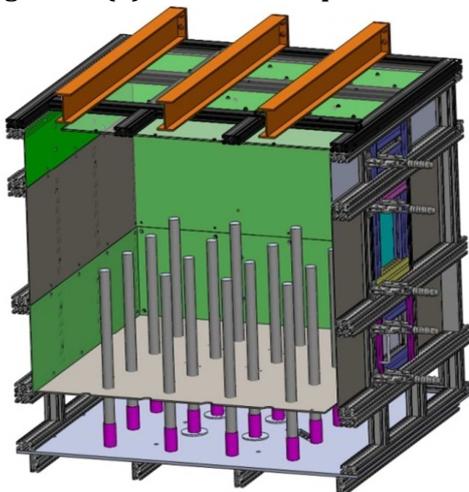


Figure 3.2(c) Coupe longitudinale

Le modèle consiste en une cuve métallique de dimensions internes en plan 1m x 1m, à l'intérieur de laquelle 16 inclusions rigides en aluminium de longueur 0,6m et de diamètre $d = 0,035\text{m}$, sont fixées sur le fond du modèle et réparties suivant un maillage carré, avec un espacement entre inclusions de $s = 0,2\text{m}$. Le taux de recouvrement α dans la zone centrale est ainsi de 2,4 %. Constitué d'une cuve composée de cadres empilables, le modèle permet de faire varier la géométrie du massif étudié. Dans notre cas, l'épaisseur du sol compressible H_{sc} est fixée égale à 0,4m alors que l'épaisseur H de la PTC a été fixée à l'une des deux valeurs : 0,05 et 0,1m. La différence entre l'épaisseur du sol compressible et la longueur des inclusions est éliminée car ces dernières, afin de pouvoir se fixer sur le fond du modèle, traversent l'espace de 0,2m de hauteur dédié à l'instrumentation. Dans certains essais, une dalle rigide a été ajoutée à la surface de la PTC pour simuler le cas « dallage ». Une surcharge uniformément répartie en surface est appliquée par une membrane sous pression d'eau.

Ce dispositif permet d'étudier les mécanismes en zone centrale autour des 4 inclusions centrales, en s'affranchissant au maximum des effets de bord. Sont suivis les efforts verticaux dans les inclusions ainsi que les tassements en 3 points de la surface supérieure du sol compressible.

Quatre demi-inclusions sont ajoutées contre une vitre transparente latérale de 435mm x 335mm qui permet la visualisation depuis l'extérieur des mécanismes qui se développent dans le matelas de transfert de charge durant les différentes étapes de chargement. La vue en plan et la coupe schématique du modèle sont données successivement sur les figures 3.3 et 3.4.

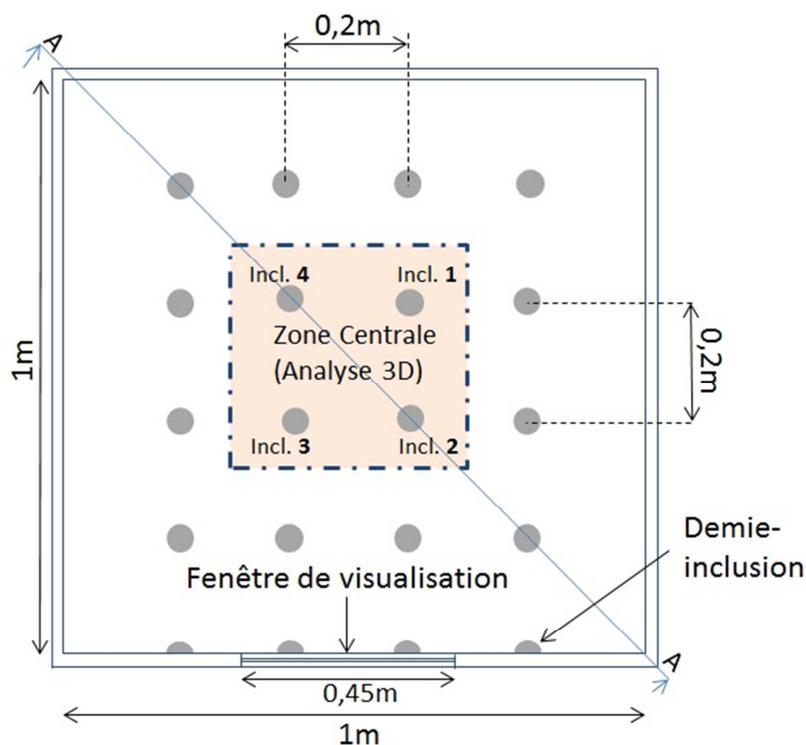


Figure 3.3 Vue en plan du dispositif

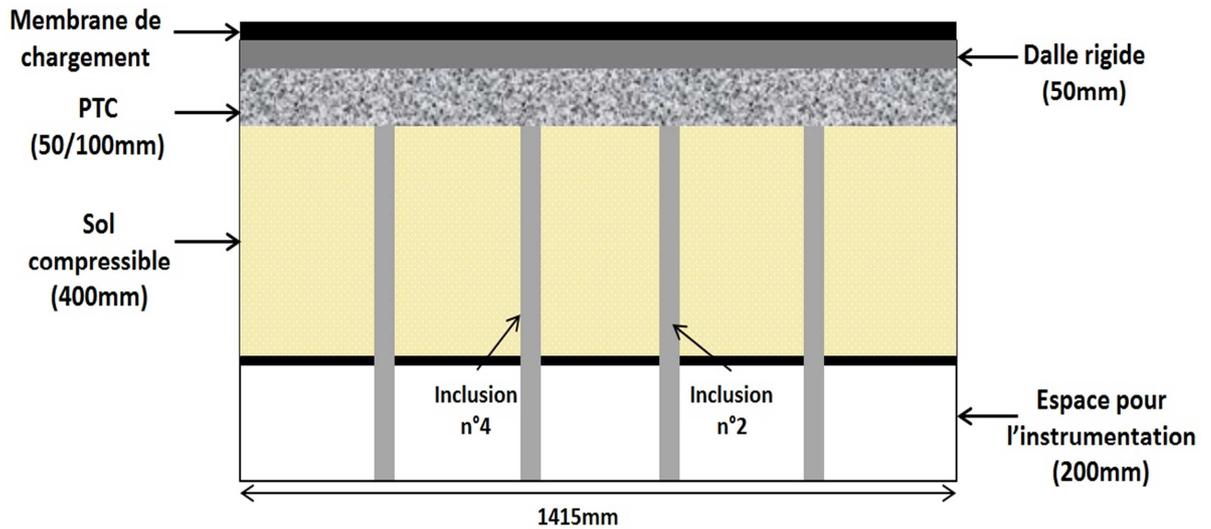


Figure 3.4 Coupe schématique du dispositif suivant AA

3.3.3 Système de chargement

Le chargement vertical uniforme appliqué en surface soit directement sur la PTC (cas « remblai ») soit sur une plaque métallique rigide (cas « dallage ») est simulé par une membrane souple de forme carrée (Figure 3.5) qui permet d'appliquer le chargement grâce à une pression d'eau contrôlée.



Figure 3.5 Membrane de chargement à pression d'eau contrôlée

La pression de la membrane est contrôlée par un coffret comprenant :

- 1 régulateur de pression QB3 : Gamme 0 – 200kPa.
- 1 capteur de pression Keller modèle PAA-23SY : Gamme 0 - 200kPa, pour la mesure de la pression dans la membrane.

La membrane est remplie d'eau par l'intermédiaire d'un réservoir équipé d'un capteur permettant de mesurer le volume d'eau injecté dans la membrane. Ce système est relié au panneau de mise en pression qui est constitué de :

- 1 réservoir LRI 75M (Figures 3.6 et 3.7)

- Capacité 75 L
 - Diamètre 300 mm
 - Longueur 1192 mm
- 1 capteur de pression différentielle type Rosemont 2051CD pour la mesure de niveau d'eau
- Gamme 0 – 10kPa (0 – 1 m d'eau)
 - Précision 0,075 % de la pleine échelle



Figure 3.6 Photographie du réservoir

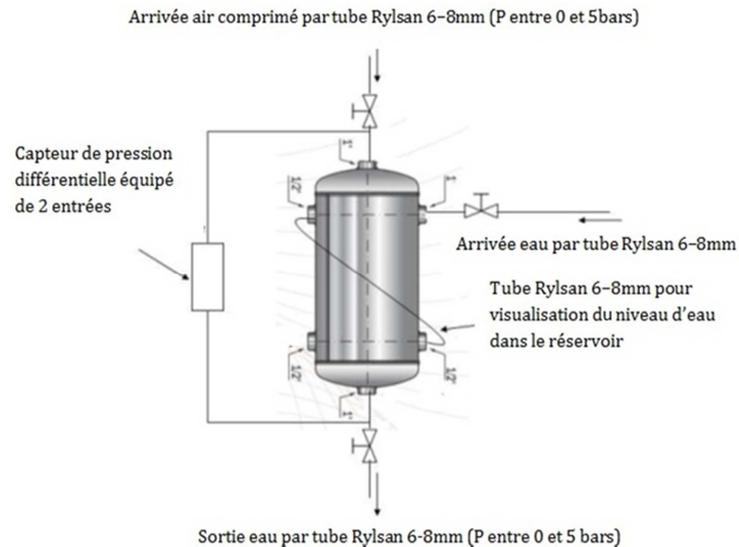


Figure 3.7 Principe de fonctionnement du panneau de mise en pression

La figure 3.8 illustre le principe de fonctionnement du système de mise en pression de la membrane de chargement. Les commandes sont données par l'utilisateur via un ordinateur pour imposer une pression donnée « $P1$ » dans la membrane. Le coffret régulateur a comme rôle de transformer la pression de l'air comprimé du laboratoire (pression entre 0 et 500kPa) en une pression $P1$ de consigne imposée par l'utilisateur. L'air comprimé sous la pression $P1$ entre dans le réservoir et l'eau sort du réservoir sous la pression $P1$ et entre dans la membrane de chargement pour y introduire la même pression.

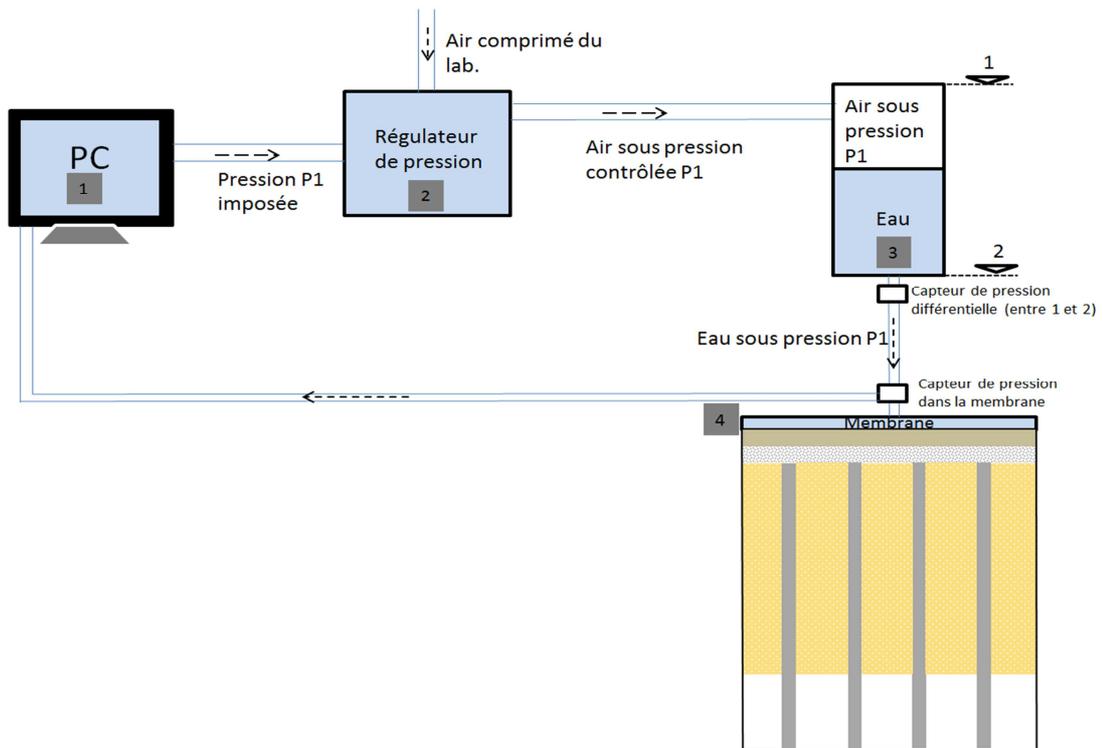


Figure 3.8 Principe de mise en pression de la membrane de chargement

3.4 Matériaux mis en œuvre dans le modèle réduit

3.4.1 La plateforme de transfert de charge

3.4.1.1 Choix du matériau

Comme on l'a vu dans le chapitre II, les paramètres géotechniques et la structure du matériau constituant la plateforme de transfert de charge influencent les mécanismes de transfert de charge au sein du matelas. D'où l'importance de choisir un matériau qui favorise ces mécanismes et qui aide au mieux à la formation des voûtes.

Des gravillons concassés de diamètre \varnothing_g entre 2 et 5mm (Figure 3.9) ont été utilisés pour représenter la PTC, généralement constituée d'un sol granulaire noble. Cela représenterait un sol de granulométrie 20-50mm à l'échelle du prototype.

Dans les cas réels, l'épaisseur du matelas est entre 0,5m et 1m (IREX 2012).

Dans notre modèle réduit, deux épaisseurs du matelas de transfert de charge granulaire ont donc été testées : 0,05 et 0,1m, équivalent à une hauteur de 0,5 et 1m respectivement à l'échelle du prototype.



Figure 3.9 Gravillon 2/5mm constituant la PTC

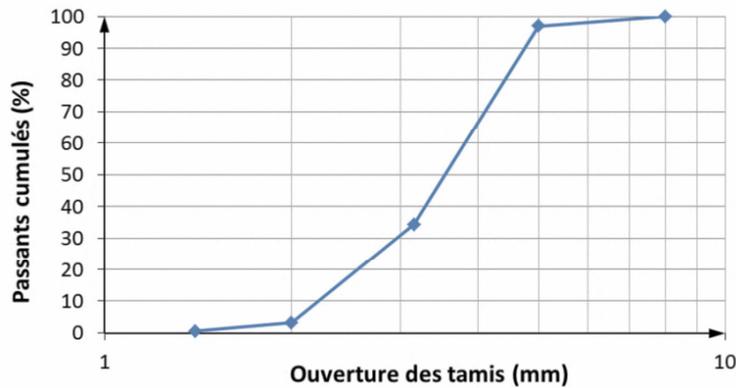


Figure 3.10 Courbe granulométrique du matériau de la PTC

3.4.1.2 Essais de caractérisation

Une détermination des masses volumiques maximale ρ_{dmax} et minimale ρ_{dmin} a été réalisée afin de déterminer l'état de compacité du matelas granulaire installé dans la PTC, c'est-à-dire essentiellement l'indice de densité I_D du sol selon la formule :

$$I_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} = \frac{\frac{1}{\rho_{dmin}} - \frac{1}{\rho_d}}{\frac{1}{\rho_{dmin}} - \frac{1}{\rho_{dmax}}} \quad \text{Équation 5}$$

Où

e : Indice des vides du matériau

e_{max} : Indice des vides maximal du matériau

e_{min} : Indice des vides minimal du matériau

ρ_d : Masse volumique sèche du gravillon dans le modèle réduit

ρ_{dmax} : Masse volumique sèche maximale du matériau

ρ_{dmin} : Masse volumique sèche minimale du matériau

Les essais ont été réalisés en respectant au maximum la norme NF - P94 059, des légères adaptations du protocole ont cependant été nécessaires (fréquence et amplitude de la table vibrante, capteurs de déplacement et dispositif de surcharge du matériau).

Les résultats des essais ont montré que $\rho_{dmax} = 16.5\text{kN/m}^3$ et $\rho_{dmin} = 14\text{kN/m}^3$. Les indices des vides qui correspondent aux valeurs trouvées de ρ_{dmax} et ρ_{dmin} sont $e_{min} = 0,52$ et $e_{max} = 0,78$ respectivement.

Une campagne d'essais triaxiaux monotones et cycliques réalisés au laboratoire Navier à l'ENPC (Houda, 2014) a été également menée afin de déterminer les caractéristiques mécaniques du matelas granulaire. Les essais ont été réalisés en conditions « Consolidées Drainées » sur des échantillons d'élancement égal à 2 et de diamètre égal à 100mm, sous des pressions de confinement $\sigma'_c = 25, 50$ et 100kPa. L'indice de densité initiale de l'échantillon est égal à celui de la PTC dans le modèle réduit à la fin de sa construction c'est-à-dire $I_D = 0,75$ (ce qui correspond à un sol dense compacté, voir plus loin dans le § 3.6).

Les figures 3.11 et 3.12 montrent les résultats des essais triaxiaux monotones.

On observe que les échantillons présentent un comportement ductile défini par une augmentation du déviateur jusqu'à une valeur pic de résistance -rupture de l'échantillon- suivie d'une légère diminution du déviateur.

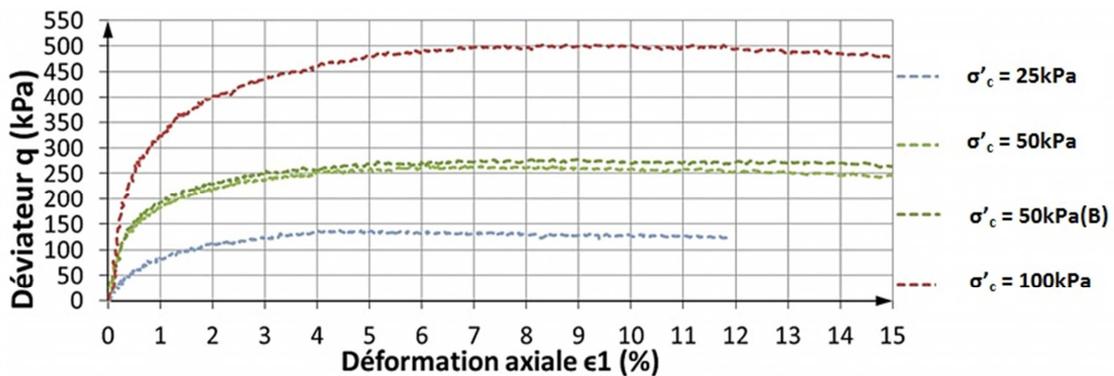


Figure 3.11 Courbe monotone du déviateur (kPa) en fonction de la déformation axiale(%)

On observe sur la figure 3.12 les deux domaines de contractance et de dilatance de l'échantillon. Lors d'un essai triaxial de compression drainé, un sol pulvérulent présente initialement une diminution de volume ou contractance. Puis lorsque le déviateur des contraintes croît, le taux de déformation volumique pour un sol dense s'inverse et le sol devient dilatant avant d'atteindre les grandes déformations.

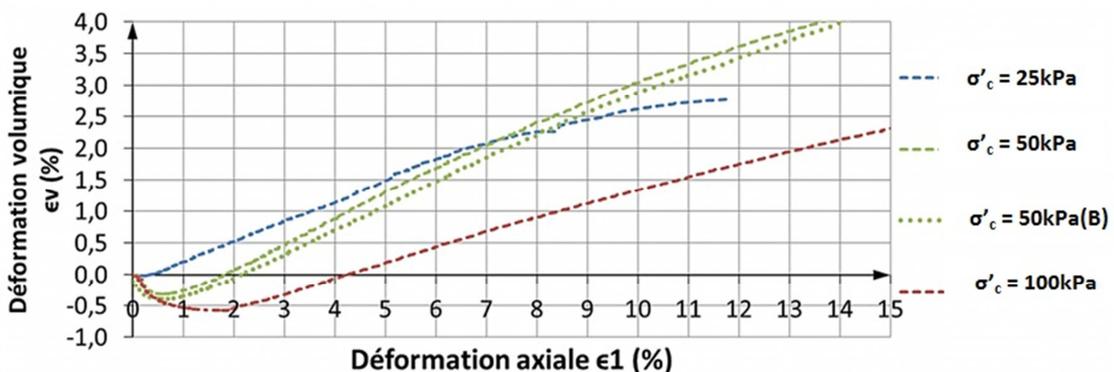


Figure 3.12 Courbe monotone de la déformation volumique(%) en fonction de la déformation axiale(%)

Le comportement du gravillon constituant la PTC sous chargement cyclique vertical est investigué par la réalisation d'une série d'essais triaxiaux cycliques en appliquant des

cycles entre des valeurs du déviateur bien déterminées. Ces essais nous ont permis de déterminer le module d'Young du gravillon lors du premier chargement-déchargement. La figure 3.13(a) montre les résultats d'un essai triaxial cyclique réalisé sous une pression de consolidation $\sigma'_c = 50\text{kPa}$ en appliquant 6 cycles pour une valeur de déviateur q entre 100 et 20kPa suivi de 6 cycles entre 250 et 20kPa. Le contrôle du déplacement de la presse hydraulique (alternativement vers le haut et le bas) nous a permis d'appliquer des cycles entre des valeurs du déviateur bien déterminées mais par contre, le déplacement de l'échantillon durant les cycles n'a pas pu être correctement mesuré étant donné la précision moyenne du capteur qui donnait un signal bruité pour les très faibles déformations de l'échantillon (cf. figure 3.13(b)). Cela nous a empêché de suivre l'évolution de la déformation axiale et du module d'Young durant les cycles. On détermine alors un module d'Young moyen $E_m = 250\text{MPa}$ durant le chargement-déchargement que l'on suppose constant pour tous les cycles. Les essais triaxiaux consolidés drainés réalisés par Hicher et Sarbsy, 2002 sur un matériau granulaire ont présenté une accumulation de tassement et une augmentation du module durant les cycles. Cependant, cette évolution n'est pas bien observée dans nos essais à cause du signal bruité du capteur de déformation axiale durant les cycles.

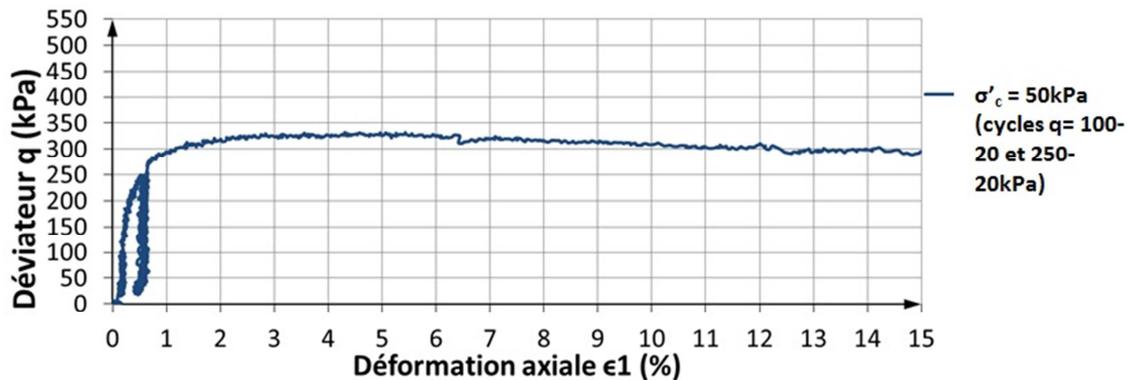


Figure 3.13(a) Courbe cyclique du Déviateur (kPa)/Déformation axiale(%)

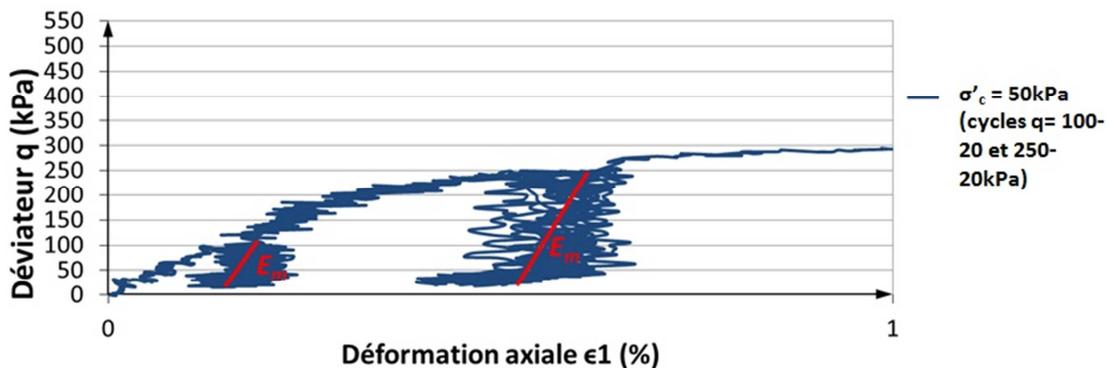


Figure 3.13(b) Courbe cyclique du Déviateur (kPa)/Déformation axiale(%)

L'évolution de la déformation volumique durant les cycles est présentée sur la figure 3.14. On observe un compactage progressif de l'échantillon durant la première série de cycles. La deuxième série de cycles traverse la limite du domaine de contractance, on observe alors durant chaque cycle une contractance et une dilatance. Comme le niveau moyen de cycles se trouve dans le domaine contractant, le chargement cyclique de la deuxième série produit également un compactage.

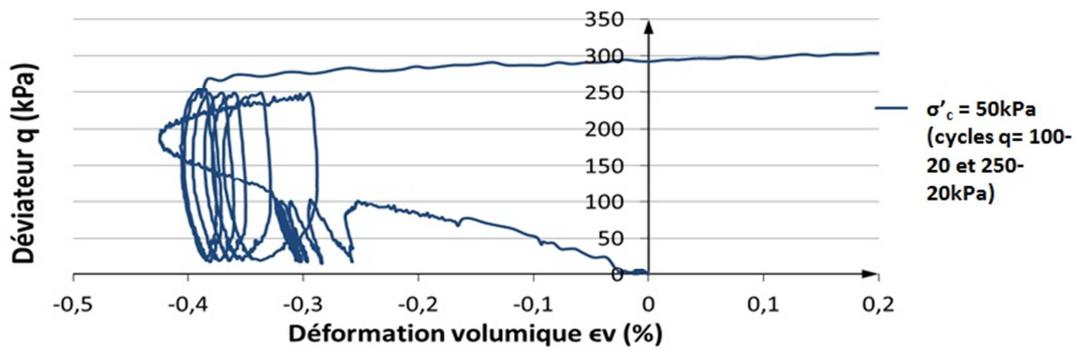


Figure 3.14 Courbe cyclique du Déviateur (kPa)/Déformation volumique(%)

La réalisation d'essais triaxiaux monotones sous trois différentes contraintes de consolidation nous a permis de déterminer les caractéristiques géotechniques (angle de frottement Φ' , cohésion c' et dilatance ψ) et élastique (module d'Young E et coefficient de Poisson ν) du sol granulaire constituant la PTC. Les caractéristiques du sol sont résumées dans le tableau suivant :

Angle de frottement pic	Φ'_{pic}	45°
Angle de frottement palier	Φ'_{palier}	42°
Cohésion	c'	0kPa
Dilatance	ψ	5°
Module d'Young	E	100MPa
Coefficient de Poisson	ν	0,4

Tableau 3.3 Caractéristiques du gravillon constituant la PTC

Les caractéristiques présentées ci-dessus sont les caractéristiques de base présentées dans le modèle de comportement élastique parfaitement plastique avec un critère de rupture de Mohr-Coulomb pour un chargement monotone. Des paramètres plus complets seront déterminés dans le cadre de l'utilisation d'une loi de comportement plus complexe pour prendre en compte le comportement cyclique (chapitre V).

3.4.2 Sol compressible

3.4.2.1 Choix du sol compressible analogique

Le sol compressible, en réalité constitué de sols argileux et/ou limoneux, est simulé dans ce modèle par un mélange de sable fin de Fontainebleau et de billes de polystyrènes expansé (Figure 3.15). Ce matériau analogique a pour intérêt d'être facile à mettre en œuvre et d'être de propriétés mécaniques maîtrisées et constantes afin d'avoir, d'une expérimentation à l'autre, sensiblement le même matériau. Ce type de mélange a été utilisé dans les essais en laboratoire du PN ASIRI (Dinh, 2010).

La proportion qui a ainsi été choisie, afin d'obtenir la compressibilité voulue, est un volume de sable pour deux volumes de polystyrène ($f_v = 2$) associée à une épaisseur de la couche de 0,4 m. Le mélange est effectué avec une teneur en eau de 10%, ceci afin d'assurer une bonne homogénéisation du mélange et éviter la ségrégation entre sable et

polystyrène au moment de la mise en place dans le modèle. Dinh (2010) a montré que la valeur de la teneur en eau ne modifie pas la compressibilité du mélange.

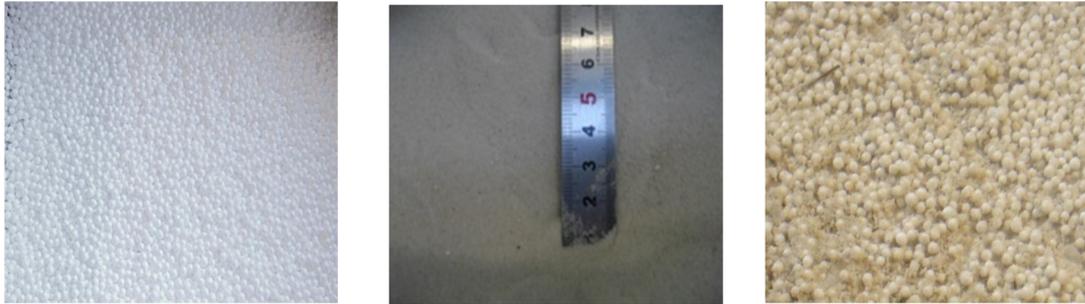


Figure 3.15 De gauche à droite, billes de polystyrène expansé, sable Fontainebleau, sol compressible (mélange)

La granulométrie du sol compressible est présentée sur la figure 3.16.

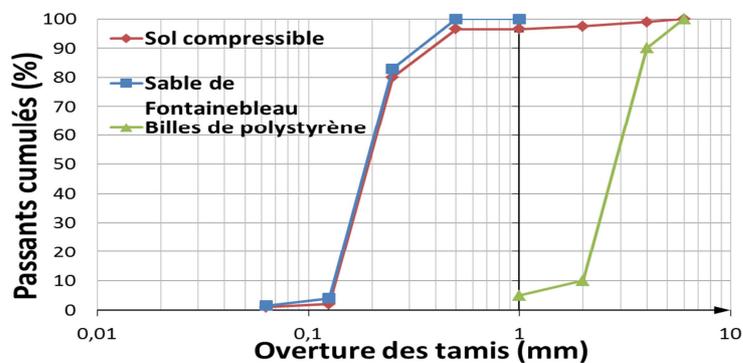


Figure 3.16 Courbe granulométrique du sol compressible

La couche de sol compressible est principalement soumise à une compression due au poids de la PTC et des surcharges en surface. L'utilisation de ce sol analogue pour modéliser le sol compressible sous cycles de chargement-déchargement est discutable. En effet, l'eau contenue dans le matériau mis en œuvre n'est pas suffisante pour le saturer (ce qui n'est pas l'objectif de l'ajout de l'eau au mélange), il n'y a donc pas d'écoulement dans le sol compressible et par la suite ce dernier ne subit pas de phénomène de consolidation au sens de Terzaghi. Ce qui met en jeu l'évolution de l'indice des vides dans le matériau c'est la compressibilité des billes de polystyrène. En revanche, la durée des cycles appliqués sur le modèle réduit sera relativement courte par rapport à des cycles appliqués sur un ouvrage réel : remplissage-vidange de réservoir par exemple, ce qui justifie l'emploi d'un sol analogue avec un temps de consolidation beaucoup plus court.

3.4.2.2 Essais de caractérisation

Une campagne d'essais œdométriques a été réalisée afin de définir la compressibilité du sol compressible analogue utilisé dans le modèle. La cellule œdométrique classique, avec un diamètre égal à 70 mm et une hauteur égale à 24 mm, n'est pas adaptée pour les sols qui ont des éléments de diamètre supérieur à 5 mm ou lorsque plus de 20% des éléments ont un diamètre supérieur à 2mm. Par conséquent, une nouvelle cellule œdométrique,

d'un diamètre égal à 150mm et d'une hauteur égale à 50mm, a été conçue et fabriquée (cf. Annexe I).

Durant chaque palier de chargement les lectures sont faites chaque 10 secondes à l'aide des capteurs de déplacement numériques. La durée de chaque palier de chargement a été maintenue égale à 24h.

La figure 3.17 présente les courbes de compressibilité tracées pour les trois essais œdométriques réalisés sur le sol compressible. Ces essais nous ont permis de déterminer les caractéristiques de compressibilité du sol classiques (Tableau 3.4). La valeur de l'indice des vides importante indiquée sur la figure 3.17 vient du fait que lors du calcul de cet indice, les billes de polystyrène sont considérées comme du vide.

Les résultats de cette campagne œdométrique seront utilisés par la suite, dans la modélisation numérique, pour la calibration des paramètres du modèle de comportement simulant le sol compressible.

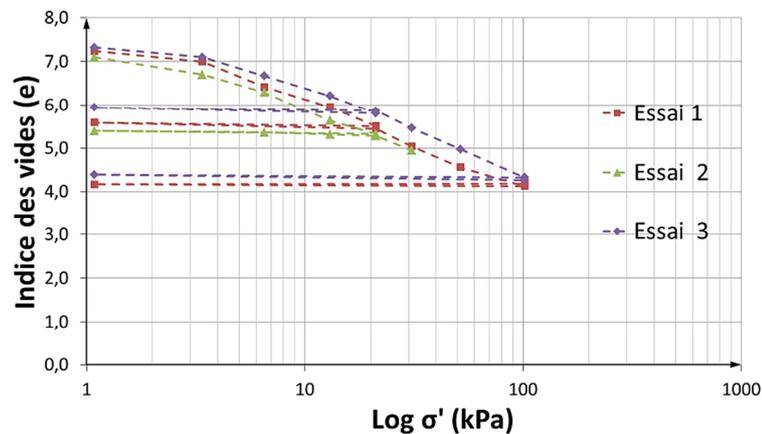


Figure 3.17 Courbe de compressibilité

Indice de compression C_c	1,8
Indice de gonflement C_s	0,1
Indice des vides initial e_0	7
$C_c/(1+e_0)$	0,22
Pression de préconsolidation σ'_p	3kPa

Tableau 3.4 Caractéristiques de compressibilité du sol

La courbe de fluage du sol (Figure 3.18) nous montre que le comportement du sol analogue mis en œuvre ne permet pas de distinguer entre les deux phases de consolidation primaire et secondaire observées pour un sol compressible classique.

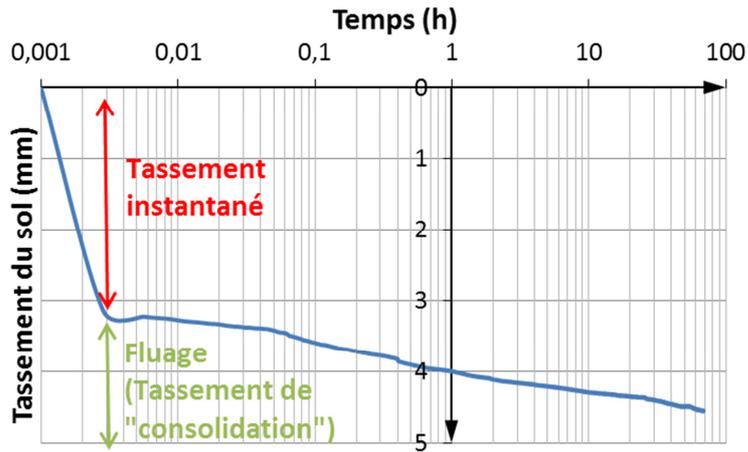


Figure 3.18 Courbe de fluage du sol compressible analogique

3.5 Outils d'exploitation

3.5.1 Instrumentation

L'ensemble d'instrumentation est présenté dans les figures 3.19 et 3.20.

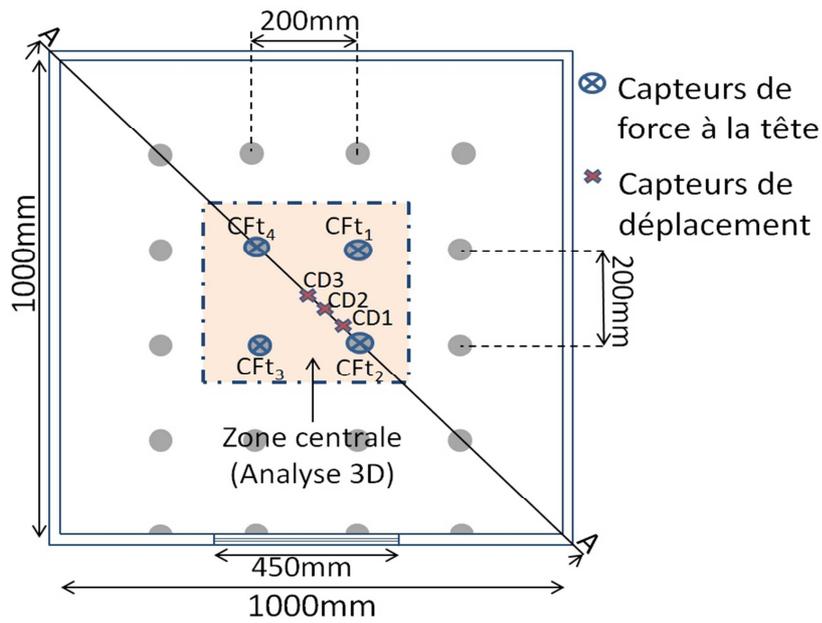


Figure 3.19 Vue en plan du modèle avec instrumentation

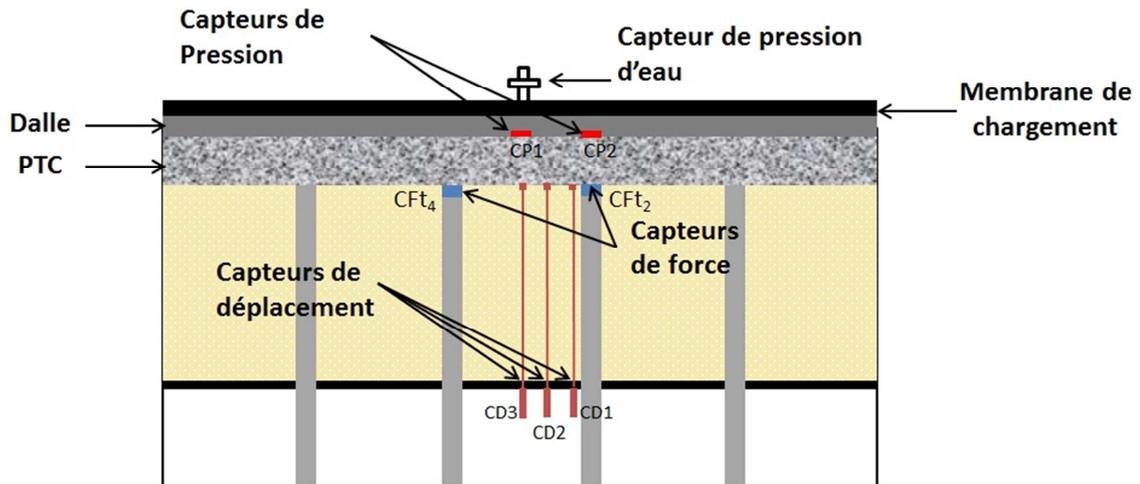


Figure 3.20 Vue en coupe schématique A-A du modèle avec instrumentation

3.5.1.1 Capteurs de force

Chacune des quatre inclusions rigides centrales est instrumentée à son extrémité supérieure d'un capteur de force noté CFT_i de type « Scaime K13 » (Figure 3.21) avec une gamme de 10kN et de précision de 0,2%, permettant de mesurer la force notée F_{ti} en tête de l'inclusion i .

Un usinage de la tête de l'inclusion permet de positionner le capteur et l'empêche de bouger. Le capteur de force en tête de diamètre $\varnothing_c = 35\text{mm}$ est surmonté d'un « chapeau de transmission » de même diamètre, qui est une pièce en aluminium usinée afin de transmettre l'intégralité de la charge appliquée vers le téton de mesure du capteur (Figure 3.22).



Figure 3.21 Capteur de force en tête d'inclusion

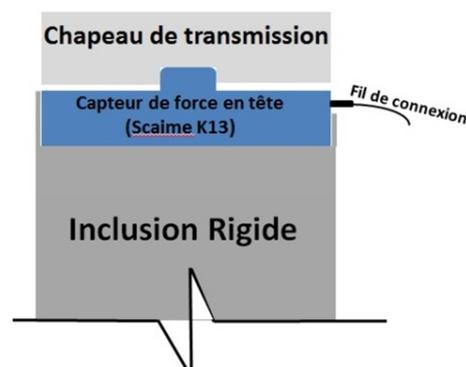


Figure 3.22 Système de positionnement du capteur de force en tête d'inclusion

Les performances d'un capteur de contrainte/force sont également largement fonction des caractéristiques du sol dans lequel il est mis en place et notamment de sa granulométrie et

de sa rigidité. En termes de granulométrie, le diamètre de la surface sensible du capteur \varnothing_c (égale au diamètre du chapeau de transmission dans notre cas) doit être suffisamment grande par rapport au diamètre moyen des particules de sol, noté d_{50} , de manière à réduire l'effet des charges ponctuelles d'une part, et à diminuer l'influence de l'hétérogénéité locale des propriétés du sol sur les résultats de mesure d'autre part. Les essais de Weiler et Kulhawy (1982), cités par Duca (2001), réalisés en imposant des charges locales sur une plaque à bords fixes et en comparant les résultats avec ceux obtenus pour un chargement d'intensité uniforme ont conduit ces auteurs à proposer la condition suivante pour les capteurs à membrane : $\varnothing_c > 10*d_{50}$. Cette condition est alors respectée dans notre modèle réduit où $\varnothing_c = 35\text{mm}$ et $d_{50} = 3,1\text{mm}$.

3.5.1.2 Tassomètres

Le modèle est équipé par trois capteurs de déplacement potentiométriques (Figure 3.23) type « Gefran PY2 C.E.U. 100 » d'une course de 100mm et d'une précision de 0,01mm sur la pleine échelle.



Figure 3.23 Capteur de déplacement potentiométrique

A partir des capteurs de déplacement, des dispositifs de mesure du tassement en surface du sol compressible ont été confectionnés, que nous appellerons « tassomètres » (Figure 3.24). Les capteurs de déplacement sont reliés à des tiges traversant le sol compressible jusqu'à sa surface. Des rondelles sont fixées à ces tiges, en surface du massif de sol compressible, afin d'y imprimer le tassement subi en ces points. Les tiges sont mises en place dans des fourreaux à travers le sol compressible, afin que leur tassement ne soit pas gêné par le frottement du sol compressible. Ainsi, les déplacements mesurés par les capteurs de déplacement correspondent au tassement en surface du massif de sol compressible.

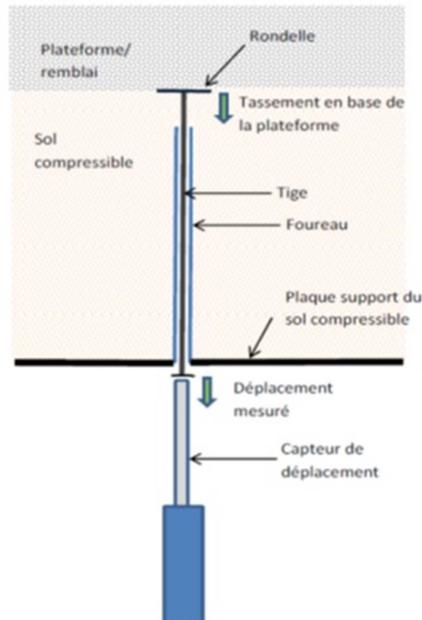


Figure 3.24 Principe de fonctionnement d'un tassomètre (capteur de déplacement)

Les tassomètres (CD1, CD2 et CD3) ont pour rôle de mesurer les tassements (D1, D2 et D3) à l'interface entre le sol compressible et la plateforme de transfert de charge en trois points représentatifs situés sur la diagonale entre l'inclusion n°2 et l'inclusion n°4. Un gabarit de positionnement est utilisé afin de garantir le bon positionnement et le maintien des fourreaux au sein du sol compressible lors de la mise en place de l'essai (i.e. remplissage de la cuve par le sol compressible analogique).

La figure 3.25 présente une photographie de la zone centrale du modèle avec le positionnement des trois tassomètres et des quatre capteurs de force en tête d'inclusion.

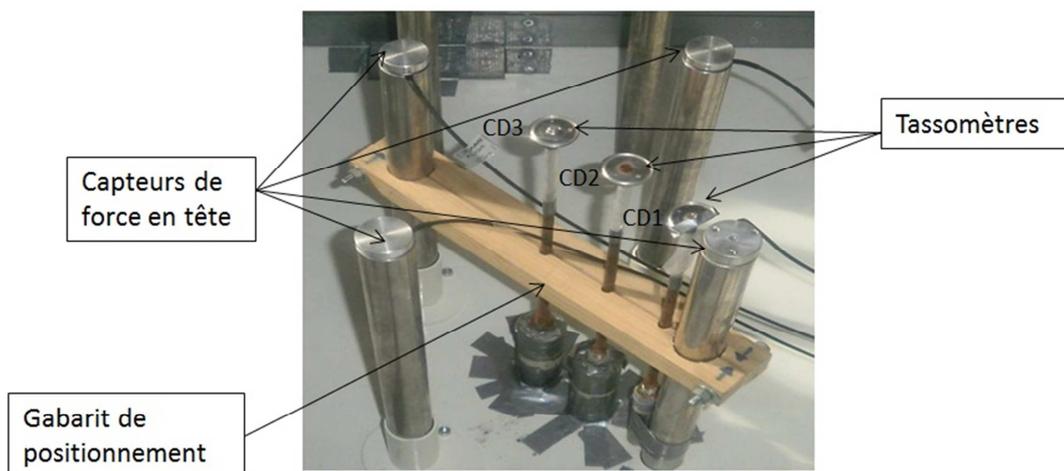


Figure 3.25 Photographie de l'instrumentation dans la zone centrale du modèle

3.5.1.3 Capteurs de pression dans la dalle

Afin de mesurer la répartition des contraintes à la surface de la PTC, dans le cas de renforcement type « dallage », deux capteurs de pression (notés CP₁ et CP₂) ont été

introduits au sein de la dalle. Les capteurs sont de type « Kyowa BEC-A-500kPa » (Figure 3.26) avec une gamme de 500kPa, un diamètre extérieur 30 mm et un diamètre de mesure de pression 23mm. Un des deux capteurs est placé à l'aplomb de l'inclusion n°2, le deuxième est placé au centre du modèle à l'aplomb du tassomètre CD3.



Figure 3.26 Capteur de pression dans la dalle et pièce de fixation

3.5.2 Analyse par imagerie

3.5.2.1 La corrélation d'images en géomécanique

La technique de corrélation d'images est d'abord apparue dans les années 1960, lorsque des marqueurs à plombs ont été placés dans les modèles de sol 2D et que leurs déplacements ont été tracés manuellement d'une image à l'autre (David, 2014). Dans les années 1980, les développements du traitement d'image ont été importants et la localisation d'un seul point de surface 2D par la technique de DIC (Digital Image Correlation) a été possible, mais avec un processus nécessitant une importante interaction de l'utilisateur et presque une journée pour obtenir les résultats. En 1982, l'approche DIC 3D en utilisant deux caméras a fait son apparition, mais toujours avec un temps de traitement important (Viggiani et Hall, 2012).

Durant les dernières décennies, le développement rapide de la technologie dans les domaines concernant la photographie numérique et l'analyse d'images numériques (début des années 1990), mais aussi l'avancement dans le traitement informatique et le traitement des données, ont contribué à l'évolution des techniques de mesure plein champ. Egalement, l'analyse d'images haute résolution enregistrée par les caméras numériques (analyse 2D) ou tomographiques à rayons X (analyse 3D) a permis d'avoir des résultats plus précis. Comme résultat, la corrélation d'images est devenue un outil expérimental populaire pour la communauté de la recherche en géomécanique (Hall, 2012).

La corrélation d'image est essentiellement une technique de mesure cinématique en plein champ qui permet d'évaluer la transformation spatiale (les translations et les rotations) entre deux images numériques. Elle est utilisée pour fournir une caractérisation qualitative et quantitative des géomatériaux offrant des mesures globales comparables à celles locales données par l'instrumentation conventionnelle. Dans sa forme standard, la DIC est essentiellement une analyse de type continu, de sorte que, parfois, dans le cas d'un matériau granulaire, elle peut être inappropriée. A ce stade, une approche DIC alternative a été élaborée, nommé "DIC discrète" donnant la possibilité de "suivre" chaque grain

individuellement. En supposant un mouvement rigide, la "DIC discrète" fournit une mesure quantitative de la cinématique incrémentale de chaque grain (déplacements et rotations 2D/3D).

Des expérimentations en laboratoire sur modèle réduit ont préalablement été menées afin de visualiser les mécanismes de transfert de charge dans le matelas et d'effectuer une analyse des déplacements. On note parmi ces modèles le modèle 2D de Jenck. (2005), le modèle 2D de De Pasquale., 2010, le modèle 2D de Chen et al., 2008 et le modèle 3D d'Eskisar et al., 2012.

3.5.2.2 Equipement pour l'acquisition d'images

Le matériel nécessaire pour l'acquisition des images, pour une analyse ultérieure des champs de déplacements vertical et horizontal et de déformation, se compose d'un appareil photo numérique Nikon 24Mpxls D3X fixé sur un trépied, sa hauteur doit être perpendiculaire à la fenêtre et il a été positionné à une distance de 1,85 m.

Avec une telle distance et des telles caractéristiques de l'appareil photo, il a été possible de suivre des déplacements minimaux de 0,075mm (valeur d'un pixel). L'appareil photo est connecté à un ordinateur portable et il est contrôlé avec le programme « Camera control », qui permet le réglage des propriétés de l'appareil photo et le déclenchement de la prise de vue, sans intervention de l'opérateur sur l'appareil photo (pour éviter tout mouvement parasite). Deux projecteurs au néon sont placés de part et d'autre de la fenêtre à une distance de 0,6 m avec un angle de 45°, pour éviter les reflets. Une grande plaque de polystyrène recouvre la fenêtre et une partie de deux projecteurs afin de maintenir l'homogénéité d'éclairage au cours de la journée (cf. Figure 3.27).

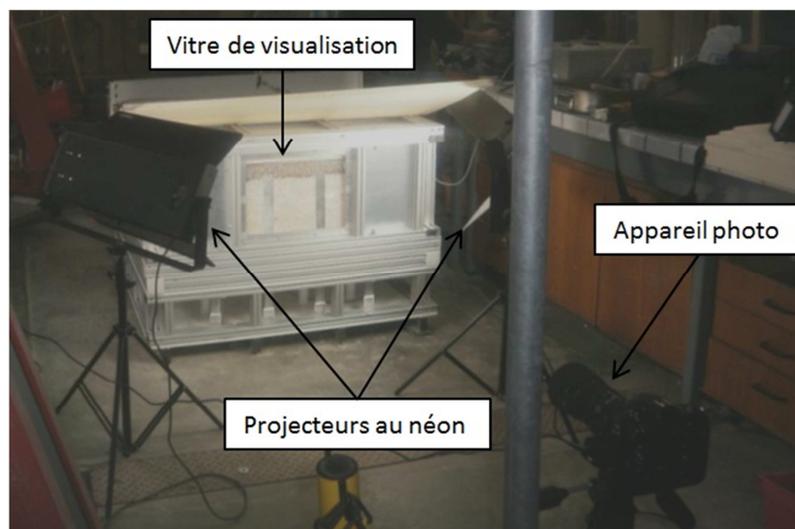


Figure 3.27 Acquisition d'images durant l'essai

3.5.2.3 Principe de la méthode de « Particle Image Tracking » et du logiciel « Tracker »

Un des objectifs de la thèse est l'analyse du champ de déplacement dans le modèle pendant le chargement monotone et cyclique afin d'avoir une meilleure compréhension de la cinématique et les mécanismes développés dans le matelas granulaire de transfert de

charge. Cet objectif peut être atteint par l'application d'une nouvelle approche capable d'évaluer le mouvement 2D des corps rigides constituant un matériau granulaire. La technique qui est utilisée dans notre étude est nommée « Particle Image Tracking » (PIT) basée sur la méthode de corrélation d'images numériques (DIC). L'outil de calcul utilisé dans ce but est le code « Tracker » conçu au laboratoire 3SR par Combe et Richefeu (2013).

« Tracker » est un logiciel approprié pour analyser des images numériques et mesurer, d'une image à l'autre, le déplacement et la rotation dans le plan de chaque grain individuel (Figure 3.28). Sa particularité réside dans le fait qu'il permet le suivi de toutes les particules, sans rien perdre d'elles en adaptant la superficie de la zone de recherche si la corrélation n'est pas satisfaisante pour l'utilisateur, c'est-à-dire si le coefficient de corrélation trouvé est inférieur à une valeur donnée choisie par l'utilisateur. Au cours de la procédure, « Tracker » suit les particules de l'image 1 -image de référence- à l'image n.

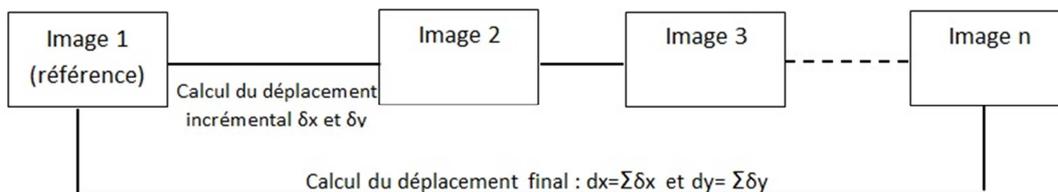


Figure 3.28 Calcul du déplacement incrémental et final

La sélection des propriétés dépend de plusieurs facteurs tels que la nature de la charge, le déplacement incrémental maximal, la matière étudiée, la résolution de l'appareil photo, etc.

Tout d'abord, l'utilisateur doit nommer de façon consécutive la série d'images stockées. Ces images doivent avoir une grande résolution de 24Mpxls. Comme le logiciel « Tracker » reconnaît chaque grain par son niveau unique d'échelle de gris, les grains doivent avoir une texture et une hétérogénéité suffisante en couleur. Ensuite, l'utilisateur a la possibilité de choisir entre deux manières différentes pour définir les nœuds sur la première image :

- (i) En définissant des points dans un fichier contenant les coordonnées x et y des points en pixels.
- (ii) En lui donnant une grille régulière définie par les coordonnées x et y minimum et maximum de la zone d'intérêt et la division choisie dans les deux directions.

Chaque nœud est défini dans le code par un pixel avec une position $r_0 = [r_x, r_y]$. Chaque grain est défini par un motif centré sur chaque nœud, qui peut être rectangulaire, elliptique ou circulaire. Le motif suivi est un ensemble de pixels de position $L_1 = \{x_1, y_1\}$. Le niveau de gris détenu par chaque motif représente une signature optique, qui est un signal local utilisé pour calculer le coefficient de corrélation (CC). Parmi les différentes définitions du coefficient de corrélation, le « Zero-mean Normalized Cross-Correlation » (ZNCC) est utilisé et est défini par la formule suivante :

$$ZNCC = \frac{\sum_{L_1} [I_1(x_1, y_1) - \bar{I}_1] [I_2(x_2, y_2) - \bar{I}_2]}{\sqrt{\sum_{L_1} [I_1(x_1, y_1) - \bar{I}_1]^2} \sqrt{\sum_{L_2} [I_2(x_2, y_2) - \bar{I}_2]^2}} \quad \text{Équation 6}$$

Où

- $I_n(x_n, y_n)$ est le niveau de gris du motif avec les coordonnées (x_n, y_n) de l'image n.
- \bar{I}_n est le niveau de gris moyen calculé pour l'ensemble de motifs qui correspondent à L_n .
- (x_1, y_1) et (x_2, y_2) sont les coordonnées des motifs de l'image originale et déformée, respectivement.

Dans le cas du mouvement de corps rigide, la relation entre $L_1 = \{x_1, y_1\}$ et $L_2 = \{x_2, y_2\}$ est la suivante :

$$x_2 = x_1 + u + (x_1 - r_x) \cos \theta - (y_1 - r_y) \sin \theta \quad \text{Équation 7}$$

$$y_2 = y_1 + v + (x_1 - r_x) \sin \theta - (y_1 - r_y) \cos \theta \quad \text{Équation 8}$$

La procédure de suivi (Tracking) consiste à trouver pour chaque grain de position $r_0 = [r_x, r_y]$ les déplacements u et v et la rotation θ de façon à ce que le coefficient $ZNCC$ soit maximisé (dans la pratique, on cherche à minimiser la valeur de $1-ZNCC$).

Ensuite, une fenêtre de corrélation doit être choisie, c'est à l'intérieur de cette zone que la recherche du motif (ou « pattern ») pour l'état déformé se fait afin d'identifier le déplacement du grain (Figure 3.29).

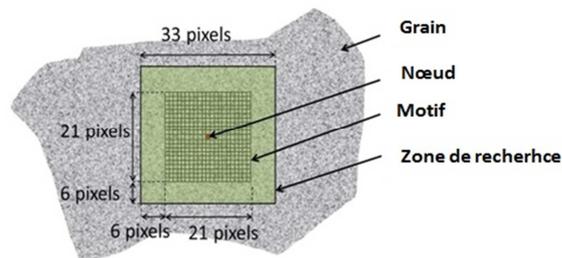


Figure 3.29 Exemple d'un grain défini par un nœud entouré par un motif carré de 21*21 pixels et d'une zone de recherche carrée de 33*33 pixels

3.5.2.4 Méthodologie et choix des paramètres

Pour les expériences menées dans cette campagne, les photos sont prises à travers une vitre transparente en plexiglas de dimensions 435mm x 335mm. En fonction des dimensions de la vitre, un appareil photo numérique de 24Mpixels (6000pxls x 4000pxls) est choisi, ce dernier fournit une haute résolution, en donnant une conversion de 1pxl égal à 0,075mm.

Certaines étapes ont été suivies pour réaliser une bonne corrélation et avoir des résultats fiables. Pour commencer, les photos ont été prises avec une certaine fréquence. Pendant les étapes de chargement ou de déchargement, des images ont été prises toutes les 15 s et toutes les 5 min sous une pression constante. Ce choix a été fait en fonction de la déformation accumulée survenant au cours de ces étapes. Pour chaque expérience, environ 700 photos ont été prises. Les images ont été initialement enregistrées dans des

fichiers RAW et puis elles ont été converties en fichiers TIF ayant une haute résolution à l'aide du logiciel IrfanView.

Deux approches différentes ont été mises en œuvre pour la détermination du comportement de la couche granulaire et du sol compressible. Concernant la couche granulaire, chaque grain visible dans l'image initiale a été sélectionné en son centre (Figure 3.30) en utilisant le programme de traitement d'image Image J.

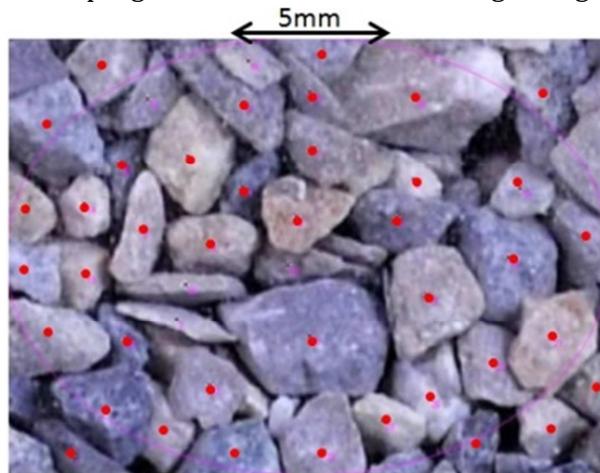


Figure 3.30 Le choix des nœuds au centre des grains de la PTC

De cette manière, il a été possible d'obtenir les coordonnées x et y de chaque nœud. En conséquence, environ 1000 nœuds ont été déterminés pour chaque essai et des motifs centrés sur ces points sont définis dans le logiciel Tracker. Ensuite, un motif rectangulaire de 20×20 pixels a été sélectionné. Ce choix est basé sur la taille de gravier, qui est de 2 à 4 mm et la nécessité que le motif soit complètement à l'intérieur du grain.

En ce qui concerne le sol compressible, une grille régulière a été définie en le considérant comme un milieu continu et homogène. Il était en effet impossible d'identifier les grains du sable d'une manière discrète en raison de leur taille et du fait de l'absence de texture adéquate.

En mesurant le déplacement de la plaque rigide entre le premier et le dernier état et en prenant également en considération les résultats des capteurs de déplacement, une valeur moyenne de déplacement peut être calculée pour une période donnée. Grâce à cette méthodologie, une taille raisonnable de la zone de recherche -fenêtre de corrélation- peut être sélectionnée.

3.5.2.5 Correction des résultats

Après avoir obtenu les résultats de la DIC, les déplacements doivent être corrigés en raison des vibrations de l'appareil photo causées par le mouvement du miroir ou par toute autre activité dans le lieu de l'expérience. Pour cette raison, des taches artificielles ont été placées sur le châssis de la fenêtre jouant le rôle de points fixes (Figure 3.31). Une corrélation a été exécutée pour ces points fixes, dont les résultats donnent directement le mouvement relatif de l'appareil photo et nous permettent alors de rectifier les champs de déplacement des grains.



Figure 3.31 Vue à travers la vitre

Le tableau 3.5 résume l'ensemble des paramètres utilisés pour l'acquisition et le traitement des images.

Appareil photo	Nikon 24Mpxls D3X
Résolution	6000pxls × 4000pxls
Equivalence 1 pixel	0,075mm
Déplacement minimal mesuré	0,075mm
Fréquence des photos	Une photo chaque 15 secondes
Fréquence des photos sous pression constante	Une photo chaque 5 minutes
Définition de la grille de nœuds	Manuelle
Motif	Rectangulaire 21pxls × 21pxls
Zone de recherche (fenêtre de corrélation)	Rectangulaire 60pxls × 60pxls

Tableau 3.5 Paramètres utilisée pour l'acquisition et le traitement des images

3.6 Protocole expérimental

Lors de chaque essai, un protocole expérimental précis doit être suivi, qui définit les différentes étapes du montage et de la mise en place des matériaux et des capteurs dans le modèle. Le protocole expérimental consiste en les étapes suivantes :

- Mise en place des inclusions : Les 16 inclusions et les 4 demi-inclusions sont placées dans la cuve, en vérifiant l'instrumentation en tête des quatre inclusions dans la zone centrale, la verticalité et l'espacement de ces éléments (Figure 3.32 (a)).
- Mise en place des tassomètres en utilisant le gabarit de positionnement des capteurs pour s'assurer de leur verticalité pendant le remplissage du sol compressible (Figure 3.32 (a)).
- Mise en place du sol compressible : la cuve est remplie de sol analogique sur une épaisseur de 0,4m en s'assurant de l'homogénéité de la préparation. Au total, 180 kg de sol compressible ont été préparés pour remplir la cuve. Plus précisément,

160 kg de sable, 4 kg de billes de polystyrène et 16 kg d'eau ont été utilisés pour le mélange. Le poids volumique du sol compressible mis en place dans la cuve est égal à $\rho_{SC} = 4,5 \text{ kN/m}^3$ (Figure 3.32 (b)).

- Le massif est arasé au niveau supérieur des inclusions et une séparation constituée d'un film plastique très fin est posée en surface pour éviter la pollution du sol compressible par la PTC. Des trous sont prévus dans ce film au niveau des têtes d'inclusions afin de ne pas y développer un effet membrane lors du tassement différentiel entre le sol compressible et les inclusions (Figure 3.32 (c)).
- Construction de la PTC : la PTC est construite en couches successives de 2,5 cm d'épaisseur, avec une légère compaction de chaque couche à l'aide d'un compacteur manuel spécifiquement construit dans ce but (Annexe I) en suivant la même procédure pour chaque essai. La densité initiale de la PTC est alors contrôlée (en utilisant la même masse du sol) et est égale à $\rho_{PTC} = 15,5 \text{ kN/m}^3$. La densité relative de la PTC est alors égale à $I_D = 0,75$ (Figure 3.32 (d)).
- Pour le cas de renforcement type « dallage » : installation des capteurs de pression CP_1 et CP_2 dans la dalle rigide à l'interface PTC /dalle (Figure 3.32 (e)).
- Pour le cas de renforcement type « dallage » : mise en place de la dalle rigide (Figure 3.32 (e)).
- Mise en place de la membrane de chargement et fermeture du couvercle du modèle (Figure 3.32 (f) et (g)).
- On laisse le modèle sous l'action du poids propre de la PTC, de la dalle et de la membrane pendant 12 heures.
- Mise en place de l'équipement pour la prise d'images (Figure 3.32 (h)).
- Mise en pression de la membrane de chargement.

La figure 3.32 montre les différentes étapes du montage d'un essai.

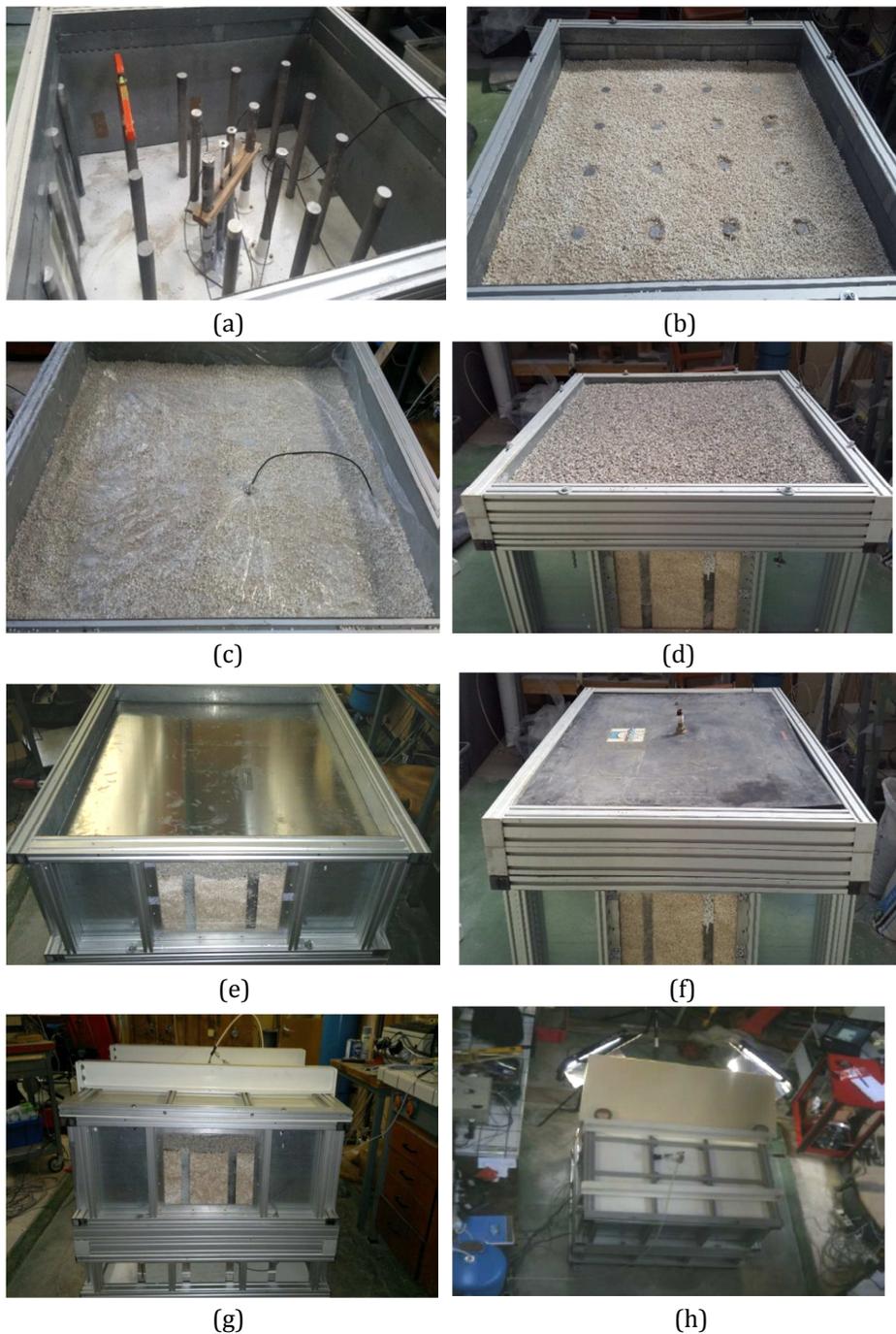


Figure 3.32 Etapes de construction du modèle

3.7 Programme des essais

Le programme des essais est défini de façon à évaluer après un chargement monotone l'effet des cycles sur le comportement du système ainsi que sur les mécanismes de report de charge au sein de la PTC. Dans le programme expérimental, on distingue trois types de configurations géométriques :

1. Epaisseur de la PTC = 100mm avec dalle rigide à la surface indexé D100
2. Epaisseur de la PTC = 50mm avec dalle rigide à la surface indexé D50

3. Epaisseur de la PTC = 100mm sans dalle rigide à la surface indexé R100

Les conditions aux limites appliquées à la surface de la PTC sont différentes pour les deux cas (D) et (R). Un déplacement vertical uniforme est imposé à la surface de la PTC dans le cas des essais type (D) réalisés avec dallage. Par contre, pour les essais type (R) réalisés avec les conditions aux limites type remblai, c'est la répartition de la contrainte appliquée à la surface de la PTC qui est uniforme. Le tableau 3.6 résume l'ensemble des essais réalisés sur le modèle physique. Au total 21 essais sont exploités dans ce travail de thèse.

Type de l'essai	Nom de l'essai	Répétabilité	Epaisseur de la PTC	Conditions aux limites	Nombre de cycles	Corrélation d'images				
Monotone	M_D100	M_D100_a	100mm	Dalle rigide	---	x				
		M_D100_b				x				
		M_D100_c				---				
Cyclique 1	C1_D100	C1_D100_a			50	50	x			
		C1_D100_b					---			
Cyclique 2	C2_D100	C2_D100_a			250	250	x			
		C2_D100_b					x			
Cyclique 3	C3_D100	C3_D100_a			250	250				
Monotone	M_D50	M_D50_a			50mm	Dalle rigide	---	x		
		M_D50_b						---		
		M_D50_c						---		
Cyclique 1	C1_D50	C2_D50_a					50	50	x	
		C2_D50_b	---							
Cyclique 4	C4_D50	C3_D50_a	50	50			x			
		C3_D50_b					---			
Monotone	M_R100	M_R100_a	100mm	Sans dalle rigide			---	--		
		M_R100_b								
Cyclique 1	C1_R100	C1_R100_a					50		50	50
		C1_R100_b								
Cyclique 2	C2_R100	C2_R100_a					50		50	50
		C2_R100_b								

Tableau 3.6 Programme des essais

L'objectif de cette étude paramétrique est d'étudier, sous chargement monotone et cyclique, l'influence de l'épaisseur relative de la PTC, de la séquence de chargement et des conditions aux limites (présence d'une dalle rigide à la surface de la PTC) sur le comportement du système renforcé par des inclusions rigides verticales. La répétabilité des essais a été également vérifiée par la répétition de chaque essai.

Le chargement monotone (M) consiste à appliquer 3 paliers de chargement de pression en surface de 10, 20 et 30kPa, suivis d'une décharge.

Quatre types de chargement cyclique (Figure 3.33) ont été appliqués :

1. Cyclique 1 (C1) : consiste à appliquer 2 paliers de chargement en surface de 10 et 20kPa, suivis de 50 cycles entre 10 et 20kPa (cas des réservoirs et zones de stockage), suivis d'un chargement monotone à 30kPa, puis une décharge à 0kPa.
2. Cyclique 2 (C2) : consiste à appliquer 3 paliers de chargement de 10, 20 et 30kPa (préchargement du massif), suivis de 50 cycles entre 10 et 20kPa, suivis d'une décharge à 0kPa.
3. Cyclique 3 (C3) : consiste à appliquer le même type de chargement que Cyclique 1, mais avec un nombre de cycles égal à 250.
4. Cyclique 4 (C4) : consiste à appliquer un palier de chargement de 10kPa, suivis de 50 cycles entre 10 et 0kPa, suivis de deux paliers de chargement monotone de 20 et 30kPa, puis une décharge à 0kPa.

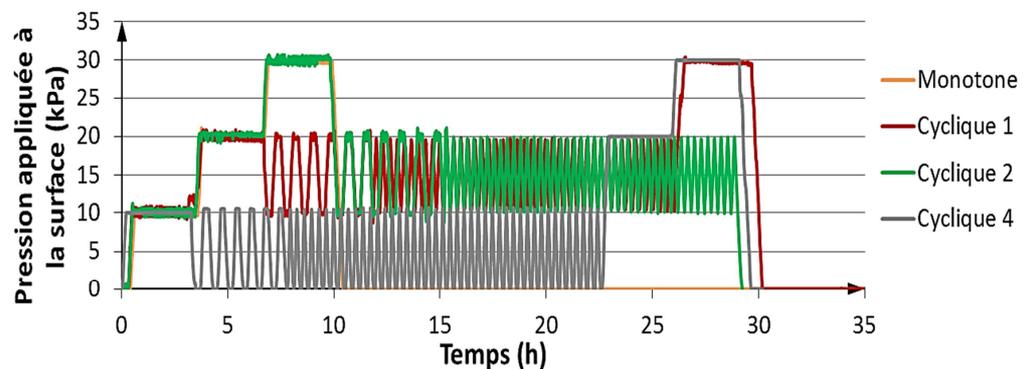


Figure 3.33 Types de chargements cycliques appliqués

Le but de chaque type d'essai est présenté ci-dessous :

- Monotone (M) : essais de référence qui servent également à la validation des résultats du modèle physique sous chargement monotone.
- Cyclique 1 (C1) : déterminer l'influence du chargement cyclique (par comparaison avec (M))
- Cyclique 2 (C2) : déterminer l'influence de l'état de "consolidation" (ou préchargement) du sol compressible sur l'effet des cycles (par comparaison avec (C1))
- Cyclique 3 (C3) : déterminer l'influence d'un nombre de cycles cinq fois plus important (par comparaison avec (C1))
- Essais avec dallage et avec une épaisseur de PTC égale à 50mm (D50) : déterminer l'influence de l'épaisseur de la PTC (par comparaison avec les essais (D100))
- Essais sans dallage et avec une épaisseur de PTC égale à 100mm (R100) : déterminer l'influence de la présence d'une dalle rigide à la surface de la PTC (par comparaison avec les essais (D100))

Les quatre types de chargement cyclique commencent avec un déchargement et ont été divisés en deux étapes :

- Etape 1 : chargement cyclique d'une période de 50min (6 cycles), afin d'avoir suffisamment de temps pour prendre des photos et suivre l'évolution du champ de déplacement dans le matelas granulaire durant les cycles (Figure 3.34) à l'aide de la DIC.

- Etape 2 : chargement cyclique d'une période de 20min (44cycles) avec un grand nombre de cycles (Figure 3.35).

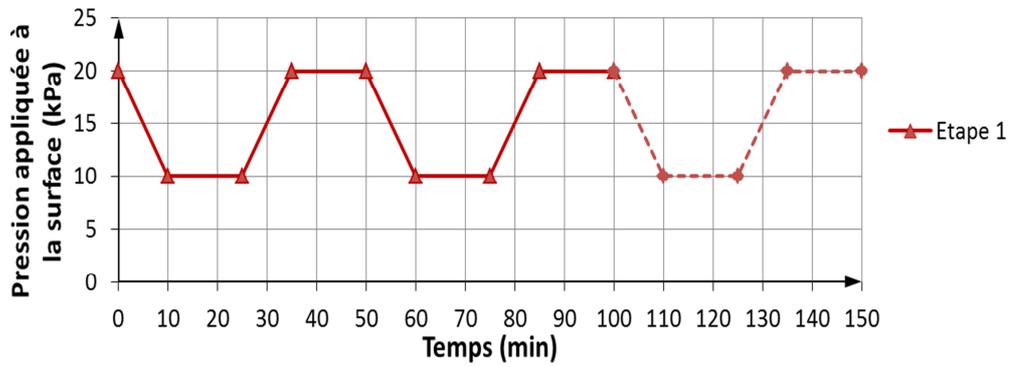


Figure 3.34 Première étape de chargement cyclique

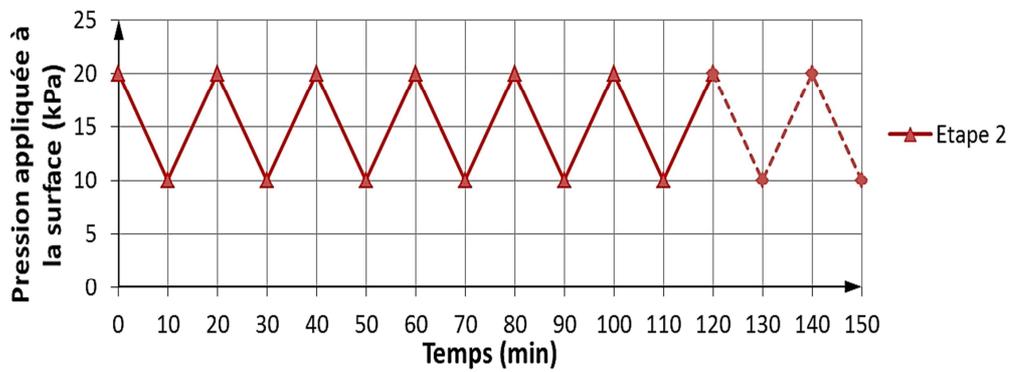


Figure 3.35 deuxième étape de chargement cyclique

CHAPITRE IV - Analyse des résultats expérimentaux

4.1 Introduction

L'analyse de l'ensemble des résultats expérimentaux ainsi que les résultats de la corrélation d'images est présentée dans ce chapitre. Dans un premier temps, une analyse détaillée des résultats de l'essai monotone avec dallage est présentée afin de vérifier le bon fonctionnement du modèle physique et la répétabilité des résultats sous chargement monotone. L'influence du chargement cyclique est présentée dans un deuxième temps. L'étude paramétrique réalisée sur le modèle réduit est par suite présentée. Elle porte sur la hauteur de la PTC avec dallage, le préchargement du système avant l'application des cycles, le niveau de chargement cyclique et la présence du dallage à la surface de la PTC.

4.2 Analyse détaillée de l'essai monotone M_D100

Les essais M_D100 correspondent à un chargement monotone réalisé avec une dalle rigide à la surface de la PTC ayant une épaisseur de 100mm. Ce type d'essai est considéré comme référence pour l'analyse ultérieure des effets d'un chargement cyclique et est réalisé trois fois à l'identique afin de vérifier la répétabilité des résultats. Son analyse détaillée permet également de vérifier le bon fonctionnement de l'ensemble du dispositif sous chargement monotone et la cohérence de notre modèle avec le cas idéal qui consiste en une répartition de charge uniforme sur la totalité des inclusions. L'analyse détaillée des résultats se focalisera tout d'abord sur l'instrumentation placée dans la zone centrale du modèle. Les résultats seront mis en perspective avec ceux de la littérature. Dans un deuxième temps, l'analyse par corrélation d'images permettra de comparer les champs de déplacements (et donc les mécanismes physiques) mis en jeu lors de cet essai avec les observations faites dans des recherches précédentes (notamment dans le cadre du Projet National ASIRI).

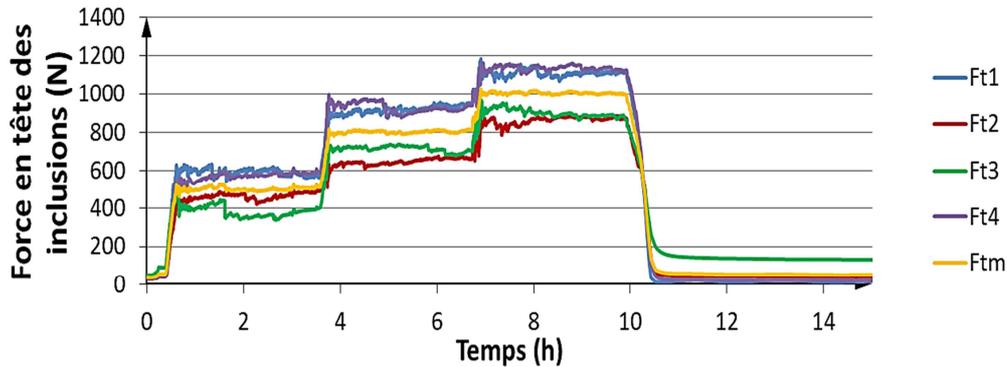
4.2.1 Instrumentation de la zone centrale

4.2.1.1 Mesures de force

Les Figure 4.1(a) et (b) présentent les résultats des mesures des capteurs de force en tête des inclusions lors de l'essai monotone M_D100_a. On observe sur ces figures que les variations des valeurs de la force Ft_i en tête des quatre inclusions centrales ont la même allure et croissent régulièrement avec l'augmentation de la pression Pm appliquée à la surface. L'écart maximal par rapport à la valeur de la force moyenne des quatre inclusions $Ft_m = \sum_{i=1}^4 Ft_i$ est environ de 10% (150N pour le premier palier de chargement, 170N pour le deuxième palier et 180N pour le troisième palier). Ceci montre que la conception du dispositif et la mise en place des matériaux permet bien d'avoir une homogénéité du chargement appliqué par la membrane à la surface. On observe également sur la figure 4.1(a) que la valeur de la force moyenne reste constante durant chacun des 3 paliers de chargement monotone.

Par contre, on observe une variabilité de la répartition des forces sur les inclusions lors du passage d'un niveau de chargement à un autre, l'effort le plus ou le moins important ne reste pas mesuré sur la même inclusion. Cela peut être dû à un réarrangement des grains dans le matelas de transfert de charge au-dessous de la dalle, mais cela traduit surtout que

la réalisation des essais ne s'accompagne pas d'un déséquilibre systématique du chargement vers une zone en particulier.



Figure

4.1(a) Evolution de la force en tête des inclusions en fonction du temps pour l'essai M_D100_a

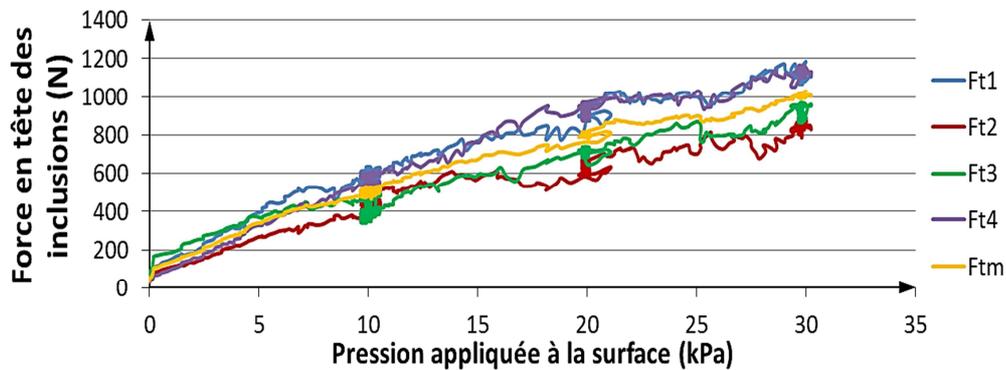


Figure 4.1(b) Evolution la pression appliquée à la surface avec la force en tête des inclusions pour l'essai M_D100_a

Connaissant la charge permanente W -poids propre de la dalle rigide, de la PTC et de la membrane vide- ainsi que la force externe Q appliquée à la surface, il est possible de calculer la force totale $Q+W$ appliquée sur la zone d'intérêt (par exemple, pour $P_m = 10\text{kPa}$: $W = 62\text{N}$ et $Q = 400\text{N}$).

Le volume d'eau dans la membrane de chargement, calculé par le capteur de pression différentielle, est également pris en compte lors du calcul de la force totale appliquée.

L'efficacité moyenne du système E_m est définie comme étant la moyenne des 4 valeurs d'efficacité E_i calculées pour chacune des 4 inclusions rigides de la zone centrale (équation 9).

$$E_m = \frac{\sum_{i=1}^4 E_i}{4} \quad \text{Équation 9}$$

Connaissant la valeur initiale de la force transmise aux inclusions avant l'application du chargement extérieur, il est possible de calculer l'efficacité du système due au poids propre de la PTC et de la dalle rigide. La valeur de l'efficacité moyenne initiale est trouvée alors égale à 0,35.

La figure 4.2 nous montre la variation de l'efficacité moyenne pour les différentes étapes de chargement monotone.

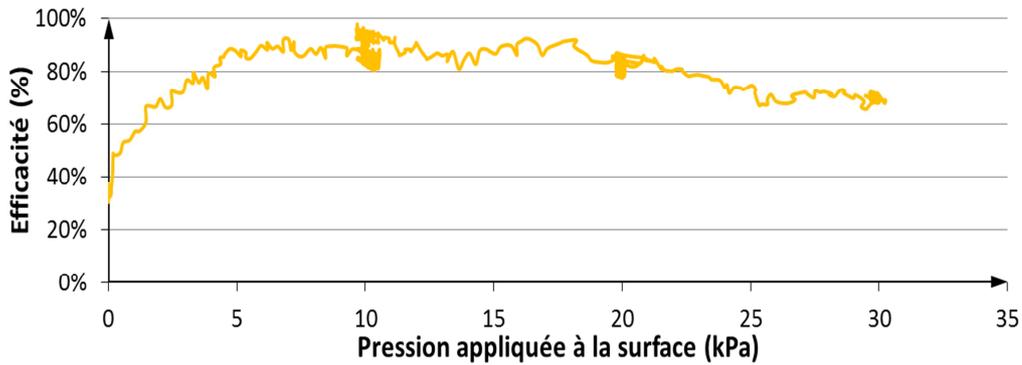


Figure 4.2 Calcul de l'efficacité moyenne pour l'essai M_D100_a

On observe sur cette figure que l'efficacité moyenne du système augmente de 0,35 à 0,9 lorsque la pression P_m appliquée à la surface passe de 0 à 5kPa ce qui signifie que le transfert de charge vers les inclusions rigides augmente avec la première mise en pression de 5kPa. Une légère augmentation de l'efficacité est observée en passant de 5 à 10kPa pour atteindre une valeur d'efficacité voisine de 100%. L'augmentation de la pression de 10 à 20kPa introduit une légère diminution de la valeur d'efficacité suivie d'une stabilisation autour d'une valeur égale à 85% à la fin du chargement. L'augmentation de la pression appliquée jusqu'à 30kPa introduit également une diminution de la valeur de l'efficacité moyenne qui atteint une valeur finale égale à 72% pour une valeur de pression appliquée à la surface égale à 30kPa. On observe également que l'efficacité reste constante pendant chaque palier de chargement. Cela est un résultat évident de la stabilisation de la valeur de la force moyenne en tête des inclusions observée sur la figure 4.1(a). La marge d'erreur sur ces valeurs d'efficacité est calculée en comparant la valeur d'efficacité moyenne avec l'efficacité par inclusion E_i , la marge d'erreur sur l'efficacité est d'environ 10% (comme pour les valeurs de Ft_i).

Les essais M_D100 ont été réalisés trois fois. Les figures 4.3 et 4.4 montrent la bonne répétabilité des valeurs de l'effort moyen en tête des inclusions rigides et de l'efficacité moyenne respectivement pour trois essais M_D100 réalisés. L'essai M_D100_c est marqué par une augmentation très rapide de l'efficacité en début de chargement jusqu'à une valeur de 80%. Cela est relié à l'évolution rapide de la force avec le chargement observée sur la figure 4.5.

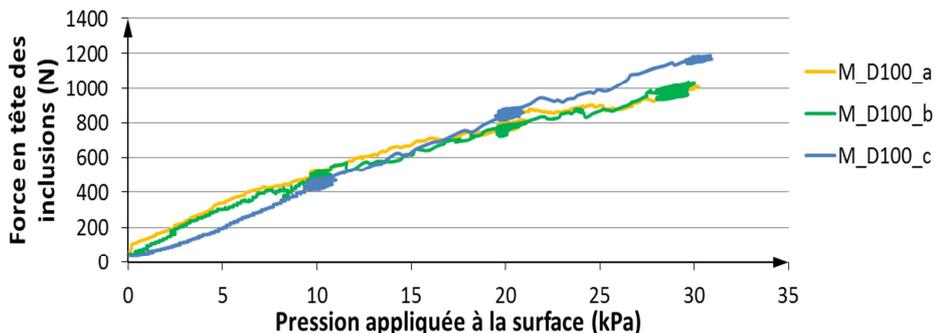


Figure 4.3 Répétabilité des forces moyennes en tête des inclusions pour l'essai M_D100

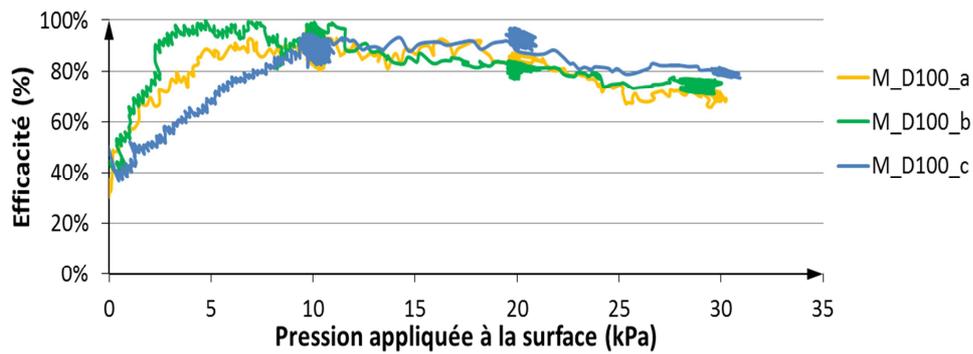


Figure 4.4 Répétabilité de l'efficacité moyenne pour l'essai M_D100

On observe sur les deux figures 4.5(a) et (b) que la valeur de la contrainte P2 sous dalle à l'aplomb de l'inclusion est plus importante que la valeur de la contrainte P1 sous la dalle au centre du modèle. Cela met en évidence la répartition non uniforme de la contrainte à l'interface dalle rigide / PTC. Les figures montrent également que les résultats des deux capteurs CP1 et CP2 n'ont pas une répétabilité suffisante pour permettre une exploitation réelle dans l'analyse des phénomènes mise en jeu en statique ainsi qu'en cyclique et par la suite ne seront pas présentés.

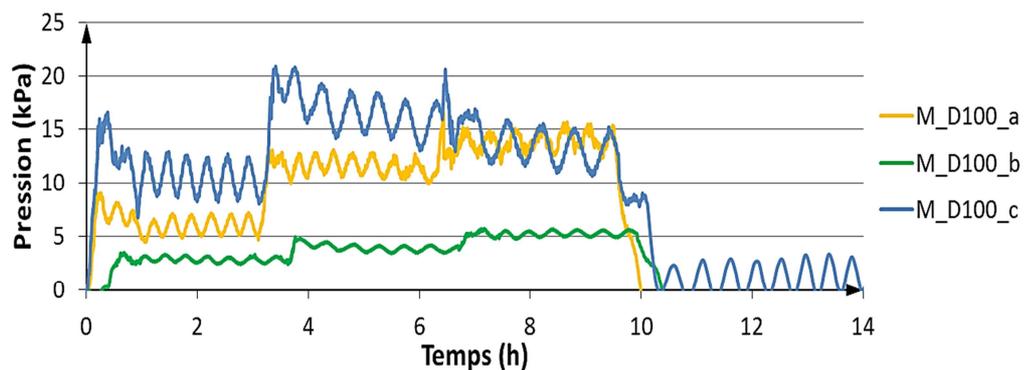


Figure 4.5(a) Evolution de la contrainte P1 du capteur CP1 en fonction du temps pour l'essai M_D100_a

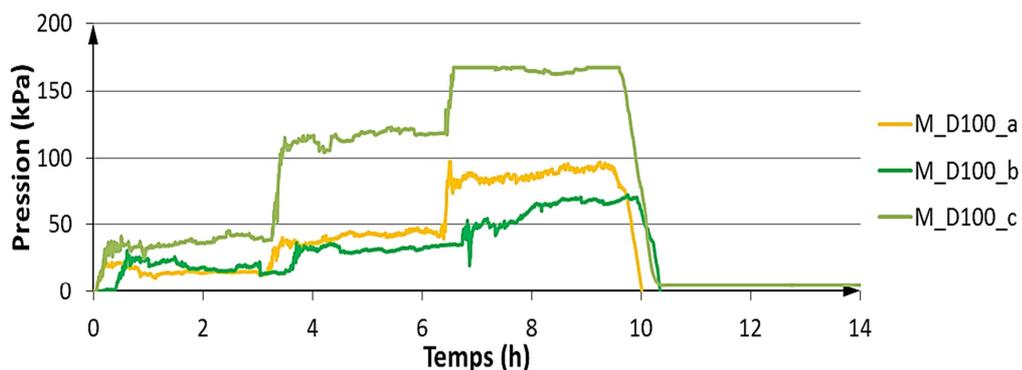


Figure 4.5(b) Evolution de la contrainte P2 du capteur CP2 en fonction du temps pour l'essai M_D100_a

4.2.1.2 Tassements à l'interface sol compressible / PTC

Le tassement à l'interface sol compressible / PTC est mesuré par trois capteurs de déplacement (CD1, CD2 et CD3) placés le long de la diagonale de la zone centrale d'analyse 3D. Le capteur placé à côté de l'inclusion est le CD1 alors que CD3 est situé au centre de la zone d'analyse entre les inclusions. L'évolution des tassements pour les différentes étapes de chargement monotone est présentée sur la figure 4.6. Le tassement initial dû à la construction du matelas granulaire et de la mise en place de dalle rigide (respectivement $D1 = 5\text{mm}$, $D2 = 13\text{mm}$ et $D3 = 15\text{mm}$) n'est pas présenté sur cette figure. Le tassement initial dû à la construction est contrôlé et gardé constant pour tous les essais réalisés par la procédure de compactage présenté dans le §3.6. La figure 4.6 présente ainsi le déplacement incrémental à partir de la fin de la phase de construction et non le déplacement total. On observe sur cette figure que l'amplitude du déplacement due à chaque palier de chargement diminue en passant d'un palier à l'autre : pour D3 par exemple on mesure 16mm de déplacement pour le premier palier, 10mm pour le deuxième et 7mm pour le troisième. Il s'avère également que les tassements incrémentaux D2 et D3 ont les mêmes valeurs tout au long du chargement extérieur.

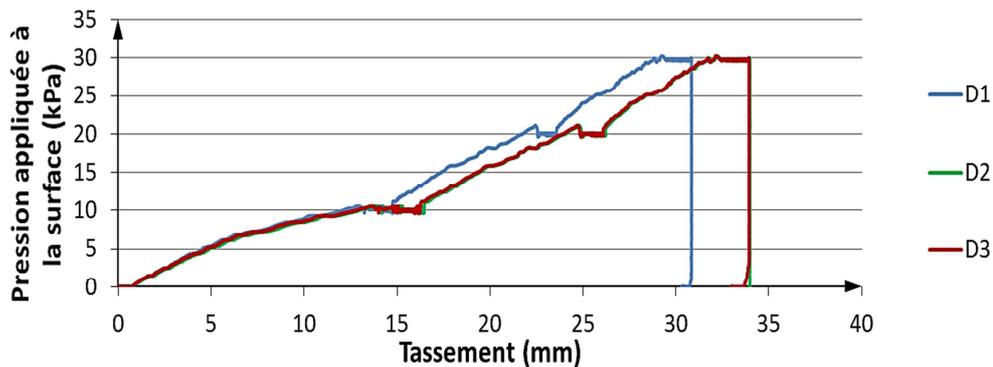


Figure 4.6 Evolution des tassements D1, D2 et D3 avec la pression appliquée à la surface pour l'essai M_D100_a

Les trois capteurs de déplacement placés le long de la diagonale de la zone centrale du modèle nous permettent de tracer le profil de tassement du sol compressible à l'interface PTC/sol compressible. La figure 4.7 montre le profil de tassement pour l'essai M_D100_a pour les différentes étapes de chargement, incluant la phase de construction de la PTC. On observe sur cette figure que la forme du profil dû à la construction du modèle, reste conservée durant les différentes étapes de chargement. En revanche, on observe clairement l'accrochage du sol compressible autour du fût de l'inclusion ; ceci peut être identifié par les faibles valeurs de tassement enregistrées par le capteur CD1 par rapport aux valeurs des capteurs CD2 et CD3. L'effet d'accrochage et la forme en U du profil de tassement ont également été observés dans les travaux de Combarieu (1974) et lors des essais sur le site expérimental de Chelles (Briançon et Simon, 2011). En fait, cette même évolution des tassements de CD2 et CD3 illustre que l'on a mobilisé un phénomène de poinçonnement de la PTC par les têtes d'inclusion.

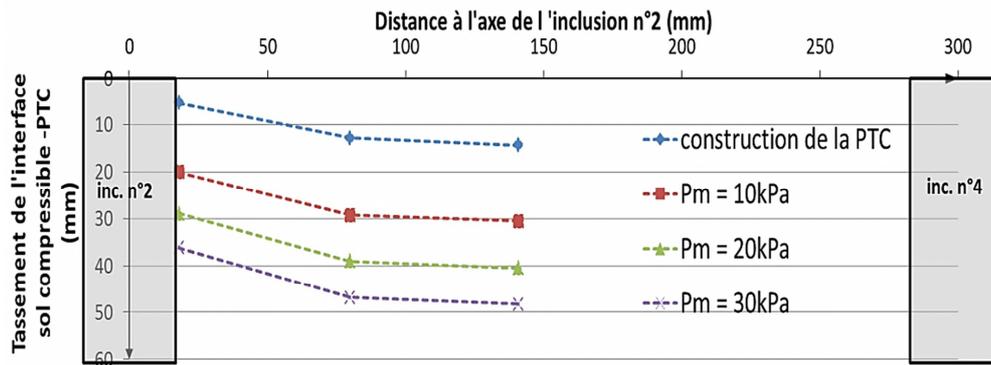


Figure 4.7 Evolution du profil de tassement pour l'essai M_D100_a

La figure 4.8 montre la bonne répétabilité du tassement du sol D3 mesuré par le capteur de déplacement CD3. Celle-ci est à rapprocher de la répétabilité des mesures de force sur les têtes d'inclusion.

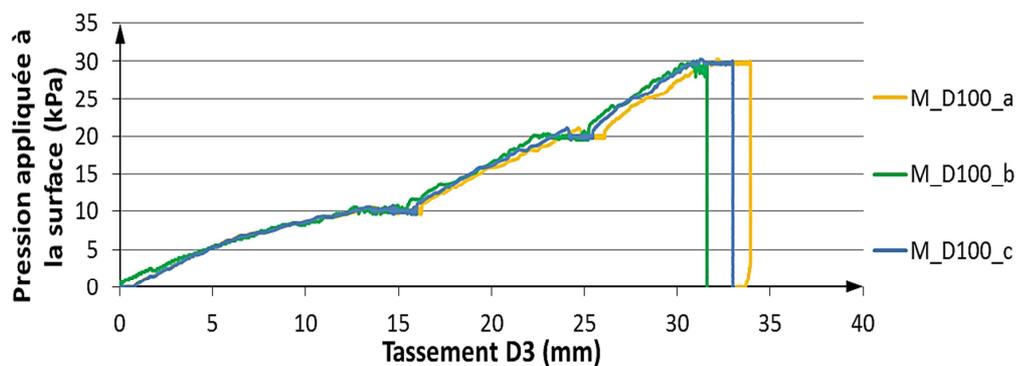


Figure 4.8 Répétabilité du tassement D3 pour l'essai M_D100

4.2.2 Analyse du champ de déplacement dans la PTC par traitement d'images numériques

Avant de faire l'analyse par imagerie sous chargement cyclique il est important de valider la méthode utilisée d'abord sous chargement monotone. On présente dans cette partie les résultats de l'analyse par imagerie de l'essai M_D100_a à la fin de chaque palier de chargement. Les résultats sont présentés en termes de champ de déplacement total, puis en distinguant les composantes verticales et horizontales.

On s'attachera ici dans un premier temps à analyser de manière qualitative les résultats de la corrélation d'images numériques en matière de déplacements et de mécanismes dans le matelas de transfert de charge. En effet, la présence de la vitre au travers de laquelle les photos sont prises peut avoir une influence sur le champ de déplacement mesuré. On note également que même si Tracker permet de déterminer les déplacements et rotations des particules, l'analyse de ces dernières a été faite mais les résultats ne sont pas probants (en particulier à cause de l'effet de la vitre) et ne sont donc pas présentés.

4.2.2.1 Champ de déplacement total

Le tableau 4.1 présente les champs de déplacement de l'essai M_D100_a à la fin de chaque palier de chargement. Le déplacement de chaque grain y est matérialisé par un vecteur à une échelle de 0,5 par rapport à l'échelle des longueurs. L'état de référence pour les trois images est à la fin de la construction du modèle (après une période stabilisation de 3 h). L'évolution des tassements peut être observée clairement par l'augmentation de la longueur des vecteurs de déplacement dirigés verticalement d'un palier de chargement à un autre. Le tableau 4.1 montre que le tassement de la partie centrale, entre les deux inclusions, est plus important que le tassement de la partie de la PTC au-dessus des inclusions. On observe également que les tassements s'homogénéisent en s'approchant de la surface de la PTC. Cela met en évidence le développement des mécanismes de cisaillement dans le matelas granulaire de transfert de charge durant le chargement monotone appliqué.

On observe également que, quel que soit le niveau de chargement, la partie du matelas granulaire directement au-dessus des inclusions rigides présente une zone de déplacement quasiment nul sans que celle-ci n'atteigne le niveau de la dalle rigide. Cette zone fait corps avec l'inclusion rigide et se rapproche d'une demi-sphère de diamètre égale à celui de l'inclusion rigide (cf. figure 4.9). Cette observation est cohérente avec le mécanisme de poinçonnement évoqué au § 4.1.1.2.

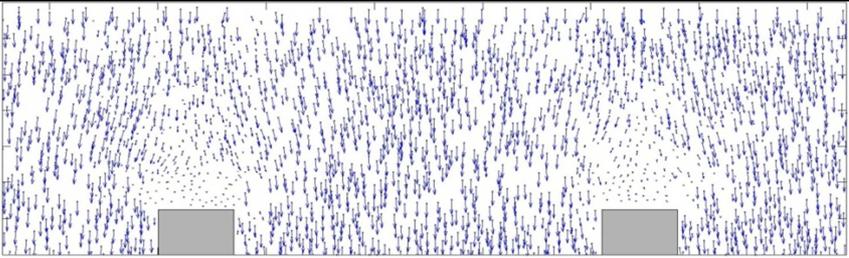
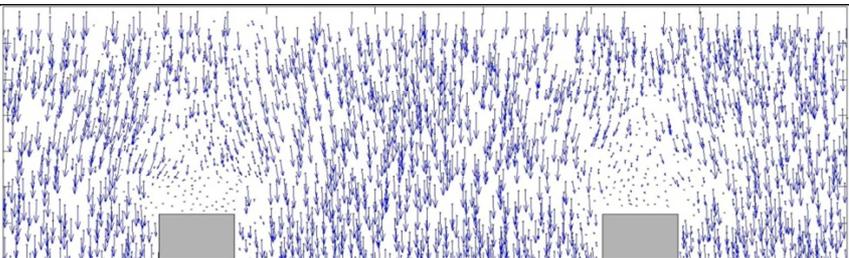
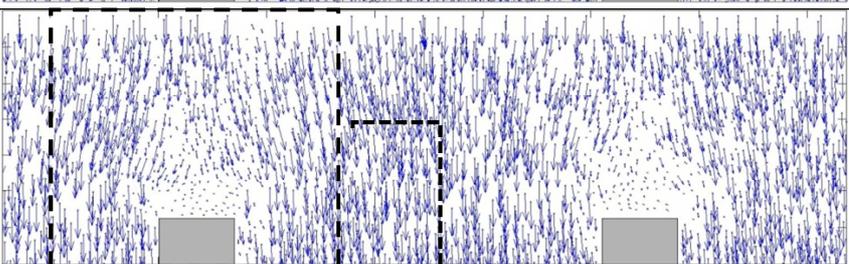
Palier de chargement P_m (kPa)	Champ de déplacement (Echelle $\frac{1}{2}$)
10kPa	
20kPa	
30kPa	

Tableau 4.1 Champ de déplacement total à la fin de chaque palier de chargement



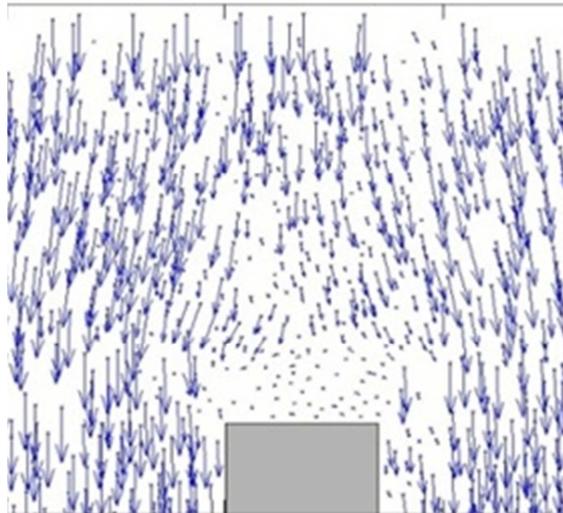


Figure 4.9 Vue en zoom pour $P_m = 30\text{kPa}$

4.2.2.2 Champ de déplacement vertical

Avec le logiciel Tracker, il est également possible de présenter les déplacements verticaux et horizontaux séparément.

Le tableau 4.2 présente l'évolution du champ de déplacement vertical durant les trois paliers de chargement statique pour l'essai M_D100_a. Chaque grain visible de la plateforme de transfert de charge est représenté par un polygone (cellule de Voronoï) et colorée suivant le déplacement vertical qui lui correspond. Les polygones colorés en blanc sont ceux pour lesquels le coefficient de corrélation (1-ZNCC) est inférieur à 0,6 et dont le résultat est donc considéré comme insatisfaisant. Les résultats de la DIC présentent bien l'augmentation du tassement en passant d'un niveau de chargement à un autre. On observe sur le tableau 4.2 que le tassement moyen mesuré par la DIC entre les deux demi-inclusions est inférieur de 5mm à la valeur du tassement mesuré par le capteur CD3 (Figure 4.6) dans la zone centrale du modèle. Cette différence est due notamment au fait que le capteur de déplacement CD3 mesure les déplacements sur la diagonale entre les deux inclusions, alors que la corrélation d'images a été faite entre deux demi-inclusions qui se trouvent sur le même côté du modèle. Cette différence sera examinée par les résultats des simulations numériques dans le chapitre VI. Elle peut être due également à l'influence de la vitre -frottement sur les bords- qui introduit des tassements moins importants mesurés par la DIC

On observe également, quel que soit le palier de chargement, l'absence d'un plan d'iso-tassement dans la PTC, même si les tassements tendent à s'homogénéiser quand on s'éloigne de la base de la PTC. Le plan d'iso-tassement est alors celui de la dalle rigide. Afin de présenter la position de la dalle à la fin de chaque palier de chargement, le niveau de cette dernière est présenté par une ligne pointillée. A noter que la position réelle des cellules de Voronoï n'est pas actualisée. La hauteur de la zone de tassement quasiment nul est alors légèrement inférieure à celle observée dans le tableau. On observe que pour le dernier palier de chargement de 30kPa de l'essai M_D100_a, la hauteur de la zone de tassement quasiment nul située au-dessus des inclusions fait environ 30% de la hauteur

de la PTC, ce qui n'est pas suffisant pour que la dalle rigide entre en contact avec cette zone.

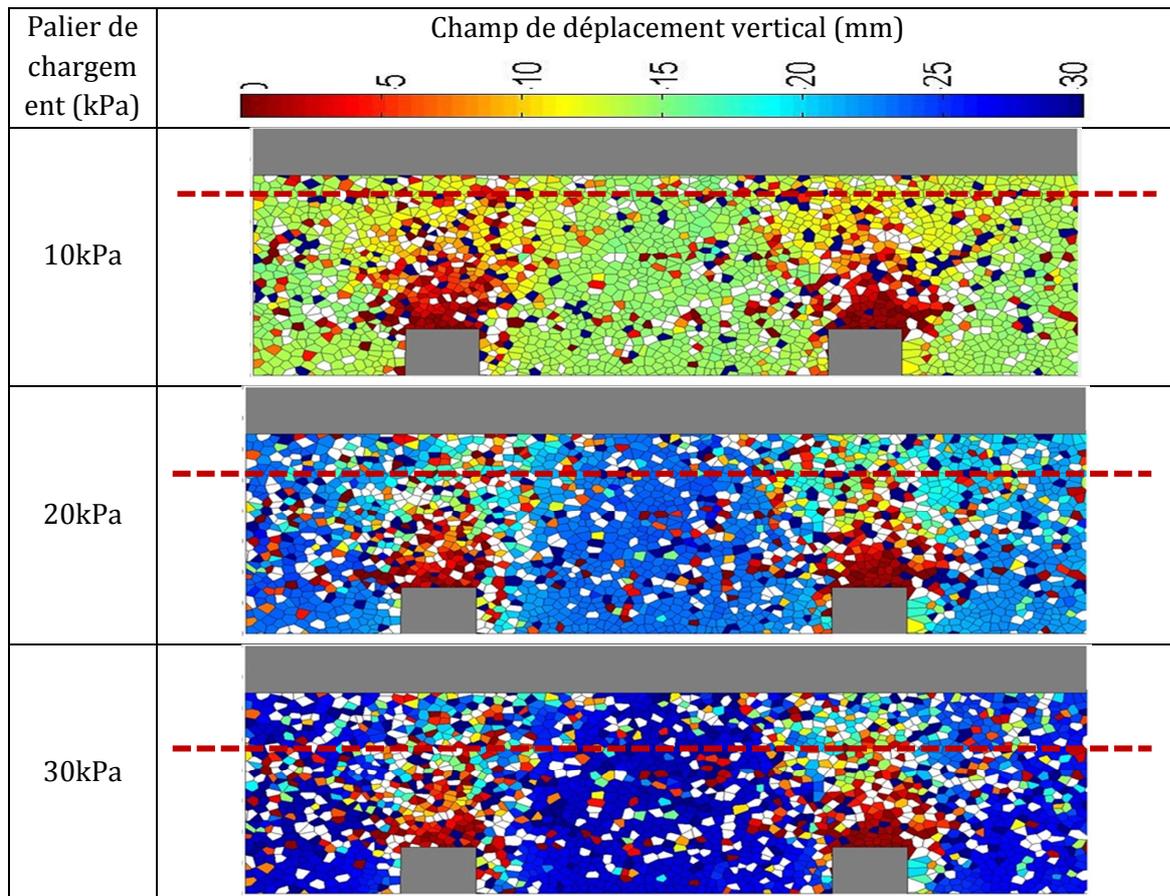


Tableau 4.2 Champ de déplacement vertical à la fin de chaque palier de chargement

4.2.2.3 Champ de déplacement horizontal

L'évolution du champ de déplacement horizontal a été également étudiée durant les trois paliers de chargement statique pour l'essai M_D100_a (Tableau 4.3). On observe que les déplacements horizontaux sont situés principalement au-dessus des inclusions où les grains se déplacent horizontalement dans deux directions opposées. Etant donné la géométrie du modèle réduit, qui empêche les grands déplacements horizontaux du sol -la présence des parois du modèle limite les déplacements horizontaux-, on mesure des déplacements horizontaux maximum cinq fois plus petits que les déplacements verticaux. La zone de tassement quasiment nul, déjà observée dans le § 4.1.2.1 subit également des déplacements horizontaux quasiment nuls.

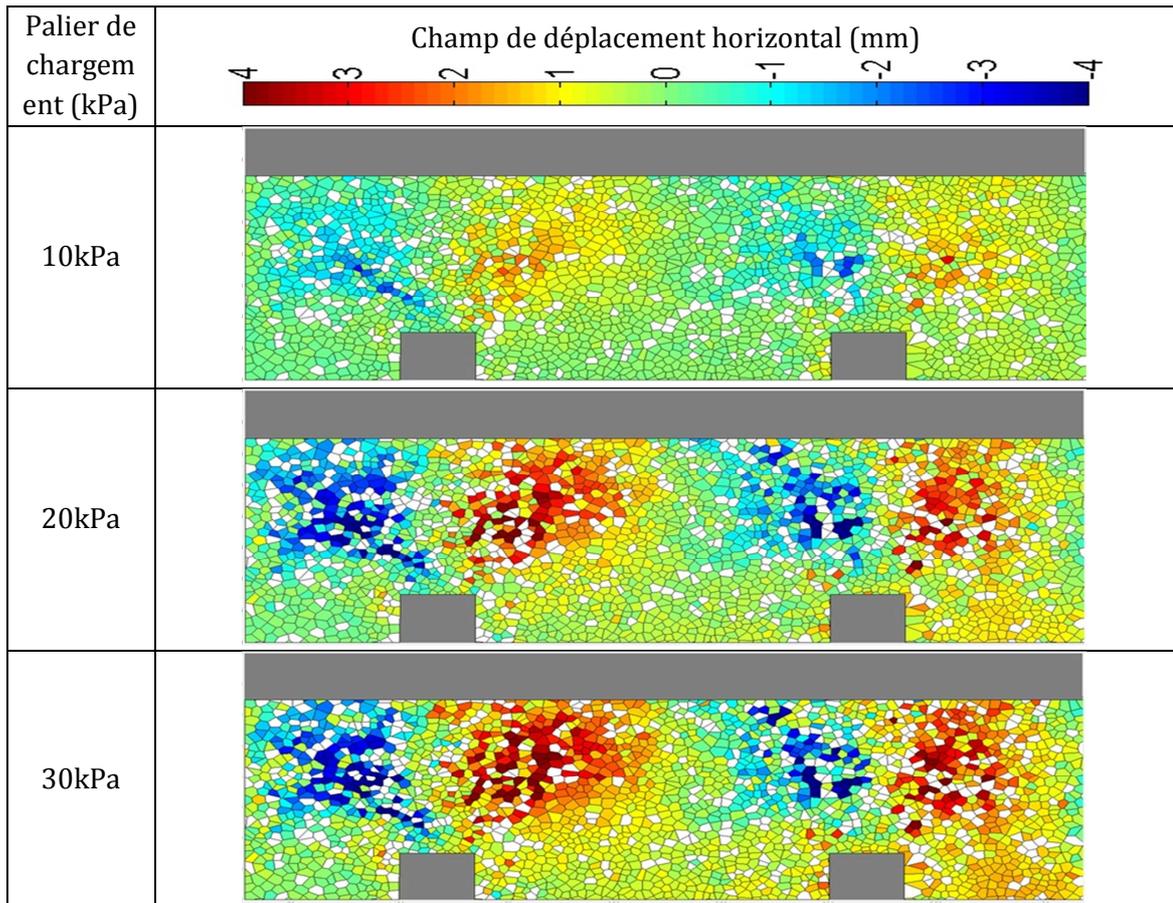


Tableau 4.3 Champ de déplacement horizontal à la fin de chaque palier de chargement

Les résultats des tableaux 4.2 et 4.3 traduisent le bon fonctionnement du modèle par la présence des axes de symétrie verticaux (entre les deux demi-inclusions et dessus de l'axe de chaque inclusion) des champs de déplacement vertical et horizontal respectivement.

4.2.3 Conclusion partielle

L'analyse et l'interprétation des résultats de l'essai monotone M_D100 nous ont permis de vérifier le fonctionnement de l'ensemble du dispositif : répartition uniforme de surcharge sur les inclusions, capteurs de force, capteurs de déplacement, validation de la répétabilité des essais. La réalisation de l'analyse par imagerie sous chargement monotone nous a permis de valider la méthode de corrélation d'images utilisée. Il est toutefois nécessaire de noter que les conditions de corrélation d'image bidimensionnelle en déformation plane ne sont pas toutes respectées dans notre cas (elle se fait suivant une coupe 2D d'un modèle physique en 3D) et que la visualisation se fait à travers une vitre suivant une maille et non pas suivant la diagonale comme pour les capteurs en zone centrale.

4.3 Etude de l'influence d'un chargement cyclique : analyse détaillée de l'essai C1_D100

Dans cette partie, on s'attache à faire une première analyse détaillée de l'influence d'un chargement cyclique sur le comportement du système. Les résultats de l'essai M_D100 sont donc ici comparés avec ceux de l'essai C1_D100. Les deux essais sont réalisés avec la même configuration géométrique. L'essai C1_D100 consiste à appliquer 2 paliers de chargement de 10 et 20kPa, suivis de 50 cycles entre 10 et 20kPa, suivis d'un chargement monotone à 30kPa, puis une décharge à 0kPa (Figure 3.34). Pour la suite du rapport, l'essai C1_D100 sera également considéré comme un essai de référence pour les autres essais cycliques.

4.3.1 Instrumentation de la zone centrale

4.3.1.1 Mesures de force

La figure 4.10 présente la variation de la force Ft_i en tête des quatre inclusions centrales et de la force moyenne Ft_m en fonction du temps pour l'essai C1_D100_a. Les numéros indiqués sur la figure correspondent aux différentes étapes de chargement pour l'essai C1_D100 : 1 = palier de pression à 10kPa, 2 = palier à 20kPa, 3 = chargement cyclique entre 10 et 20 kPa, 4 = palier à 30kPa, 5 = déchargement jusqu'à 0kPa. Pour la force moyenne Ft_m , on observe une légère augmentation de cette dernière aux pics des cycles pour les 6 premiers cycles suivi d'une stabilisation pour les cycles qui suivent. Cela signifie qu'après une période d'adaptation, le report de charge vers les têtes des inclusions rigides n'est pas modifié par le chargement cyclique ultérieur.

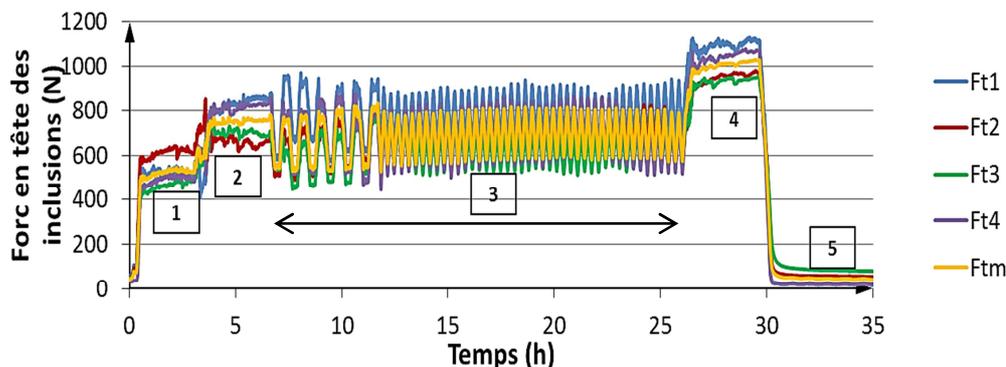


Figure 4.10 Evolution de la force en tête des inclusions avec le temps pour l'essai C1_D100_a

La comparaison des résultats de l'essai cyclique C1_D100 avec ceux de l'essai monotone M_D100, présentée sur les figures 4.11 et 4.12, nous permet d'étudier l'impact du chargement cyclique sur le transfert de charge vers la tête des inclusions après l'application des cycles. On observe que pour l'essai C1_D100 et après l'application du chargement cyclique, pour une pression appliquée à la surface qui passe de 20 à 30kPa, on retrouve les mêmes valeurs de la force moyenne en tête des inclusions que celles mesurées pour l'essai monotone M_D100. Cela signifie que, pour la configuration étudiée, les mécanismes induits dans la PTC et le sol compressible par le chargement cyclique ne

modifient pas de manière importante les transferts de charge vers la tête des inclusions et leur évolution suite à une augmentation de la pression en surface après le chargement cyclique. Cela est cohérent avec les observations faites par Morgon, 2010 (figure 2.18) et par Okyay et al., 2013 qui ont montré que le chargement cyclique n'influe pas d'une façon remarquable le transfert de charge vers la tête des inclusions sous chargement monotone ultérieur.

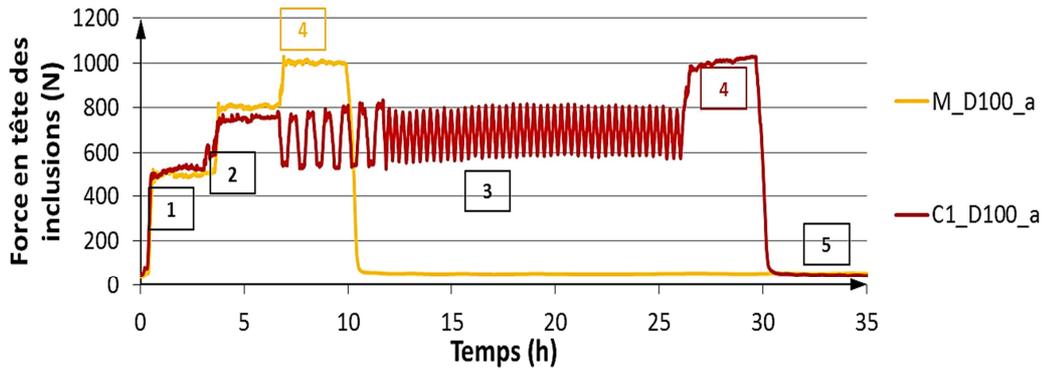


Figure 4.11 Evolution de la force moyenne en tête des quatre inclusions centrales au cours des essais M_D100_a et C1_D100_a

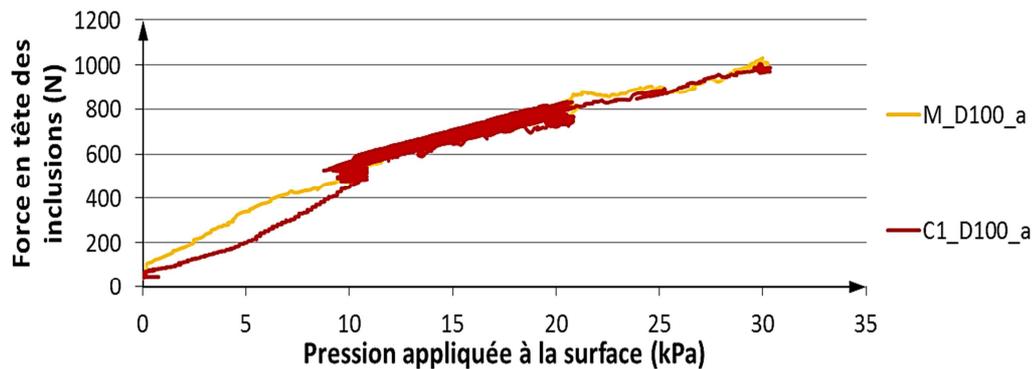


Figure 4.12 Evolution de la force moyenne en tête des quatre inclusions centrales en fonction de la pression appliquée à la surface pour les essais M_D100_a et C1_D100_a

La figure 4.13 permet de constater une évolution qualitative et quantitative similaire de l'efficacité moyenne avec la pression P_m appliquée à la surface pour les deux essais M_D100_a et C1_D100_a.

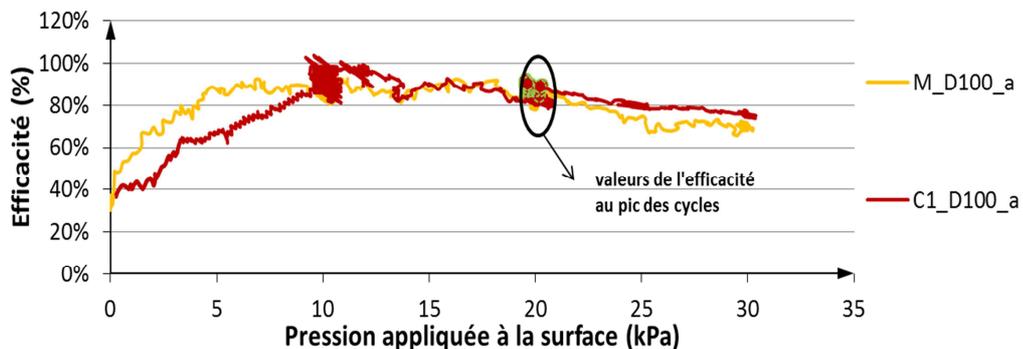


Figure 4.13 Evolution de l'efficacité moyenne en tête des inclusions avec la pression appliquée à la surface pour les essais M_D100_a et C1_D100_a

4.3.1.2 Tassements à l'interface sol compressible / PTC

La figure 4.14 montre la variation du tassement incrémental D3 avec la pression P_m appliquée à la surface pour les deux essais M_D100_a et C1_D100_a. On observe tout d'abord une bonne répétabilité des tassements entre les deux essais pour les deux premiers paliers de chargement qui sont identiques. L'application des cycles introduit pour l'essai C1_D100_a une accumulation des tassements égale à 10mm et qui se fait avec un rythme décroissant sans arriver à une stabilisation du tassement à la fin des 50 cycles. On observe que l'accumulation des tassements durant les cycles se fait lors du rechargement et surtout pour des valeurs de pression autour de la valeur maximale de pression des cycles, entre 17 et 20kPa. On n'observe aucune évolution de tassement durant les phases de déchargement.

La valeur du tassement mesurée à la fin du chargement cyclique dépasse celle de l'essai M_D100_a pour le palier de chargement à 30kPa. L'augmentation de la pression appliquée P_m de 20 à 30kPa après le chargement cyclique amène à un tassement final pour l'essai cyclique C1_D100_a qui est 15% plus important que celui de l'essai monotone M_D100_a. On observe également que le déplacement incrémental pendant la phase de chargement de 20 à 30 kPa est beaucoup plus faible après le chargement cyclique qu'en sollicitation monotone (3mm contre 8mm pour le chargement monotone).

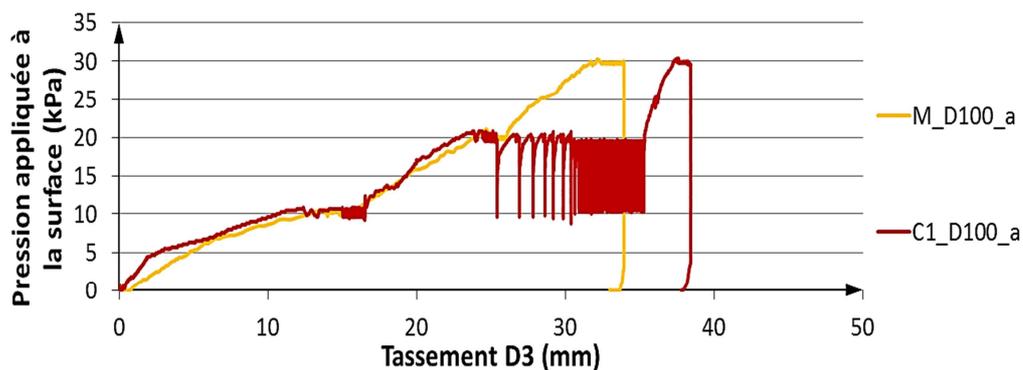


Figure 4.14 Evolution du tassement D3 avec la pression appliquée à la surface pour les essais M_D100_a et C1_D100_a

L'influence du chargement cyclique en termes de tassement observée dans notre modèle réduit est comparable à celle observée par Heitz et al. (2008) (figure 2.11) qui ont réalisé des essais avec dallage et ont constaté une accumulation de tassement au cours des cycles suivant un rythme décroissant sans atteindre un palier. Cette accumulation peut mener, comme dans notre cas, à une valeur de tassement supérieure à celle obtenus sous chargement statique.

La figure 4.15 montre le profil de tassement pour l'essai C1_D100_a pour les différentes étapes de chargement. On observe sur cette figure que la forme du profil dû à la construction du modèle n'est pas modifiée durant l'application du chargement cyclique.

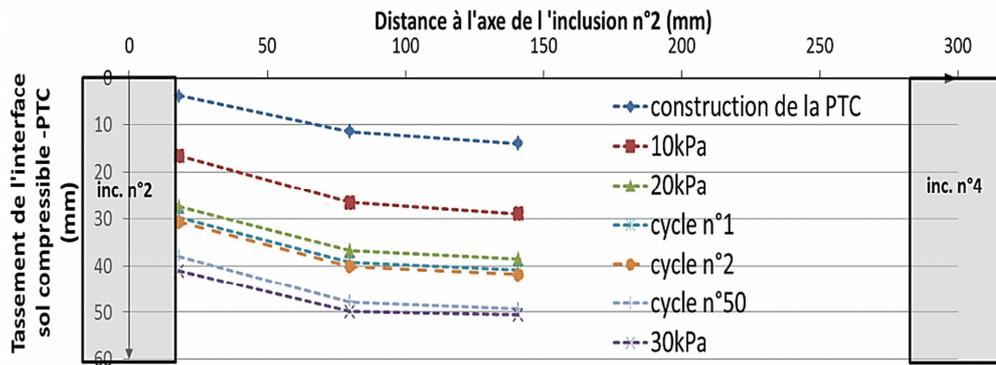


Figure 4.15 Evolution du profil de tassement pour l'essai C1_D100_a

Pour mieux appréhender l'accumulation des tassements durant l'application des cycles, l'évolution des tassements au pic de chaque cycle (pour $P_m = 20\text{kPa}$) est donnée sur la figure 4.16 en fonction du nombre de cycles et en échelle logarithmique. On observe que environ 60% de l'accumulation totale de tassement pendant le chargement cyclique se fait durant les 10 premiers cycles.

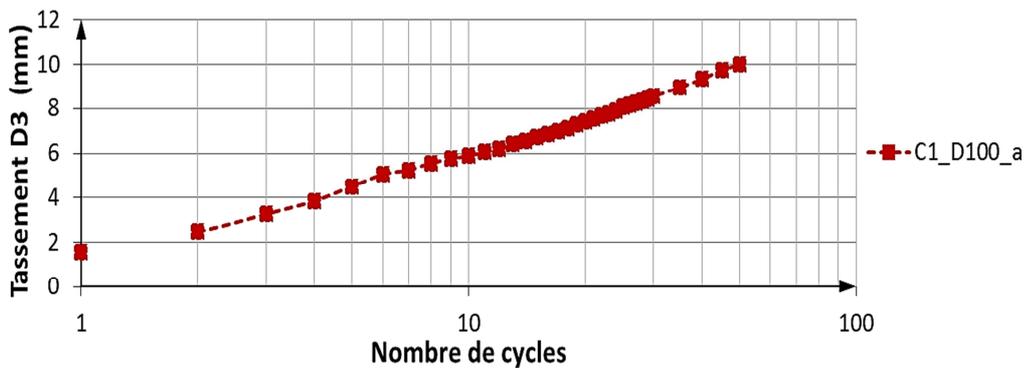


Figure 4.16 Accumulation de tassement (D3) au pic des cycles en fonction du nombre de cycles pour l'essai C1_D100_a

La bonne répétabilité des résultats de l'essai C1_D100 en termes de forces et de déplacements a été validée par la réalisation des deux essais : C1_D100_a et C1_D100_b. Les résultats sont présentés dans l'annexe II.

La réalisation de l'essai C3_D100_a, identique aux essais C1_D100 mais avec un nombre de cycles 5 fois plus important, nous permet de suivre l'évolution de cette accumulation de tassement pour un nombre plus grand de cycles. La figure 4.17 présente l'évolution de cette accumulation pour les deux essais C1_D100_a (50 cycles) et C3_D100_a (250 cycles). On observe que le tassement du sol compressible ne se stabilise pas, même au bout de 250 cycles. Les courbes de tassement suivent sensiblement une ligne droite pour un nombre de cycles en échelle logarithmique, ce qui nous permettrait de prévoir le tassement du sol compressible après un nombre donné de cycles.

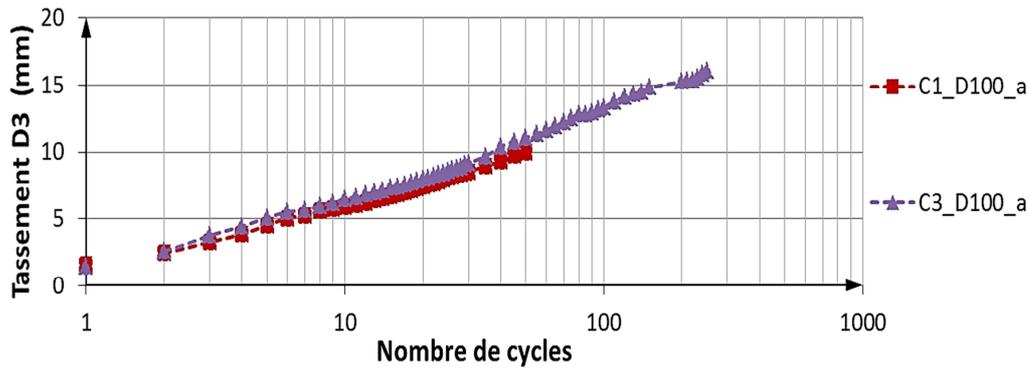


Figure 4.17 Accumulation de tassement (D3) au pic des cycles en fonction du nombre de cycles pour les essais C1_D100_a et C3_D100_a

Afin d'évaluer l'influence éventuelle du fluage du sol compressible sur l'accumulation de tassement mesurée durant la phase d'application des cycles, on trace sur les figures 4.18(a) et (b) la variation du tassement en fonction du temps en échelle logarithmique pour les paliers de chargement de 10 et 20kPa respectivement. La durée de 3 heures de chargement statique avant l'application du chargement cyclique a été choisie en se basant sur les résultats des essais œdométriques qui ont montré que la majeure partie de la « consolidation » du sol compressible se termine après environ 3 heures de l'application du chargement statique. Cette durée a donc été retenue de manière à limiter au maximum l'influence du fluage sur l'augmentation du tassement durant le chargement cyclique. Le prolongement des deux courbes nous permet d'extrapoler la valeur de tassement qui peut être ajoutée par fluage du sol compressible pendant la durée du chargement cyclique (18 heures pour l'essai C1_D100). La valeur du fluage trouvée est égale à 1mm sous 10kPa et 1,5mm sous le 20kPa. La valeur moyenne du fluage est alors égale à 15% de la valeur totale du tassement accumulée durant les cycles de l'essai C1_D100_a, ce qui permet de conclure que la majorité des déplacements observés sont liés au chargement cyclique stricto sensu.

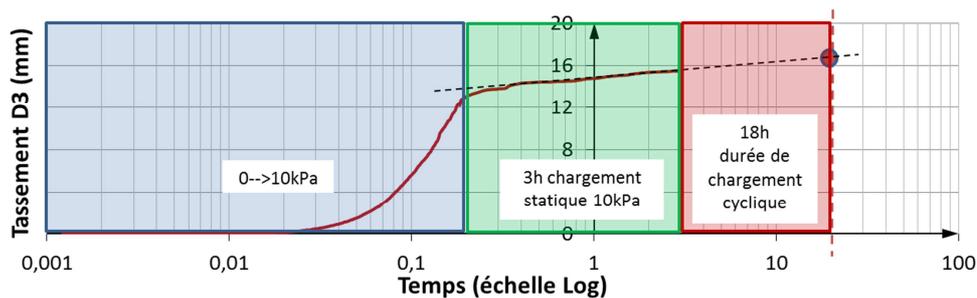


Figure 4.18(a) Evolution du tassement (D3) en fonction du temps durant le chargement monotone de 0 à 10kPa et le palier de 10kPa

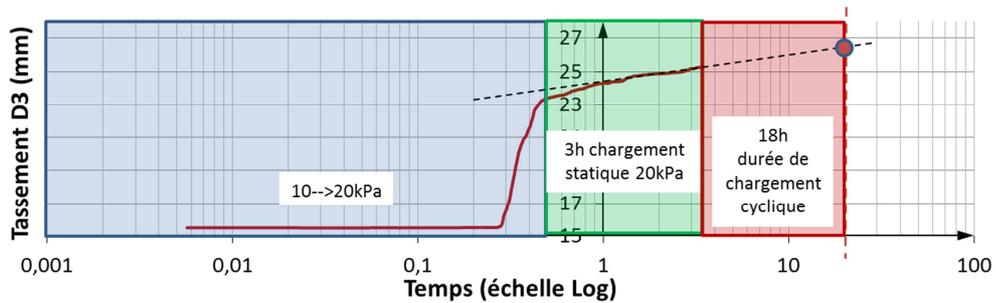


Figure 4.18(b) Evolution du tassement (D3) en fonction du temps durant le chargement monotone de 10 à 20kPa et le palier de 20kPa

4.3.2 Analyse du champ de déplacement dans la PTC par traitement d'images numériques

La méthode de corrélation d'images a été appliquée sur l'essai C3_D100a pour les six premiers cycles afin de suivre l'évolution du champ de déplacements des grains dans la PTC durant les différentes étapes de chargement cyclique. L'application de l'analyse par imagerie va nous aider à valider autant que possible les résultats expérimentaux trouvés dans la zone centrale du modèle à l'aide des capteurs de déplacement et de mieux comprendre l'évolution des mécanismes dans la PTC durant les cycles. L'état initial, référence des déplacements nuls, a été choisi pour tous les résultats de corrélation d'images présentés dans cette partie comme la fin des 3 heures de chargement statique de 20kPa, avant l'application des cycles-

Les champs de déplacements à la fin de chacun des six premiers cycles (donc pour une pression de 20 kPa) de l'essai C1_D100_a sont présentés dans le tableau 4.4 par des vecteurs à une échelle de 4, les vecteurs présentés ont alors une longueur égale à quatre fois la longueur réelle des déplacements mesurés avec la DIC. L'accumulation des tassements durant les six premiers cycles peut être observée clairement par l'augmentation de la longueur des vecteurs déplacements, principalement verticaux et dirigés vers le bas, d'un cycle au cycle suivant.

Le tableau 4.5 présente l'évolution du champ de déplacement vertical à la fin de chacun des six premiers cycles de l'essai C1_D100_a. Dans les six images présentées dans ce tableau, le niveau de la dalle rigide ainsi que la position des grains (cellules Voronoï) sont gardés fixes dans la même position que celle de l'état de référence. L'accumulation des tassements durant les 6 premiers cycles peut être observée clairement par le changement des couleurs des cellules en passant d'un cycle à un autre. Cette accumulation est plus importante dans la partie centrale, entre les deux inclusions, que dans celle au-dessus des inclusions. Cela met en évidence le développement des mécanismes de cisaillement dans le matelas granulaire de transfert de charge durant les cycles. Quantitativement, on observe que le déplacement vertical mesuré au milieu entre les deux inclusions est de l'ordre de 3mm à la fin des six cycles, alors que pour le même essai le déplacement mesuré dans la zone centrale par le capteur de déplacement CD3 est égal à 5mm à la fin des six premiers cycles. Cette différence est due aux mêmes raisons présentées dans le § 4.1.2.1.

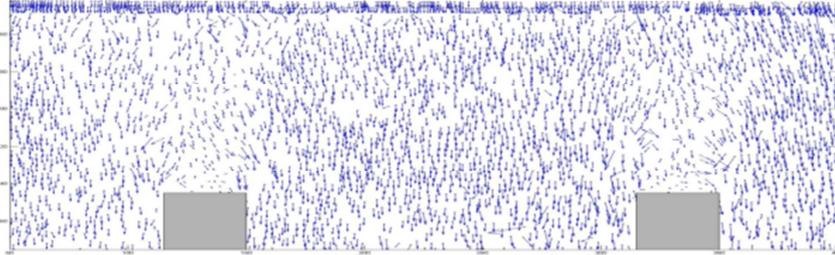
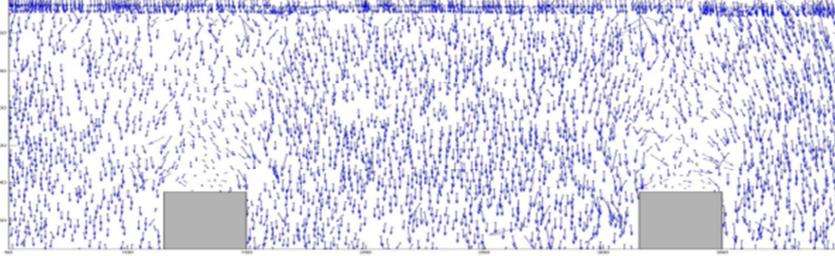
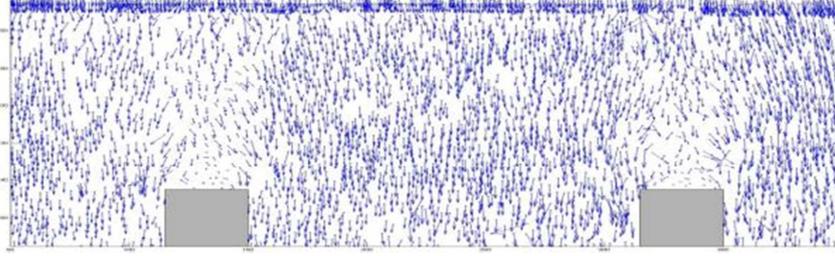
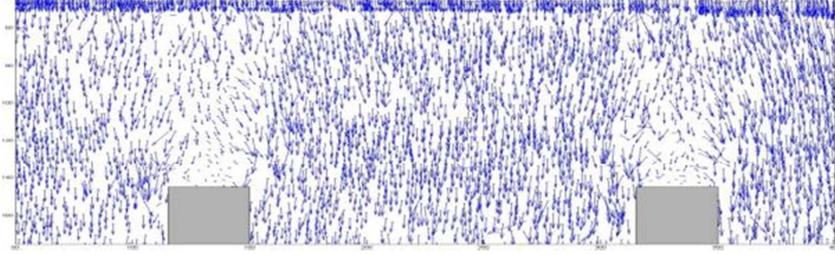
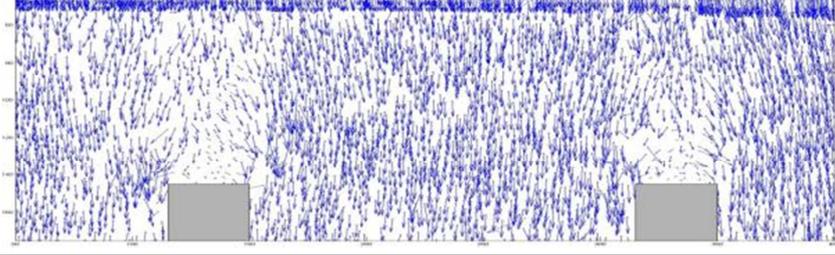
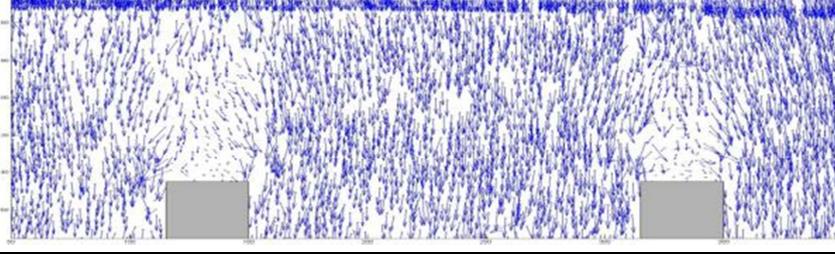
Nombre de cycles	Champ de déplacement total (mm) (échelle 4)
1	
2	
3	
4	
5	
6	

Tableau 4.4 Champ de déplacement total à la fin de chacun de six premiers cycles pour l'essai C1_D100_a

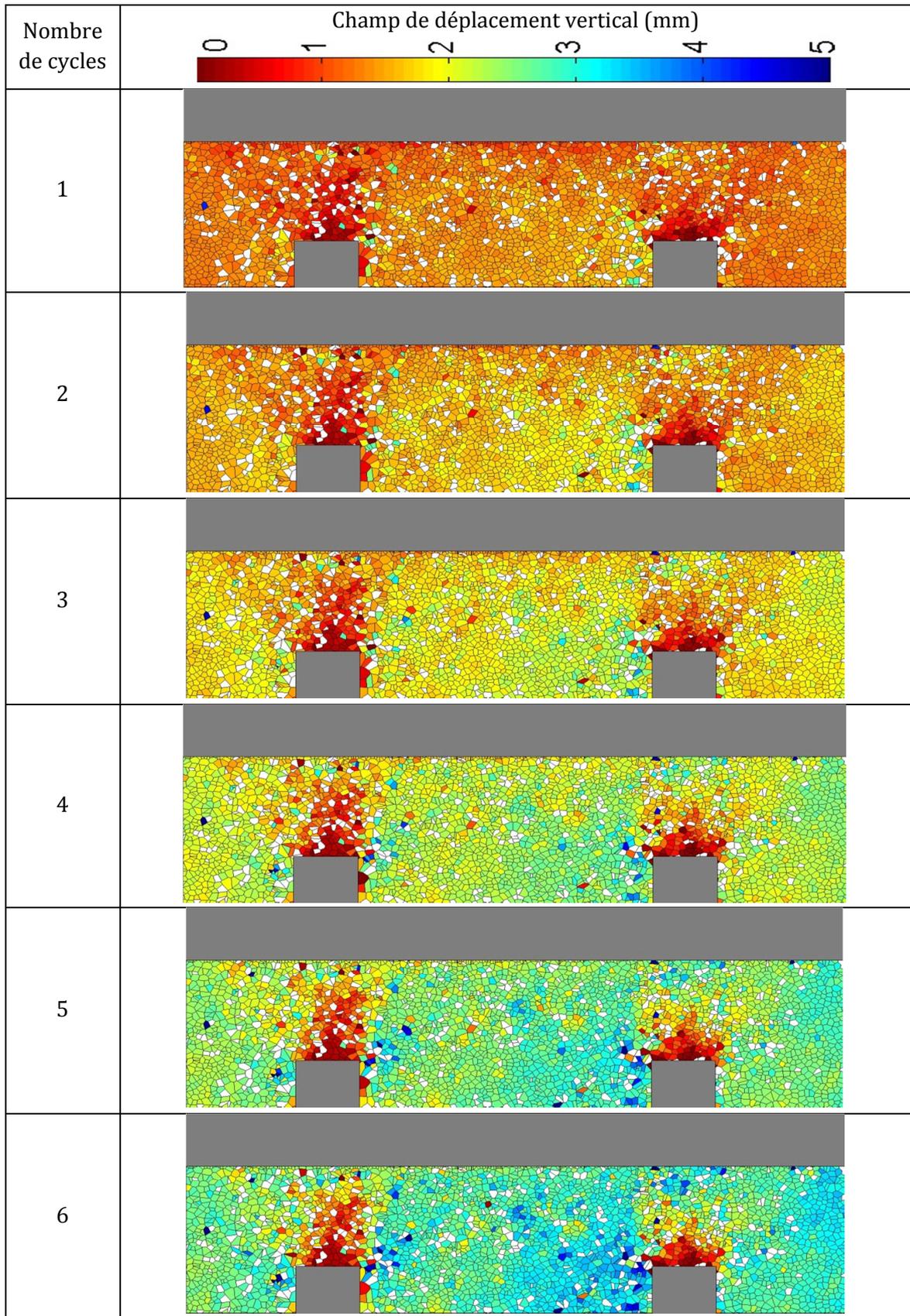


Tableau 4.5 Champ de déplacement vertical à la fin de chacun de six premiers cycles pour l'essai C1_D100_a

Le tableau 4.6 présente une comparaison des déplacements depuis la fin de la phase de chargement statique pour les 6 premiers cycles entre capteur CD3 et résultats de la DIC en base et en surface de la PTC à mi-distance entre les 2 inclusions pour la DIC. On observe que ces tassements suivent le même processus d'évolution en gardant le même rapport constant entre les deux ayant une valeur moyenne égale à 0.75.

Nombre de cycles	D3 (mm)	DIC en base de la PTC (mm)	Rapport	DIC en surface de la PTC (mm)
1	2	1,5	0,75	1,2
2	2,6	2,1	0,8	1,8
3	3,3	2,6	0,78	2,3
4	4	3,1	0,78	2,8
5	4,5	3,4	0,75	3,2
6	5	3,7	0,74	3,5

Tableau 4.6 Comparaison des déplacements entre capteur CD3 et les résultats la DIC pour l'essai C1_D100_a

L'évolution du champ de déplacement vertical durant le premier cycle de déchargement-rechargement de l'essai C1_d100_a est présentée dans le tableau 4.7. On observe que lors du déchargement il n'y a presque pas d'évolution du champ de déplacement vertical, mais c'est lors du chargement et surtout entre 17 et 20kPa que la majeure partie du tassement prend place. Cette observation est en accord avec celle faite sur la figure 4.14 par les déplacements mesurés par le capteur CD3 dans la zone centrale du modèle.

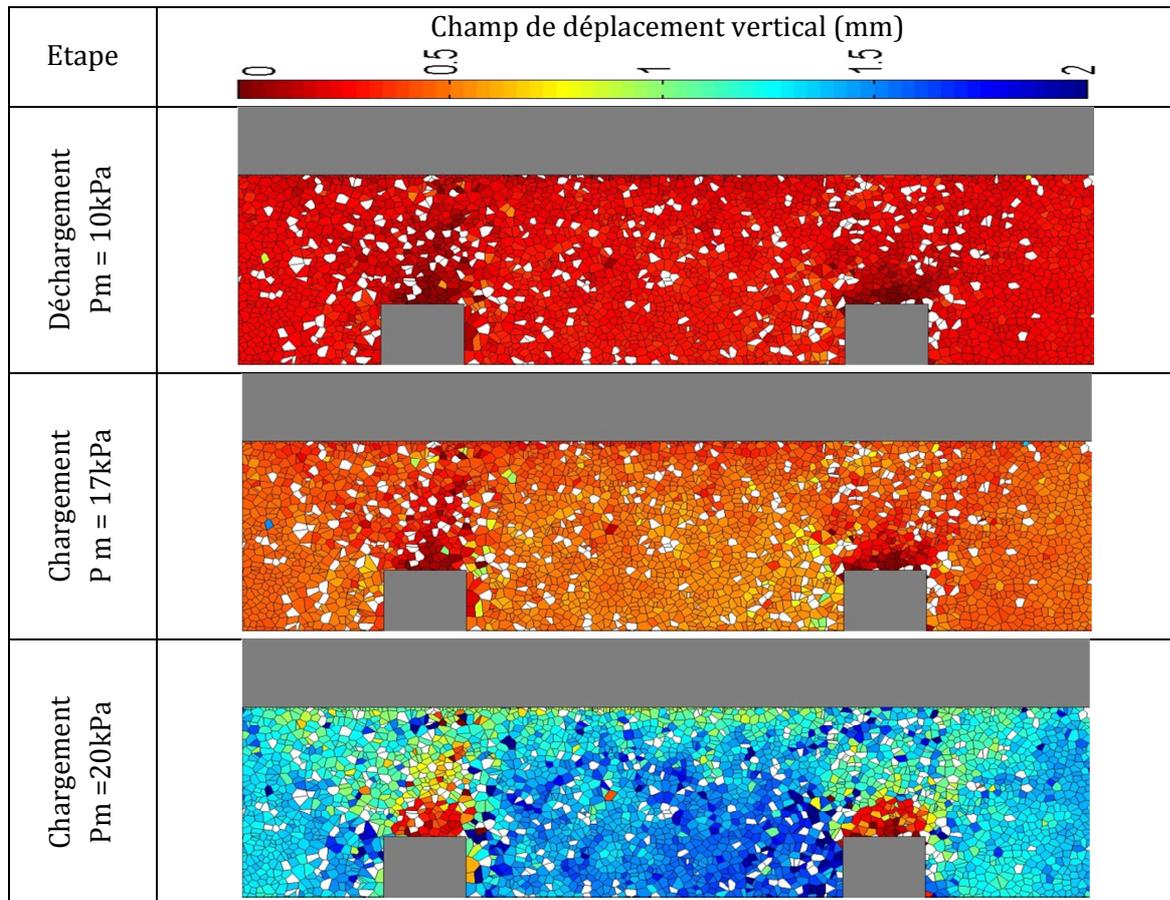


Tableau 4.7 Evolution du champ de déplacement vertical durant le premier cycle de chargement-déchargement pour l'essai C1_D100_a

4.3.3 Conclusion partielle

La comparaison des résultats de deux essais M_D100 et C1_D100 réalisés avec une même épaisseur de PTC égale à 100mm et avec une dalle rigide à la surface, nous a permis de déterminer l'influence du chargement cyclique sur le comportement du système. Les conclusions sont les suivantes :

- L'application du chargement cyclique n'influence pas le transfert de charge vers les inclusions rigides, l'efficacité moyenne du système évolue peu durant les cycles ni après,
- L'application du chargement cyclique amène à une accumulation des tassements,
- Le profil de tassement dû à la phase de construction n'est pas modifié durant les chargements monotone et cyclique,
- L'application d'un nombre important de cycles n'amène pas à une stabilisation du tassement.

L'analyse par imagerie a mis en évidence les observations suivantes :

- Les champs de déplacements induits par les cycles dans la PTC sont bien identifiables et permettent d'accéder aux mécanismes mis en jeu et surtout le poinçonnement de la PTC par les inclusions rigides,
- Lors des cycles, l'accumulation des tassements en base de la PTC se fait durant le chargement et majoritairement dans les derniers 3 kPa du rechargement,
- L'accumulation des tassements se fait suivant un rythme décroissant au cours des cycles,
- Il n'y a pas de diminution de tassement pendant le déchargement,
- La partie du matelas située au-dessus des inclusions, qui présente un déplacement quasiment nul, est conservée durant le chargement cyclique sans qu'elle n'arrive au niveau de la dalle rigide.

4.4 Etude de l'influence de la séquence de chargement sous le chargement cyclique

4.4.1 Etude de l'influence de préchargement du système (PTC de 100mm)

Les résultats de l'essai C1_D100 sont comparés dans cette partie avec ceux de l'essai C2_D100 afin de déterminer l'influence du préchargement de l'ouvrage, avant l'application des cycles, sur le comportement du système. Les deux essais sont réalisés avec la même configuration géométrique et avec les mêmes valeurs de contraintes minimales et maximales du chargement cyclique. L'essai C2_D100 consiste à appliquer les 3 paliers de chargement monotone de 10 et 20 et 30kPa, puis une décharge à 20kPa, suivis de 50 cycles entre 10 et 20kPa puis une décharge à 0kPa (Figure 3.33) ; alors que pour l'essai

C1_D100, le massif ne subit pas de préchargement à 30kPa avant l'application des cycles entre 10 et 20kPa. Le préchargement du système mène à une « surconsolidation » du sol support (notons cependant qu'avec le sol analogue utilisé il n'y a pas à proprement parler de « consolidation », observée pour les vrais sols, au sens de la théorie de Terzaghi).

4.4.1.1 Instrumentation de la zone centrale

Les figures 4.19 et 4.20 montrent l'évolution de la force moyenne en tête des quatre inclusions centrales pour les deux essais cycliques C1_D100_a et C2_D100_a. On observe que la valeur de la force moyenne en tête des quatre inclusions centrales est la même pour les deux essais, ce qui signifie que le préchargement du système, par l'application d'une pression à la surface de $P_m = 30\text{kPa}$ avant l'application du chargement cyclique, ne change pas l'influence des cycles en termes de report de charge vers les têtes des inclusions rigides. L'efficacité moyenne du système n'est pas alors influencée par ce changement de l'état de « consolidation » du sol compressible (figures 4.21 et 4.22). On observe que l'efficacité est différente en tout début de l'essai, mais après le premier palier de chargement elle est très voisine pour les deux essais.

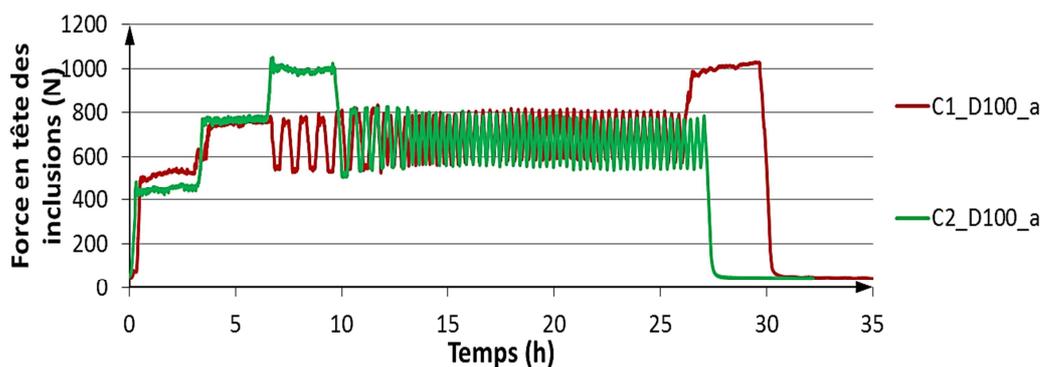


Figure 4.19 Evolution de la force moyenne en tête des quatre inclusions centrales avec le temps pour les essais C1_D100_a et C2_D100_a

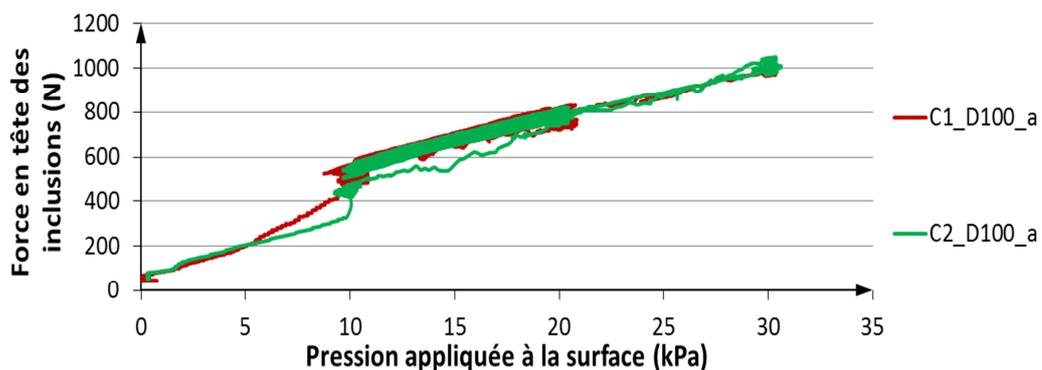


Figure 4.20 Evolution de la force moyenne en tête des quatre inclusions centrales avec la pression appliquée à la surface pour les essais C1_D100_a et C2_D100_a

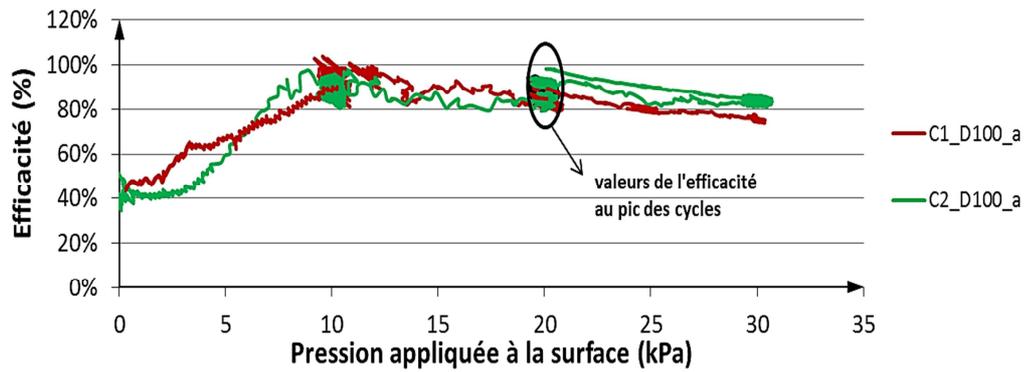


Figure 4.21 Evolution de l'efficacité moyenne des quatre inclusions centrales avec la pression appliquée à la surface pour les essais C1_D100_a et C2_D100_a

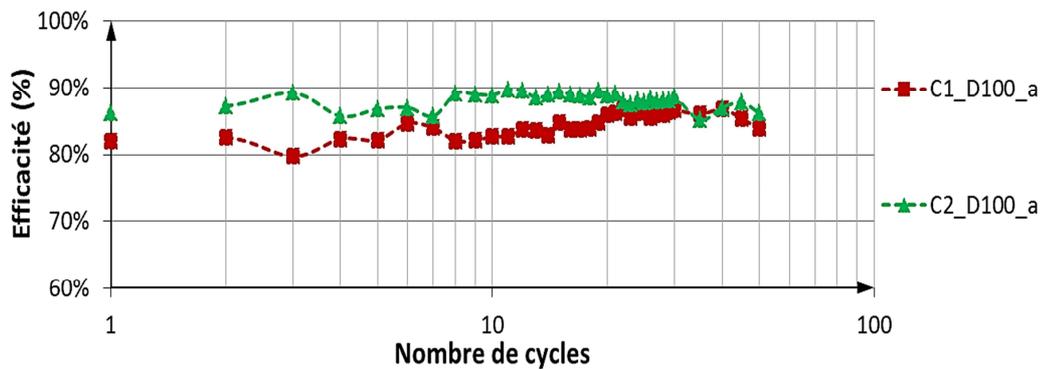


Figure 4.22 Evolution de l'efficacité moyenne des quatre inclusions centrales au pic des cycles en fonction du nombre de cycles pour les essais C1_D100_a et C2_D100_a

Les résultats de la répétabilité de l'essai D2_D100 sont présentés dans l'annexe II et montre une bonne répétabilité en termes de forces et de déplacements.

L'évolution du tassement D3 avec la pression P_m appliquée à la surface pour les deux essais C1_D100_a et C2_d100_a est donnée sur la figure 4.23. On observe une bonne répétabilité des tassements entre les deux essais pour les deux paliers de chargement monotone. Le préchargement du système dans l'essai C2_D100_a n'empêche pas l'accumulation des tassements durant les cycles, sa valeur est ainsi égale à 4mm. Par contre cette accumulation vaut quasiment la moitié de celle mesurée dans l'essai C1_D100_a. Cependant, on peut noter que le tassement final est identique pour les deux essais. Cela signifie que le fait de précharger le système, donc précharger le sol support avant d'appliquer la sollicitation cyclique (soit surconsolider le sol compressible) ne change pas la valeur du tassement final du sol mais amène à une réduction de l'accumulation de tassement obtenue durant le chargement cyclique.

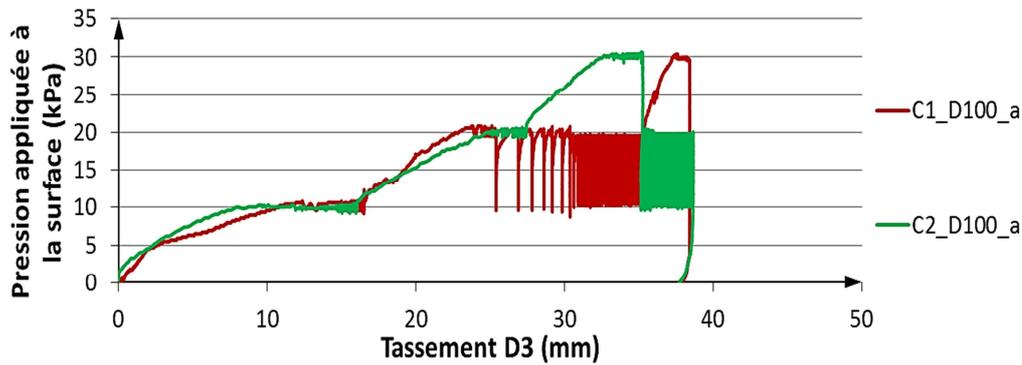


Figure 4.23 Evolution du tassement D3 avec la pression appliquée à la surface pour les essais C1_D100_a et C2_D100_a

La figure 4.24 permet de mieux présenter l'accumulation des tassements durant les cycles par une représentation en échelle logarithmique. On observe que, pour l'essai C2_D100_a, environ 40% de l'accumulation totale de tassement durant le chargement cyclique se fait pendant les 10 premiers cycles. Cette proportion avait été trouvée égale à 60% pour l'essai C1_D100_a dans le §4.2.1.2 On observe également que le préchargement du système a introduit une diminution de la pente de la droite qui définit l'allure linéaire des deux courbes. Cela signifie que la réduction de l'accumulation de tassement serait gardée lors de l'application d'un plus grand nombre de cycles.

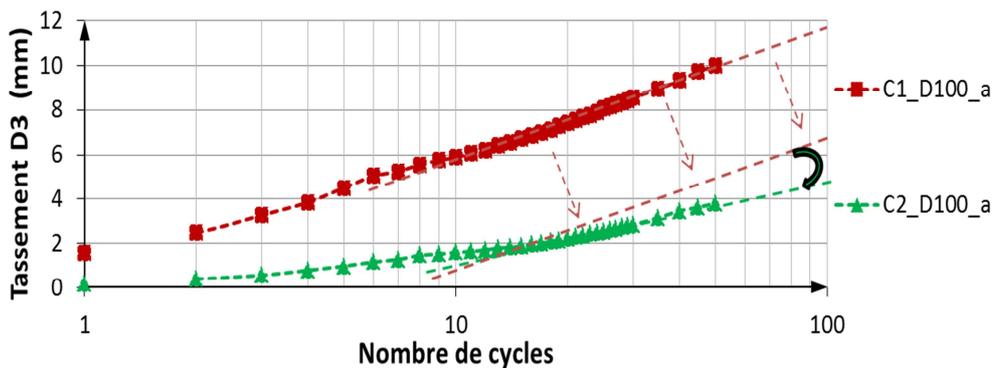


Figure 4.24 Evolution de l'accumulation de tassement au pic des cycles en fonction du nombre de cycles pour les essais C1_D100_a et C2_D100_a

L'inter-comparaison des résultats des essais réalisés avec la même configuration géométrique (R100) (sans dalle à la surface et avec une épaisseur de PTC = 100mm) sous chargement monotone et cyclique est présenté sur les figures 4.25 et 4.26. On observe que l'augmentation de la pression appliquée à la surface jusqu'à 30kPa détruit l'influence de 50 cycles en termes d'efficacité et du tassement du sol compressible. Cette observation est en accord avec les résultats de Morgon (2010) (figure 2.18) et de Okyay et al. (2013) qui ont montré que le chargement cyclique, en présence ou absence du dallage, n'influe pas d'une façon remarquable sur le transfert de charge vers la tête des inclusions sous chargement monotone ultérieur.

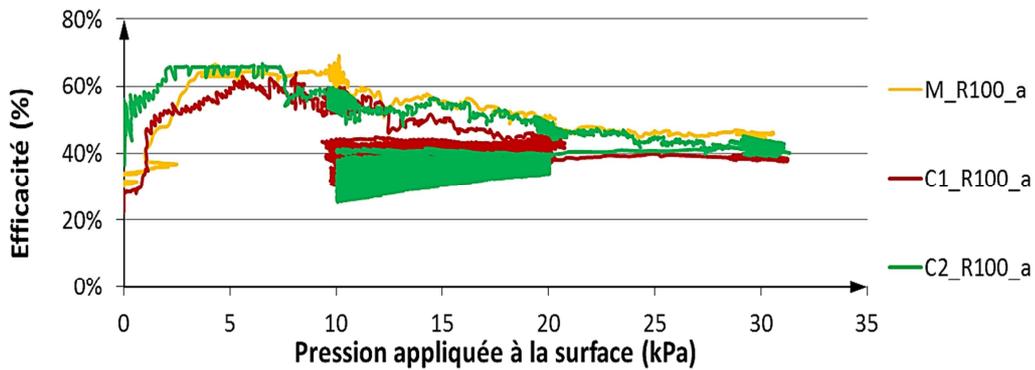


Figure 4.25 Evolution de l'efficacité moyenne des quatre inclusions centrales avec la pression appliquée en surface pour les trois essais M_R100_a, C1_R100_a et C2_R100_a

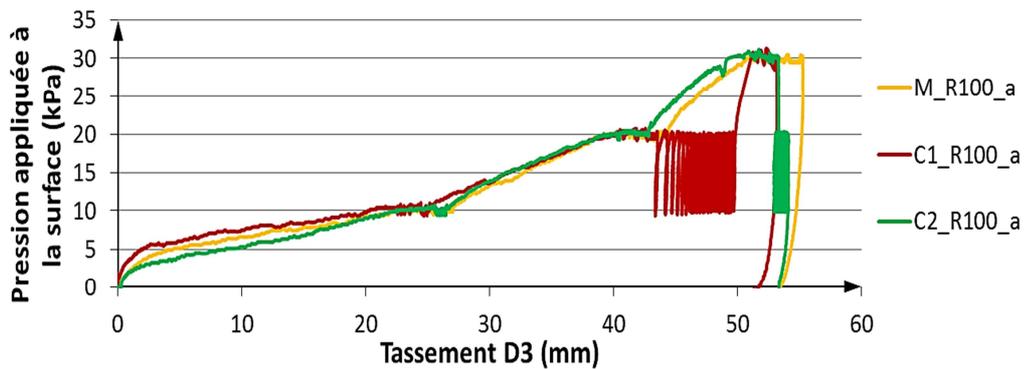


Figure 4.26 Evolution du tassement D3 avec la pression appliquée en surface pour les trois essais M_R100_a, C1_R100_a et C2_R100_a

4.4.1.2 Analyse du champ de déplacement dans la PTC par traitement d'images numériques

Il est intéressant de se demander si cette accumulation de tassement durant un chargement cyclique, mesurée plus faible pour un système préchargé avant l'application des cycles, peut être confirmée par les résultats de la corrélation d'images. Le tableau 4.8 présente les champs de déplacements verticaux à la fin du premier, troisième et sixième cycle de l'essai C2_D100_a. L'état de référence pour tous les résultats de corrélation d'images présentés dans ce tableau est le déchargement jusqu'à une pression P_m de 20kPa, avant l'application des cycles. Sur les trois images présentées dans ce tableau, le niveau de la dalle rigide ainsi que la position des grains (cellules Voronoï) sont gardés fixes, dans la même position que celle de l'état de référence. L'accumulation des tassements durant ces cycles peut être observée clairement par le changement des couleurs des cellules en passant d'un cycle à un autre. On observe également sur ce tableau que le tassement entre les deux demi-inclusions à la fin du sixième cycle est effectivement inférieur au tassement mesuré par la corrélation d'images pour l'essai C1_D100_a après l'application du même nombre de cycles (Tableau 4.5).

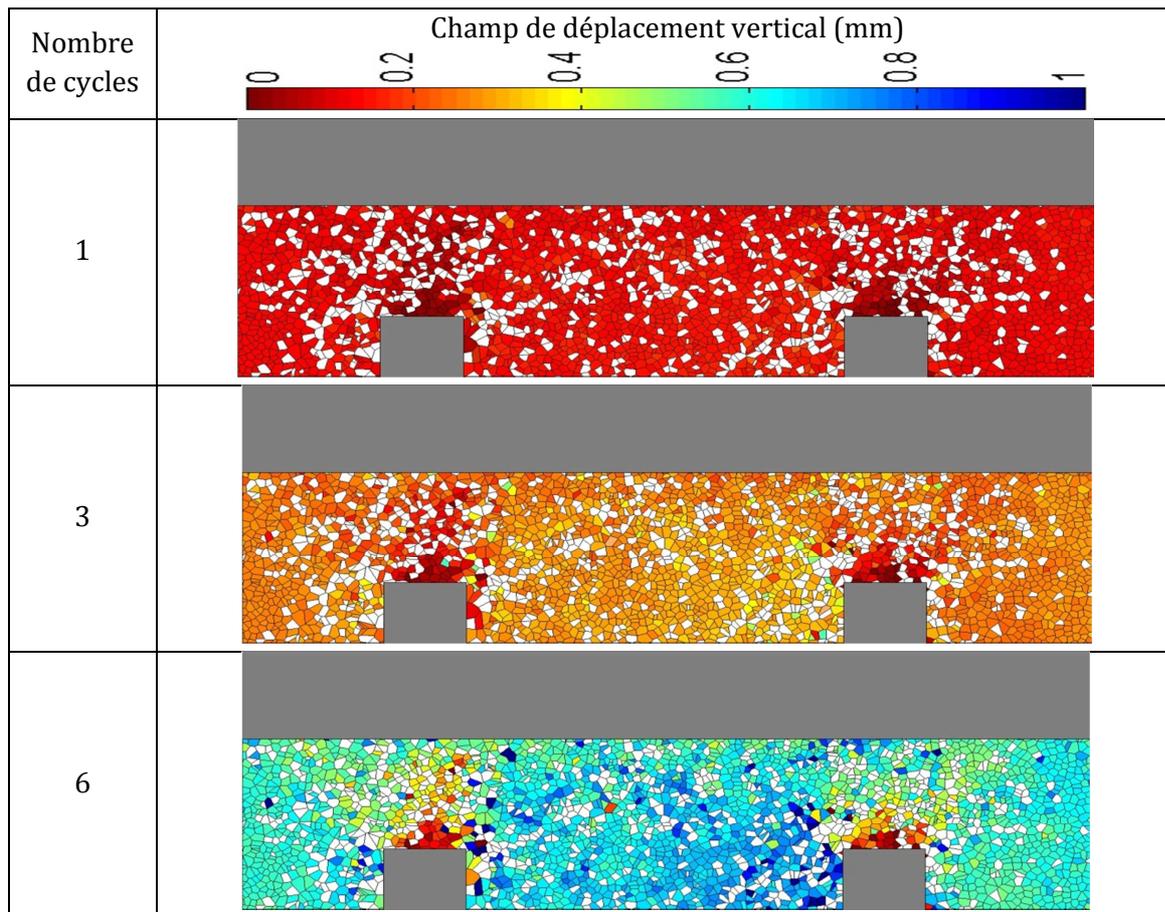


Tableau 4.8 Champ de déplacement vertical à la fin du premier, troisième et sixième cycle pour l'essai C2_D100_a

Le tableau 4.9 présente une comparaison des tassements depuis le déchargement jusqu'à $P_m = 20\text{kPa}$ (début de chargement cyclique) pour les cycles n° 1, 3 et 6 entre capteur CD3 et à mi-chemin entre les 2 inclusions pour la DIC pour l'essai C2_D100_a. On observe que ces déplacements suivent le même processus d'évolution (accumulation suivant un rythme décroissant) en gardant le même rapport constant entre les deux avec une valeur moyenne égale à 0,65. La même observation a été faite pour l'essai C1_D100 dans le tableau 4.6 mais avec une valeur inférieure du rapport. Cela signifie que l'influence de la position du capteur CD3 et l'influence de la vitre sur les résultats de la DIC durant les cycles est plus importante quand cette dernière est appliquée sur un système préchargé.

Nombre de cycles	Tassement D3 (mm)	Tassement de la DIC (mm)	Rapport
1	0,23	0,15	0,65
3	0,65	0,37	0,67
6	1	0,66	0,66

Tableau 4.9 Comparaison des déplacements entre capteur CD3 et à mi-chemin entre les deux inclusions pour la DIC pour l'essai C2_D100_a

4.4.1.3 Conclusion partielle

En comparant deux configurations ayant la même géométrie mais avec deux chargements différents, nous étudions l'influence du préchargement du système, en augmentant la

pression appliquée à la surface avant l'application de la sollicitation cyclique. Cette comparaison montre que le préchargement du système, n'influence pas le report de charge vers les inclusions rigides durant les cycles. L'application des cycles sur un sol support préchargé n'empêche pas l'accumulation des tassements due aux cycles. Cette accumulation est trouvée inférieure à celle mesurée pour un sol non préchargé avant l'application de cycles. Cependant, le tassement final n'est pas influencé par la « surconsolidation » du sol compressible. L'analyse par imagerie nous a permis de valider les mesures de tassement prises dans la zone centrale du modèle. La visualisation du champ de déplacement vertical a mis en évidence l'influence du préchargement du système sur l'accumulation de tassement durant les cycles qui se traduit par une réduction de l'accumulation des tassements durant la sollicitation cyclique.

4.4.2 Etude de l'influence de niveau de chargement cyclique (PTC de 50mm)

L'inter-comparaison des résultats des essais réalisés avec la même configuration géométrique (D50) (avec dalle à la surface et avec une épaisseur de PTC de 50mm) sous le chargement monotone M et les deux chargements cycliques C1 et C4, est présenté sur les figures 4.27 et 4.28. Le chargement cyclique C4 est réalisé en appliquant le même nombre de cycles que l'essai C1 mais avec un niveau de chargement cyclique plus petit (entre 0 et 10kPa). On observe pour l'essai C4_D50_a, où la sollicitation cyclique est appliquée après le premier palier de chargement monotone en surface de 10kPa, une accumulation de tassement environ deux fois plus importante que celle observée pour l'essai C1_D50_a. Cela montre que l'application d'une sollicitation cyclique de même amplitude mais à un niveau supérieur de pression appliquée en surface mène à une moindre accumulation du tassement durant les cycles. On observe également que l'augmentation de la pression appliquée à la surface jusqu'à 30kPa détruit l'influence des cycles en termes d'efficacité et de tassement du sol compressible car les essais cycliques C1 et C4 et l'essai monotone M présentent les mêmes valeurs d'efficacité et de tassement à la fin du chargement de 30kPa. La réalisation des essais de répétabilité sur l'essai C4_D50 nous a permis de confirmer cette observation (Annexe II).

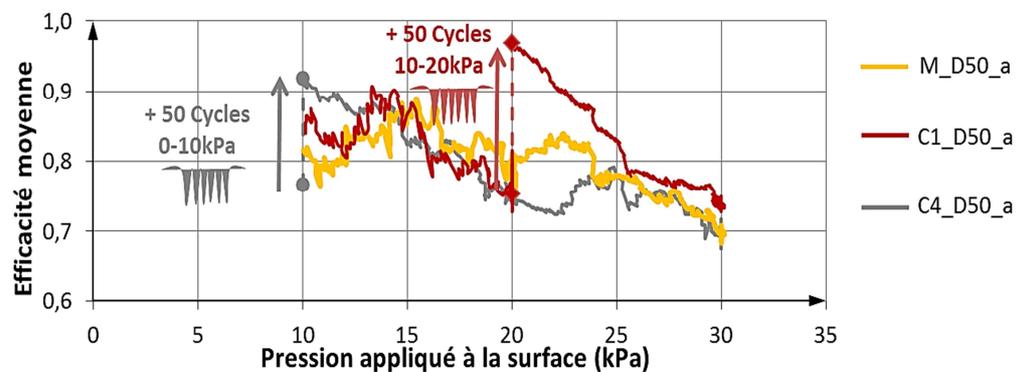


Figure 4.27 Evolution de l'efficacité moyenne des quatre inclusions centrales avec la pression appliquée à la surface pour les trois essais M_D50_a, C1_D50_a et C4_D50

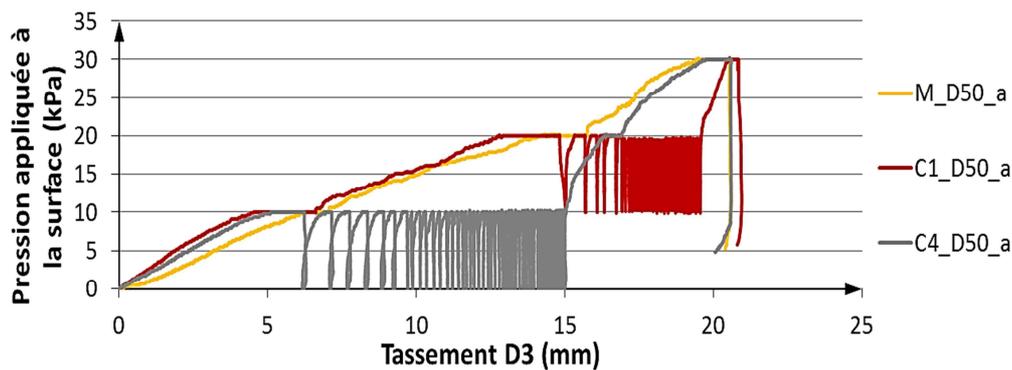


Figure 4.28 Evolution du tassement D3 avec la pression appliquée à la surface pour les trois essais M_D50_a, C1_D50_a et C4_D50

4.5 Etude de l'influence de la hauteur de la plateforme de transfert de charge

L'épaisseur du matelas de transfert de charge varie, en pratique, de 0,5 à 1m pour les sols renforcés par inclusions rigides en France (IREX 2012). Des essais ont été réalisés sur le modèle physique à l'échelle 1/10, avec deux épaisseurs de la PTC : 50 et 100mm, pour le cas dallage.

4.5.1 Essais sous chargement monotone

L'influence de la hauteur de la PTC sur le comportement du système est étudiée sous chargement monotone en comparant les résultats de l'essai M_D100 avec ceux de l'essai M_D50. Les deux essais sont réalisés avec le même chargement monotone mais avec deux épaisseurs de la PTC différentes, l'essai M_D50 correspondant à une épaisseur de PTC égale à 50mm. Les essais de répétabilité (présentés dans l'annexe II) réalisés sur l'essai M_D50 confirment les observations faites en termes de force et de déplacement sur le comportement du système sous chargement monotone avec deux épaisseurs différentes.

4.5.1.1 Mesures de force

Les figures 4.29 et 4.30 présentent la variation de la force moyenne Ft_m en tête des quatre inclusions centrales pour les différentes étapes de chargement monotone pour les deux essais M_D100_a et M_D50_a. On observe que la force moyenne en tête des inclusions est sensiblement la même pour les deux essais durant les deux premiers paliers de chargement de 10 et 20kPa. Passant au troisième palier de chargement, en augmentant la pression de 20 à 30kPa, la force moyenne en tête des inclusions devient 20% plus importante pour l'essai M_D50, le report de charge vers les têtes des inclusions est alors plus important que celui pour l'essai M_D100. Cette observation sera mieux interprétée par les résultats de l'analyse par imagerie.

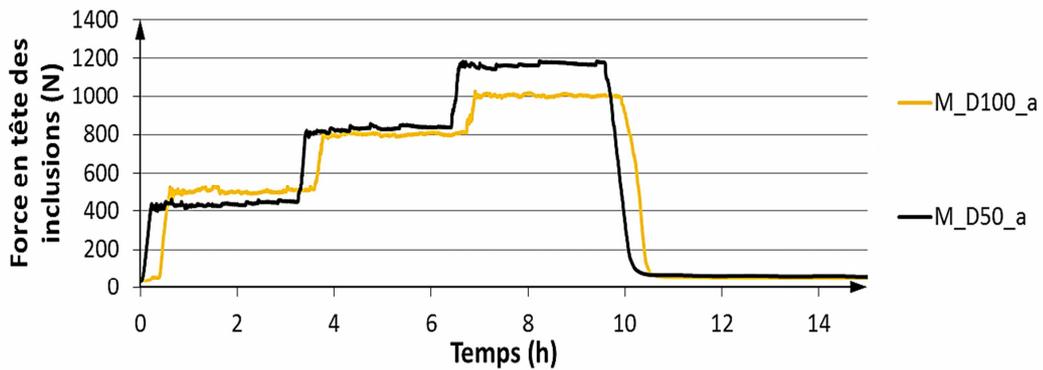


Figure 4.29 Evolution de la force moyenne en tête des quatre inclusions centrales avec le temps pour les essais M_D100_a et M_D50_a

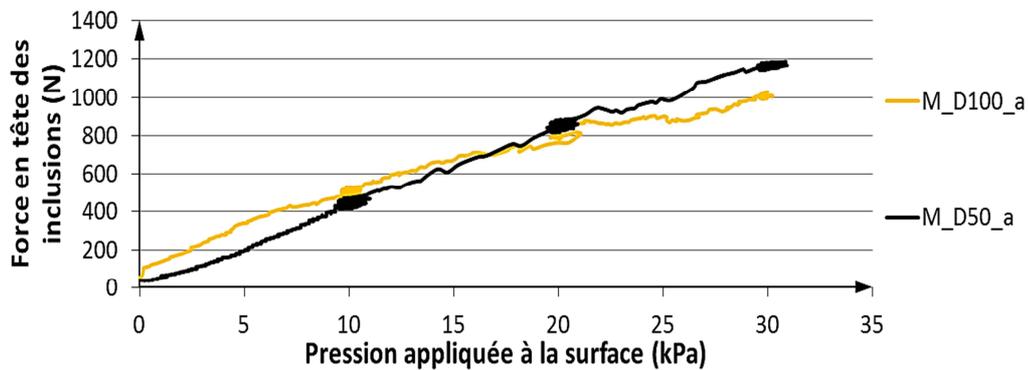


Figure 4.30 Evolution de la force moyenne en tête des quatre inclusions centrales avec la pression appliquée à la surface pour les essais M_D100_a et M_D50_a

On observe alors sur la figure 4.31 qu'au-delà d'une certaine valeur de la pression appliquée à la surface - égale à 20kPa dans notre cas après le passage par un maximum identique, la diminution de l'efficacité moyenne est moindre pour une épaisseur de la PTC plus faible. Cette différence de report de charge sera mieux expliquée et validée par l'analyse d'images plus loin dans le §4.4.1.3.

Cette observation n'est pas cohérente avec les résultats de Morgon (2010) (figure 2.20(a)) qui a montré que l'augmentation de la hauteur de la PTC en présence du dallage, pour le même taux de recouvrement α utilisé dans notre modèle, mène à une diminution de l'efficacité du système et par suite du transfert de charge vers la tête des inclusions. On note également que cette observation n'est pas en d'accord avec la méthode basée sur l'évolution du frottement négatif de Combarieu. (2007) qui suppose que l'efficacité du système sans dallage augmente en augmentant la hauteur de la PTC jusqu'à arriver à une hauteur limite qui correspond au niveau du plan d'iso-tassement; au-delà de cette épaisseur l'efficacité du système ne varie pas.

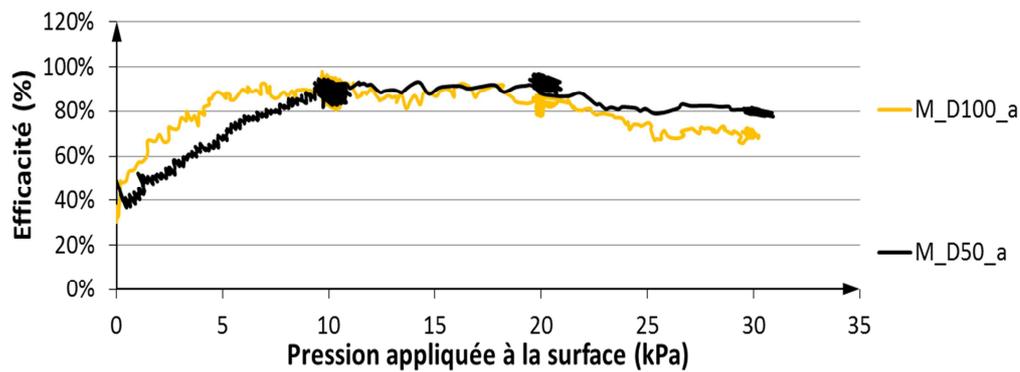


Figure 4.31 Evolution de l'efficacité moyenne en tête des inclusions avec la pression appliquée à la surface pour les essais M_D100_a et M_D50_a

4.5.1.2 Tassements à l'interface sol compressible / PTC

Une comparaison des tassements D3 à l'interface sol compressible-PTC est présentée dans la figure 4.32. On observe que le tassement mesuré pour l'essai M_D50_a, réalisé avec une épaisseur de PTC de 50mm, est moins important que le tassement mesuré pour l'essai M_D100_a, réalisé avec une épaisseur de PTC de 100mm. Cette différence est due au fait que, au-delà d'une pression $P_m = 20\text{kPa}$, l'efficacité moyenne de l'essai M_D50_a est plus importante et par suite une charge plus faible est appliquée sur le sol compressible.

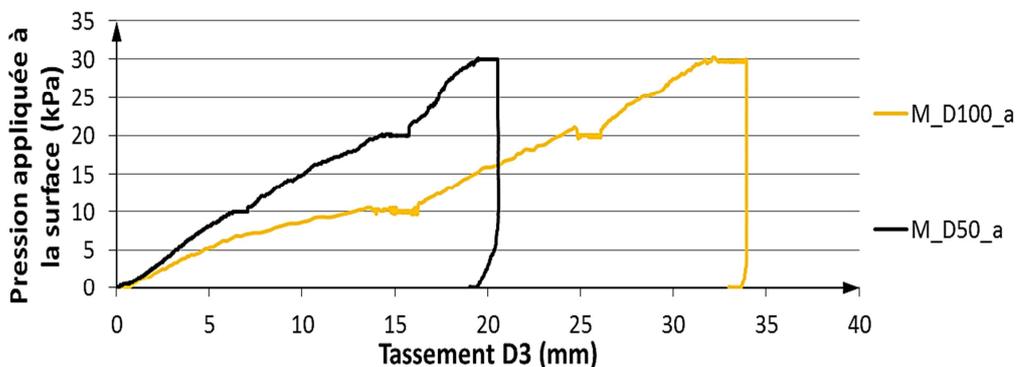


Figure 4.32 Evolution du tassement D3 avec la pression appliquée à la surface pour les essais M_D100_a et M_D50_a

4.5.1.3 Analyse du champ de déplacement dans la PTC par traitement d'images numériques

Afin de mieux comprendre cette différence de comportement due à la variation de l'épaisseur de la PTC, une comparaison de l'évolution du champ de déplacement vertical à la fin de chaque palier de chargement des essais M_D100_a et M_D50_a est présentée dans le tableau 4.10. L'état de référence pour toutes les images du tableau 4.7 est la fin de la construction du modèle avant l'application du chargement à la surface. Dans les six images présentées dans ce tableau, le niveau de la dalle rigide ainsi que la position des grains (cellules Voronoï) sont gardés fixes dans la même position que celle de l'état de référence.

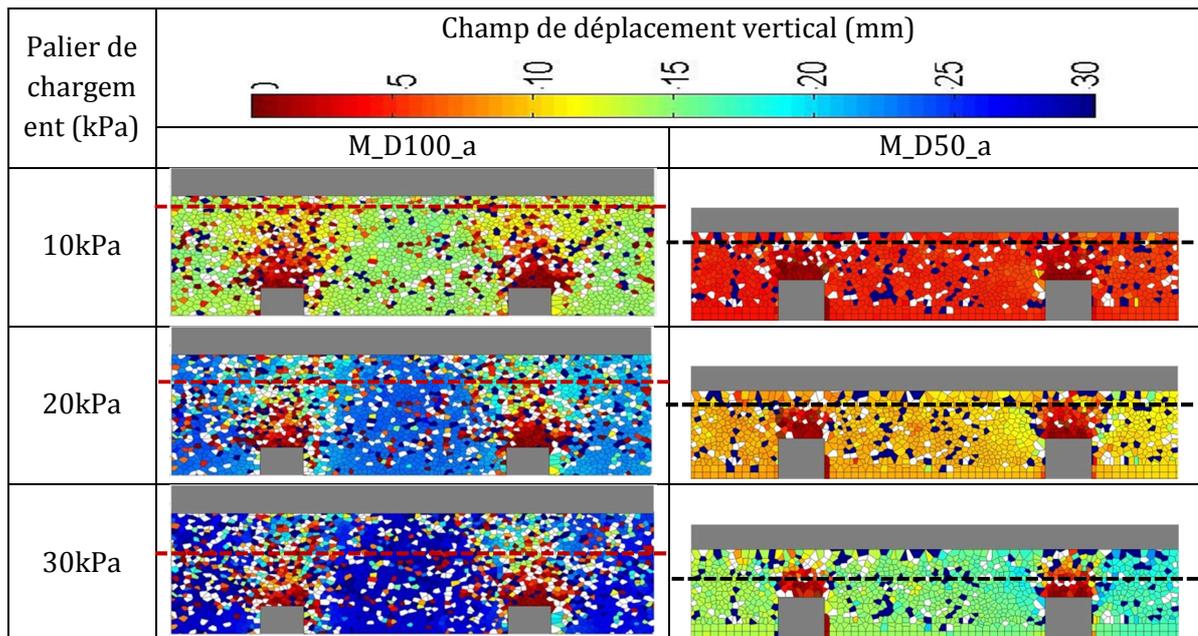


Tableau 4.10 Champ de déplacement vertical à la fin de chaque palier de chargement pour les deux essais M_D100_a et M_D50_a

Afin de présenter la position de la dalle à la fin de chaque palier, le niveau de cette dernière est présenté par une ligne pointillée. Pour une faible épaisseur de la PTC (essai M_D50), la hauteur de la zone de tassement quasiment nul fait environ 30% de la hauteur de la PTC pour $P_m = 10\text{kPa}$, puis cette zone de déplacement nul s'étend jusqu'à près de 70% de la hauteur de la PTC pour $P_m = 30\text{kPa}$. Cela permet à la dalle d'entrer quasiment en contact avec cette zone. Dans ce cas, on peut considérer que la zone de tassement quasiment nul située au-dessus des inclusions fonctionne comme étant une extension de ces dernières. Une fois que cette zone entre en contact avec la dalle rigide, elle mène à une augmentation de transfert de charge vers les têtes des inclusions et par la suite une augmentation de la valeur de l'efficacité du système et une diminution du tassement du sol support. Alors que pour le cas de la PTC de 100mm (essai M_D100), cette zone de déplacement nul au-dessus de l'inclusion reste limité à environ 30% de la hauteur de la PTC. Cela explique pourquoi l'essai réalisé avec une faible épaisseur de PTC (essai M_D50_a) a mené à des valeurs d'efficacité plus importantes et à des tassements plus faibles comparé à l'essai réalisé avec une épaisseur double de la PTC.

4.5.2 Essais sous chargement cyclique

L'influence de la hauteur de la PTC sur le comportement du système sous un chargement cyclique est étudiée en comparant les résultats de l'essai C1_D100 avec ceux de l'essai C1_D50. Les deux essais sont réalisés avec le même chargement cyclique mais avec deux épaisseurs de la PTC différentes, sous dallage.

4.5.2.1 Mesures de force

Les figures 4.33 et 4.34 permettent de comparer la force moyenne mesurée en tête des quatre inclusions centrales pour les deux essais cycliques C1_D100_a et C1_D50_a. On observe que pour l'essai C1_D50_a, l'application des cycles introduit une augmentation de

la force moyenne en tête des inclusions au pic pendant les vingt premiers cycles. Cette valeur tend à se stabiliser pour les cycles qui suivent. Cela signifie que le report de charge vers la tête des inclusions augmente durant le chargement cyclique alors qu'il était quasiment constant pour l'essai C1_D100_a. L'efficacité moyenne de l'essai C1_D50_a augmente de manière parallèle durant le chargement cyclique pour atteindre une valeur voisine de 1 au pic des derniers cycles (Figures 4.35 et 4.36). Cette différence de report de charge sera mieux expliquée et validée par l'analyse d'images plus loin dans le §4.4.2.3

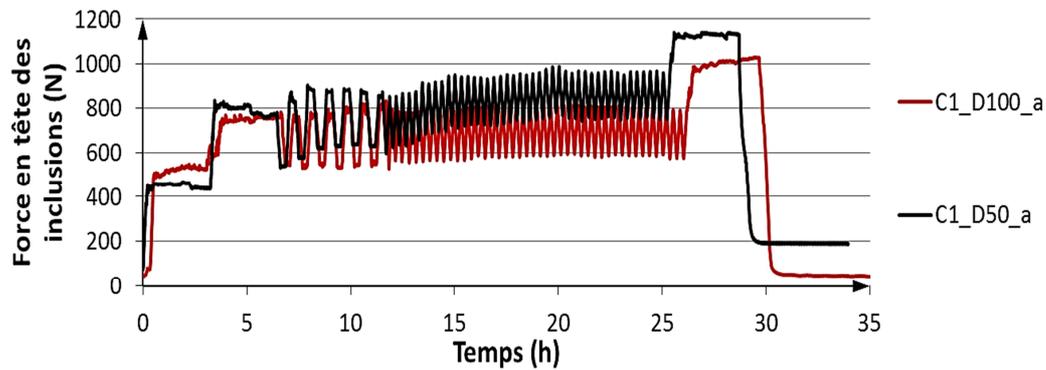


Figure 4.33 Evolution de la force moyenne en tête des quatre inclusions centrales avec le temps pour les essais C1_D100_a et C1_D50_a

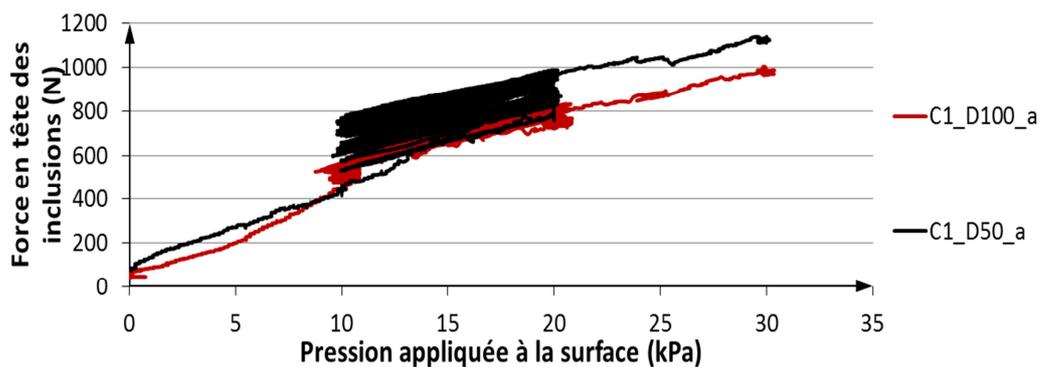


Figure 4.34 Evolution de la force moyenne en tête des quatre inclusions centrales avec la pression appliquée à la surface pour les essais C1_D100_a et C1_D50_a

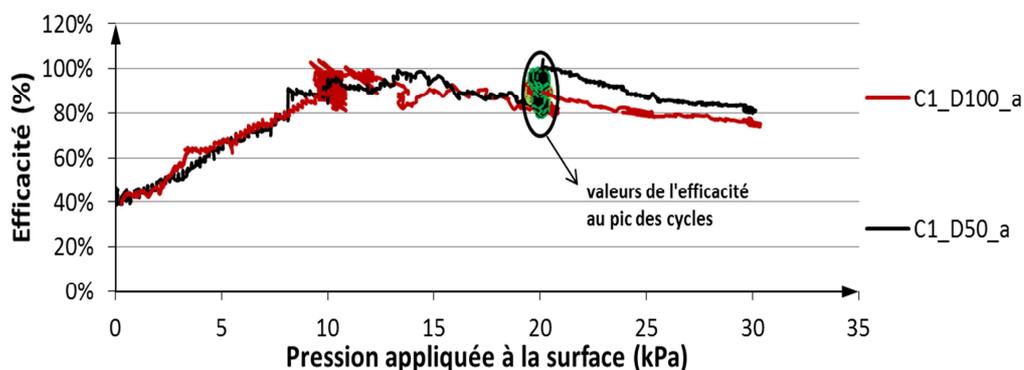


Figure 4.35 Evolution de l'efficacité moyenne en tête des inclusions avec la pression appliquée à la surface pour les essais C1_D100_a et C1_D50_a

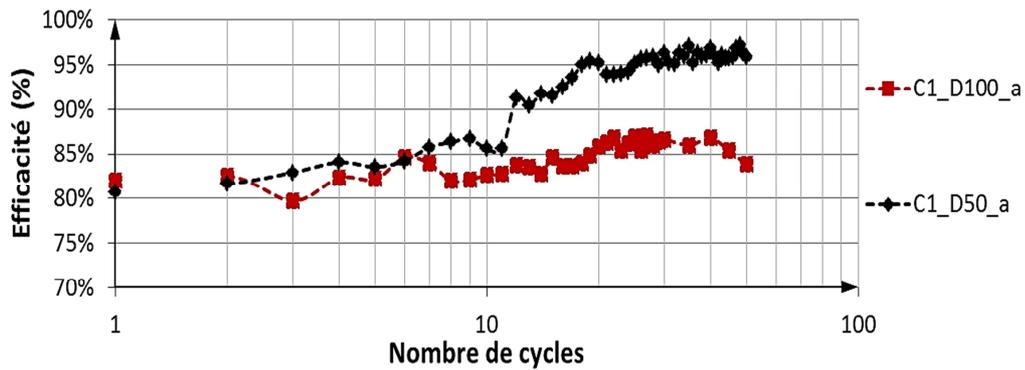


Figure 4.36 Efficacité moyenne en tête des inclusions en fonction du nombre de cycles pour les essais C1_D100_a et C1_D50_a

L'augmentation de l'efficacité observée au cours du chargement cyclique pour l'essai C1_D50_a est contradictoire avec les résultats montrés dans le chapitre bibliographique où les essais réalisés avec dallage ont montré une diminution de l'efficacité du système au cours de la sollicitation cyclique (Heitz et al., 2008 ; Morgon, 2010 ; Okyay et al., 2013). Cette différence sera expliquée par l'analyse d'images au §4.4.2.3.

4.5.2.2 Tassement à l'interface sol compressible / PTC

La comparaison des deux essais C1_D100_a et C1_D50_a en termes de tassement à l'interface sol compressible/PTC est présentée sur les figure 4.37 et 4.38. On observe que l'accumulation de tassement durant le chargement cyclique pour l'essai C1_D100_a est deux fois plus importante que celle obtenue dans l'essai C1_D50_a. La différence du tassement entre les deux essais à la fin du chargement, après l'augmentation de la pression jusqu'à $P_m = 30\text{kPa}$, est de 14mm. Cela signifie que la diminution de l'épaisseur de la PTC de moitié mène à une diminution de l'accumulation du tassement durant les cycles et du tassement final après l'application des cycles. On observe également que pour la faible épaisseur de la PTC de 50mm, la valeur d'efficacité voisine de 100% (après vingt cycles sur la figure 4.36) ne signifie pas un arrêt de l'accumulation des tassements pour les cycles ultérieurs.

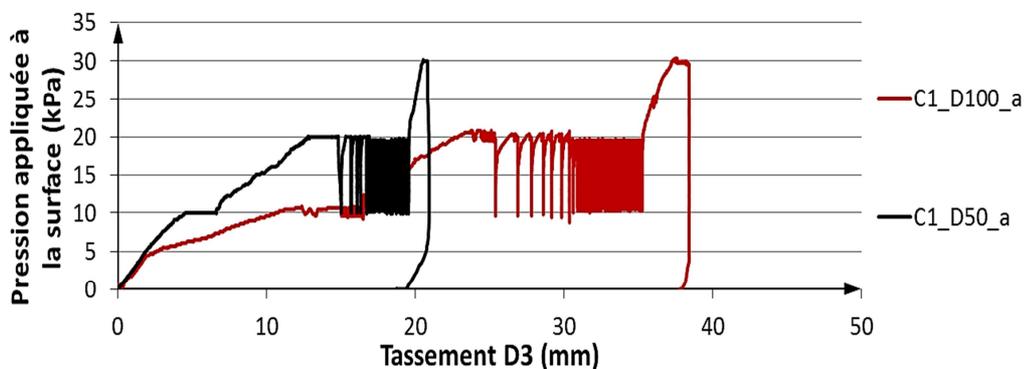


Figure 4.37 Evolution du tassement D3 avec la pression appliquée à la surface pour les essais C1_D100_a et C1_D50_a

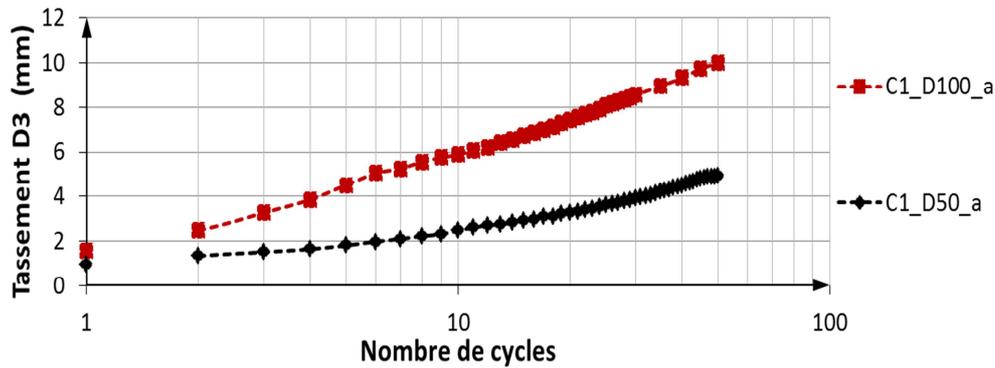


Figure 4.38 Evolution de l'accumulation de tassement au pic des cycles en fonction du nombre de cycles pour les essais C1_D100_a et C1_D50_a

4.5.2.3 Analyse du champ de déplacement dans la PTC par traitement d'images numériques

Dans cette partie, on tente de trouver une interprétation physique de cette différence de comportement sous chargement cyclique observée pour les deux épaisseurs de la PTC, par l'application de l'analyse par imagerie durant les six premiers cycles des deux essais C1_D100_a et C1_D50_a. Le tableau 4.11 présente une comparaison du champ de déplacement vertical à la fin de chacun des six premiers cycles de deux essais C1_D100_a et C1_D50_a. L'état de référence pour tous les résultats de corrélation d'images présentés dans cette partie est la fin des 3 heures de chargement statique P_m à 20kPa, avant l'application des cycles. Dans les six images présentées dans ce tableau, le niveau de la dalle rigide ainsi que la position des grains (cellules Voronoï) sont gardés fixes dans la même position que celle de l'état de référence.

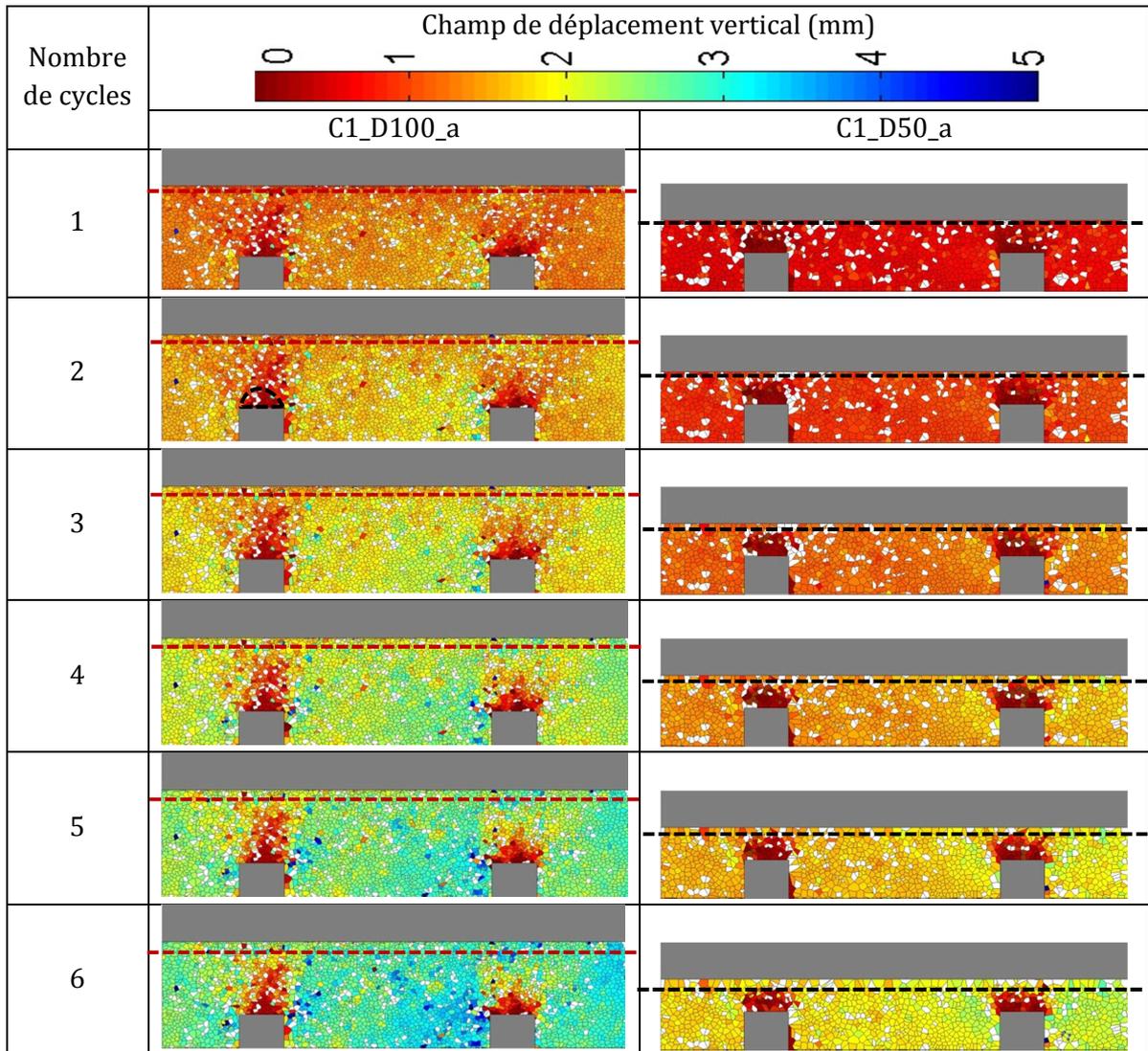


Tableau 4.11 Champ de déplacement vertical à la fin de six premiers cycles pour les deux essais C1_D100_a et C1_D50_a

On observe pour l'essai C1_D50_a, réalisé avec une épaisseur de PTC de 50mm, que pendant les six premiers cycles, la dalle rigide se rapproche de la zone de tassement quasiment nul située au-dessus des inclusions et qui fait initialement 30% de la hauteur de la PTC. En passant d'un cycle à un autre et à un certain moment après l'application d'un nombre défini de cycles (ici de 20 cycles), cette zone atteint quasiment la dalle rigide et conduit à une augmentation du transfert de charge vers les inclusions rigides. Cela explique l'augmentation de la valeur de l'efficacité moyenne du système observée durant le chargement cyclique de l'essai C1_D50_a. Cette augmentation de l'efficacité aboutit également à la diminution de tassement cumulé durant les cycles qui continue toujours de se développer cependant. En revanche, l'épaisseur plus importante de la PTC de l'essai C1_D100_a empêche la zone de tassement quasiment nul située au-dessus des inclusions d'atteindre la dalle rigide, ce qui entraîne une accumulation de tassement durant les cycles plus importante que celle mesurée avec l'épaisseur de 50mm de la PTC.

4.5.3 Conclusion partielle

La comparaison des résultats de deux essais monotones M_D100 et M_D50 nous a permis d'étudier l'influence sous chargement monotone de l'épaisseur du matelas de transfert de charge sur le comportement du massif du sol renforcé par inclusions rigides sous dallage. Les principales conclusions sous chargement monotone sont les suivantes :

- En diminuant de moitié l'épaisseur de la PTC, jusqu'à 50mm, le tassement du sol compressible diminue surtout pour le dernier palier de chargement de 30kPa,
- L'efficacité du système n'est pas influencée par la diminution de l'épaisseur de la PTC sauf pour le dernier palier de chargement de 30kPa où l'efficacité est trouvée plus importante pour une épaisseur de PTC plus faible,
- L'analyse par imagerie montre qu'avec une faible épaisseur de la PTC, le niveau de la dalle rigide pour le palier de 30kPa se trouve presque en contact avec la zone de tassement quasiment nul située au-dessus des inclusions et qui a été déjà définie dans le paragraphe 4.1.2.1.

La comparaison des résultats des essais cycliques C1_D100 et C1_D50 a mis en évidence l'influence de l'épaisseur de la PTC sur le comportement du système sous chargement cyclique. Les principales conclusions sont synthétisées ci-dessous :

- Une épaisseur de la PTC de 50mm, réduit de moitié l'accumulation du tassement en base de la PTC durant le chargement cyclique par rapport à celle obtenue pour une PTC de 100mm,
- L'application du chargement cyclique augmente l'efficacité du système pour les essais réalisés avec une épaisseur de 50mm alors que pour une épaisseur de 100mm, on a trouvé que le transfert de charge vers les inclusions rigides n'est pas influencé par le chargement cyclique car la valeur de l'efficacité est gardée quasiment constante,
- La comparaison des résultats de l'analyse par imagerie des deux essais nous a montré que l'utilisation d'une épaisseur de 50mm de la PTC mène après une vingtaine de cycles à un contact entre la dalle rigide et la zone de tassement quasiment nul située au-dessus des inclusions. Ce contact aboutit par suite au transfert de charge directement de la dalle vers l'inclusion, ce qui se traduit par une augmentation de l'efficacité du système jusqu'à une valeur maximale de 95% et une diminution de l'accumulation de tassement durant le chargement cyclique,
- Pour une épaisseur de la PTC de 100mm, cette zone de tassement nul reste loin du niveau de la dalle rigide ce qui permet le poinçonnement de l'inclusion dans la PTC et explique les valeurs de tassement importantes et les valeurs d'efficacité moins importantes mesurées pour cette épaisseur de PTC.

4.6 Etude de l'influence des conditions aux limites

La présence d'un dallage entre la PTC et la structure appliquant la surcharge en surface peut modifier considérablement les mécanismes de transfert de charge au sein de la PTC.

Lorsque le dallage est en place, la surcharge est dite rigide et dans le cas contraire elle est dite souple (Morgon, 2010). Le dallage va créer un plan d'égal tassement au niveau de la surface du matelas. Dans cette partie, plusieurs essais sont examinés afin d'apprécier le rôle joué par le dallage, et de comprendre l'effet produit sur les mécanismes de report de charge sous chargement monotone et cyclique. Cependant, l'analyse par imagerie n'a pas été appliquée dans cette partie.

4.6.1 Essais sous chargement monotone

La réalisation des essais en appliquant le chargement directement à la surface de la PTC permet d'étudier l'influence de la présence d'une dalle rigide à la surface de la PTC sur le comportement du système. Cette influence est d'abord étudiée sous chargement monotone en comparant les résultats de l'essai M_D100 avec ceux de l'essai M_R100. Les deux essais sont réalisés avec le même chargement monotone et la même épaisseur de la PTC égale à 100mm mais avec deux conditions aux limites différentes. Pour l'essai M_R100 le chargement monotone est réalisé sans dalle rigide à la surface de la PTC. Les résultats des essais de répétabilité sont jugés satisfaisants et sont présentés dans l'annexe II.

4.6.1.1 Mesures de force

La comparaison des résultats de ces deux essais en termes de la force moyenne en tête des inclusions est présenté sur les figures 4.39 et 4.40. Cette comparaison nous permet d'étudier l'influence de la présence de la dalle rigide à la surface de la PTC sur le report de charge vers la tête des inclusions. On observe sur les deux figures que pour les trois paliers de chargement monotone, la force moyenne en tête des inclusions est presque deux fois plus importante pour l'essai M_D100_a que pour l'essai M_R100_a réalisé sans dalle rigide à la surface. Cela montre que la présence de la dalle rigide favorise largement, sous chargement monotone, le report de charge vers la tête des inclusions.

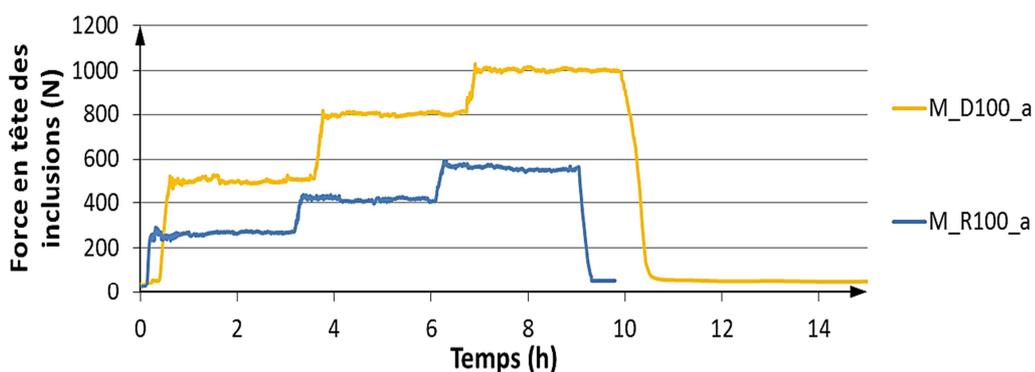


Figure 4.39 Evolution de la force moyenne en tête des quatre inclusions centrales avec le temps pour les essais M_D100_a et M_R100_a

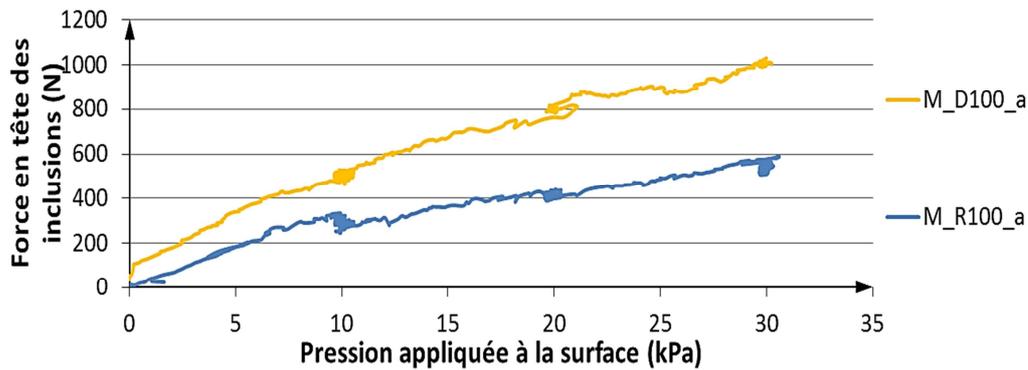


Figure 4.40 Evolution de la force moyenne en tête des quatre inclusions centrales avec la pression appliquée en surface pour les essais M_D100_a et M_R100_a

La comparaison des résultats en termes d'efficacité est présentée sur la figure 4.41. On observe que les deux courbes présentent la même tendance mais la valeur de l'efficacité pour l'essai M_D100_a avec dalle rigide est 20% plus grande que pour l'essai M_R100_a sans dalle. Cette observation est en accord avec les résultats trouvés en centrifugeuse par Morgon, 2010 (cf. figure 2.12).

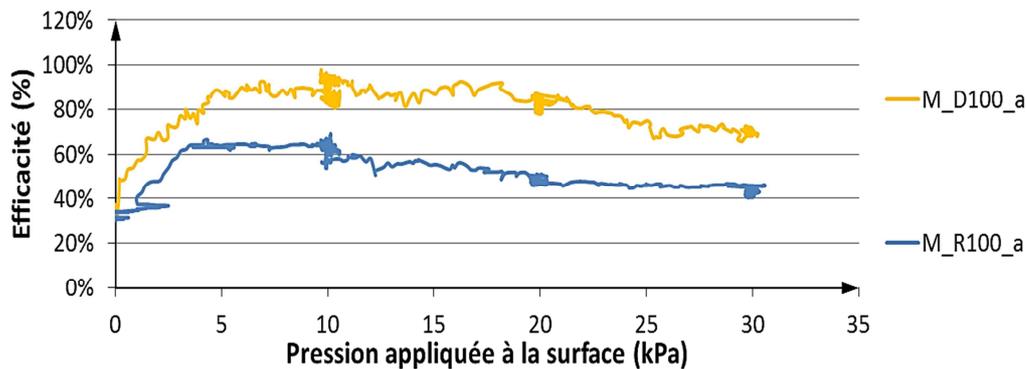


Figure 4.41 Evolution de l'efficacité moyenne en tête des inclusions avec la pression appliquée en surface pour les essais M_D100_a et M_R100_a

4.6.1.2 Tassements à l'interface sol compressible / PTC

La figure 4.42 présente une comparaison des deux essais M_D100_a et M_R100_a en termes de tassement à l'interface sol compressible-PTC. On observe que le tassement est plus important en absence de la dalle pour l'essai M_R100_a. Ce résultat est logique, car la diminution du transfert de charge vers la tête des inclusions rigides observée pour l'essai M_R100 dans le §4.5.1.1 mène à une augmentation de la pression appliquée sur le sol compressible et par la suite à plus de tassement de ce dernier.

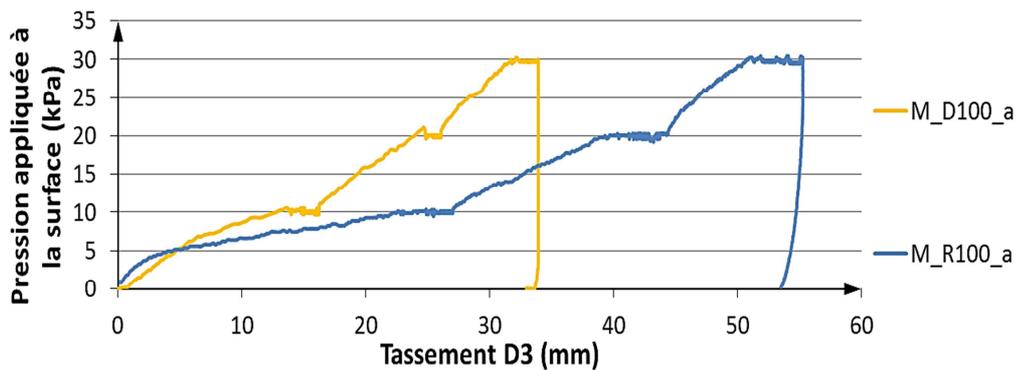


Figure 4.42 Evolution du tassement D3 avec la pression appliquée en surface pour les essais M_D100_a et M_R100_a

4.6.2 Essais sous chargement cyclique

L'influence de la présence de la dalle rigide à la surface de la PTC sous chargement cyclique est étudiée dans cette partie en comparant, d'une part, l'essai C1_D100 avec l'essai C1_R100, et d'autre part l'essai C2_D100 avec l'essai C2_R100 afin d'étudier l'effet du préchargement du système avant l'application des cycles. Les essais de répétabilité réalisés sur les essais C1_R100 et C2_R100 confirment les observations faites en termes de force et de déplacement sur le comportement du système sous chargement cyclique sans dallage (cf. Annexe II).

4.6.2.1 Mesures de force

La comparaison des deux essais C1_D100_a et C1_R100_a en termes de force et d'efficacité est présentée sur les figures 4.43 et 4.44 respectivement. Ces figures nous permettent d'étudier l'influence de la présence de la dalle à la surface de la PTC sur le transfert de charge vers la tête des inclusions sous le chargement cyclique type (C1). On observe sur la figure 4.41 que l'absence de la dalle rigide dans l'essai C1_R100_a mène à une légère diminution de la force moyenne en tête des inclusions au pic de dix premiers cycles ce qui se traduit par une diminution de 20% de l'efficacité moyenne du système (Figure 4.44). Cette observation est cohérente avec les résultats trouvés par Dinh. (2010) qui a observé une légère diminution de l'efficacité du système suite à deux cycles de chargement-déchargement-rechargement pour des essais réalisés sans dallage (figure 2.5). Cependant, les valeurs de la force et de l'efficacité se stabilisent au pic des cycles suivants. Alors que pour le cas dallage on observe que l'application de cycles n'influence pas les valeurs de l'efficacité pour la même épaisseur de PTC de 100mm.

Les mêmes observations sont effectuées pour le chargement cyclique type (C2) appliqué sur un système préchargé à 30kPa avant l'application des cycles (Figures 4.45 et 4.46). Cela signifie que, en absence de dallage, le préchargement du système n'influence pas sur l'évolution du transfert de charge observée durant le chargement cyclique.

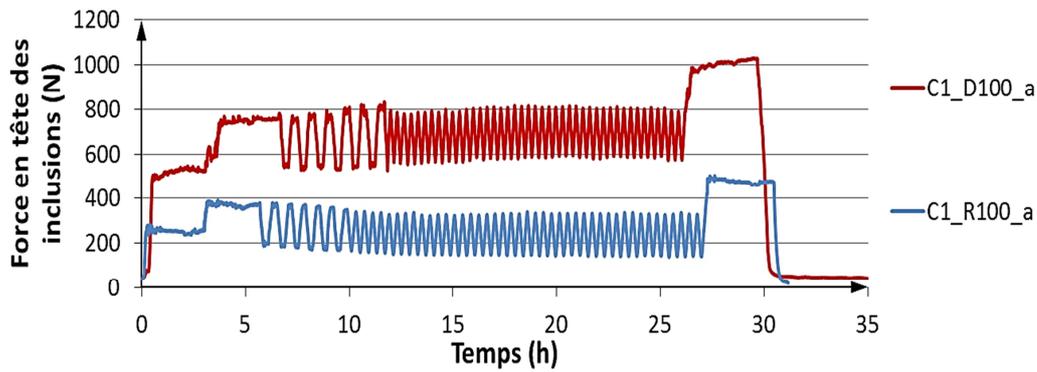


Figure 4.43 Evolution de la force moyenne en tête des quatre inclusions centrales avec le temps pour les essais C1_D100_a et C1_R100_a

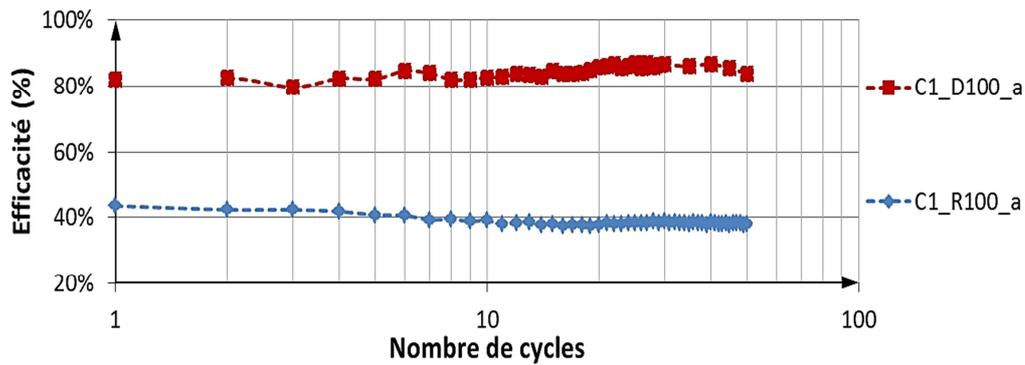


Figure 4.44 Efficacité moyenne en tête des inclusions en fonction du nombre de cycles pour les essais C1_D100_a et C1_R100_a

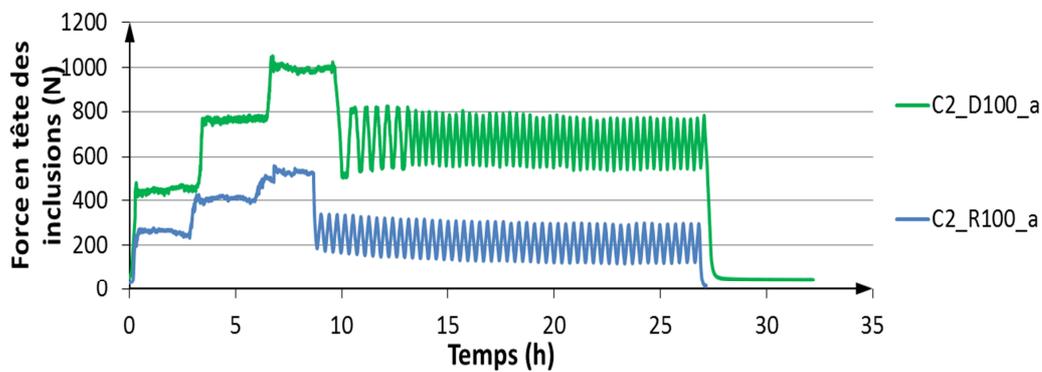


Figure 4.45 Evolution de la force moyenne en tête des quatre inclusions centrales avec le temps pour les essais C2_D100_a et C2_R100_a

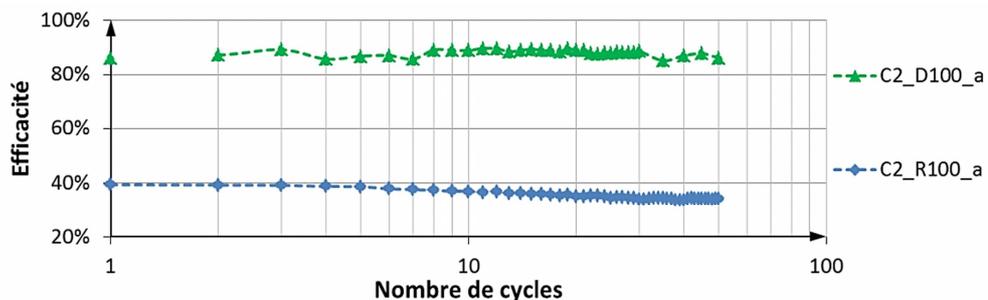


Figure 4.46 Efficacité moyenne en tête des inclusions en fonction du nombre de cycles pour les essais C2_D100_a et C2_R100_a

La figure 4.47 montre l'évolution de l'efficacité durant les deux premiers cycles de l'essai C2_R100_a. On observe que l'efficacité diminue légèrement en passant du premier cycle au deuxième. On observe également que l'efficacité diminue durant le déchargement et réaugmente lors du rechargement. Cette diminution d'efficacité est liée au comportement irréversible du matelas granulaire et met en évidence la plasticité locale du matelas au-dessus des inclusions quand la pression appliquée à la surface atteint 20kPa. Cette observation est cohérente avec les résultats trouvés dans le travail de Dinh, 2010 qui a observé une diminution de l'efficacité lors de deux cycles de chargement-déchargement.

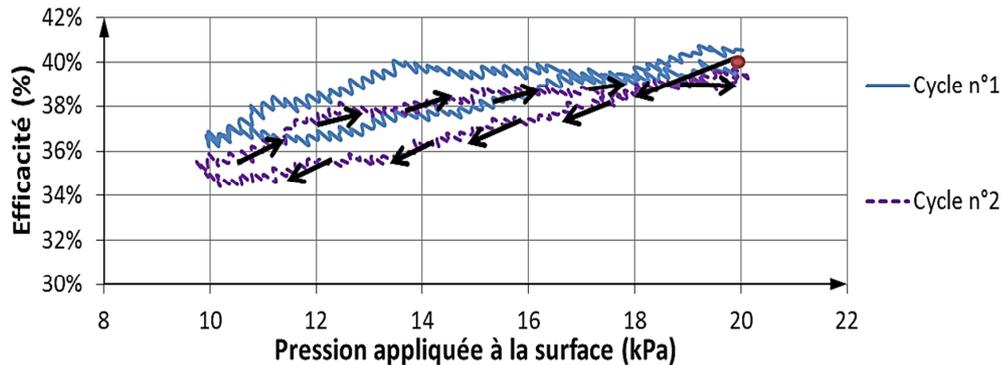


Figure 4.47 Efficacité moyenne en tête des inclusions en fonction de la pression appliquée à la surface sur la phase de chargement-déchargement du premier et deuxième cycle pour l'essai C2_R100_a

4.6.2.2 Tassement à l'interface sol compressible / PTC

La comparaison des résultats des mêmes essais est présentée dans cette partie en termes de tassement D3 à l'interface sol compressible-PTC. On observe sur les figures 4.48 et 4.49 que l'accumulation de tassement mesurée durant le chargement cyclique pour l'essai C1_R100_a est inférieure de 40% à celle mesurée avec la présence de la dalle à la surface (10mm avec dalle et seulement 5mm sans la dalle). Cette observation est due au fait que dans l'essai réalisé sans dalle rigide le sol, a subi des tassements déjà importants avant l'application des cycles, qui empêchent une grande accumulation ultérieure de tassement durant l'application des cycles. Sans surprise, on observe que le cas sans dalle est nettement défavorable en matière de tassement total sous chargement monotone et cyclique.

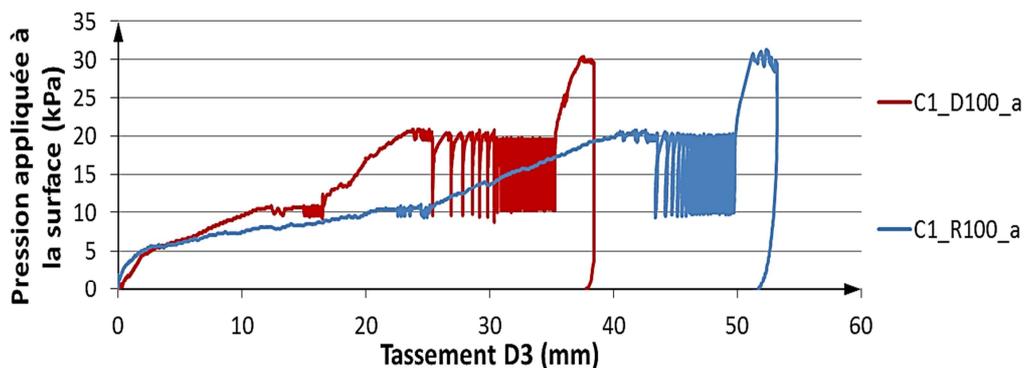


Figure 4.48 Evolution du tassement D3 avec la pression appliquée en surface pour les essais C1_D100_a et C1_R100_a

La figure 4.49 montre que malgré le démarrage différent des deux courbes, on observe que la pente de la droite qui définit l'évolution du tassement durant le chargement cyclique en fonction du nombre de cycles en échelle logarithmique est la même pour les deux cas. Cela signifie que même si le démarrage est différent, les mécanismes mis en jeu dans l'évolution avec les cycles sont semblables quelles que soient les conditions aux limites appliquées à la surface de la PTC.

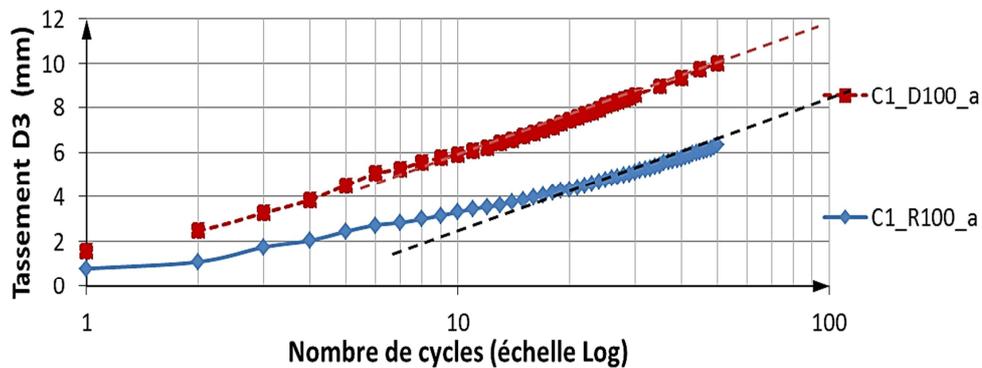


Figure 4.49 Evolution de l'accumulation de tassement au pic des cycles en fonction du nombre de cycles pour les essais C1_D100_a et C1_R100_a

La figure 4.50 montre que sous le chargement cyclique C2 appliqué sur un système préchargé, l'accumulation de tassement est plus importante en présence de la dalle (comme déjà pour le chargement cyclique C1 sur la figure 4.48).

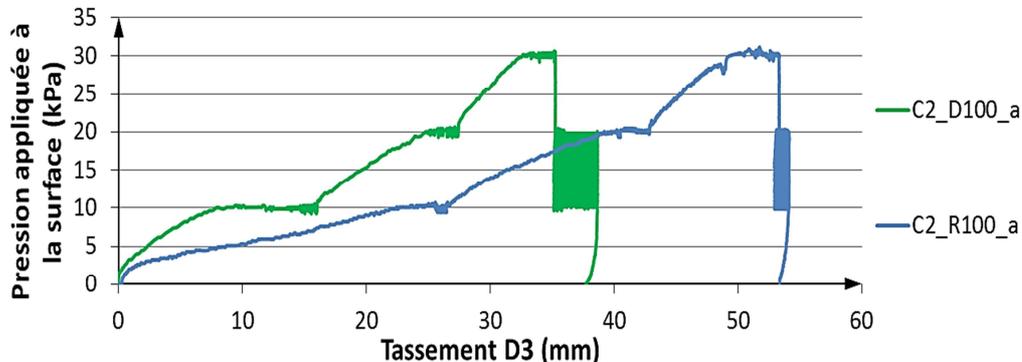


Figure 4.50 Evolution du tassement D3 avec la pression appliquée à la surface pour les essais C2_D100_a et C2_R100_a

La figure 4.51 montre que cette différence de tassement entre cas avec et sans dallage sera plus importante pour un nombre de cycles plus important, cela est dû à la différence de la pente de la droite qui définit l'allure linéaire des deux courbes : la pente est plus importante pour le cas avec dallage que sans dallage.

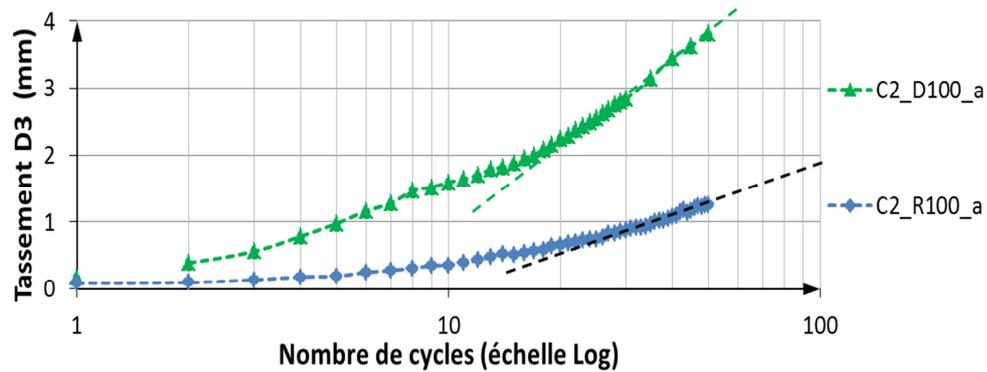


Figure 4.51 Evolution de l'accumulation de tassement au pic des cycles en fonction du nombre de cycles pour les essais C2_D100_a et C2_R100_a

4.6.3 Conclusion partielle

En comparant les essais réalisés avec des conditions aux limites type « remblai » (avec cependant des épaisseurs de PTC faibles par rapport à un vrai cas remblai) et ceux réalisés avec une dalle rigide à la surface de la PTC, nous étudions l'influence de la présence de cette dernière sur le comportement de la technique de renforcement de sols par inclusions rigides sous chargement monotone et cyclique. Les principales conclusions sont synthétisées ci-dessous :

- Sous chargement monotone :
 - La présence de la dalle conduit à une augmentation du transfert de charge vers la tête des inclusions,
 - La présence de la dalle conduit à une diminution du tassement du sol compressible.
- Sous chargement cyclique :
 - La présence de la dalle conduit à une stabilisation du transfert de charge vers la tête des inclusions au pic des cycles (l'absence de cette dalle mène à une légère diminution de ce transfert de charge au pic des dix premiers cycles),
 - La présence de la dalle à la surface de la PTC augmente l'accumulation des tassements durant le chargement cyclique

4.7 Conclusions

L'aspect expérimental du travail de recherche de la thèse a consisté à réaliser des essais physiques sur un modèle réduit tridimensionnel développé au laboratoire 3SR. L'étude expérimentale menée sur ce modèle nous a permis d'étudier l'influence de divers paramètres sur le transfert de charge vers la tête des inclusions et les déplacements dans la PTC, sous chargement monotone et cyclique. Ce modèle est instrumenté en capteurs d'effort (pression et force) et de déplacement permettant l'étude phénoménologique des mécanismes et la constitution d'une base de données expérimentale. Une méthode de corrélation d'images permettant d'accéder au champ de déplacements 2D dans le massif a été également utilisée grâce à une vitre transparente et quatre demi-inclusions ajoutées au

modèle. L'étude paramétrique présentée dans ce chapitre a permis de mettre en évidence l'influence des paramètres suivants :

- Epaisseur de la PTC
- Conditions aux limites (présence ou non d'une dalle rigide à la surface de la PTC)
- Niveau de chargement cyclique (sans dallage)
- Préchargement du système avant l'application des cycles (avec et sans dallage)

En accord avec les résultats trouvés dans la bibliographie, une accumulation de tassement a été observée durant le chargement cyclique pour les deux cas : sans et avec dallage. Il s'agit d'une accumulation de tassement qui se fait avec un rythme décroissant sans arriver à une stabilisation à la fin de la sollicitation cyclique.

Il a été montré également que la présence de la dalle augmente le transfert de charge et diminue le tassement du sol compressible sous chargement monotone. Cette observation est cohérente avec les résultats trouvés en centrifugeuse par Okyay et al. (2013) et Morgon (2010). Cependant, la présence de la dalle mène à une accumulation de tassement plus importante au cours des cycles. Néanmoins, le tassement total reste plus faible en présence de la dalle (Figure 4.52).

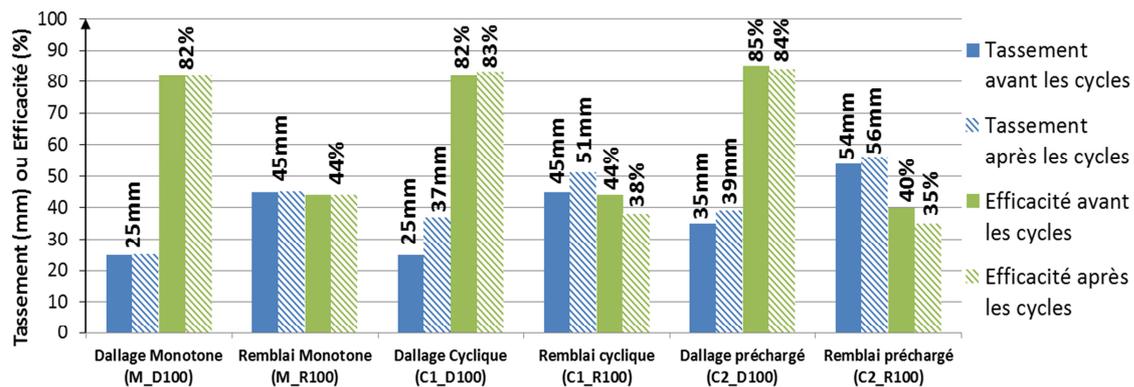


Figure 4.52 Récapitulatif de l'influence de la dalle

D'une part, on observe sous chargement monotone que la diminution de la hauteur de la PTC en présence du dallage favorise le transfert de charge vers la tête des inclusions et réduit le tassement du sol compressible. Cette observation est cohérente avec celle de Morgon (2010) sur les essais en centrifugeuse. D'autre part, sous chargement cyclique, la diminution de la hauteur de la PTC introduit une augmentation de l'efficacité accompagnée d'une réduction de l'accumulation de tassement au cours des cycles (Figure 4.53).

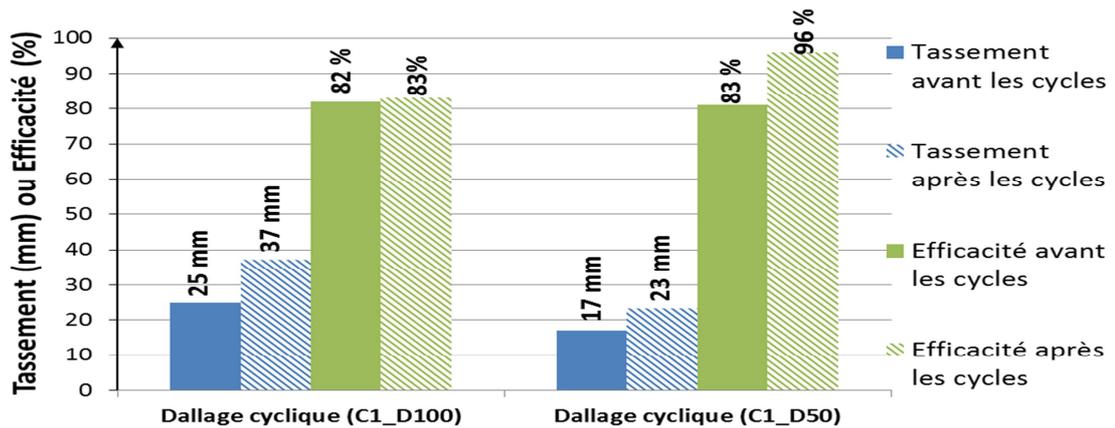


Figure 4.53 Récapitulatif de l'influence de l'épaisseur de la PTC

L'influence de la hauteur de la PTC a été mieux expliquée par les résultats de l'analyse par imagerie qui a montré la présence d'un phénomène de poinçonnement de la PTC par l'inclusion rigide ce qui aboutit, pour des faibles épaisseurs de la PTC, à une mise en contact de la dalle rigide, au fur et à mesure des cycles, avec la zone de tassement quasiment nul observée au-dessus des inclusions. Cette zone fonctionne comme une extension de l'inclusion.

Il a été montré que le préchargement du système, sans et avec dallage, aide à diminuer l'accumulation de tassement observée durant le chargement cyclique sans pouvoir l'empêcher.

En termes d'influence du niveau de contrainte autour duquel est appliqué le chargement cyclique, il a été constaté que, pour le cas dallage, l'accumulation de tassement diminue avec le niveau de chargement cyclique. Il a été également montré que l'influence, en termes de tassement et d'efficacité, du niveau de chargement cyclique est détruite suite à un chargement monotone ultérieur.

Le modèle physique étant réalisé sous gravité normale et l'ensemble des règles de similitude n'ayant pas pu être totalement vérifiées font que les résultats de la campagne expérimentale doivent être analysés tout d'abord de manière qualitative et ne peuvent pas être directement extrapolables à un cas réel. Cependant, l'objectif de l'étude expérimentale sur modèle réduit est de mieux comprendre l'influence du chargement cyclique vertical sur le comportement du massif du sol renforcé par inclusion rigides et sur le développement des mécanismes dans la plateforme de transfert de charge granulaire. D'un point de vue quantitatif, les résultats obtenus constituent une base de données expérimentale de grande précision (comme le montre la grande répétabilité observée dans chaque volet de l'étude) qui va être utilisée dans les chapitres suivants pour valider une approche numérique. Ultérieurement, ce modèle numérique pourra être considéré pour estimer les effets de chargements cycliques sur un cas réel.

CHAPITRE V – Présentation du modèle numérique

5.1 Introduction

Le deuxième volet de ce travail de recherche consiste à faire une étude numérique afin de mieux comprendre le comportement de cette technique de renforcement sous chargement monotone et cyclique. En effet, cette technique présente un problème complexe qui met en jeu des phénomènes d'interaction sol-structure à différents niveaux d'échelle. Cela justifie la réalisation d'une étude numérique complémentaire pour prendre en compte le comportement global de ce type d'ouvrage.

La modélisation numérique est faite en milieu continu avec le logiciel FLAC^{3D} (version 4.00.32). Ce programme permet la résolution en trois dimensions de problèmes en contraintes-déformations et est basé sur la méthode des différences finies : les variables sont connues en des lieux discrets de l'espace et il n'est pas nécessaire de stocker une matrice de rigidité globale car les équations sont reformulées à chaque pas. En tout point du massif, le tenseur des contraintes et des déformations est connu, ce qui permet de visualiser les phénomènes en jeu. FLAC^{3D} est basé sur une formulation numérique appelée « méthode des éléments lagrangiens » où les coordonnées des nœuds peuvent être facilement réactualisées à chaque pas de temps, et le maillage se déforme avec le matériau qu'il représente. L'avantage d'une telle méthode est qu'elle permet de traiter facilement des problèmes en grandes déformations.

Dans la première partie de ce chapitre, on présente le modèle numérique utilisé en termes de maillage, d'interfaces et de procédure de chargement. Le choix des modèles de comportement mis en œuvre ainsi que la calibration de leurs paramètres sont présentés dans la deuxième partie du chapitre.

5.2 Modèle numérique

5.2.1 Géométrie et maillage

Les essais expérimentaux sont réalisés sur un modèle réduit qui comporte 16 inclusions, permettant l'étude dans la zone centrale, constitué de quatre inclusions et supposée affranchie des effets de bord. Profitant des conditions de symétrie dans le modèle physique, la modélisation numérique nous permet de ne considérer qu'un seizième de la zone centrale (Figure 5.1).

La Figure 5.2 présente une vue schématique du modèle numérique mis en place, comportant le sol analogique simulant le sol compressible, le matelas de transfert de charge granulaire et le quart de l'inclusion rigide. Pour satisfaire aux conditions de symétrie, les déplacements au niveau des axes de symétrie sont bloqués horizontalement. La limite inférieure est bloquée verticalement.

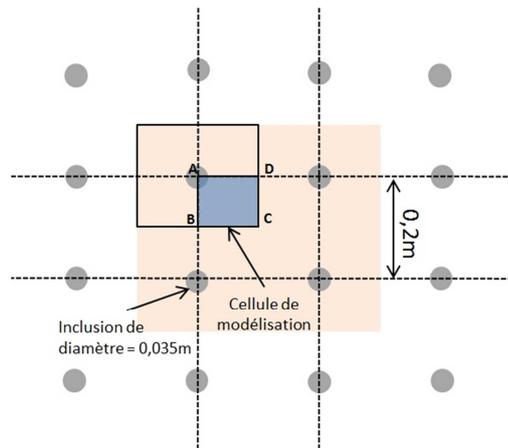


Figure 5.1 Cellule de modélisation numérique

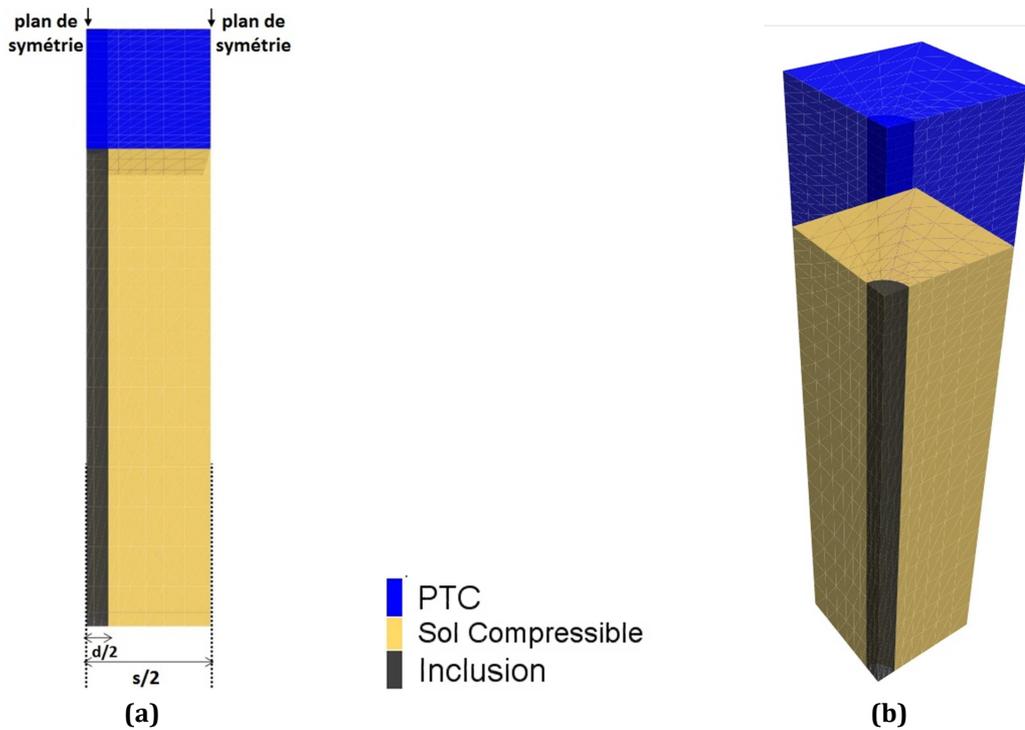


Figure 5.2 Vue schématique du modèle (a) en 2D, (b) en 3D

Les différentes parties du modèle numérique sont modélisées par un maillage, c'est-à-dire un ensemble de nœuds et d'éléments. Un maillage doit être le fruit d'un compromis entre la capacité de calcul disponible et la précision acceptable sur les résultats numériques. Une étude de sensibilité a ainsi été effectuée sur le raffinement du maillage de ce modèle. Le maillage choisi donc pour la réalisation des simulations numériques est cubique et présenté dans la figure 5.3. Il comporte jusqu'à 5300 zones pour une épaisseur de PTC égale à 100mm.

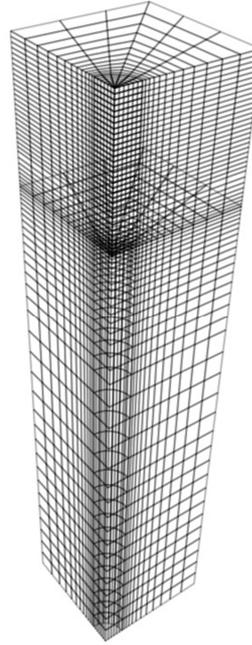


Figure 5.3 Maillage du modèle

5.2.2 Paramètres des interfaces

Les éléments interfaces sont utilisés pour représenter le comportement des zones de localisation des déformations en cisaillement ou en traction et pour permettre le déplacement relatif entre les différentes parties du modèle numérique.

Des interfaces ont été mises en place sur les bords de l'inclusion et entre le sol compressible et la PTC (Figure 5.4), ce qui permet un déplacement relatif sol compressible/inclusion et PTC/sol compressible. Les paramètres d'interface K_n (rigidité normale [contrainte/déplacement]) et K_s (rigidité de cisaillement [contrainte/déplacement]) ont été déterminés grâce à la relation proposée par Itasca (FLAC^{3D} User's Guide) qui recommande une valeur de K_s et K_n égale à dix fois la rigidité du matériau adjacent le plus rigide. La rigidité apparente (en kPa/m) dans la direction normale à l'interface est donnée par la formule suivante :

$$\text{Max} \left(\frac{K+4G/3}{\Delta z_{min}} \right)$$

Équation 10

Où

- K : Module de compression (Bulk modulus)
- G : Module de cisaillement (Shear modulus)
- Δz_{min} : La plus petite largeur de la zone adjacente dans la direction normale à l'interface

Pour l'interface située entre le sol compressible et l'inclusion, la zone de rigidité équivalente la plus grande est du côté de l'inclusion : $K=40.10^9$ Pa, $G=29.10^9$ Pa et $\Delta z_{min} = 0,00225m$, alors $K_s = K_n = 35.10^{12}$ Pa/m.

Pour l'interface située entre le sol compressible et la PTC, la zone de rigidité équivalente la plus grande est du côté de la PTC : $K=66.10^6$ Pa, $G=14.10^6$ Pa et $\Delta z_{min} = 0,0025m$, alors $K_s = K_n = 35.10^9$ Pa/m.

L'angle de frottement des interfaces est considéré égal à $2/3$ de l'angle de frottement du sol adjacent. Des simulations ont été effectuées pour analyser l'influence des paramètres K_s et K_n , de l'angle de frottement et également de la modélisation des interfaces. Les résultats montrent une influence quasiment nulle de ces paramètres sur les déplacements et les efforts dans le modèle. Le temps de calcul n'est pas influencé par la modélisation des interfaces. Cependant, on choisit de faire les simulations avec des interfaces car elles permettent de déterminer leurs déplacements et les efforts normaux et tangents qui s'appliquent sur ces surfaces.

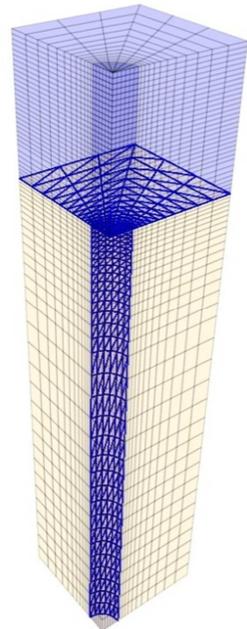


Figure 5.4 Positionnement des interfaces

5.2.3 Procédure de chargement

La procédure de chargement suivie dans la modélisation numérique nous permet de simuler la mise en place par couches successives du sol compressible et de la plateforme granulaire et évidement de la surcharge appliquée à sa surface.

La procédure de chargement est synthétisée par les étapes suivantes :

1. Création de l'inclusion rigide
2. Mise en place du sol compressible d'une hauteur de 0,4m, séparé de l'inclusion par une interface permettant le déplacement différentiel entre ces deux éléments

-
3. Equilibre du système sous gravité terrestre (sous poids propre du sol compressible)
 4. Le programme teste pour chacun des éléments le déséquilibre de force et retient la force maximale non équilibrée. L'utilisateur définit la force au-dessous de laquelle la convergence est supposée suffisante ($F_{mn} = 10^{-5}N$)
 5. Mise en place de la 1^{ère} couche de la PTC avec une hauteur de 0,025m, séparée de l'ensemble sol compressible inclusion par des éléments d'interface
 6. Equilibre du système sous le poids propre de la première couche de la PTC
 7. Répétition des phases 5 et 6 jusqu'à la hauteur de PTC voulue
 8. Application de la surcharge à la surface :
 - a. Pour les essais réalisés avec dalle : afin de respecter les conditions aux limites imposées par la dalle, la surcharge à la surface de la PTC est appliquée en imposant une vitesse de déplacement uniforme pour tous les nœuds à la surface de la PTC. La force totale appliquée à la surface est calculée pour chaque pas de calcul permettant ainsi le contrôle de la pression appliquée
 - b. Pour les essais réalisés sans dalle : une pression uniforme est appliquée directement à la surface de la PTC

5.3 Choix des modèles de comportement et calibration des paramètres

Les essais de laboratoire permettent de caractériser le comportement d'un élément de volume représentatif de chaque matériau et de simuler certains chemins de contraintes ou de déformations types que l'on suppose suivis aux alentours des régions les plus sollicitées. D'autre part, la rhéologie fournit des lois de comportement dont le choix, la détermination des paramètres et la validation doivent être réalisés à partir des essais de laboratoire. La détermination des paramètres de comportement reste une affaire délicate, qui influe de façon considérable sur les résultats de la modélisation, et il convient d'adapter les essais d'identification au type de modélisation envisagé. L'objet principal de telles lois est de permettre l'étude du comportement global des ouvrages, des structures et des terrains, par l'évolution des champs de déformations et de contraintes.

5.3.1 Inclusion rigide

L'inclusion en aluminium (alliage 2017 A, AlCu4MgSi), dont la rigidité est très importante par rapport à celle du matelas de transfert des charges et celle du sol compressible, est modélisée avec une loi de comportement élastique linéaire. Le tableau 5.1 montre les caractéristiques mécaniques de l'inclusion rigide.

γ_d (kN/m ³)	ν	E(MPa)
27	0,33	72500

Tableau 5.1 Caractéristiques mécaniques (élastique linéaire) de l'inclusion rigide

5.3.2 Sol compressible

Le modèle Cam-Clay modifié est un des modèles les plus souvent utilisés pour la modélisation des sols compressibles. Ce modèle a été développé pour décrire le comportement des argiles normalement consolidés ou faiblement surconsolidés. Deux versions successives de ce modèle ont été proposées.

La première proposée par Roscoe et al., 1958 permettait de reproduire qualitativement les phénomènes observés expérimentalement. Cependant, cette version du modèle prédit des déformations déviatoriques trop fortes pour des rapports de contraintes faibles et des chemins de contraintes proches de l'axe de compression.

Le modèle a ainsi été corrigé par Burland et Roscoe, 1968. La nouvelle version du modèle modifie la loi d'écoulement et supprime la fonction logarithme de l'expression du seuil plastique, fonction délicate à intégrer numériquement. Ce modèle est actuellement disponible dans le logiciel FLAC3D et est mis en œuvre pour la simulation du comportement du sol compressible analogue.

Cam-Clay modifié appartient à la famille des modèles «cap», c'est un modèle élasto-plastique incrémental avec écrouissage isotrope. L'élasticité est non linéaire et l'écoulement plastique en cisaillement est associé. L'écrouissage est isotrope et gouverné par la pression de préconsolidation P_{c0} qui est définie comme le point d'intersection entre la surface de charge du modèle et l'axe des pressions isotropes. Cam-Clay modifié ne permet pas de simuler la résistance à la traction et ne tient pas compte de l'anisotropie des matériaux.

Ce modèle représente bien un grand nombre de phénomènes qui caractérisent le comportement des sols compressibles sous chargement monotone, mais reste incapable de modéliser correctement le comportement des sols sous chargement cyclique car le comportement cyclique dans ce modèle est uniquement modélisé par un comportement élastique. Des modèles adaptés aux comportements des sols compressibles sous chargement cyclique existent dans la littérature (cf. chapitre II) mais ne seront pas mis en œuvre dans notre étude. Cela nous permet d'éliminer l'influence du chargement cyclique sur le comportement du sol compressible lors des simulations numériques et de se focaliser alors sur l'évolution des phénomènes au sein de la PTC.

Le jeu de paramètres permettant de s'approcher des résultats expérimentaux des essais œdométriques (cf. figure 5.5) est donné dans le tableau 5.2.

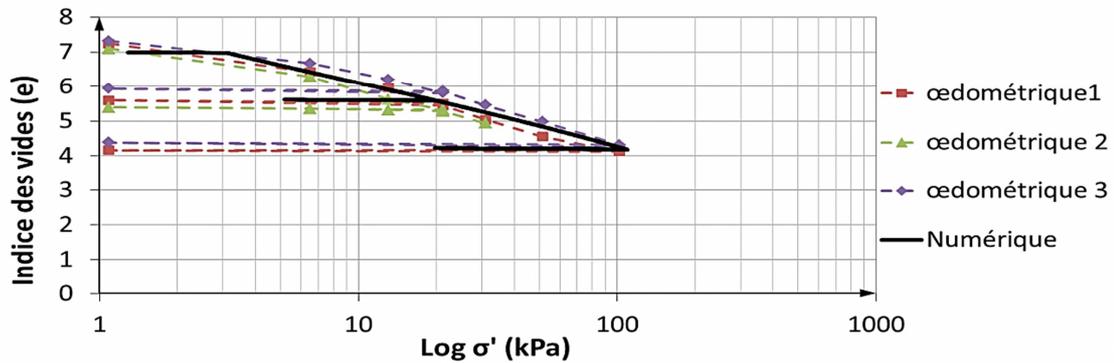


Figure 5.5 Validation du comportement du sol compressible avec Cam-Clay modifié

λ	κ	M	G	P_I	ν_λ	P_{c_0}
0,9	0,01	1.3	10MPa	1kPa	10	3kPa

Tableau 5.2 Paramètres utilisés pour modéliser le sol compressible (Cam-Clay modifié)

5.3.3 Plateforme de transfert de charge

La loi de comportement élastique parfaitement plastique avec un critère de rupture de Mohr-Coulomb est couramment utilisée pour décrire de manière approchée le comportement des sols pulvérulents et des sols cohérents à court et long terme. Il s'agit d'un modèle de comportement simple mais la principale difficulté réside dans le choix d'un module d'Young unique. Jenck, 2005 a réalisé des simulations numériques en milieu continu avec cette la loi en faisant varier le module de Young en fonction du niveau de contrainte. La formulation de ce modèle présente une certaine capacité à modéliser le comportement des sols sous chargement monotone mais apparaissent inadaptés pour une description réaliste du comportement cyclique. Dans le cas d'un ouvrage exposé aux chargements cycliques (cas de notre étude), les zones en déchargement jouent un rôle prédominant dans la détermination de son comportement. Cette simplification a donc un impact négatif dans les modélisations pour la prédiction du comportement réel de l'ouvrage en question.

On cherche alors à mettre en œuvre un modèle de comportement implanté dans le code du FLAC^{3D} et qui permet de décrire au mieux le comportement du matelas de transfert de charge sous chargement cyclique. Les modèles de comportement complexes, souvent à écouissage mixte, adaptés aux comportements cycliques (présentés dans le chapitre II) ne sont pas disponibles dans le code du FLAC^{3D}. Ils ne seront alors pas investigués dans cette étude numérique.

Le comportement du sol composant le matelas est ainsi simulé par le modèle élasto-plastique appelée « CY-soil » (pour « Cap Yield soil model »), afin d'étudier sa capacité à représenter le comportement du sol sous chargement monotone et cyclique. Nous cherchons à valider l'utilisation de cette loi de comportement à partir des résultats des essais expérimentaux.

Ce modèle est caractérisé par une surface de charge en cisaillement analogue à celle de Mohr-Coulomb et une surface de fermeture (appelée « cap ») se refermant sur l'axe des compressions isotropes, de façon à générer des déformations plastiques lors d'une compression isotrope. La déformation plastique volumique gouverne le mouvement de la surface de fermeture ou « cap ». Des écrouissages isotropes sont proposés par le modèle CY-soil pour gouverner l'évolution de la surface de charge à l'intérieur de la surface de rupture par l'intermédiaire d'une variable d'écrouissage scalaire.

En outre, lorsque le sol est soumis à un chargement déviatorique, il présente généralement une diminution de la rigidité (Module d'Young) accompagné par des déformations irréversibles. Le modèle CY-soil permet de représenter la variation du module élastique en fonction de la déformation volumique plastique. Dans la plupart des cas, la courbe du déviateur en fonction de la déformation axiale dans un essai triaxial drainé peut être approchée par une hyperbole. Cette caractéristique a été utilisée par Duncan et Chang (1970) pour formuler leur modèle bien connu « Hyperbolic Soil ». Le modèle de sol hyperbolique de Duncan et Chang est un modèle élastique non linéaire qui a certains inconvénients. Ces inconvénients comprennent, par exemple, une difficulté dans la détection et la caractérisation de déchargement/rechargement, et, dans certains cas, la production d'une valeur non physique du module d'élasticité qui peut conduire à une production erronée d'énergie dans le modèle. Le modèle CY-soil permet alors une représentation plus réaliste de la réponse du chargement/déchargement des sols.

Les principales caractéristiques du modèle CY-soil sont les suivantes :

- Il appartient à la famille des modèles «cap»
- Le «cap» du modèle est de forme elliptique avec rapport des axes (axe mineur / axe majeur) égal à α_1
- Il présente un comportement non-linéaire du sol avec écrouissage isotrope
- Il présente une forme hyperbolique dans le plan $(q, \epsilon I)$ pour les essais triaxiaux consolidés drainés
- La surface de rupture en cisaillement dans l'espace des contraintes principales est celle de Mohr-Coulomb
- Il permet de représenter la variation du module plastique de cisaillement en fonction de la déformation plastique de cisaillement
- Il prévoit la possibilité d'entrer des tableaux définis par l'utilisateur qui permettent de faire varier les angles de frottement et de dilatance mobilisés et la pression du «cap» en fonction de la déformation plastique de cisaillement.

Le modèle de CY-soil a 10 paramètres :

- Module élastique de cisaillement G_{ref} à la pression de référence P_{ref}
- Pression de référence P_{ref}
- Pression du cap P_c
- Rapport de rupture R_f (constant inférieure à 1)
- Angle de frottement ultime Φ_f
- Angle de dilatance ultime ψ_f
- Coefficient de Poisson ν

- Paramètres de calibration :
 - β : le paramètre d'écroûissage par cisaillement qui influence la valeur du module plastique de cisaillement
 - m : paramètre de calibration ≤ 1 et qui influence la valeur du module élastique de cisaillement
 - α_1 : un paramètre d'écroûissage volumique qui détermine la forme elliptique du «cap» (rapport des axes de l'ellipse) et donc la valeur du coefficient des terres au repos K_0

Afin de trouver le jeu de paramètres qui permet de s'approcher des résultats expérimentaux des essais triaxiaux, on a d'abord procédé à une étude de sensibilité des paramètres secondaires en simulant des essais triaxiaux drainés avec FLAC3D en utilisant le modèle de comportement CY-soil, pour un niveau de confinement donné. Les simulations sont réalisées avec une grille constituée d'une seule cellule de dimension unitaire dans un repère tridimensionnel. L'état de contrainte initial est isotrope avec une pression moyenne égale à celle de la pression de confinement. La pression latérale est maintenue constante pendant l'essai et une vitesse axiale de 6.10^{-6} m/pas de temps de calcul est appliquée à la partie supérieure du modèle pour un total de 150000 pas de calcul (soit une déformation axiale finale de 15%). La valeur de la pression du cap P_c est affectée d'une valeur très grande par rapport au niveau de contrainte atteint dans les simulations afin d'empêcher l'activation de la surface de charge du «cap». La pression de référence $P_{ref} = 50\text{kPa}$, l'angle de frottement (45°), la cohésion (0kPa) et la dilatance (10°) sont gardées les mêmes pour toutes les simulations.

L'étude de sensibilité des paramètres du modèle CY-soil nous a permis d'ajuster le jeu de paramètres permettant d'approcher les résultats expérimentaux pour un chargement monotone (cf. figure 5.6 et 5.7). Le jeu de paramètre est donné dans le Tableau 5.3.

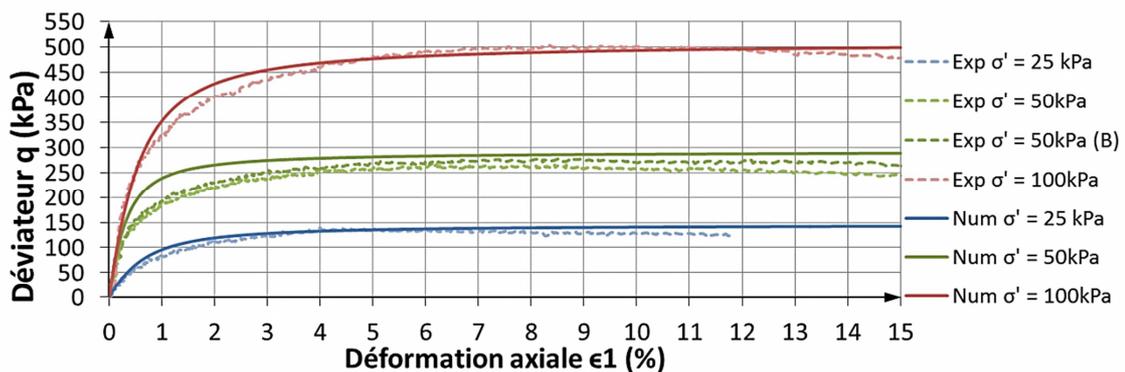


Figure 5.6 Confrontation des résultats des essais triaxiaux donnés par la loi CY-soil avec les résultats expérimentaux (q vs ϵ_1)

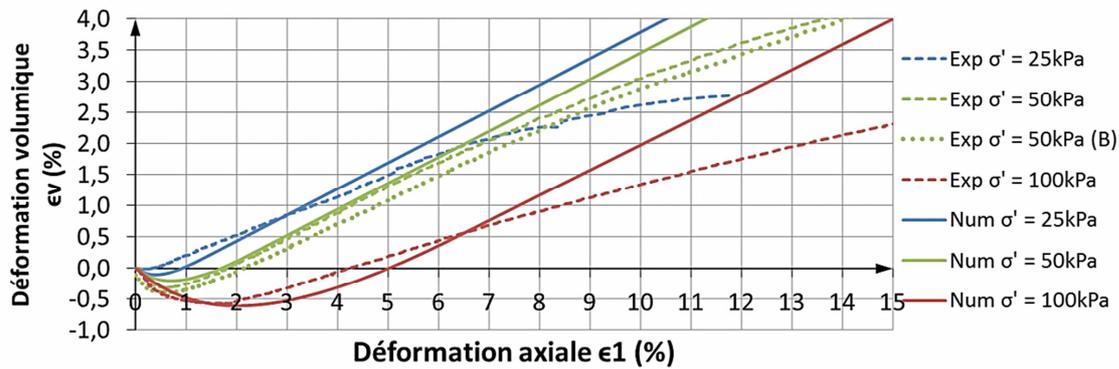


Figure 5.7 Confrontation des résultats d'un essai triaxial donnés par la loi CY-soil avec les résultats expérimentaux (e_v vs ϵ_1)

G_{ref} (MPa)	Φ_f°	c (kPa)	Ψ_f°	ν	P_{ref} (kPa)	R_f	β	α_1	m
400	45	0	10	0.4	50	0.95	0.35	1	1

Tableau 5.3 Paramètres du modèle CY-soil pour la plateforme de transfert de charge granulaire sous chargement monotone

Afin d'étudier la capacité du modèle de comportement CY-soil à présenter le comportement sous chargement cyclique (chargement et déchargement) du sol, des simulations numériques sur des essais triaxiaux avec des cycles à contrainte contrôlée ont été réalisés.

Les résultats d'une simulation d'un essai triaxial sous une pression de consolidation de 50 kPa et avec deux séries de cycles (6 cycles entre 100 et 20 kPa suivis de 6 cycles entre 200 et 20 kPa) sont présentés sur la figure 5.8. Le jeu de paramètres utilisé pour la réalisation de cet essai triaxial est celui du tableau 5.3. On observe que le modèle CY-soil permet de prendre en compte le déchargement qui présente un module d'Young plus élevé. Par contre on observe que les cycles ultérieurs de chargement-déchargement sont modélisés en comportement élastique et le modèle ne permet pas de présenter l'accumulation de la déformation axiale durant le chargement cyclique observée par Cambou et Hicher, 2002 sur un sol pulvérulent (sable).

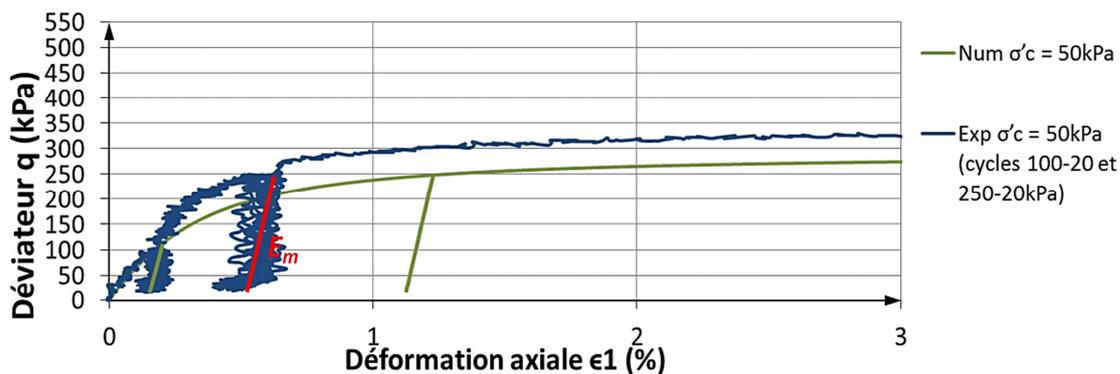


Figure 5.8 Confrontation des résultats des essais triaxiaux donnés par la loi CY-soil avec les résultats expérimentaux (q vs ϵ_1)

Sur la figure 5.9 on observe que les cycles de chargement-déchargement modélisés avec le modèle CY-soil n'introduisent pas une évolution irréversible des déformations volumiques plastiques comme celles observées expérimentalement. Ainsi ce modèle, n'est pas capable de présenter la rigidification du sol lors du chargement cyclique qui aboutit à une augmentation de la contrainte ultime de l'échantillon.

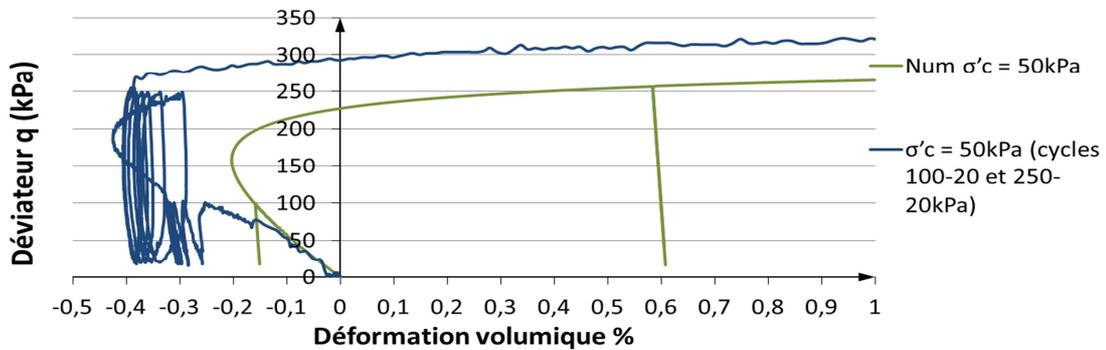


Figure 5.9 Confrontation des résultats des essais triaxiaux donnés par la loi CY-soil avec les résultats expérimentaux (q vs ϵ_v)

Malgré les limitations du modèle CY-soil à représenter de bonne manière le comportement du gravillon constituant la PTC sous chargement cyclique, on l'utilisera tout de même dans un premier temps pour tester la capacité du modèle numérique complet à représenter le comportement du système sous chargement cyclique.

5.4 Conclusion

Le modèle numérique tridimensionnel utilisé pour la réalisation des simulations a été présenté en termes de géométrie, maillage, interfaces et procédure de chargement. L'inclusion rigide est modélisée avec une loi de comportement élastique linéaire. Le comportement du sol compressible est pris en compte par le modèle de Cam-Clay modifié et la PTC par le modèle CY-soil implémentés dans le logiciel FLAC3D. Les paramètres des modèles sont identifiés à partir d'essais expérimentaux œdométriques et triaxiaux monotones et cycliques. Le modèle CY-soil a réussi à bien représenter le comportement de la PTC sous chargement triaxial monotone. La capacité du modèle CY-soil à représenter le comportement de la PTC a été investigué également sous chargement triaxial cyclique. Il a été trouvé que CY-soil permet de prendre en compte l'augmentation du module d'Young suite à un cycle de chargement-déchargement. Par contre l'accumulation de déformations axiale et volumique plastiques et la rigidification du sol au cours des cycles n'est pas prise en compte par le modèle. La capacité du modèle CY-soil à présenter le comportement du système de sol renforcé par inclusions rigides, sous chargement monotone et cyclique, sera alors investiguée dans le chapitre suivant.

CHAPITRE VI - Analyse des résultats numériques

6.1 Introduction

Cette partie de la thèse présente les résultats de la modélisation numérique du modèle physique réduit réalisée avec le logiciel FLAC3D. Le modèle physique est simulé à partir du modèle numérique (géométrie, maillage, interfaces), des lois de comportement et des jeux de paramètres définis dans le chapitre V.

Dans un premier temps, les résultats du modèle numérique sont confrontés aux résultats expérimentaux afin de vérifier la pertinence du modèle numérique proposé et de définir son domaine de validité et ses limitations. Les résultats numériques et expérimentaux sont comparés en termes de tassement à l'interface entre sol compressible et PTC, d'efficacité (définie comme l'effort vertical repris par l'inclusion rapporté à l'effort vertical total appliqué à l'ouvrage) et de champs de déplacements.

Dans un deuxième temps, nous effectuerons une étude paramétrique afin de mettre en évidence l'influence du renforcement par inclusions rigides, de la hauteur de la PTC et du taux de recouvrement sur le comportement du système en termes de tassement et d'efficacité.

6.2 Modélisation numérique des essais expérimentaux

On cherche dans cette partie à valider le modèle numérique, pour les deux conditions aux limites (avec et sans dallage en surface), sous chargement monotone dans un premier temps. Ensuite, le modèle numérique est testé sous chargement cyclique afin de valider sa capacité à présenter l'influence de la sollicitation cyclique observée expérimentalement sur le comportement du système en termes d'efficacité et de tassements.

6.2.1 Essais avec dallage et $H = 100\text{mm}$

6.2.1.1 Essai monotone M_D100

La figure 6.1 présente l'évolution de l'efficacité du système en fonction de la pression P_m appliquée à la surface de la PTC. Les résultats numériques sont confrontés aux résultats expérimentaux. On observe que l'efficacité obtenue par la modélisation numérique et celle mesurée expérimentalement sont identiques à partir d'une pression de 20kPa appliquée à la surface. La modélisation numérique permet d'obtenir la même valeur de l'efficacité initiale de 35% mesurée expérimentalement. Par contre, on observe que l'efficacité moyenne obtenue numériquement subit une diminution en début de chargement suivie d'une ré-augmentation au-delà d'une valeur de pression égale à 3kPa. Cela est lié au choix de la pression de pré-consolidation du sol compressible, qui correspond à la valeur à partir de laquelle le sol compressible entre dans le domaine de plasticité, qui à son tour mène à une augmentation de la valeur de l'efficacité. On observe également que la modélisation numérique sous-estime (d'environ 15% en moyenne) l'efficacité du système quand la valeur de la pression appliquée à la surface reste inférieure à 20kPa.

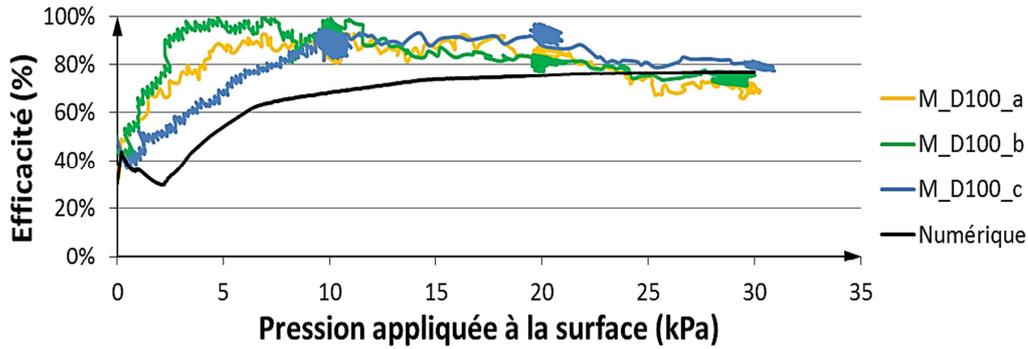


Figure 6.1 Evolution expérimentale et numérique de l'efficacité moyenne en tête des inclusions avec la pression appliquée à la surface pour l'essai M_D100

La figure 6.2 présente une comparaison des résultats numériques et expérimentaux de l'évolution du tassement au point D3 du modèle. Cette figure montre que la modélisation numérique permet de s'approcher correctement de la forme de la courbe expérimentale de l'évolution de tassements durant les différentes étapes de chargement. L'influence de la pression de pré-consolidation choisie pour le sol compressible est bien observée sur la courbe de tassement obtenue numériquement où on observe que le tassement reste faible quand la valeur de la pression appliquée à la surface ne dépasse pas la pression de 3kPa de pré-consolidation du sol compressible. Au-delà de cette valeur, le sol compressible commence à subir des tassements plus significatifs.

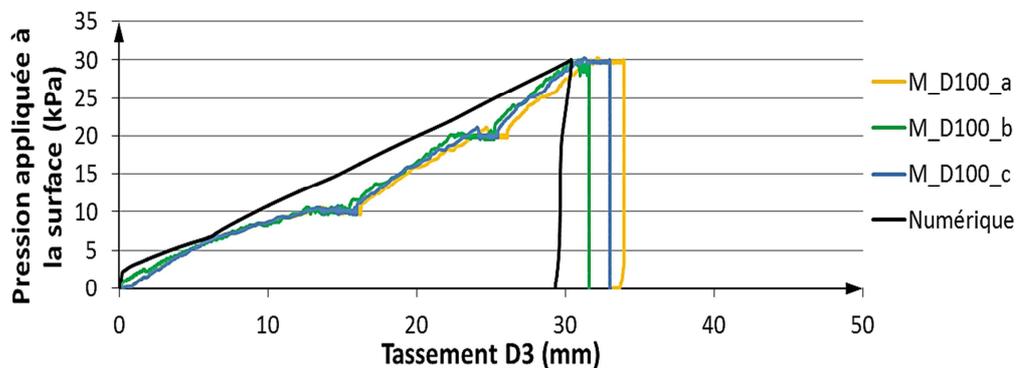


Figure 6.2 Evolution expérimentale et numérique du tassement D3 avec la pression appliquée en surface pour l'essai M_D100

Sur les figures 6.3(a), (b) et (c) les champs de déplacement vertical obtenus numériquement sont confrontés aux résultats de l'analyse par imagerie réalisée sur le modèle physique réduit pour les trois paliers de chargement monotone 10, 20 et 30kPa respectivement. On observe sur ces figures que les champs de tassement vertical obtenus numériquement et expérimentalement sont semblables. La modélisation numérique a également réussi à présenter la zone de tassement quasiment nul observée expérimentalement et située au-dessus de la tête de l'inclusion. La taille de cette zone est quasiment la même que celle trouvée expérimentalement par corrélation d'images.

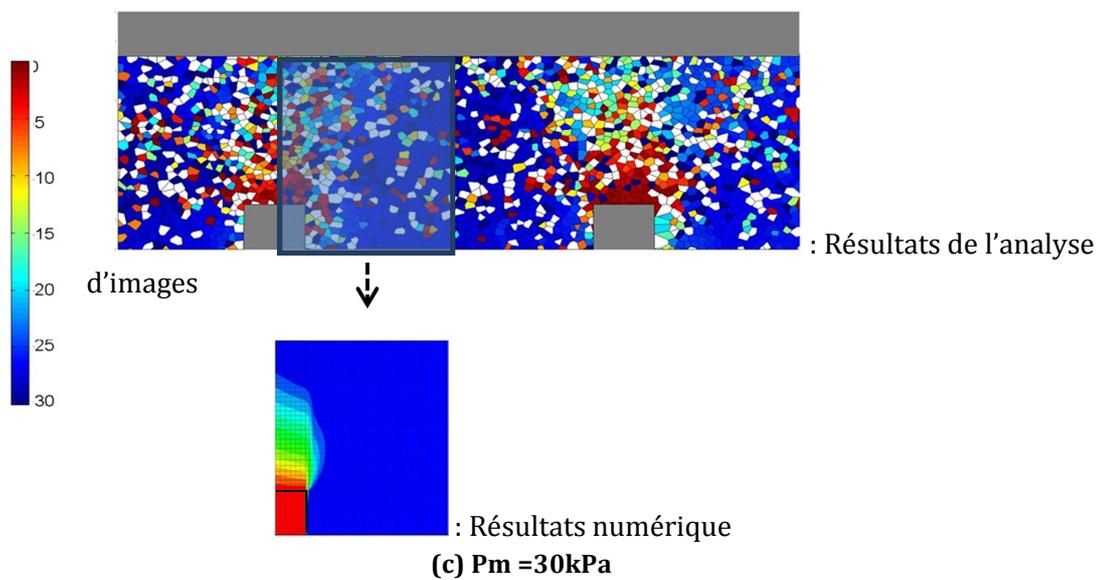
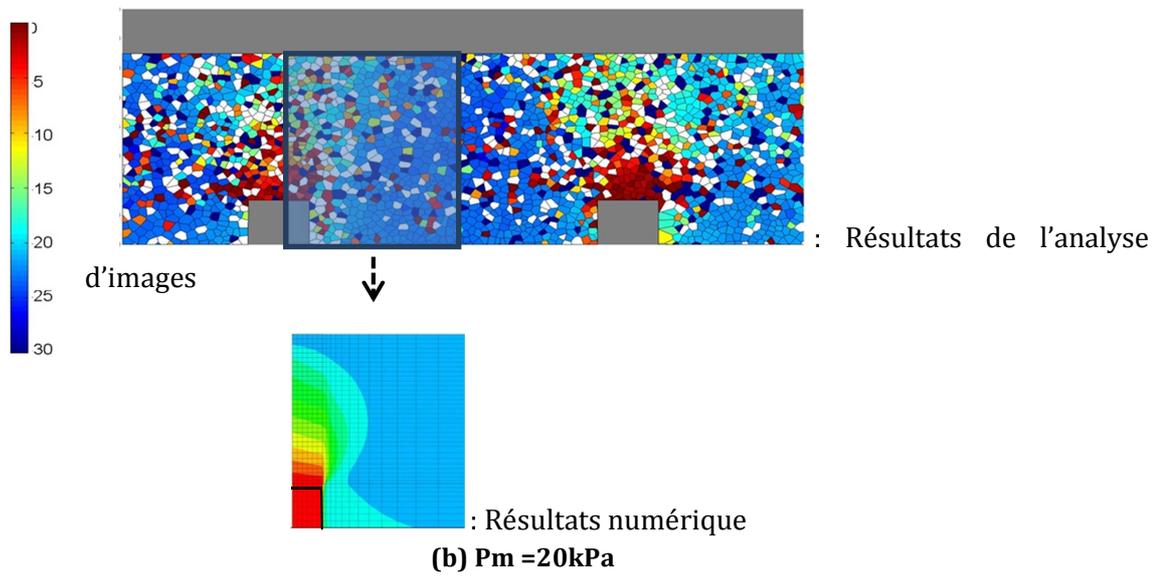
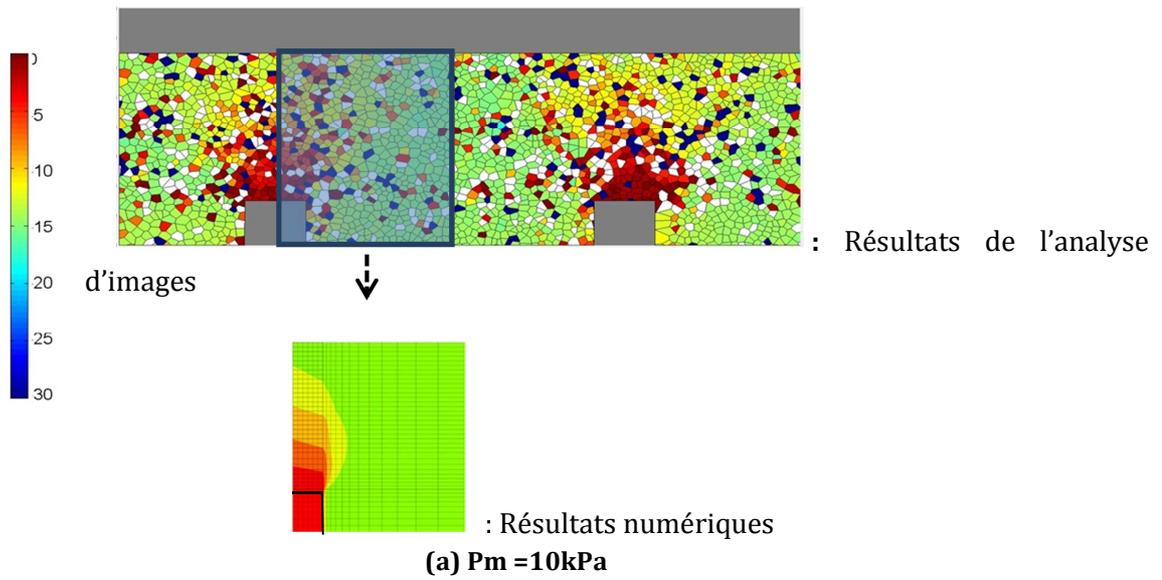


Figure 6.3 Comparaison entre champs de déplacement vertical numérique et expérimental

La figure 6.5 montre que le tassement à l'interface sol compressible / PTC du point situé sur la diagonale entre les deux inclusions (sur l'axe B de la figure 6.4) est légèrement supérieur au tassement du point situé sur l'axe C de la figure 6.4. On observe une cohérence avec la différence obtenue dans le chapitre IV entre les résultats de la corrélation d'images et les résultats du capteur de déplacement CD3 situé au sein du modèle physique (cf. §4.1.2.2).

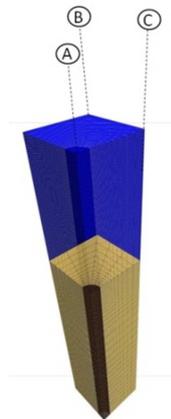


Figure 6.4 Position des axes A, B et C

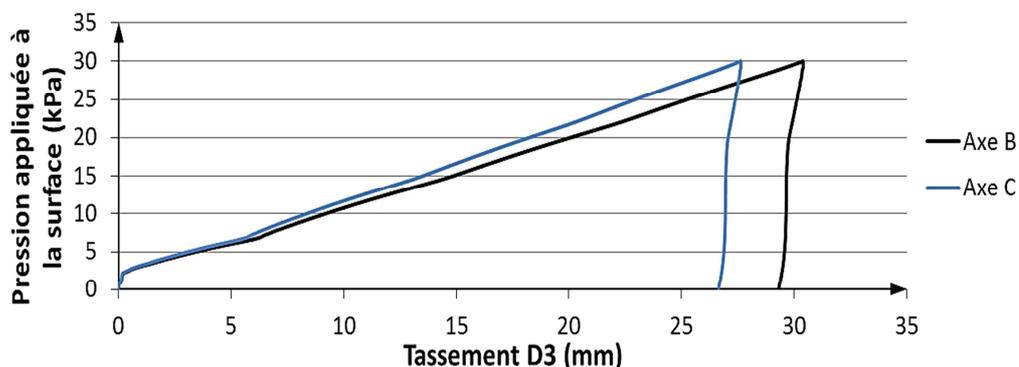


Figure 6.5 Tassement à l'interface sol compressible / PTC pour deux points de position différente

6.2.1.2 Essais cycliques C1_D100 et C2_D100

a) C1_D100

La figure 6.6 présente l'évolution de l'efficacité du système en fonction de la pression P_m appliquée à la surface de la PTC pour l'essai C1_D100. On observe une diminution de l'efficacité obtenue numériquement au cours des cycles ce qui est en accord avec les résultats de Heitz, 2006 et Villard et Grange, 2013 (figure 2.30 et 2.37 respectivement) qui ont observé une diminution de l'efficacité du système suite à l'application de la sollicitation cyclique. On observe également lors d'un cycle de chargement-déchargement que l'efficacité du système augmente lors du déchargement et diminue de nouveau lors du rechargement tout en restant inférieure aux valeurs de l'efficacité obtenue durant le déchargement. Cette observation est cohérente avec les résultats numériques de Villard et Grange, 2013 (figure 2.37). La même évolution lors du déchargement est observée expérimentalement mais avec des valeurs d'efficacité qui dépassent 100% à cause de la

réponse non précise et surestimée du capteur de force utilisé lors du déchargement du système.

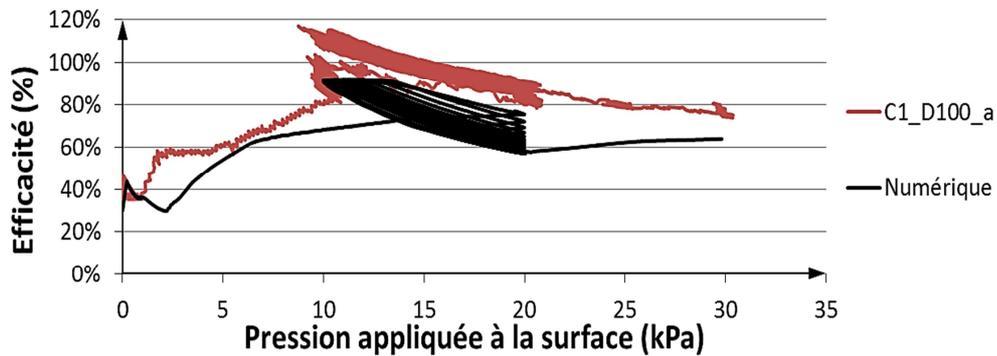


Figure 6.6 Evolution expérimentale et numérique de l'efficacité moyenne en tête des inclusions avec la pression appliquée à la surface pour l'essai C1_D100

L'évolution de l'efficacité du système en fonction du nombre de cycles est présentée dans la figure 6.7 afin de mieux comprendre l'évolution de cette dernière suivant le nombre de cycles appliqué. La modélisation numérique sous-estime l'efficacité du système durant le chargement cyclique où on observe une diminution d'environ 15% de l'efficacité lors des 20 premiers cycles suivi d'une stabilisation. Cela peut être dû au fait que le modèle CY-soil, qui dans un essai triaxial présente le comportement plastique du premier chargement déchargement suivi d'un comportement élastique pour les cycles ultérieurs, suit un chemin de chargement plus complexe dans le modèle numérique et arrive à présenter le comportement irréversible de la PTC pour un nombre plus important de cycles (égale à 20 cycles dans notre cas).

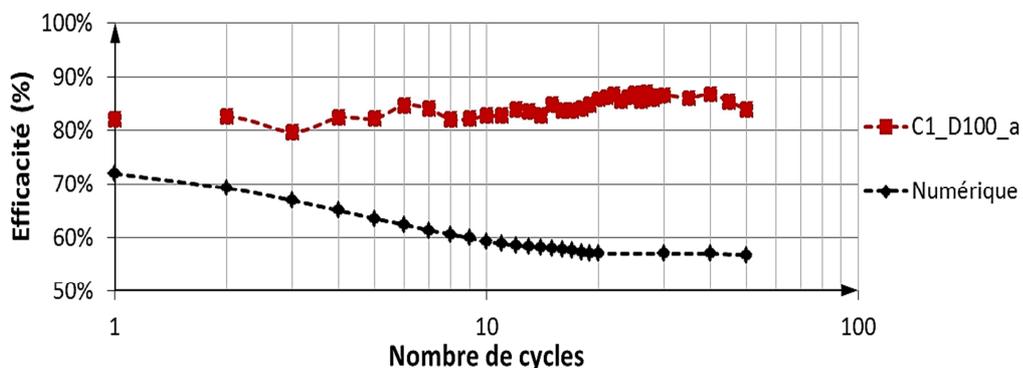


Figure 6.7 Efficacité expérimentale et numérique en fonction du nombre de cycles pour l'essai C1_D100

La figure 6.8 montre l'évolution de la distribution des contraintes dans la PTC au cours des cycles à une hauteur $z = 0,5\text{m}$ au-dessus de la base de la PTC. La partie droite des deux courbes (distance à l'axe de l'inclusion $> 0,1\text{m}$) est tracée par symétrie. Cette figure montre clairement le mécanisme d'effet de voûte avant l'application du chargement cyclique (pour $N = 0$), où les contraintes sont bien plus importantes à l'aplomb de l'inclusion (distance à l'axe de l'inclusion $< 0,0175\text{m}$). Cette figure montre également que la répartition des contraintes à cette profondeur de la PTC commence à avoir une forme uniforme à partir d'une distance horizontale à l'axe de l'inclusion $> 0,05\text{m}$. Après $N = 50$ cycles, on observe que les contraintes à l'aplomb de l'inclusion subissent une diminution accompagnée d'une

augmentation des contraintes à l'aplomb du sol compressible. Cela signifie que le report de charge par effet de voûte, développé sous chargement monotone, est partiellement « détruit » au cours des cycles. Cette observation est cohérente avec les résultats d'Arwanitaki et Triantafyllidis (2006) qui ont obtenu numériquement une diminution des contraintes appliquées à l'aplomb des inclusions après l'application des cycles (cf. figure 2.34).

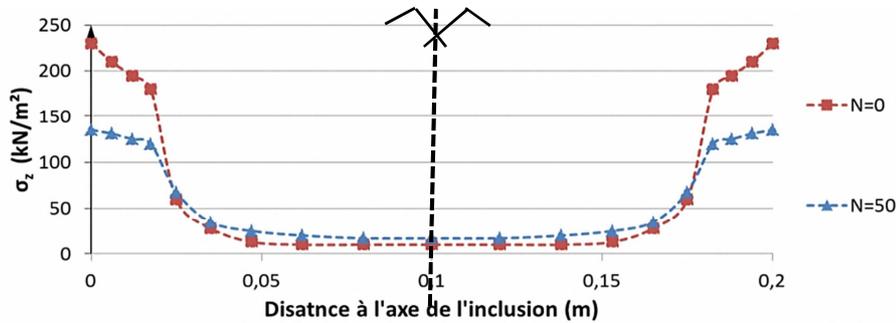


Figure 6.8 Contraintes verticales dans la PTC à une hauteur $z=0,25\text{m}$ en fonction de la largeur de modèle pour l'essai C1_D100

La figure 6.9 montre une accumulation de tassement obtenue numériquement au cours du chargement cyclique. On observe, contrairement au cas expérimental, que le chargement cyclique n'influence pas la pente de la courbe de tassement lors d'un chargement monotone ultérieure. L'accumulation de tassement au cours des cycles a été également observée par Heitz et al., 2006 ; Villard et Grange, 2013 et Han et Bhandari, 2009.

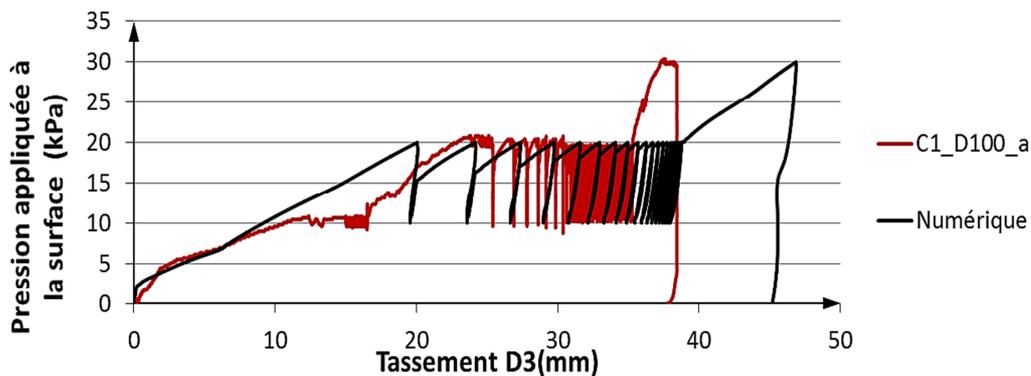


Figure 6.9 Evolution expérimentale et numérique du tassement D_3 avec la pression appliquée en surface pour l'essai C1_D100

Les courbes de l'évolution du tassement en fonction du nombre de cycles présentées dans la figure 6.10 montrent que la modélisation numérique surestime l'accumulation de tassement lors de 20 premiers cycles (d'environ 3 fois) où la pente de la courbe numérique est plus grande que celle de la courbe expérimentale. Au-delà de 20 cycles, on observe que la pente de la courbe numérique retrouve celle de la courbe expérimentale. A la fin du chargement cyclique, après 50 cycles, l'accumulation de tassement numérique (égale à 20mm) est deux fois plus grande que celle de tassement expérimental (égale à 10mm).

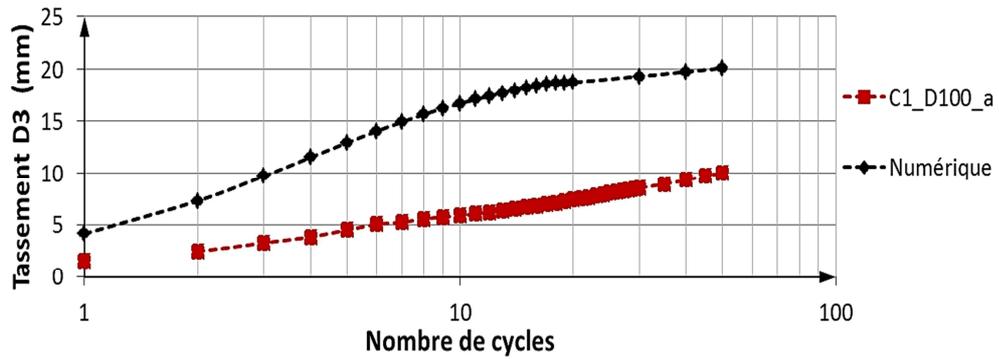


Figure 6.10 Evolution de l'accumulation de tassement numérique et expérimentale au pic des cycles en fonction du nombre de cycles pour l'essai C1_D100

La réalisation de la simulation numérique avec un nombre plus important de cycles montre, sur la figure 6.11, que la surestimation par le modèle numérique de l'accumulation de tassement durant le chargement cyclique se stabilise autour d'une valeur égale à 5mm. Le prolongement des deux courbes de la figure 6.11 nous permet de prévoir que cette différence va rester constante même pour un nombre plus important de cycles (>250 cycles).

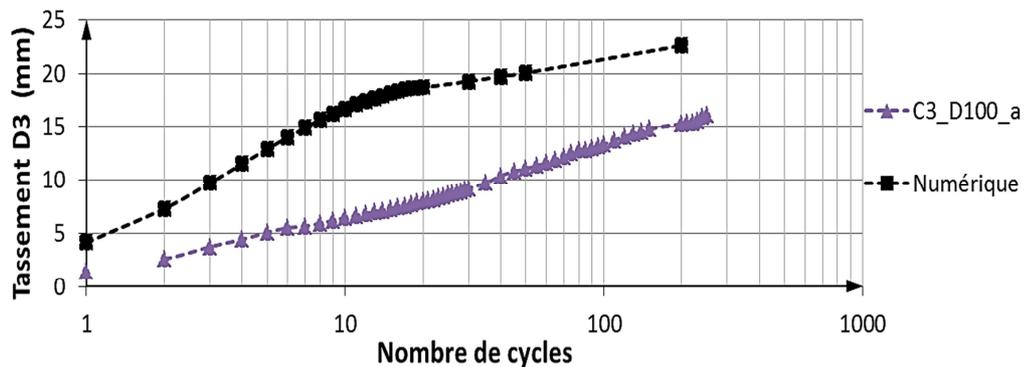


Figure 6.11 Evolution de l'accumulation de tassement numérique et expérimentale au pic des cycles en fonction du nombre de cycles pour l'essai C3_D100

b) C2_D100

L'analyse des résultats numériques de l'essai C2_D100 nous permet d'étudier numériquement l'influence du préchargement du système sur le comportement sous chargement cyclique. Expérimentalement, il a été montré que le préchargement du système avant l'application de la sollicitation cyclique n'influence pas le transfert de charge vers la tête des inclusions mais qu'il mène à une réduction de l'accumulation de tassement observée au cours des cycles.

La figure 6.12 présente l'évolution, numérique et expérimentale, de l'efficacité du système en fonction de la pression P_m appliquée à la surface de la PTC pour l'essai C2_D100. Les observations faites pour l'essai C1_D100 (cf. figure 6.6) sont également valables pour ce nouvel essai.

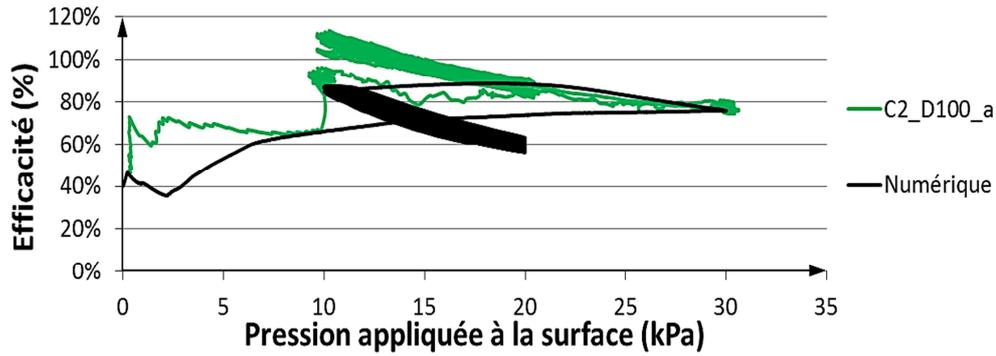


Figure 6.12 Evolution expérimentale et numérique de l'efficacité moyenne en tête des inclusions avec la pression appliquée à la surface pour l'essai C2_D100

De même, la figure 6.13 montre que, en comparaison avec les résultats expérimentaux, la modélisation numérique sous-estime l'efficacité du système et son évolution durant le chargement cyclique où on observe une diminution d'environ 5% de l'efficacité lors des 20 premiers cycles suivi d'une stabilisation

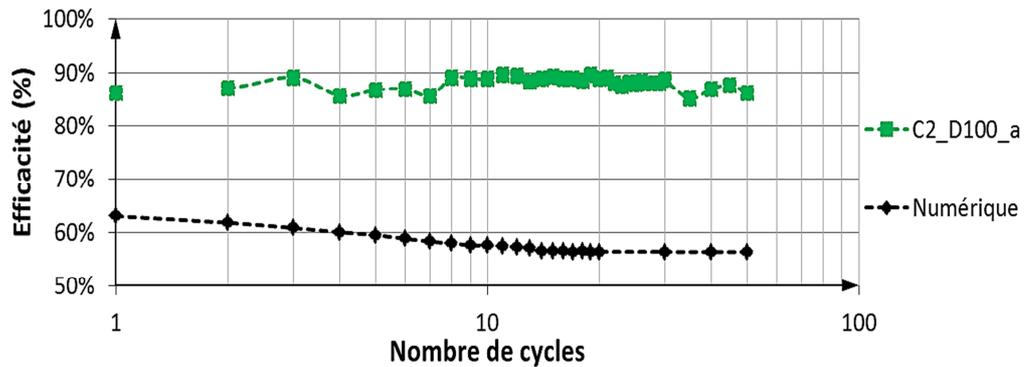


Figure 6.13 Efficacité expérimentale et numérique en fonction du nombre de cycles pour l'essai C2_D100

En termes de tassement à l'interface sol compressible / PTC, la figure 6.14 montre que, de manière identique aux résultats du modèle physique, le préchargement du système n'empêche pas l'accumulation de tassement dans la modélisation numérique durant le chargement cyclique ultérieur. Par contre, comparant aux résultats expérimentaux sur la figure 6.15, on observe que comme pour l'essai C1_D100 la modélisation numérique surestime cette accumulation lors des 20 premiers cycles (d'environ 4 fois).

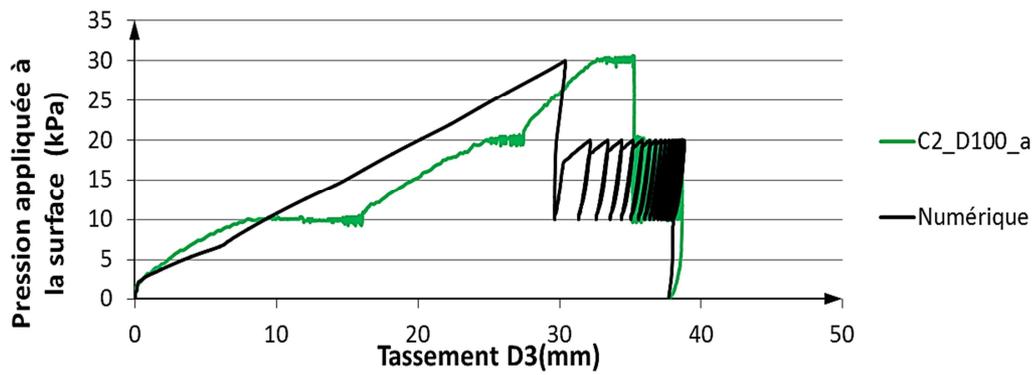


Figure 6.14 Evolution expérimentale et numérique du tassement D3 avec la pression appliquée en surface pour l'essai C2_D100

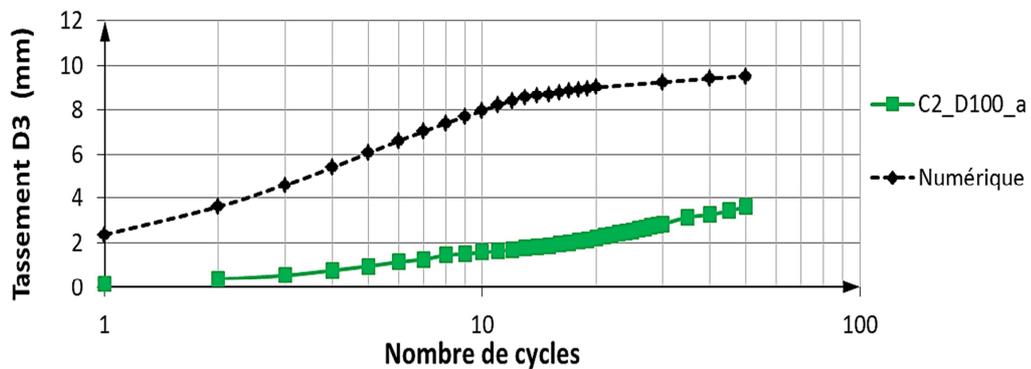


Figure 6.15 Evolution de l'accumulation de tassement numérique et expérimentale au pic des cycles en fonction du nombre de cycles pour l'essai C1_D100

Les résultats numériques des deux essais C1_D100 et C2_D100 montrent la capacité du modèle numérique à représenter l'influence du préchargement du système avant l'application du chargement cyclique et qui se traduit par une réduction de l'accumulation de tassement au cours des cycles.

6.2.2 Essais sans dallage et H =100mm

6.2.2.1 Essai monotone M_R100

Les figures 6.16 et 6.17 montrent que, pour le cas sans dallage et sous chargement monotone, les résultats numériques correspondent bien aux résultats expérimentaux en termes d'efficacité et de tassement respectivement. La figure 6.16 montre qu'au-delà d'une pression P_m égale à 10kPa l'efficacité numérique se stabilise autour d'une valeur égale à 50%.

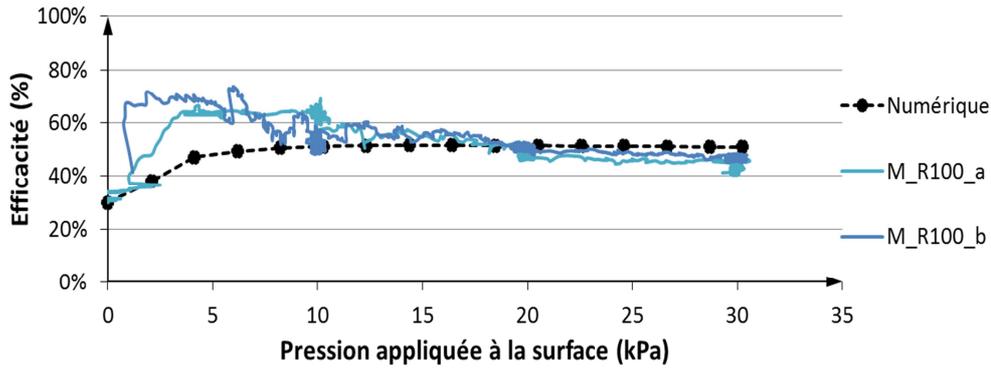


Figure 6.16 Evolution expérimentale et numérique de l'efficacité moyenne en tête des inclusions avec la pression appliquée à la surface pour l'essai M_R100

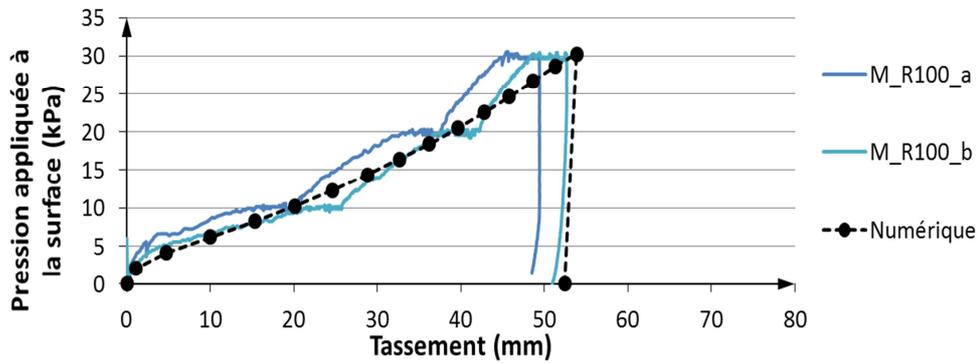


Figure 6.17 Evolution expérimentale et numérique du tassement D3 avec la pression appliquée en surface pour l'essai M_R100

La figure 6.18 montre le profil déformé du modèle numérique pour une pression appliquée à la surface P_m de 30kPa. Des déplacements différentiels sont observés à la surface de la PTC ce qui signifie que l'épaisseur de la PTC utilisée (100mm) n'est pas suffisante pour uniformiser les tassements en surface.

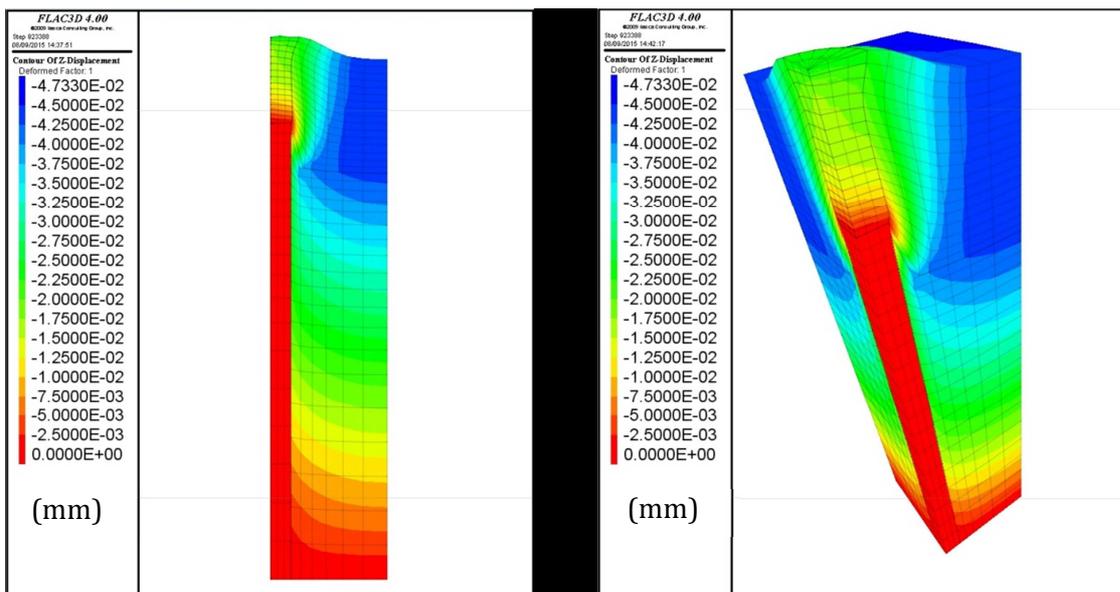


Figure 6.18 Champs de déplacement vertical (en maillage déformé) pour une pression appliquée à la surface $P_m=30kPa$ pour l'essai M_D100

6.2.2.2 Essais cycliques C1_R100 et C2_R100

a) C1_R100

Les figures 6.19 et 6.20 montrent que la modélisation numérique sous chargement cyclique sans dallage, réussit à représenter durant le chargement cyclique la diminution de l'efficacité observée expérimentalement durant le chargement cyclique et qui se stabilise au bout de 10 cycles. Cela indique que le transfert de charge vers la tête de l'inclusion est gardé constant après les 10 premiers cycles. Cependant, contrairement à ce qui a été observé expérimentalement pour le cas sans dallage, la modélisation numérique présente une augmentation de l'efficacité durant le déchargement. Cela peut-être dû au fait que l'approche numérique en milieu continu adopté dans cette thèse, ne permet pas une bonne représentation du réarrangement des grains dans la PTC lors du déchargement.

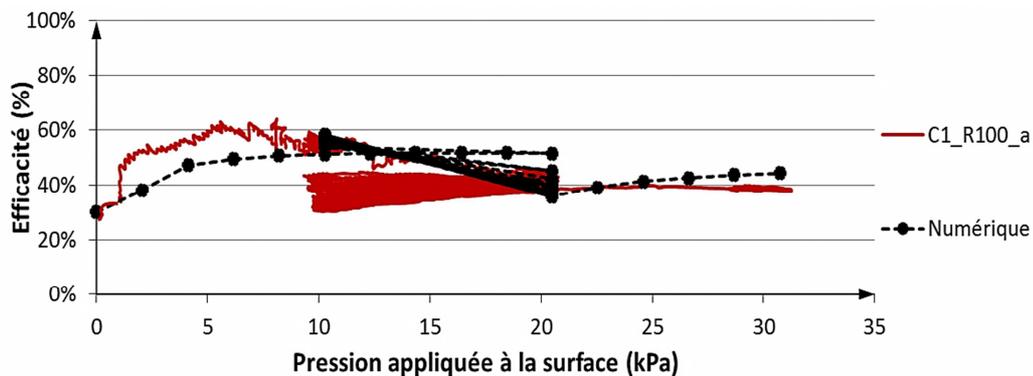


Figure 6.19 Evolution expérimentale et numérique de l'efficacité moyenne en tête des inclusions avec la pression appliquée à la surface pour l'essai C1_R100

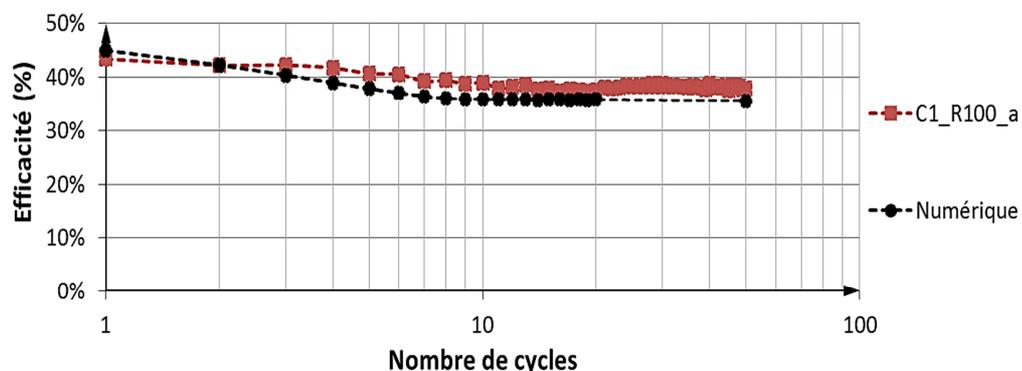


Figure 6.20 Evolution expérimentale et numérique du tassement D3 avec la pression appliquée en surface pour l'essai C1_R100

La figure 6.21 montre, de manière analogue à ce qui a été observé dans la figure 6.8 pour le cas avec dallage, une diminution des contraintes à l'aplomb de l'inclusion suite à l'application des cycles pour l'essai C1_R100 sans dallage.

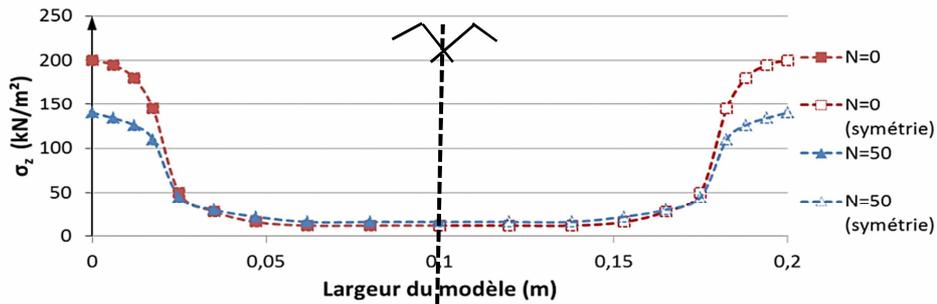


Figure 6.21 Contraintes verticales dans la PTC à une hauteur $z=0,25\text{m}$ au-dessus de la base de la PTC en fonction de la largeur de modèle pour l'essai C1_R100

La figure 6.22 montre, comme pour le de chargement cyclique C1_D100 avec dallage, une accumulation de tassement obtenue numériquement au cours du chargement cyclique. On observe, contrairement au cas expérimental, que le chargement cyclique n'influence pas la pente de la courbe de tassement lors d'un chargement monotone ultérieur.

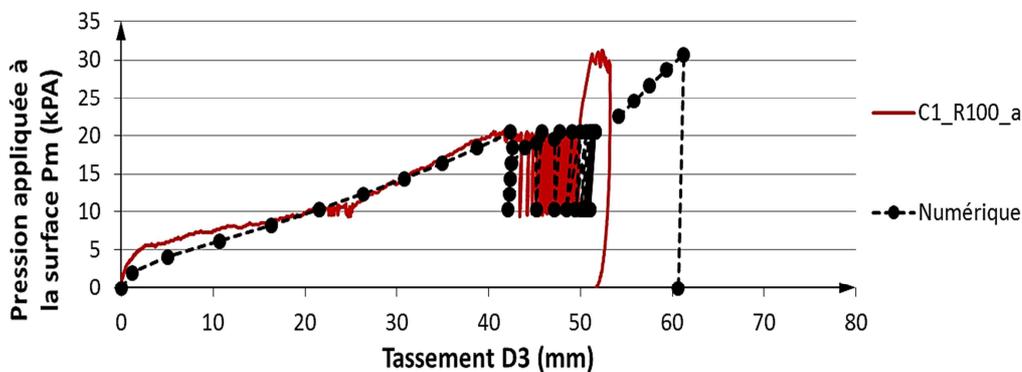


Figure 6.22 Evolution expérimentale et numérique du tassement D3 avec la pression appliquée en surface pour l'essai C1_R100

La figure 6.23 montre que la modélisation numérique toutefois surestime toutefois l'accumulation de tassement au cours des 10 premiers cycles (d'environ 3 fois), cette différence est due notamment au premier cycle. Au-delà de 10 cycles appliqués, le tassement du sol compressible se stabilise, cette observation est cohérente avec la figure 6.20 qui montre que le transfert de charge obtenu numériquement vers la tête de l'inclusion se stabilise au bout de 10 cycles et par suite la contrainte appliquée sur le sol compressible ne varie pas.

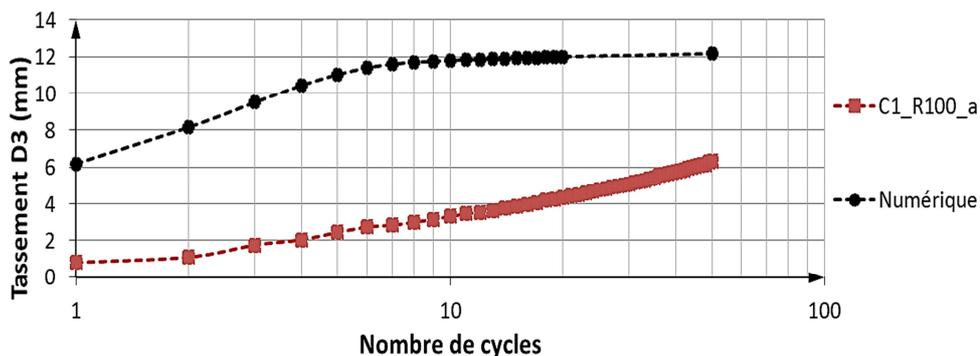


Figure 6.23 Evolution de l'accumulation de tassement numérique et expérimentale au pic des cycles en fonction du nombre de cycles pour l'essai C1_R100

b) C2_R100

La figure 6.24 montre que le déchargement du système de 30 à 20kPa, avant l'application de cycle ne change pas l'efficacité du système. L'application du chargement cyclique se traduit par une diminution de l'efficacité de 50 à 35%, due au premier cycle. La réponse du système est élastique pour les cycles qui suivent l'application du premier cycle, où on observe une superposition de la courbe numérique au cours des cycles. Cela signifie que, pour un système préchargé et sans dallage que les mécanismes de cisaillement au sein de la PTC ne sont affectés par les cycles qui suivent le premier cycle.

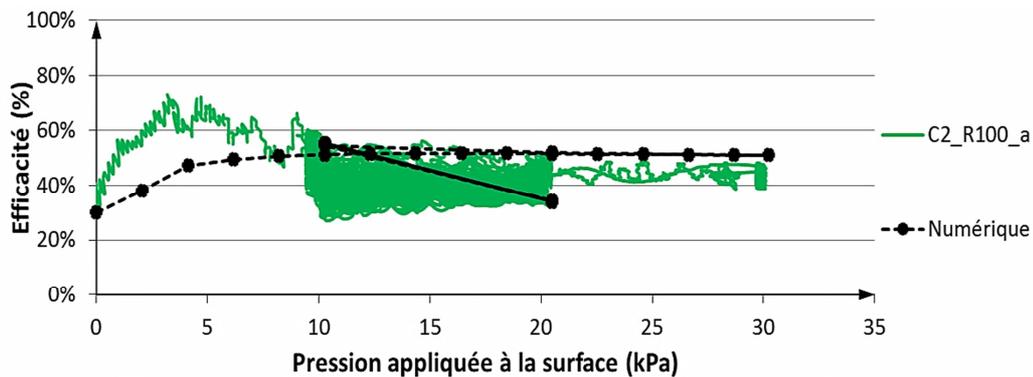


Figure 6.24 Evolution expérimentale et numérique de l'efficacité moyenne en tête des inclusions avec la pression appliquée à la surface pour l'essai C2_R100

Sur la figure 6.25 on observe la stabilisation de la valeur de l'efficacité obtenue numériquement au pic des cycles (pour $P_m = 20\text{kPa}$) et qui retrouve la valeur de l'efficacité obtenus expérimentalement au bout de 20 cycles appliqués.

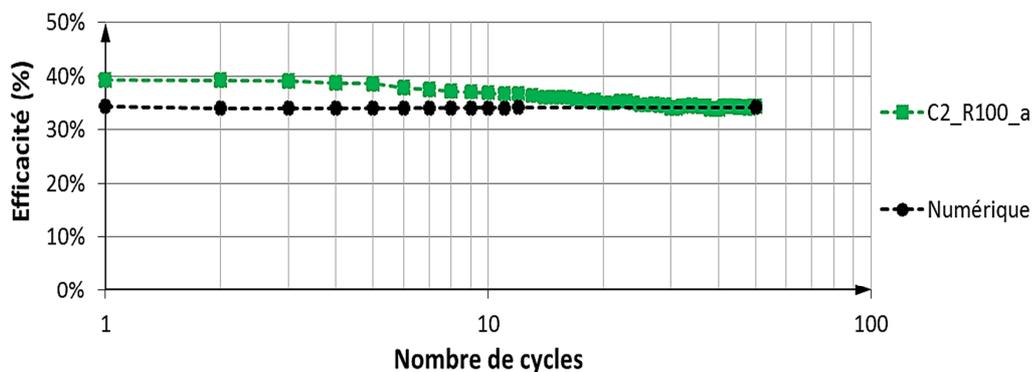


Figure 6.25 Evolution expérimentale et numérique du tassement D3 avec la pression appliquée en surface pour l'essai C1_R100

En termes de tassement, la modélisation numérique de l'essai C2_R100 réussit à reproduire la très faible accumulation de tassement observée expérimentalement. Cependant, la modélisation numérique sous-estime nettement cette accumulation (figure 6.26 et 6.27).

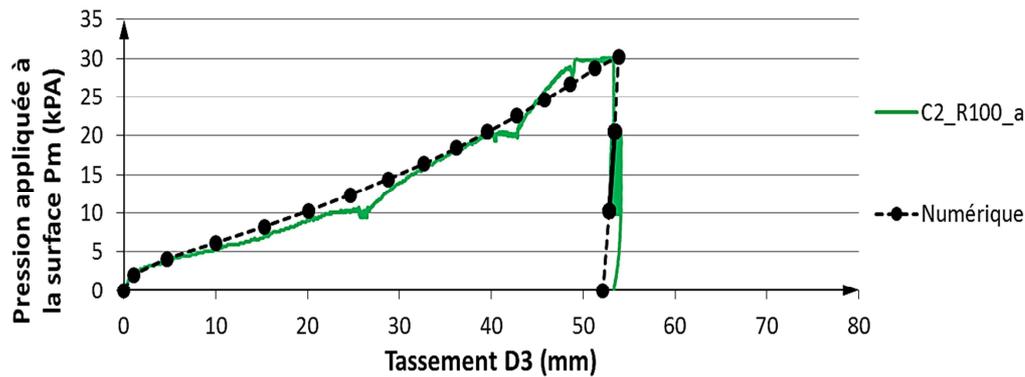


Figure 6.26 Evolution expérimentale et numérique du tassement D3 avec la pression appliquée en surface pour l'essai C2_R100

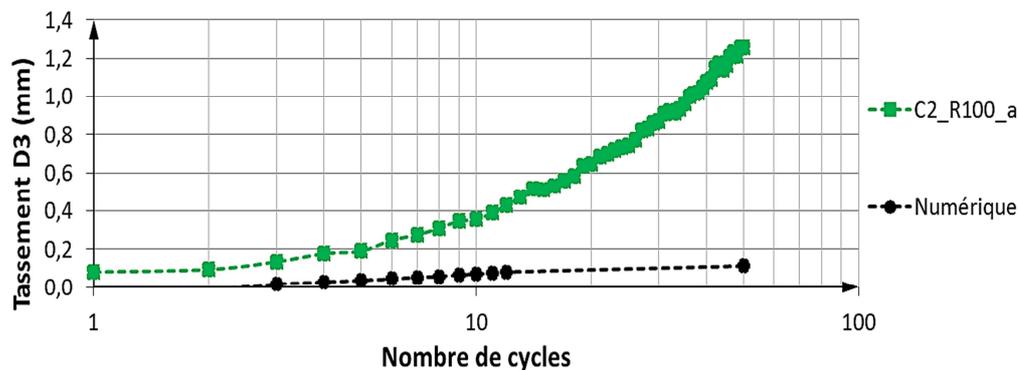


Figure 6.27 Evolution expérimentale et numérique du tassement D3 avec la pression appliquée en surface pour l'essai C2_R100

6.2.3 Conclusion partielle

Les essais réalisés sur le modèle physique sont simulés par un modèle numérique en milieu continu. Le comportement de la PTC est modélisé par le modèle élasto-plastique CY-soil, dont les paramètres sont identifiés à partir des résultats d'essais triaxiaux. Sous chargement monotone, la modélisation numérique permet de reproduire quantitativement le tassement observé en base du matelas et d'obtenir qualitativement la même distribution de tassements dans le matelas. Elle permet également de mettre en évidence l'influence du dallage sur le comportement du système. Par contre, la modélisation numérique sous-estime le report de charge vers les inclusions. Les résultats numériques sous chargement cyclique montrent que la modélisation numérique permet de rendre compte qualitativement du comportement du système qui se traduit par une diminution de l'efficacité accompagnée d'une accumulation de tassement au cours des cycles. Néanmoins, la confrontation des résultats numériques aux résultats expérimentaux montre que la modélisation numérique surestime la diminution du report de charge vers les inclusions au cours des cycles et surestime l'accumulation de tassement qui accompagne cette diminution d'efficacité.

Le modèle CY-soil permet de rendre compte du comportement global du système sous chargement monotone et cyclique de manière satisfaisante, même si des pistes

d'amélioration sont à rechercher et analyser. La modélisation numérique permet alors d'étendre l'étude sur modèle réduit.

6.3 Etudes paramétriques

Les mesures expérimentales obtenues par les essais réalisés sur le modèle physique réduit ont donné des résultats intéressants sur le comportement de cette technique de renforcement sous chargement monotone et cyclique, mais il reste difficile de séparer le rôle de chaque composant dans le processus de renforcement. D'où l'importance de réaliser une série d'études paramétriques sur le modèle numérique, validé dans le §6.2, afin de déterminer l'influence de paramètres étudiés sur le comportement du système sous chargement monotone ainsi que cyclique.

6.3.1 Influence du renforcement par inclusions rigides

Le but de cette partie est de mettre en évidence l'apport du renforcement par les inclusions rigides sur le comportement du système en termes de tassements du sol compressible. La présence de la dalle rigide en absence de l'inclusion n'influence quasiment pas la valeur de tassement vu le poids de la dalle négligeable par rapport aux pressions appliquées à la surface.

6.3.1.1 Sous chargement monotone

La figure 6.28 montre, dans le cas de référence d'un chargement monotone jusqu'à 30 kPa, que le renforcement par inclusions rigides diminue le tassement à l'interface sol compressible / PTC de 40% pour le cas dallage et de 65% pour le cas sans dallage.

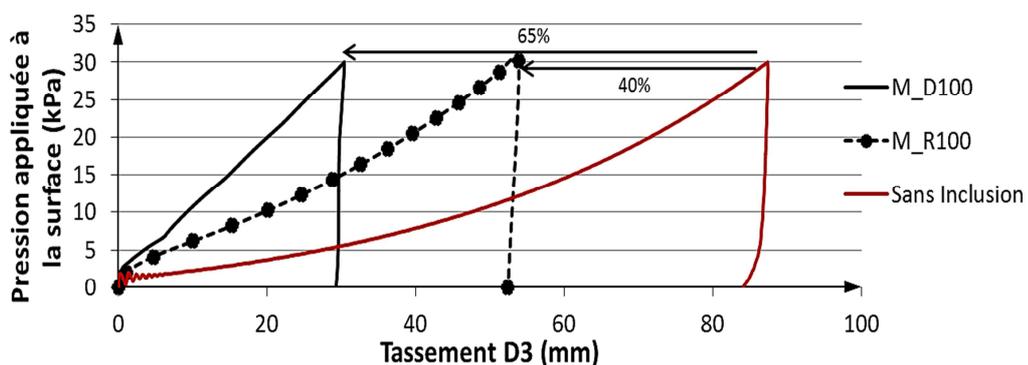


Figure 6.28 Influence du renforcement par inclusions rigides sous chargement monotone

6.3.1.2 Sous chargement cyclique

La figure 6.29 montre que l'application d'un chargement cyclique sur un sol non renforcé n'amène pas à une accumulation de tassement. Cela signifie que l'accumulation de tassement observée au cours des cycles pour les essais renforcés, sans et avec dallage, est

due seulement à l'évolution des mécanismes de transfert de charge dans la PTC. La réponse du sol compressible au chargement cyclique n'intervient pas alors dans cette accumulation.

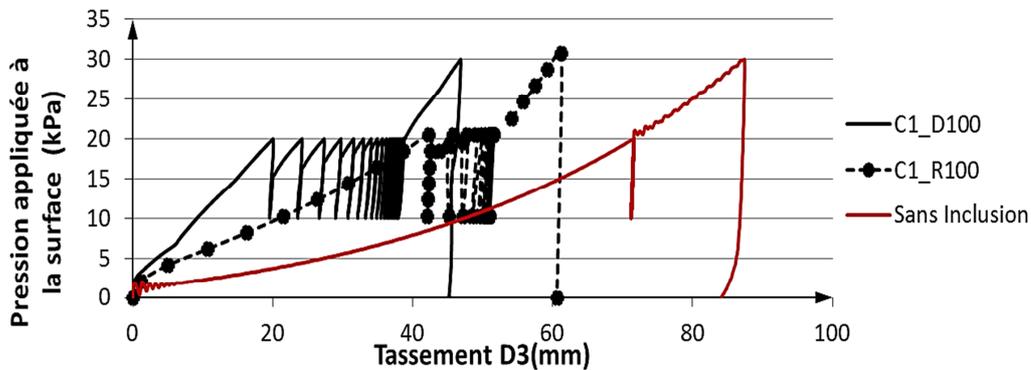


Figure 6.29 Influence du renforcement par inclusions rigides sous chargement cyclique

6.3.2 Influence de la hauteur de la PTC pour le cas sans dallage

Une étude paramétrique de l'influence de la hauteur de la PTC, sans dallage, sur le comportement du système sous chargement monotone et cyclique, en termes de tassement du sol compressible et d'efficacité, est présentée dans cette partie.

6.3.2.1 Sous chargement monotone

La figure 6.30 présente la variation de l'efficacité en fonction de la pression P_m appliquée à la surface pour différentes hauteurs de la PTC sous chargement monotone. Cette figure montre que l'efficacité du système augmente avec la hauteur de la PTC pour atteindre une valeur limite de 70% à partir d'une hauteur optimale de la PTC dont la valeur est située entre 150 et 200mm.

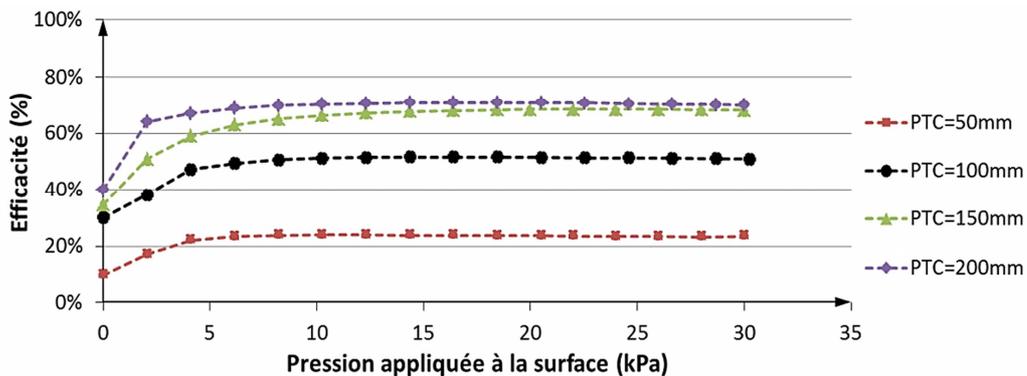


Figure 6.30 Influence de la hauteur de la PTC sur l'efficacité du système sous chargement monotone

La figure 6.31 montre que le tassement du sol compressible diminue avec la hauteur de la PTC. Multiplier par 2 la hauteur de la PTC introduit une diminution de tassement de 40%.

Par contre une réduction de moitié de la hauteur de la PTC introduit une augmentation de tassement de 40%.

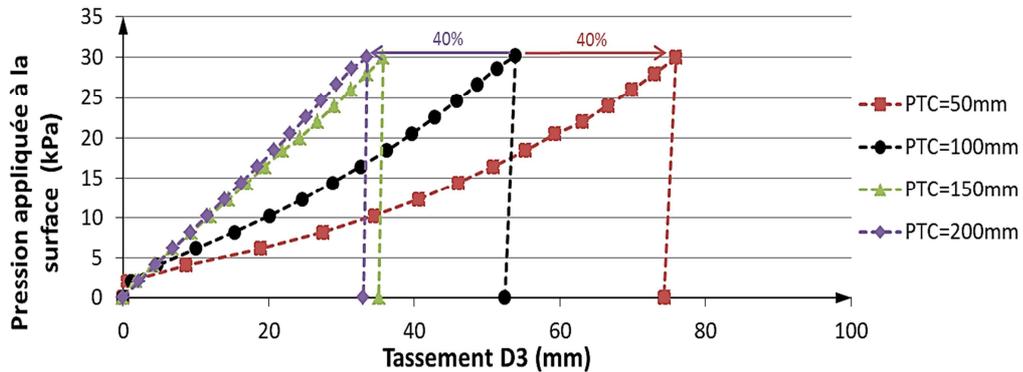


Figure 6.31 Influence de la hauteur de la PTC sur le tassement du sol compressible sous chargement monotone

Afin de déterminer la position du plan d'iso-tassement (hauteur optimale de la PTC), la figure 6.32 présente le tassement au sein de la PTC des deux points situés sur les deux axes A et B (présenté sur la figure 6.4) pour l'essai réalisé avec une épaisseur de PTC égale à 200mm et pour une pression P_m appliquée à la surface de 30kPa. On observe sur cette figure que le tassement différentiel diminue lorsque la hauteur de la PTC augmente. Ceci traduit l'influence de la hauteur de la PTC sur la formation des voûtes et l'homogénéisation des tassements en surface. Les résultats numériques présentés dans la figure 6.32 montrent que le plan d'iso-tassement pour notre modèle est situé à une distance de 180mm de la base de la PTC. Cette valeur est cohérente avec la hauteur du plan d'iso-tassement h_a calculée suivant la méthode des inclusions rigides proposée par Combarieu, 2007, 2008 qui propose une formule empirique (équation 11 et 12) pour la détermination de cette hauteur en fonction du diamètre d des inclusions et de l'espacement entre-axe s des inclusions. La valeur de h_a calculée suivant cette méthode dans notre cas est égale à 175mm.

$$\frac{h_a}{2d} = 10 - 0.4\left(6 - \frac{s}{2d}\right)^2 \quad \text{Si } \frac{s}{d} < 12 \quad \text{Équation 11}$$

$$\frac{h_a}{2d} = 10 \quad \text{Si } \frac{s}{d} > 12 \quad \text{Équation 12}$$

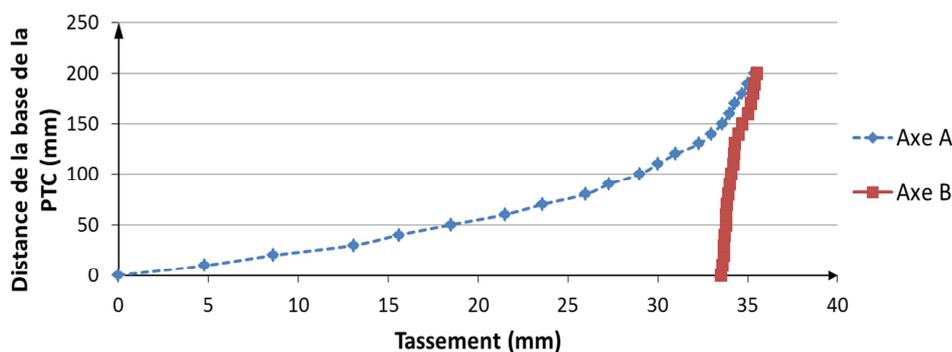


Figure 6.32 Détermination du plan d'iso-tassement supérieur

6.3.2.2 Sous chargement cyclique

La figure 6.33 montre que l'augmentation de la hauteur de la PTC jusqu'à 200mm n'élimine pas la diminution de l'efficacité observée durant le chargement cyclique pour l'essai à 100mm de la PTC. La réduction de l'efficacité durant le chargement cyclique est la même pour les deux essais. Par contre, la diminution de la hauteur de la PTC mène, sous sollicitation cyclique, à une réduction d'efficacité inférieure à celle observée pour des hauteurs plus importantes. La courbe correspondant à une hauteur de 50mm montre également que la réduction de l'efficacité observée est due seulement au premier cycle appliqué. On observe enfin que l'efficacité reste, durant les différentes étapes de chargement, plus importante quand la hauteur de la PTC est plus grande.

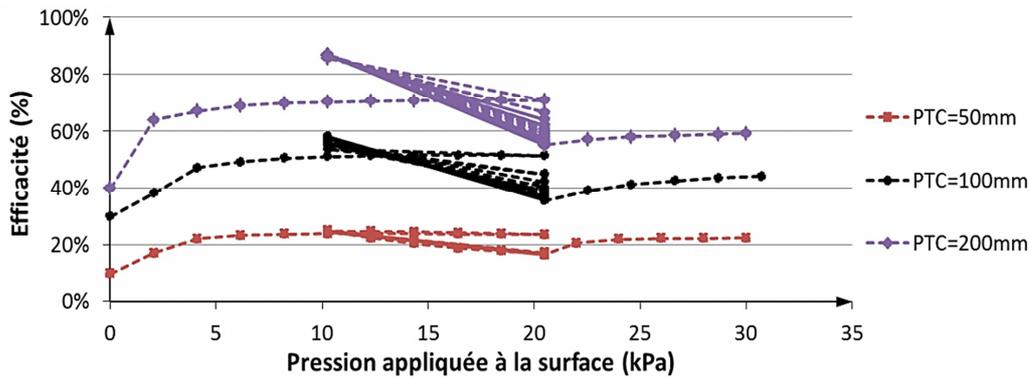


Figure 6.33 Influence de la hauteur de la PTC sur l'efficacité du système sous chargement cyclique

L'influence de la hauteur de la PTC en termes de tassement du sol compressible est présentée dans la figure 6.34 où l'augmentation de cette hauteur augmente l'accumulation de tassement au cours des cycles en gardant une valeur finale de tassement inférieure à celles obtenues pour des hauteurs moins importantes. La courbe de l'essai avec une hauteur de la PTC de 50mm montre que, comme pour l'efficacité, l'accumulation de tassement pour cette hauteur se fait durant le premier cycle.

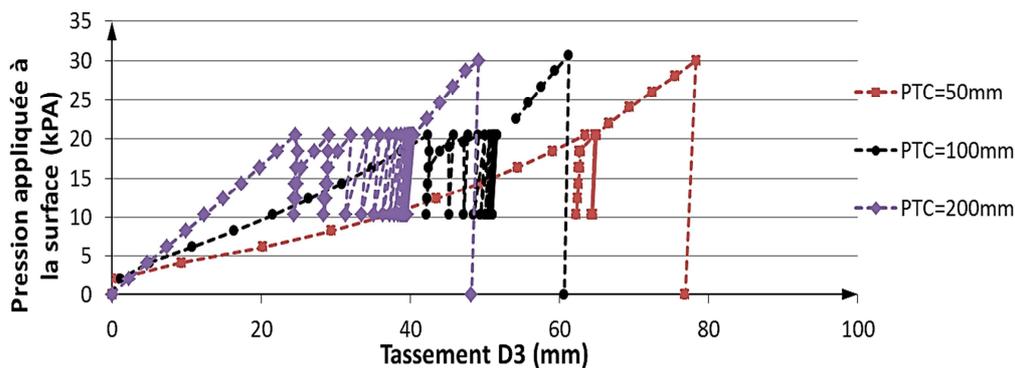


Figure 6.34 Influence de la hauteur de la PTC sur le tassement du sol compressible sous chargement cyclique

6.3.3 Influence du taux de recouvrement α

Dans cette partie, les résultats des simulations numériques réalisées pour les taux de recouvrement $\alpha = 1\%$, $2,4\%$ et 5% sont présentés et comparés afin de déterminer l'influence de la densité du renforcement sur le comportement du système sous chargement monotone et cyclique, avec et sans dallage. Les trois valeurs de α sont dans la gamme des valeurs utilisée concrètement dans les chantiers.

6.3.3.1 Sous chargement monotone

a) Avec dallage

La figure 6.35 montre que l'efficacité du système, sous chargement monotone, augmente avec le taux de recouvrement. On observe qu'à partir de $P_m = 5\text{kPa}$, multiplier le taux de recouvrement par deux ($\alpha = 5\%$ au lieu de $2,4\%$) ne mène qu'à une augmentation de l'efficacité de 5% .

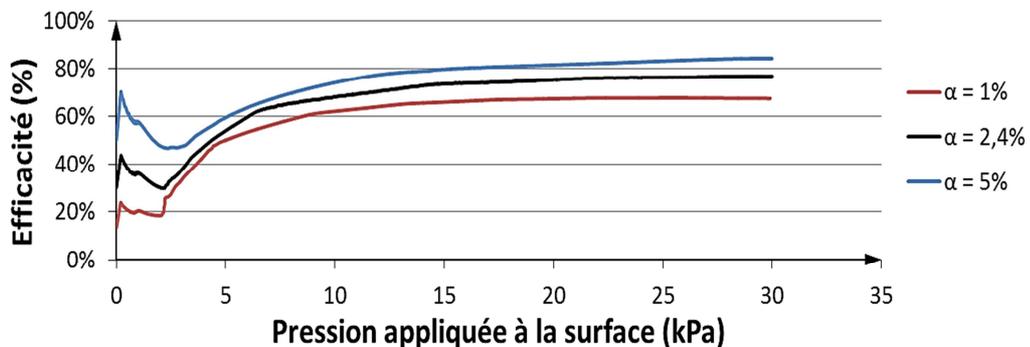


Figure 6.35 Influence du taux de recouvrement sur l'efficacité du système sous chargement monotone, avec dallage

L'augmentation de l'efficacité avec le taux de recouvrement est accompagnée d'une diminution du tassement du sol compressible observée sur la figure 6.36. Utiliser un taux de recouvrement égal à 5% au lieu de $2,4\%$ mène à une réduction du tassement de 35% pour une pression P_m égale à 30kPa . Par contre, la diminution du taux de recouvrement jusqu'à 1% augmente le tassement du sol compressible de 35% .

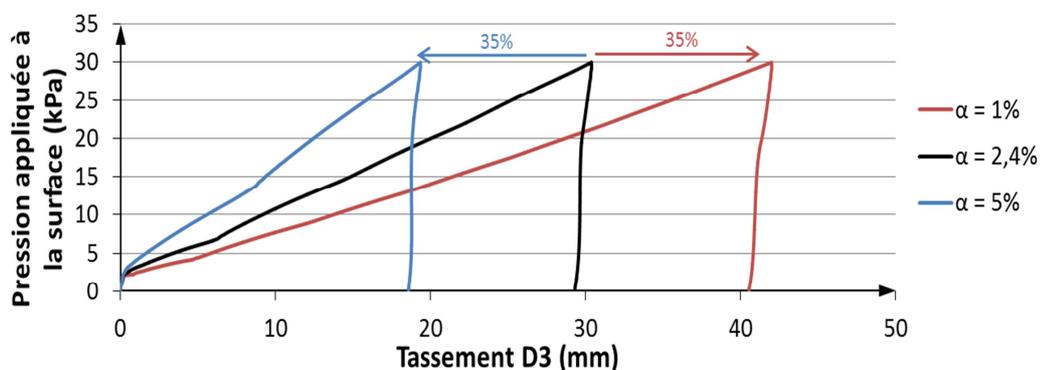


Figure 6.36 Influence du taux de recouvrement sur le tassement du sol compressible sous chargement monotone, avec dallage

b) Sans dallage

On observe sur les figures 6.37 et 6.38 que l'influence du taux de recouvrement est la même pour le cas sans dallage sous chargement monotone en termes d'efficacité et de tassement du sol compressible respectivement. Cependant, on note que l'augmentation du taux de recouvrement jusqu'à 5% mène à une réduction de tassement de 20% au lieu de 35% observée pour le cas avec dallage. Le système est alors plus sensible, sous chargement monotone, au changement du taux de recouvrement en présence du dallage qu'en son absence.

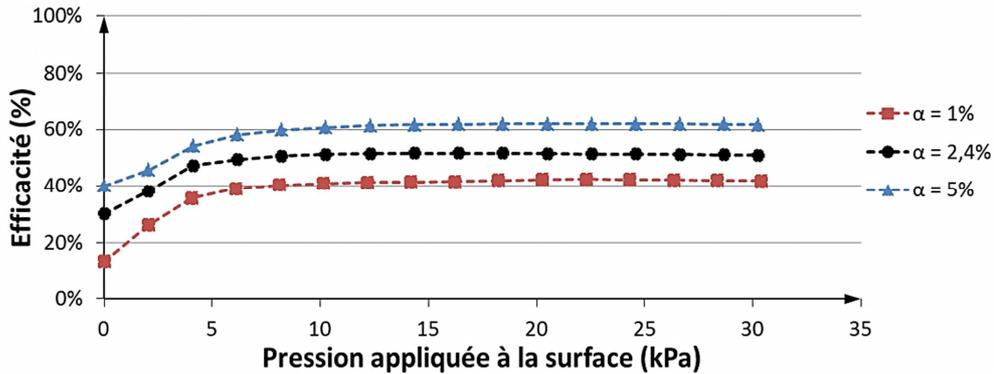


Figure 6.37 Influence du taux de recouvrement sur l'efficacité du système sous chargement monotone, sans dallage

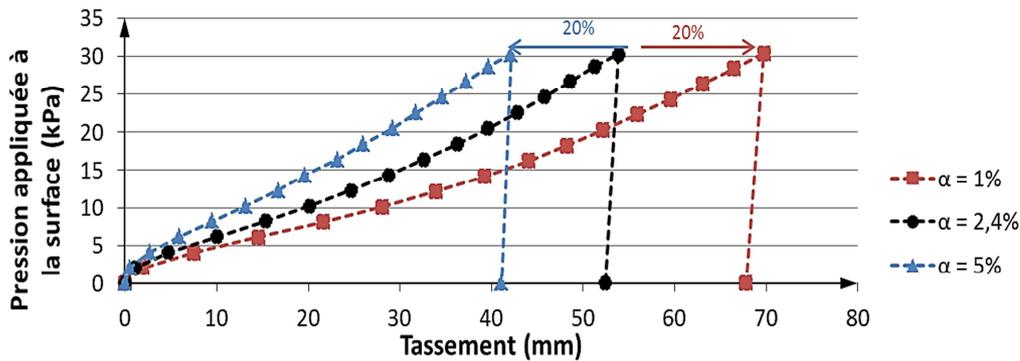


Figure 6.38 Influence du taux de recouvrement sur le tassement du sol compressible sous chargement monotone, sans dallage

6.3.3.2 Sous chargement cyclique

a) Avec dallage

Les figures 6.39(a) et (b) montrent que la variation du taux de recouvrement, en présence du dallage, n'influence pas la diminution de l'efficacité observée durant le chargement cyclique. Cette diminution garde une valeur constante de 15% pour les trois taux de recouvrement utilisés.

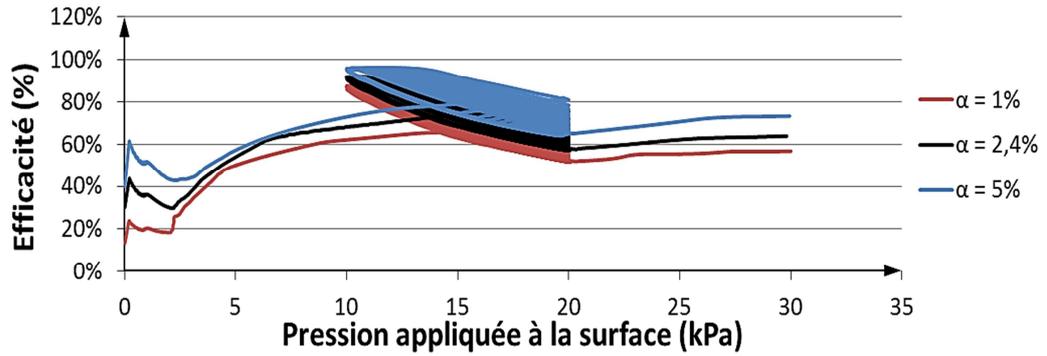


Figure 6.39(a) Influence du taux de recouvrement sur l'efficacité du système sous chargement cyclique, avec dallage

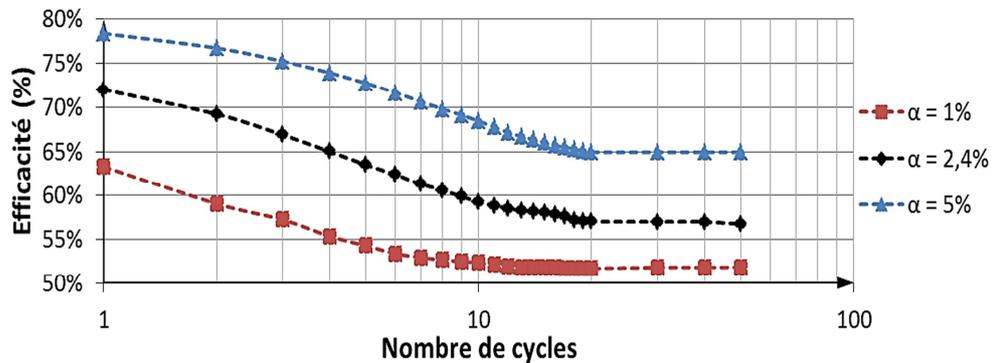


Figure 6.39(b) Influence du taux de recouvrement sur l'efficacité du système sous chargement cyclique, avec dallage

Les figures 6.40(a) et (b) montrent que la diminution du taux de recouvrement mène à une accumulation des tassements moins importante (après 50 cycles : 15mm pour $\alpha=1\%$ et 20mm pour $\alpha=2,5\%$). Cela peut-être dû à la valeur initiale de tassement avant l'application des cycles qui est importante pour $\alpha=1\%$ (cf. figure 6.36) et qui à son tour diminue l'accumulation ultérieure de tassement durant le chargement cyclique. Après l'application d'environ 20 cycles, les trois courbes sur la figure 6.40(b) présentent la même pente, la différence de l'accumulation de tassement entre les trois essais est alors stabilisée. Cette observation est due à la stabilisation de l'efficacité observée, à partir de 20 cycles appliqués, pour les trois essais sur la figure 6.39(b).

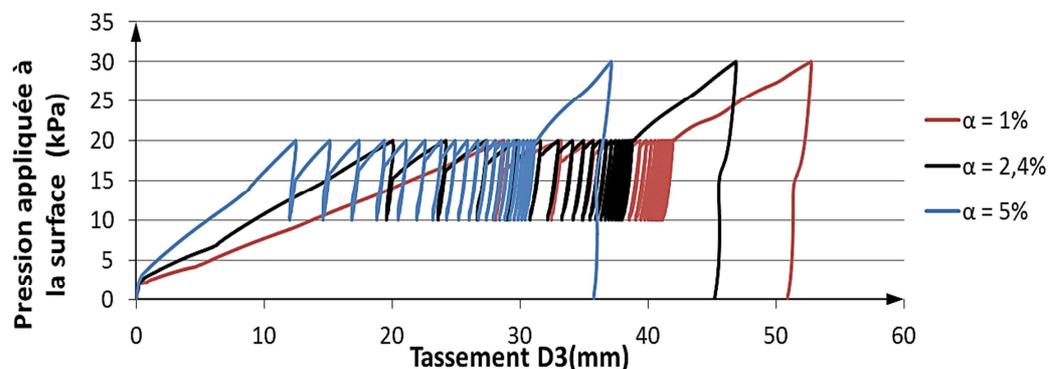


Figure 6.40(a) Influence du taux de recouvrement sur le tassement du sol compressible sous chargement cyclique, avec dallage

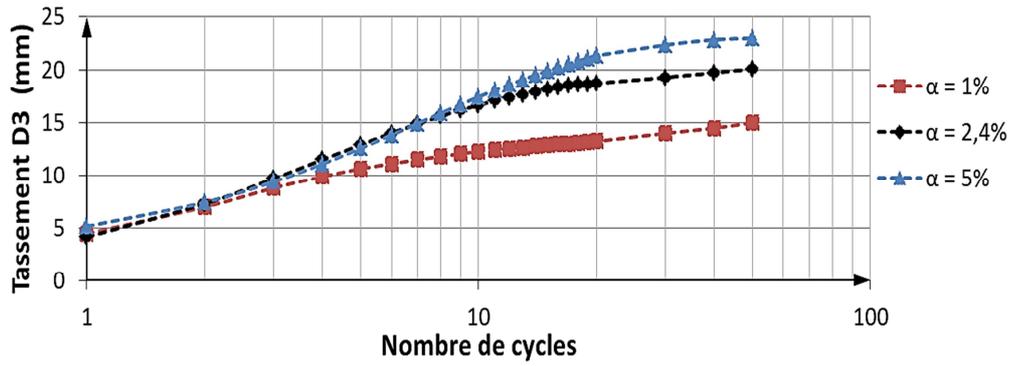


Figure 6.40(b) Influence du taux de recouvrement sur le tassement du sol compressible sous chargement cyclique, avec dallage

b) Sans dallage

Les figures 6.41 ((a) et (b)) et 6.42 ((a) et (b)) montrent que la variation du taux de recouvrement a la même influence sur l'efficacité et le tassement en absence du dallage qu'en sa présence.

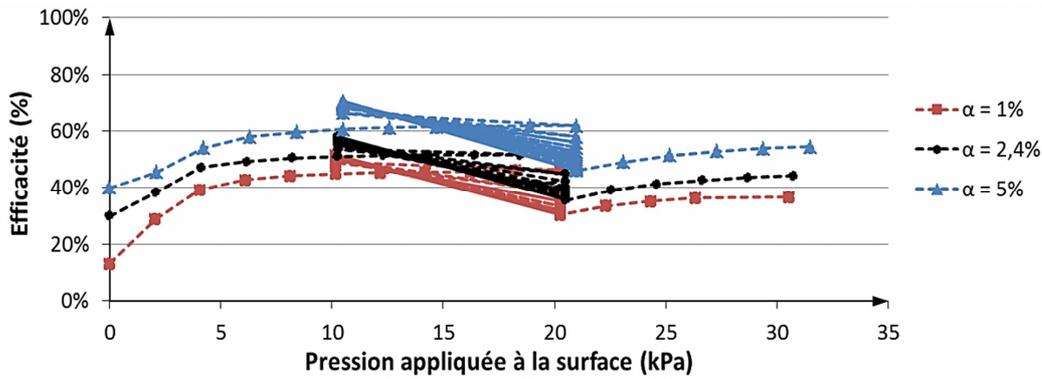


Figure 6.41(a) Influence du taux de recouvrement sur l'efficacité du système sous chargement cyclique, sans dallage

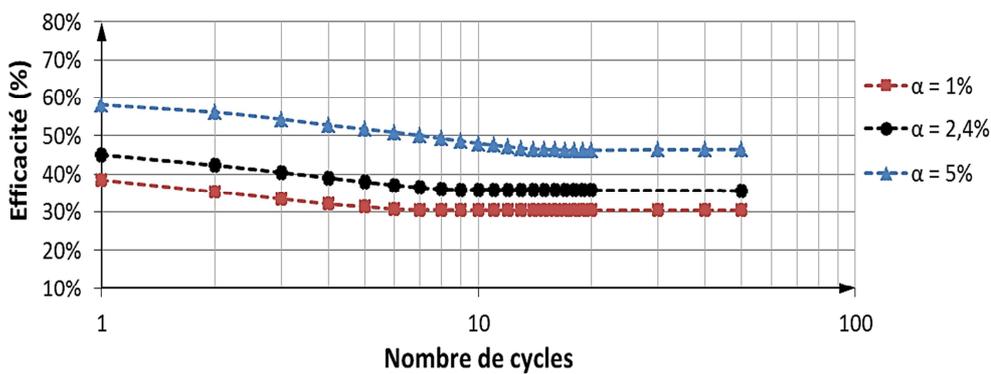


Figure 6.41(b) Influence du taux de recouvrement sur l'efficacité du système sous chargement cyclique, sans dallage

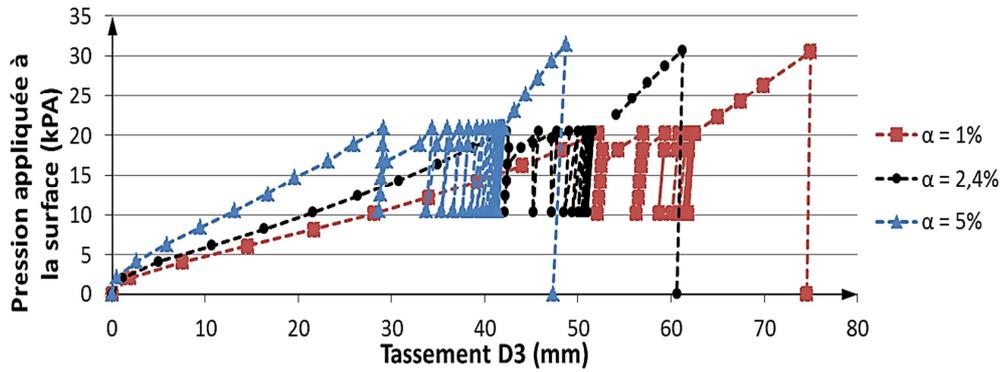


Figure 6.42(a) Influence du taux de recouvrement sur le tassement du sol compressible sous chargement cyclique, sans dallage

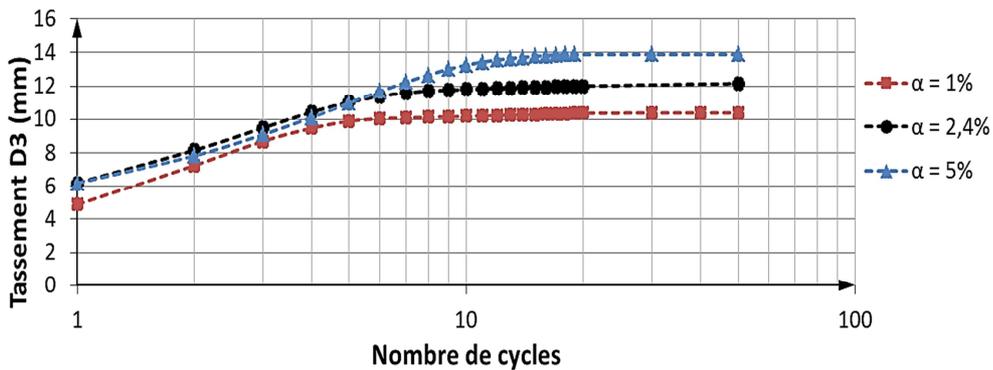


Figure 6.42(b) Influence du taux de recouvrement sur le tassement du sol compressible sous chargement cyclique, sans dallage

6.3.4 Conclusion

Afin de simuler les expérimentations effectuées sur le modèle réduit, une modélisation numérique tridimensionnelle a été effectuée avec le logiciel $FLAC^{3D}$. Les résultats des simulations numériques réalisées sont confrontés aux résultats expérimentaux dans le but de valider la procédure numérique et les modèles de comportement mis en œuvre. La confrontation entre l'expérimentation et la modélisation numérique montre que le modèle numérique utilisé permet de reproduire les phénomènes observés en termes d'effort et de déplacement dans la modélisation physique sous chargement monotone et cyclique. Le modèle numérique a permis également de représenter l'influence de la présence du dallage à la surface de la PTC (par la réduction de tassement et l'augmentation d'efficacité sous chargement monotone et l'augmentation de l'accumulation de tassement au cours des cycles) et de représenter de même l'influence du préchargement du système avant l'application des cycles (par la diminution de l'accumulation de tassement observée durant le chargement cyclique). Cependant, la modélisation numérique sous-estime le report de charge vers la tête des inclusions et surestime le tassement du sol compressible par rapport aux résultats expérimentaux. Obtenir des résultats numériques rendant compte simultanément du tassement du sol compressible et du transfert de charge obtenus expérimentalement est toujours très difficile vu les limitations de la modélisation numérique comparée à des résultats expérimentaux d'un modèle physique à 1g. La principale limitation de la modélisation numérique est qu'elle est effectuée en milieu

continu, alors que la PTC est typiquement constituée d'éléments distincts (gravillons). En outre, les paramètres des modèles de comportement sont déterminés par identification sur des résultats expérimentaux, triaxiaux et œdométriques, dont les résultats peuvent être discutés.

Dans ce chapitre, différentes études paramétriques ont été également menées afin d'analyser l'influence des conditions géométriques (taux de recouvrement et hauteur de la PTC) et du renforcement par inclusions rigides sur le comportement du système et les mécanismes se développant dans la PTC.

Cette étude paramétrique met en évidence l'influence majeure du renforcement par inclusions rigides sur l'amplitude des tassements totaux du sol support. La présence de l'inclusion aide à réduire la valeur de tassement total sous chargement cyclique et monotone. L'application d'un chargement cyclique sur un sol non renforcé, en présence de la PTC, n'introduit en revanche pas une accumulation de tassement, ce qui montre les limites des modèles de comportement utilisés en particulier pour le sol compressible..

L'étude paramétrique sur la hauteur de la PTC en absence du dallage montre que, sous chargement monotone, plus la hauteur de la PTC est grande, plus l'efficacité est grande et les tassements faibles. Les tassements en surface sont homogènes quand la hauteur de la PTC dépasse une valeur seuil (égale à 180mm dans notre cas). Sous chargement cyclique, il a été montré que l'augmentation de la hauteur de la PTC introduit une augmentation de l'accumulation de tassement du sol compressible au cours des cycles. Cependant, la valeur totale de tassement reste plus importante pour les faibles épaisseurs.

L'étude paramétrique sur le taux de recouvrement a montré que ce dernier influence les tassements et l'efficacité du système sous chargement monotone en augmentant le report de charge et en diminuant les tassements avec le taux de recouvrement. Cette influence a été trouvée plus importante en présence du dallage. Sous chargement cyclique, il a été montré que, pour le cas sans et avec dallage, le taux de recouvrement n'a pas d'influence remarquable sur la diminution de l'efficacité au cours des cycles. Cependant l'accumulation de tassement observée durant le chargement cyclique est plus importante pour un taux de recouvrement plus grand. En effet, cela est dû à la faible valeur initiale de tassement, avant l'application des cycles, comparée aux valeurs correspondants à des taux de recouvrement moins importants. Néanmoins, le tassement total est toujours plus petit pour les essais réalisés avec des faibles taux de recouvrement.

Conclusion générale et perspectives

Les travaux effectués dans le cadre de cette thèse consistent à étudier le comportement sous chargement cyclique vertical des massifs de sol renforcés par inclusions rigides avec et sans dallage. L'objectif principal de ce mémoire est de contribuer à la compréhension et la modélisation de l'influence du chargement cyclique sur l'évolution des mécanismes de transfert de charge dans la PTC. Le tassement du sol compressible et l'efficacité du système étaient plus particulièrement concernés. Le chargement cyclique considéré correspond à un chargement cyclique vertical quasi-statique de type réservoir de stockage. Ce travail de recherche a été réalisé suivant deux approches complémentaires : expérimentale et numérique. La partie expérimentale a consisté à réaliser une campagne d'essais sur un modèle physique réduit tridimensionnel sous gravité normale. Elle a servi de référence à une approche de modélisation numérique. Une technique de corrélation d'images a été tout particulièrement mise en œuvre pour observer les champs de déplacements au sein de la PTC durant les cycles. La partie numérique du travail consiste à réaliser des simulations numériques tridimensionnelles en milieu continu, confrontées et validées sur les données expérimentales avec pour objectif de développer une méthodologie de modélisation numérique qui prend en compte le comportement sous chargement cyclique de ce type d'ouvrage. La modélisation numérique a également permis d'étendre le champ des configurations étudiées dans le cadre d'une analyse paramétrique.

Au niveau expérimental, les objectifs ont été atteints grâce à :

- Un modèle physique tridimensionnel 1g de laboratoire qui permet la prise en compte d'une PTC d'épaisseur variable et l'incorporation d'une dalle rigide à la surface.
- L'application des chargements monotone et cyclique par une membrane à pression d'eau contrôlée, qui permet de simuler la charge uniforme due au poids du réservoir.
- La minimisation des effets de bord par l'exploitation d'une instrumentation mise en œuvre dans la zone centrale du modèle et la lubrification des bords afin de limiter le frottement avec la PTC.
- L'instrumentation en capteurs de force en tête des quatre inclusions centrales qui permet d'évaluer la distribution des charges en base de la PTC.
- La mise en place de trois « tassomètres » qui permettent de mesurer le déplacement à l'interface entre le sol compressible et la PTC ;
- La mise en œuvre de la technique de corrélation d'images numériques qui permet d'accéder aux champs de déplacement et de rotation dans la PTC.

L'ensemble des essais menés sur ce modèle réduit a permis de se focaliser sur l'influence, sous chargements monotone et cyclique, des paramètres suivants :

- La présence d'une dalle rigide à la surface de la PTC
- La hauteur de la PTC

L'influence du préchargement du système et du niveau de chargement cyclique a été également étudiée.

L'analyse et l'interprétation des résultats sous chargement monotone de l'essai réalisé avec dallage et une hauteur de PTC égale à 100mm nous ont permis de vérifier le fonctionnement de l'ensemble du dispositif : répartition uniforme de la surcharge sur les

inclusions, bon fonctionnement des capteurs de force et des capteurs de déplacement, validation de la répétabilité des essais. L'analyse par imagerie réalisée en parallèle a mis en évidence le poinçonnement de la PTC par les inclusions rigides avec la création d'une zone de tassement quasiment nul située au-dessus des inclusions. L'application du chargement cyclique sur la même configuration a montré une accumulation de tassement au cours des cycles qui se fait avec un rythme décroissant, sans arriver à une stabilisation du tassement même pour un nombre important de cycles (250 cycles). En cas de préchargement du système avant l'application des cycles, il a été montré que celui-ci n'empêche pas l'accumulation de tassement observée lors d'un chargement cyclique ultérieur. En revanche, cette accumulation reste inférieure à celle observée pour un système non préchargé. Aucune influence sur le tassement final et sur l'évolution de l'efficacité durant le chargement cyclique n'a cependant été relevée pour les deux types de chargement cyclique (sans et avec préchargement avant l'application des cycles).

L'influence de la présence du dallage sur le comportement du système a été investiguée par la réalisation d'essais monotones et cycliques avec la même hauteur de la PTC (100mm) sans la mise en place d'une dalle rigide à la surface de la PTC. Il a été montré que, sous chargement monotone, la présence de la dalle mène à une augmentation du transfert de charge vers la tête des inclusions rigides et, en conséquence, à une diminution du tassement de sol compressible. Sous chargement cyclique, la présence de la dalle rigide a conduit à une augmentation de l'accumulation de tassement au cours des cycles. Par contre, le tassement final suite à un chargement monotone ultérieur reste plus faible en présence de la dalle.

Quant à l'influence de la hauteur de la PTC, il a été observé que, sous chargement monotone, la diminution de la hauteur de la PTC en présence du dallage conduit à une augmentation de l'efficacité du système et à une diminution du tassement en particulier pour le dernier palier de chargement à 30kPa. Cependant, quand la pression appliquée à la surface est inférieure à 20kPa, on observe la même valeur d'efficacité pour les deux hauteurs de PTC. En effet la diminution de la hauteur de la PTC permet à la dalle rigide, à partir d'une pression appliquée à la surface supérieure à 20kPa, d'entrer en contact avec la zone de tassement quasiment nul au-dessus des inclusions, ce qui aboutit à l'augmentation de l'efficacité et empêche le tassement du sol compressible. Sous chargement cyclique, il a été constaté que la diminution de la hauteur de la PTC fait augmenter l'efficacité du système durant les vingt premiers cycles, ce qui mène à une réduction de l'accumulation du tassement observée au cours des cycles. Le tassement final est également plus petit pour une hauteur moins importante de la PTC. Les résultats de la corrélation d'images montrent que ces observations sous chargement cyclique sont dues à la zone de tassement quasiment nul qui pour une faible épaisseur de la PTC entre en contact avec la dalle rigide, après un nombre donné de cycles, est abouti par la suite à une augmentation de l'efficacité et une diminution de l'accumulation de tassement durant le chargement cyclique.

La campagne expérimentale a enfin permis d'étudier l'influence du niveau de chargement cyclique. Il a été constaté que, pour le cas dallage, l'application d'une sollicitation cyclique de même amplitude mais à un niveau inférieur de pression mène à une augmentation de l'accumulation du tassement au cours des cycles. Il a été également montré que l'influence,

en termes de tassement et d'efficacité, du niveau de chargement cyclique est effacé lors d'un chargement monotone ultérieur.

Au niveau numérique, une approche de modélisation numérique tridimensionnelle en milieu continu, par le logiciel FLAC^{3D} V4.00.32, a été mise en œuvre afin de développer une méthodologie de modélisation qui prend en compte le comportement sous chargement cyclique et aboutit à une meilleure compréhension du mode de fonctionnement de ce type d'ouvrage sous chargement monotone et cyclique. La modélisation proposée a été réalisée sur une cellule élémentaire représentative du réseau des inclusions rigides du modèle physique. Le travail numérique réalisé au cours de cette thèse constitue une première approche, les modèles de comportement utilisés ne prenant en compte que partiellement le comportement cyclique des matériaux (notamment pour la PTC) : le comportement du sol compressible est simulé par le modèle de Cam-Clay modifié et le modèle élastoplastique CY-soil (Cap-Yield model for soil), implémenté dans le logiciel, a été mis en œuvre afin de simuler le comportement de la PTC. L'identification des paramètres des modèles choisis a été réalisée à partir d'essai expérimentaux œdométriques et triaxiaux monotones et cycliques réalisés au cours de ce travail de thèse.

La modélisation numérique tridimensionnelle a pour support la base de données des résultats des essais expérimentaux réalisés sur modèle physique réduit. La modélisation numérique effectuée a permis de reproduire qualitativement le comportement de ce type d'ouvrage et de retrouver les observations faites sur le modèle réduit sous chargement monotone et cycliques. De manière plus précise (et quantitative), les confrontations entre résultats numériques et expérimentaux font apparaître que la modélisation numérique sous-estime le transfert de charge vers la tête des inclusions sous chargement monotone. La réduction de l'efficacité et l'accumulation de tassement relevées sur les essais expérimentaux sans dallage durant le chargement cyclique sont surestimées par la modélisation numérique. En revanche, les champs de déplacement vertical obtenus numériquement sont très semblables à ceux issus de la corrélation d'images réalisée sur le modèle physique. La zone de tassement quasiment nul située au-dessus de la tête des inclusions, observée expérimentalement pour les essais avec dallage a été également obtenue avec la même taille approximative par la modélisation numérique. La modélisation numérique a réussi à représenter qualitativement l'influence, observée expérimentalement, de :

- La présence de la dalle rigide à la surface de la PTC, par une augmentation de l'efficacité et une diminution du tassement du sol compressible sous chargement monotone et par une augmentation du tassement accumulé durant le chargement cyclique,
- Le préchargement du système, par une diminution de tassement accumulé durant le chargement cyclique.

La comparaison des résultats expérimentaux et numériques fait apparaître la difficulté d'obtenir un bon accord simultanément en termes d'efficacité et de tassements entre les deux approches de modélisation. Cette différence peut être due à plusieurs raisons dont notamment le fait que l'on simule les gravillons constituant la PTC (de nature discrète étant donné le faible rapport entre le diamètre des inclusions et le diamètre moyen des grains) par un milieu continu, ce qui empêche la modélisation numérique de prendre en

compte les discontinuités dans la PTC granulaire. A tout cela s'ajoute le fait que le modèle CY-soil utilisé pour simuler le comportement de la PTC n'est pas capable de représenter correctement, au-delà du premier cycle de déchargement-rechargement, ce comportement sous chargement cyclique qui nécessiterait la mise en œuvre d'un modèle de comportement avec écrouissage cinématique.

Des études paramétriques ont été également réalisées sur le modèle numérique, elles font apparaître l'importance du taux de recouvrement par inclusions rigides et l'influence de la hauteur de la PTC sur le comportement du système sous chargement monotone et cyclique.

Sans inclusions rigides, l'accumulation de tassements n'a pas été observée au cours des cycles, ce qui nous a permis d'éliminer l'influence du sol compressible sur cette accumulation observée en présence des inclusions.

En absence de dallage, le système est plus efficace et les tassements du modèle sont plus faibles quand la hauteur de la PTC augmente. La réalisation des simulations numériques en faisant varier la hauteur de la PTC nous a permis de déterminer la position du plan d'iso tassement au-dessus duquel les tassements de la PTC sont uniformes. Sous chargement cyclique, il a été montré que l'augmentation de la hauteur de la PTC introduit une augmentation de l'accumulation de tassement du sol compressible au cours des cycles. Cependant, la valeur totale de tassement reste plus importante pour les faibles épaisseurs de PTC.

La modélisation numérique a permis d'analyser l'effet du taux de recouvrement, ce qui n'a pas été fait avec le dispositif expérimental pour lequel la valeur de α a été fixée égale à 2,4%. L'augmentation du taux de recouvrement mène, sous chargement monotone, à une augmentation du transfert des charges vers la tête des inclusions et une réduction de tassement du sol compressible. Sous chargement cyclique, aucune influence sur l'évolution du report de charge n'a été relevée, alors qu'un taux de recouvrement plus important mène à une augmentation de l'accumulation de tassement obtenu au cours des cycles. Cela est dû à la faible valeur initiale de tassement avant l'application des cycles, par comparaison avec les valeurs pour des taux de recouvrement moins importants. Néanmoins, le tassement total, après le chargement monotone ultérieur, est toujours plus petit pour les simulations réalisées avec des faibles taux de recouvrement.

Perspectives

L'originalité de ce modèle réside dans sa modularité en termes de géométrie, de matériaux utilisés, d'application de chargement et les informations complémentaires assurées par la technique d'analyse par imagerie. Le modèle permettra donc facilement l'étude d'autres configurations de chargement cyclique afin de déterminer l'influence de l'amplitude et du niveau de chargement cyclique sur le comportement du système. Il est également possible de réaliser des essais avec différentes hauteurs et matériaux de la PTC afin de déterminer l'influence de cette dernière en termes d'épaisseur, d'angle de frottement, de granularité et de cohésion (dans le cas des sols traités), etc. La prise en compte plus réaliste du mode de fonctionnement de l'ouvrage nécessite cependant la réalisation d'essais complémentaires en centrifugeuses et sur des ouvrages réels.

Les perspectives du travail de recherche numérique consistent à affiner les résultats numériques à partir de la confrontation avec des résultats expérimentaux sur le modèle réduit (déjà obtenus ou à obtenir par des essais complémentaires), des essais réalisés en centrifugeuse et sur des ouvrages réels. La prise en compte en particulier de modèles de comportement plus sophistiqués et complexes (à écrouissage cinématique) permettra la représentation plus précise du comportement sous chargement cyclique de la PTC et du sol compressible. Compléter l'étude paramétrique afin d'investiguer l'influence d'autres paramètres (tels que l'angle de frottement et la granulométrie de la PTC, la compressibilité et la rigidité du sol support etc.) sur le comportement du système notamment sous chargement cyclique, fait également partie des perspectives du travail numérique.

Par ailleurs, des approches aux éléments discrets permettraient d'examiner plus précisément le comportement du matelas, les travaux existants étant limités à un comportement purement élastique et isotrope du sol compressible situé en-dessous. Il sera de même intéressant d'étendre la modélisation numérique au cas réel de massifs renforcés par inclusions rigides.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Al-Tabbaa A., 1987. *Permeability and stress-strain response of speswhite kaolin*. Thèse de doctorat, Université de Cambridge.
- Al-Tabbaa A., Wood D.M, 1989. *An experimentally based bubble model for clay*. Proc. 3rd Int. Conf. on Numerical Models in Geomechanics, Niagara Falls, 91-99.
- Alexiew D., Vogel W., 2002. *Remblais ferroviaires renforcés sur pieux en Allemagne : projets phares*. Travaux, vol. 786, pp. 47-52.
- Alexiew D., 2004. *Geogitterbewehrte Dämme auf pfahlähnlichen Elementen: Grundlagen und Projekte*. Bautechnik. Vol. 81, n°9, pp. 710–716. En allemand.
- Antoine P.C. *Etude des dalles sur sols renforcés au moyen d'inclusions rigides ou non*. Thèse de doctorat. Bruxelles : Faculté des sciences appliquées, 2010.
- Arwanitaki A., Triantafyllidis T., 2006. Mehrlagig mit Geogittern bewehrte Erdkörper über pfahlartigen Gründungselementen. Numerische Simulation des Verformungsverhaltens unter statischer und zyklischer Einwirkung. Bautechnik 83, Heft 10. pp. 695-707. En allemand.
- Barchard J., 2002. *Centrifuge modelling of piled embankments on soft soils*. Master of Science of Engineering, University of New Brunswick, Canada.
- Barnichon J.D., 2002. *Contribution of the bounding surface plasticity to the simulation of gallery excavation in plastic clays*. Engineering Geology, vol. 64, pp.217-231.
- Baudouin G., 2010. *Sols renforcés par inclusions rigides: modélisation physique en centrifugeuse de remblais et de dallage*. Thèse de doctorat, Université de LUNAM.
- Blanc M., Thorel L., Girout R., Almeida M., 2014. *Geosynthetic reinforcement of a granular load transfer platform above rigid inclusions: comparison between centrifuge testing and analytical modelling*. Geosynthetics International 21 (1), 37-52.
- Briançon L., 2002. *Renforcement des sols par inclusions rigides - Etat de l'art*. P. IREX, 2002 : 185p.
- Briançon L., Kastner R., Simon B., Dias D., 2004. *Etat des connaissances - Amélioration des sols par inclusions rigides..* 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.
- Briançon L., Simon B. 2011. *Performance of Pile-Supported Embankment over Soft Soil: Full- scale experiment*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 138, n°4, pp. 551 – 561.
- Briançon L., Plumelle C., Canou J., Dinh A.Q., Dupla J.C., Baudouin G., Thorel L., Rault G., 2009. Expérimentations en vraie et sur modèle réduits du renforcement des sols par inclusions rigides. Proc. of the 17th Int. Conf. On Soil Mechanics & Geotechnical Engineering, 5-9 octobre 2009, Alexandria, Egypt.
- Burland I.B., Roscoe K.H., 1968. *On the generalized stress-strain behaviour of wet clay*. Engineering plasticity, Cambridge, Heyman-Leckie ed.
- Cambou B., Hicher P.Y., 2002. *Modelisation elastoplastique des sols – 2. Chargements cycliques. Chapitre 4, Elastoplasticite des sols et des roches, Modeles de comportement des sols et des roches 1*, P-Y Hicher et J-F Shao, Paris, Hermes Science.
- Catalogues des lois de similitude présentées par le comité TC2 de l'ISSMGE. Disponible sur : www.tc104.group.shef.ac.uk/index.php/download_file/view/86/88/

Chen Y.M., Cao W.P., Chen R.P., 2008. *An experimental investigation of soil arching within basal reinforced and unreinforced piled embankments*. Geotext Geomembr 26:164-174.

Chevalier B., Villard P., Combe G., 2011. *Investigation of load-transfer mechanisms in geotechnical earth structures with thin fill platforms reinforced by rigid inclusions*. International Journal of Geomechanics, vol. 11, n°3, pp. 239-250.

Combarieu O., 2008. *Remblai sur sol compressible et inclusions rigides. Amélioration de l'approche de dimensionnement*. Revue Française de Géotechnique 122: 45-54.

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*. Proc. of the 13th European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (XIII ECSMGE), 25-29 août 2003, Prague. Rotterdam, pp. 625-630.

Combarieu O., 1974. *Effet d'accrochage et méthode d'évaluation du frottement négatif*. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 71, pp. 93-107.

Combe G., Richefeu V., 2013. *Tracker: a Particle Image Tracking (PIT) technique dedicated to nonsmooth motions involved in granular packings*. Powders and Grains 2013, July 8-12, UNSW, Sydney, Australia.

Corté J. F., 1989. General report/ Discussion session 11: Model testing - Geotechnical model tests. Proc. of the 12th Int. Conf. on Soils Mechanics and Foundation Engineering, 13-18 août 1989, Rio de Janeiro. Rotterdam : Balkema, 1989, pp. 2553-2571.

Cortlever N.G., Gutter H.H. *Design of double track railway Bidor-Rawang on AuGeo Piling System according to BS8006 and PLAXIS numerical analysis*. Proc. of the 4th Int. Conf. on Ground Improvement Techniques, 26-28 mars 2002, Kuala Lumpur, Malaisie.

David C., 2014. *Identification de paramètres mécaniques de matériaux composites à partir de corrélation d'images numériques multi-échelles*. Thèse de doctorat, Université de Toulouse.

De Pasquale A., 2010. *Cyclic Behaviour of Geotechnical Structures involving Granular Mats*. Mémoire du Master International de l'Université J. Fourier, Grenoble. 41p.

Demerdash M.A. *An experimental study of piled embankments incorporating geosynthetic basal reinforcement*. Thèse de doctorat. University of Newcastle-upon-Tyne, 1996.

Desai C.S., 1994. *Hierarchical single surface and the disturbed state constitutive models with emphasis on geotechnical applications*. Geotechnical Engineering: Emerging trends in design and practice. Oxford & IBH Publishing Co. pp 115-154.

Dias D., Briançon L., Simon S., 2015. *Monitoring and numerical investigation of a rigid inclusions-reinforced industrial building*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 52.

Dinh A.Q., 2010. *Etude sur modèle physique des mécanismes de transfert de charge dans les sols renforcés par inclusions rigides. Application au dimensionnement*. Thèse de doctorat. Paris : Ecole des Ponts.

Diyaljee V. A., Raymond, G. P., 1982. *Repetitive load deformation of cohesionless soil*. J. Geotech. Engrg. Div., vol. 108, n°10, pp. 1215-1229.

Duca V., 2001. *Etude expérimentale des composantes normales des contraintes totales en laboratoire et in situ*. Thèse de doctorat, ENPC, France.

Dubujet Ph., 1992. *Modélisation du comportement cyclique des argiles*. Thèse de doctorat, Ecole Centrale de Lyon.

-
- Duncan, J.M., Chang, C.M., 1970. *Nonlinear analysis of stress and strain in soils*. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 96(SM5), 1629-1653.
- Ellis E.A., Aslam R., 2009. *Arching in piled embankments: comparison of centrifuge tests and predictive methods*. Part 2 of 2. Ground Eng, vol. 42, pp. 28-31.
- Ellis E.A., Aslam R., 2009. *Arching in piled embankments: comparison of centrifuge tests and predictive methods*. Part 1 of 2. Ground Eng, vol. 42, pp. 34-38.
- Eskisar T., Otani J., Hironaka J., 2012. *Visualization of soil arching on reinforced embankment with rigid pile foundation using X-ray CT*. Geotext Geomembr 32:44-54.
- Fang H.L., 2003. *A state-dependent multi-mechanism for sand*. Géotechnique, vol. 53, n°4, pp. 407-420.
- Foucault A., 2010. *Modélisation du comportement cyclique des ouvrages en terre intégrant des techniques de régularisation*. Thèse de doctorat, Ecole Centrale Paris.
- Garnier J., 2001. *Modèles physiques en géotechnique : état des connaissances et évolutions récentes*. Proc. of the Int. Conf. Albert Caquot, 1ère Conférence Coulomb, Paris.
- Garnier J., Gaudin C., Springman S.M., Culligan P.J., Goodings D., König D., Kutter B., Phillips R., Randolph M.F., Thorel L., 2007. *Catalogue of scaling laws and similitude questions in geotechnical centrifuge modelling*. International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, vol. 3, n°3, pp. 1-23.
- Ghaboussi J., Momem H., 1982. *Modelling and Analysis of Cyclic Behavior of Sands*. Soil Mechanics – Transient and Cyclic Loads, pp. 314-342.
- Girout R., Blanc M., Dias D., Thorel L., 2014. *Numerical analysis of a geosynthetic-reinforced piled load transfer platform–Validation on centrifuge test*. Geotextiles and Geomembranes 42 (5), 525-539.
- Gudehus G., 1996. *A comprehensive constitutive equation for granular materials*. Soils and Foundations, vol. 36, pp. 1-12.
- Hall S.A., 2012. *Digital Image Correlation in Experimental Geomechanics*. Alert Doctoral School, 4-6 octobre 2012, Aussois, France.
- Han J., Bhandari A., Wang F., 2011. *DEM Analysis of Stresses and Deformations of Geogrid-Reinforced Embankments over Piles*. International Journal of Geomechanics. Vol. 12, n°4, pp. 340-350.
- Han J., Bhandari A., 2009. *Evaluation of Geogrid-Reinforced Pile-Supported Embankments under Cyclic Loading Using Discrete Element Method*. ASCE Conf. Advances in Ground Improvement (GSP 188), Proc. of the 2009 US - China Workshop on Ground Improvement Technologies, 10p.
- Han J., 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.
- Hau K.W., 2003. *Application of a three-surface kinematic hardening model to repeated loading of thinly surfaced pavements*. Thèse de doctorat, Université de Nottingham, United Kingdom.
- Haza-Rozier E., Vincelas G, Le Kouby A., Crochemore O., 2013. *Comportement de la structure de sol amélioré par inclusions rigides, supportant une éolienne*. Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris.

Heitz C., 2005. *Zur Gewölbeausbildung in punktförmig gelagerten Erdkörpern. Festschrift zum 60. Geburtstag von Herrn Prof. H.-G. Kempfert. Schriftenreihe Geotechnik Universität Kassel. Heft 17. En allemand.*

Heitz C., Luking J., Kempfert H.G., 2008. *Geosynthetic reinforced and pile supported embankments under static and cyclic Loading. Proc. of the 4th European Geosynthetics Conf Euro- Geo4, Edinburgh (UK), paper no 215.*

Heitz C., 2006. *Bodengewölbe unter ruhender und nichtruhender Belastung bei Berücksichtigung von Bewehrungseinlagen aus Geogittern. Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel. Heft 19. Kassel University Press GmbH. Novembre 2006. 197p. En allemand.*

Heitz C., Kempfert H.G., 2007. *Bewehrte Erdkörper über Pfählen unter ruhender und nichtruhender Belastung. Bauingenieur, Issue 9, pp. 380-387. En allemand.*

Hewlett W.J., Randolph M.F., 1988. *Analysis of piled embankment. Ground Engineering, vol. 21, n° 3, pp 12-18.*

Hicher P.Y., 1985. *Comportement mécanique des argiles saturées sur divers chemins de sollicitations monotones et cycliques - Application à une modélisation élastoplastique et viscoplastique. Thèse de Doctorat, Université Paris.*

Horgan G., Sarsby R., 2002. *The arching effect of soils over voids and piles incorporating geosynthetic reinforcement. Proc. 7th international conference on geosynthetics. Swets and Zeitlinger, Nice, 2002, pp 373-378.*

Houda M., Jenck O., Emeriault F., 2014. *Physical evidence of the effect of vertical cyclic loading on soil improvement by rigid piles: a small-scale laboratory experiment using Digital Image Correlation. Acta Geotechnica, DOI 10.1007/s11440-014-0350-z.*

Huang J., Han J., 2009. *3D coupled mechanical and hydraulic modeling of a geosynthetic reinforced deep mixed column-supported embankment. Geotextiles and Geomembranes, vol. 27, pp. 272-280.*

Indraratna B., Thakur P.K., Vinod J.S., 2010. *Experimental and numerical study of railway ballast behaviour under cyclic loading. International Journal of Geomechanics, vol. 10, n°136.*

IREX, 2012. *Recommandations pour la conception, le dimensionnement, l'exécution et le contrôle de l'amélioration : Projet National ASIRI. Recommendations for the design, construction and control of rigid inclusion ground improvements: ASIRI National Project. Presses des Ponts, Paris*

Itasca Consulting Group Inc. 2009, FLAC3D, Version 4.0, User's guide.

Jenck O., 2005. *Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales. Modélisation physique et numérique. Thèse de doctorat. INSA Lyon.*

Jenck O., Dias D., Kastner R., 2007. *Two-dimensional physical and numerical modeling of a pile-supported earth platform over soft soil. J Geotech Geoenviron Eng, vol. 133, pp. 295-305.*

Jenck O., Combe G., Emeriault F., De Pasquale A., 2014. *Arching effect in a granular soil subjected to monotonic or cyclic loading: kinematic analysis. 8th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics, 14-17 January 2014, Perth, Australia.*

Jenck O., Dias, D, Kastner R., 2009. *Discrete element modelling of a granular platform supported by piles in soft soil - Validation on a small scale model test and comparison to a numerical analysis in a continuum. Journal of Computer and Geotechnics, vol. 36, pp. 917-927.*

Jones C. J. F. P., Lawson C. R., Ayres D. J. *Geotextile reinforced piled embankments. In : DEN HOEDT Ed. Proc. of the 4th Int. Conf. on Geotextiles Geomembranes and related Products, 28 mai - 1er juin 1990, Den Haag, Pays-Bas. Rotterdam : Balkema, 1990, vol. 1, pp. 155-160.*

Kattan A., 1990. *Fluage et consolidation des sols satures et quasi-satures. Analyse Numérique*. Thèse de doctorat, ENPC, Paris.

Kempfert H. G., Stadel M., Zaeske D., 1997. *Berechnung von geokunststoffbewehrten Tragschichten über Pfahlelementen*. Bautechnik, 1997, vol. 74, Heft 12, pp 818-825.

Lade P.V., 1977. *Elastoplastic stress-strain theory for cohesionless soil with curved yield surface*. Int. Jour. Solids and Structures, vol. 13, pp 1019-1035.

Laurent Y., Dias D., Simon B., Kastner R., 2003. *A 3D finite difference analysis of embankments over pile-reinforced soft soil*. Proc. of the Int. Workshop on Geotechnics of Soft Soils - Theory and Practice, 17-19 septembre 2003, Noordwijkerhout, Pays-bas. Essen : Verlag Glückauf, 2003, pp 271-276.

Lentz R.W., Baladi G.Y., 1980. *Simplified Procedure to Characterize Permanent Strain in Sand Subjected to Cyclic Loading*. International Symposium on Soil under Cyclic and Transient Loading, Swansea

Lepidas et Magnan J.P., 1990. *Fluage et consolidation des sols argileux : modélisation numérique*. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Rapport de Recherche LPC n°157.

Liausu P., Pezot B., 2001. *Renforcement de sols mous par colonnes à module contrôlé*. Proc. of the 15th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 27-31 août 2001, Istanbul. Amsterdam : Balkema, pp. 1613-1618.

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.

Low B.K., Tang S.K., Choa V., 1994. *Arching in piled embankments*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 120, n° 11, pp 1917-1938.

Magnan J.P., 1994. *Methods to reduce the settlement of embankments on soft clay: a review*. Speciality Conference on the Foundations and Embankments Deformations, ASCE, (Geotechnical Special Publication No. 40), 1994, pp 77-90.

Manzari M.T., Dafalias Y. F., 1997. *A critical state two-surface plasticity model for sands*. Géotechnique, vol. 47, n° 2, pp. 255-272.

Mestat P., 2002. *Modélisation elastoplastique des sols – 1. Chargements monotones*. Chapitre 3, Elastoplasticité des sols et des roches, Modeles de comportement des sols et des roches 1, P-Y Hicher et J-F Shao, Paris, Hermes Science.

Morgon M., 2010. *Renforcement de sol par inclusions rigides : Etude du mécanisme de transfert de charge dans le matelas de répartition*. Rapport de stage, Polytech' Clermont-Ferrand.

Núñez M., Dias D., 2008. *Modélisation continue du site expérimental de Chelles*. Rapport du PN ASIRI n°3.10.4.04. 105p.

Núñez M., Dias D., Kastner R., Poilpré C. 2008. *Soft ground improved by rigid vertical piles. Experimental and numerical study of two real cases in France*. 6th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, 11-16 August 2008, Arlington VA, United States.

Okyay U.S., Briançon L., 2012. *Monitoring and numerical investigations of rigid inclusion reinforced concrete water tank*. 3rd International Conference on New Developments in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 28-30 June 2012, Near East University, Nicosia, North Cyprus.

Okyay U.S., Dias D., 2010. *Use of lime and cement treated soils as pile supported load transfer platform*. Engineering Geology. vol. 114, pp. 34-44.

-
- Okay U.S., Dias D, Thorel L, Rault G., 2013. *Centrifuge modeling of a pile-supported granular earth-platform*. J Geotech Geoenviron Eng. doi:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001004
- Pastor M., Zienkiewicz O.C., Chan A.H.C, 1990. *Generalized plasticity modelling soil behaviour*. Int. J. Num. Anal. Meth. In Geomech., vol. 14, n°3, pp. 151-190.
- Paute J.H., Horny P., Benaben J., 1994(a). *Comportement mécanique des graves non traitées*. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, vol. 190, pp. 27-38.
- Paute J.L., Marignier J., Vidal B., 1994(b). *Le triaxial à chargement répété LPC pour l'étude des graves non traitées*. Bulletin de liaison des ponts et chaussées, vol. 190, pp. 17-55
- Pinto A., Falcao J., Pinto F., Ribeiro J. M., 2005. *Ground improvement solutions using jet grouting columns*. Proc. of the 16th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE), 12-16 septembre 2005, Osaka, Japon. Rotterdam : Millpress,, vol. 3, pp. 1249-1252.
- Rault G., Thorel L., 2009. *Etude du transfert de charge par cisaillement. Essais de réception par cisaillement*. Dispositif de plateau mobile. Rapport du PN ASIRI n°3.09.3.14. 21p.
- Rault, G., Thorel, L., Garnier, J., 2006. *Modélisation physique de fondations et d'ouvrages maritimes. Mécanique et Industries*. ISSN 1296-2139. vol. 7, pp. 223-230.
- Roscoe, K. H., Schofield, A. N. & Wroth, M. A., 1958. *On the yielding of soils*. Géotechnique 8, pp. 22 - 53.
- Russell D., Naughton P., Kempton G., 2003. *A new design procedure for piled embankments*. The 56th Annual Canadian Geotechnical Conf., 28 septembre - 1er octobre 2003, Winnipeg, Canada.
- Santruckova H., 2012. *Inertial loading of soil reinforced by rigid inclusions to an upper flexible layer*. Thèse de doctorat, Université de Grenoble.
- Schwer L.E., Murray Y.D., 1994. *A three-invariant smooth cap model with mixed hardening*. International journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol. 18, pp. 657-688.
- Stöcker T., 2002. *Zur Modellierung von granularen Materialien bei nicht ruhenden Lasteinwirkung*. Schriftreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft 13.
- Terzaghi K., 1943. *Theoretical soil mechanics*. New York : John Wiley & sons.
- Thai Son Q., Hassen G., de Buhan P., 2010. *Seismic stability analysis of piled embankments: A multiphase approach*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol. 34, pp. 91-110.
- Van Eekelen S.J.M, Bezuijen A., Van Tol A.F., 2014. *Research on Basal Reinforced Piled Embankments, Arching and Load-Deflection Behaviour*. IGS News, vol. 30, n°3.
- Van Eekelen S.J.M, Bezuijen A., Van Tol A.F., 2013. *An analytical model for arching in piled embankment*. Geotextiles and Geomembranes vol. 39, pp 78-102
- Van Eekelen S.J.M, Bezuijen A., Van Tol A.F., 2012. *Model experiments on piled embankments. Part I*. Geotext Geomembr, vol. 32, pp. 69-81.
- Van Eekelen S.J.M, Bezuijen A., Van Tol A.F., 2012. *Model experiments on piled embankments. Part II*. Geotext Geomembr, vol. 32, pp. 82-94.
- Van Eekelen J.M., Van M.A., Bezuijen A., 2007. *The Kyoto Road, a full-scale test. Measurements and calculations*. 14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Madrid, Millpress, Rotterdam, pp. 1533-1538.

Viggiani G., Hall S.A, 2012. Full-field measurements in experimental geomechanics: historical perspective, current trends and recent results. Alert Doctoral School, 4-6 octobre 2012, Aussois, France.

Villard P., Grange S., 2013. *Influence des cycles de chargement/déchargement sur les mécanismes de transfert de charges dans les matelas granulaires*. Rapport FNTF.

Wang H., Huang X. *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.

Weiler J., Kulhaway F.H., 1982. *Factors affecting Stress Cell Measurement in Soil*. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE GT12, pp. 1592-1548.

Wichtmann T., 2005. *Explicit accumulation model for non-cohesive soils under cyclic loading*. Thèse de doctorat, Université de Bochum. Germany.

Zanziger H., Gartung E., 2002. *Performance of a geogrid reinforced railway embankment on piles*. 7th International Conference on Geosynthetics, Nice. pp. 381-386.

ANNEXE I

Cellule œdométrique

La cellule œdométrique classique (avec un diamètre égal à 70 mm et une hauteur égale à 24 mm) n'est pas adaptée pour les sols qui ont des éléments de diamètre supérieur à 5 mm ($\varnothing_{\text{cellule}} > 15 * \varnothing_{\text{max}}$) ou lorsque plus de 20% des éléments ont un diamètre supérieur à 2mm. Par conséquent, nous avons conçu et fabriqué une nouvelle cellule d'œdomètre d'un diamètre égal à 150 mm et une hauteur égale à 50mm.

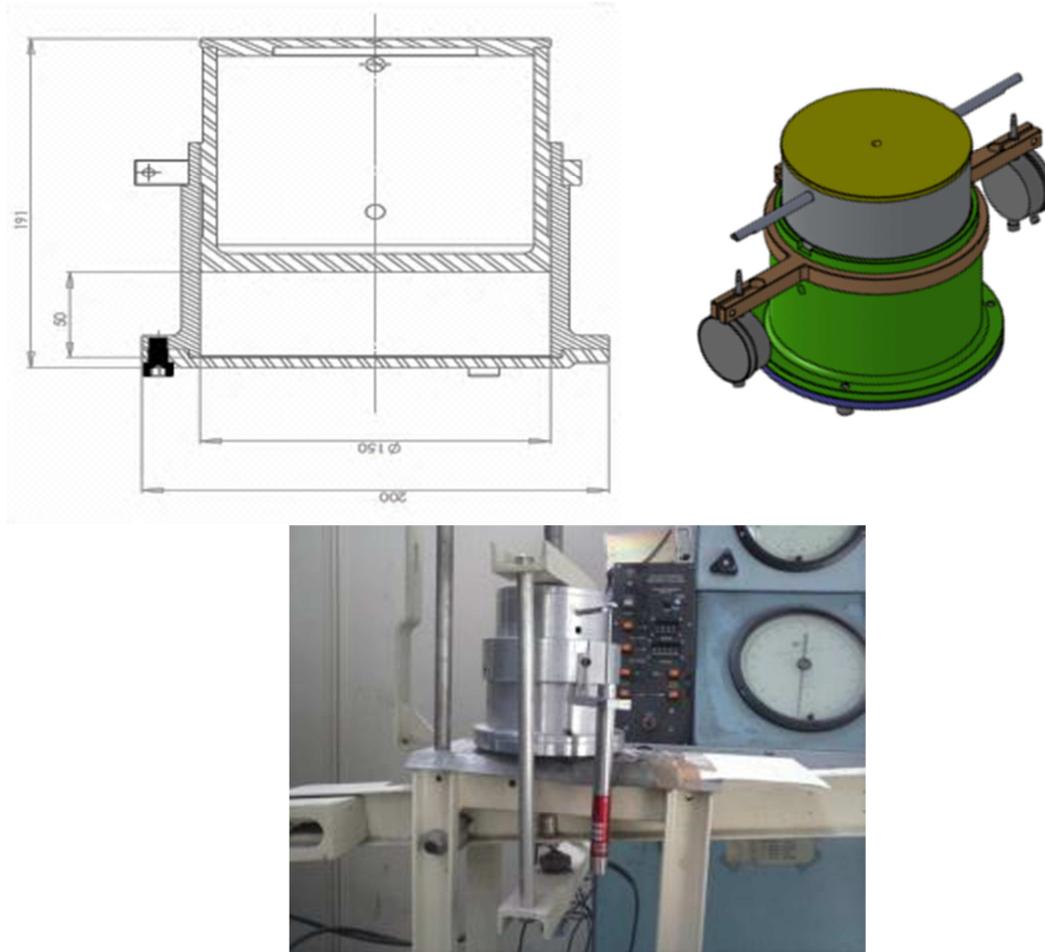


Figure 1- Cellule œdométrique

Compacteur manuel

La PTC d'une hauteur totale de 50mm ou 100mm, et mise en place en 2 ou 4 couches successives de 25 mm, avec une légère compaction de chaque couche à l'aide d'un compacteur manuel fabriqué spécifiquement pour cette étude. Il s'agit d'une plaque d'acier de dimensions 15cm*15cm et d'une masse 1kg, qui tombe en chute libre d'une hauteur de 10cm.

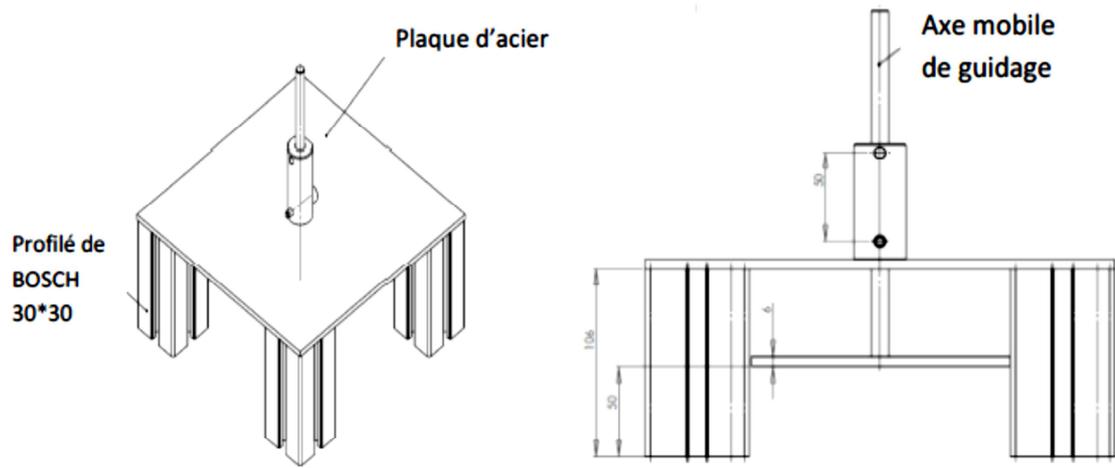


Figure 2- Vue en 3D et coupe schématique du compacteur

ANNEXE II

Répétabilité de l'essai C1_D100 :

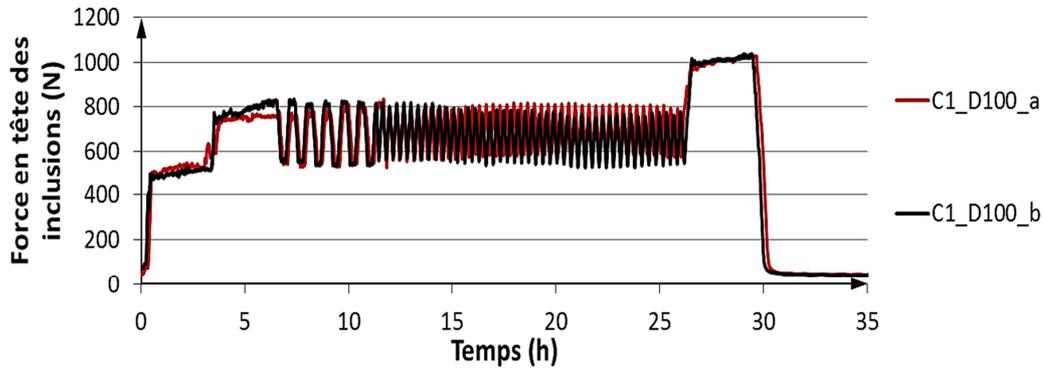


Figure 3(a)- Répétabilité de la force moyenne en tête des inclusions pour l'essai C1_D100

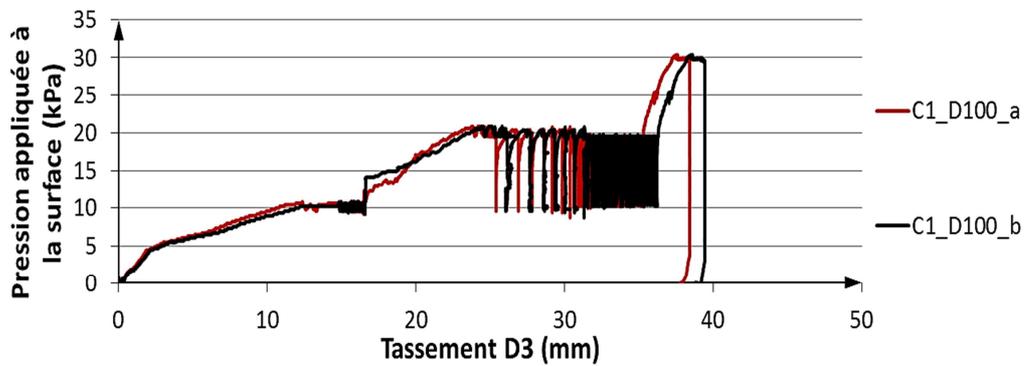


Figure 3(b)- Répétabilité du tassement D3 pour l'essai C1_D100

Répétabilité de l'essai C2_D100 :

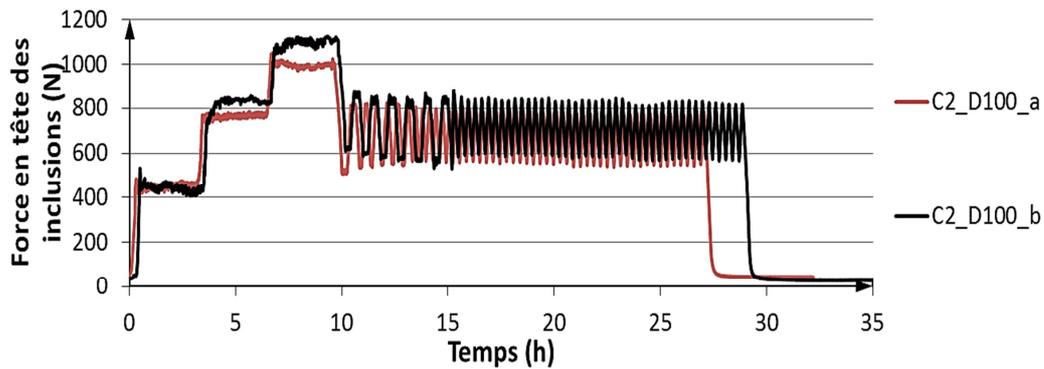


Figure 4(a)- Répétabilité de la force moyenne en tête des inclusions pour l'essai C2_D100

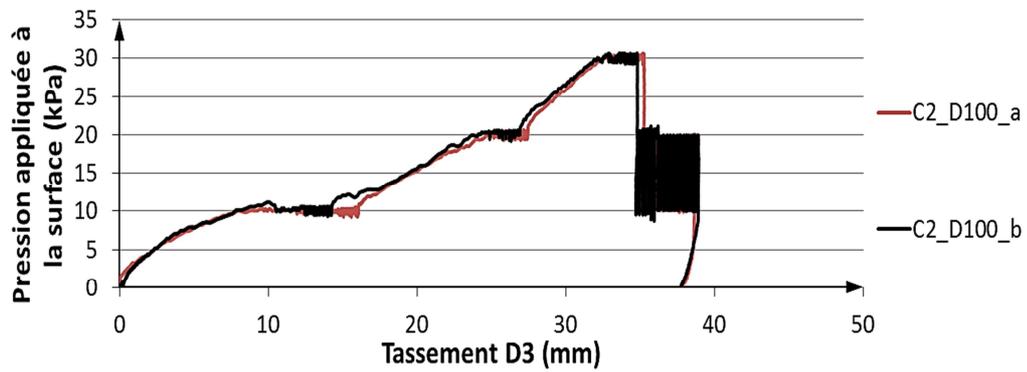


Figure 4(b)- Répétabilité du tassement D3 pour l'essai C2_D100

Répétabilité de l'essai M_D50 :

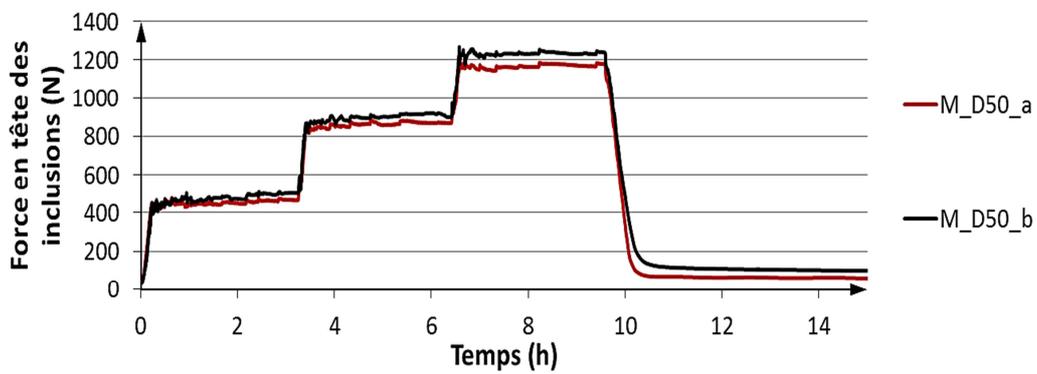


Figure 4(a)- Répétabilité de la force moyenne en tête des inclusions pour l'essai M_D50

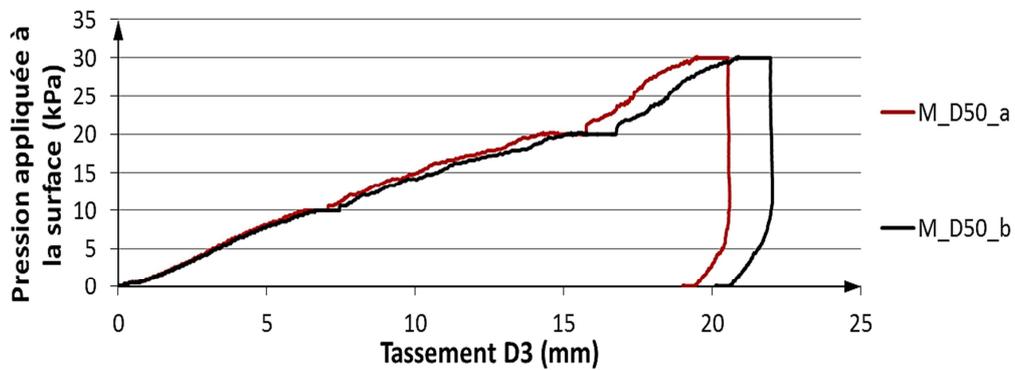


Figure 5(b)- Répétabilité du tassement D3 pour l'essai M_D50

Répétabilité de l'essai C1_D50 :

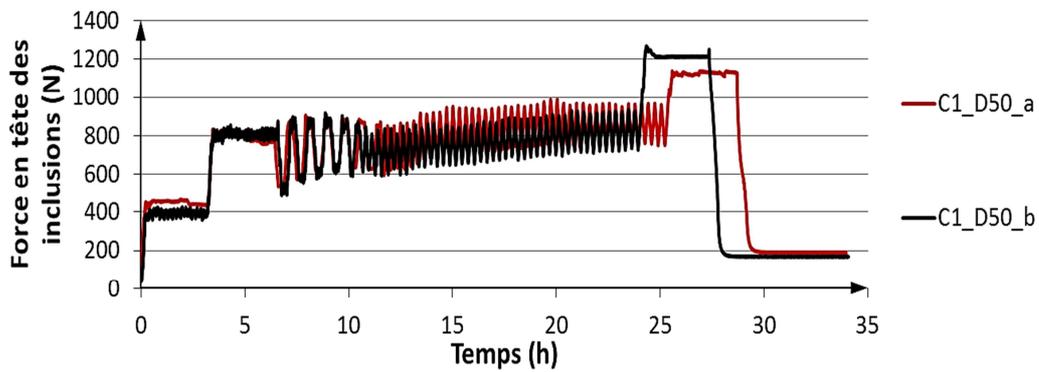


Figure 6(a)- Répétabilité de la force moyenne en tête des inclusions pour l'essai C1_D50

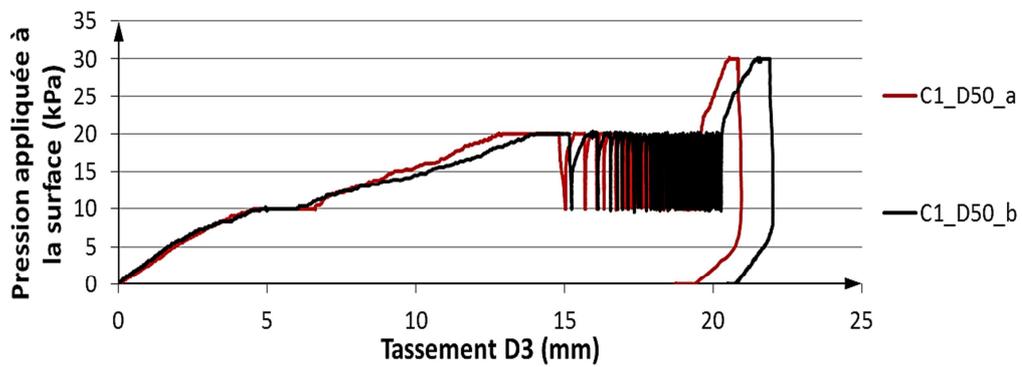


Figure 6(b)- Répétabilité du tassement D3 pour l'essai C1_D50

Répétabilité de l'essai C4_D50 :

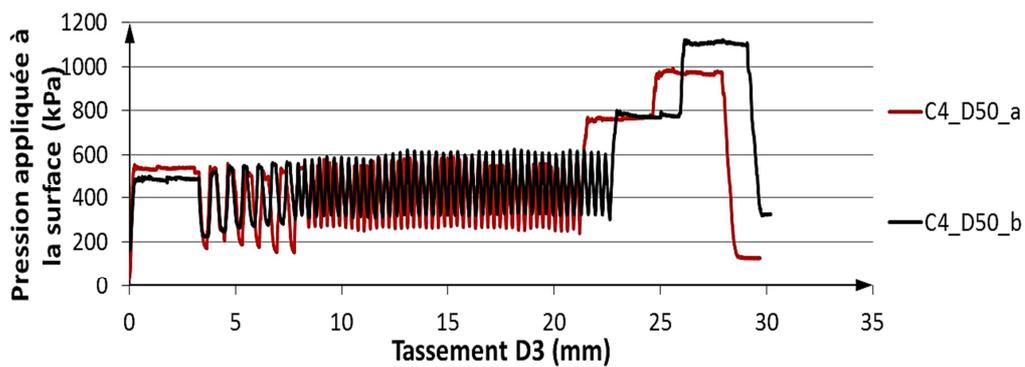


Figure 7(a)- Répétabilité de la force moyenne en tête des inclusions pour l'essai C4_D50

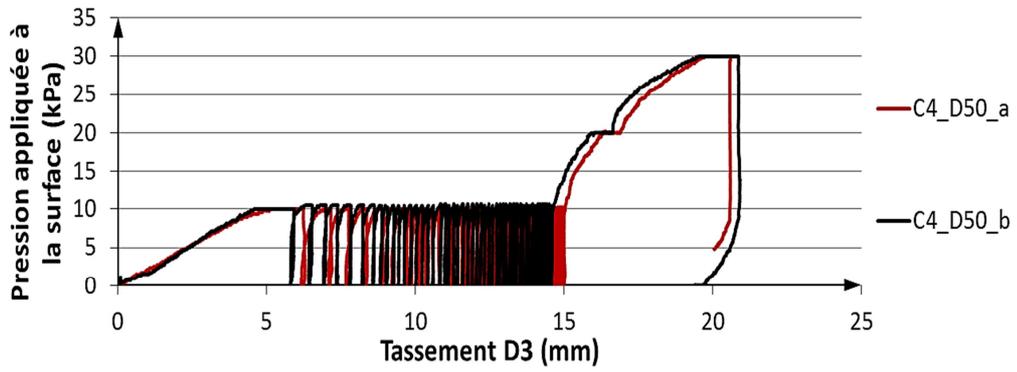


Figure 7(b)- Répétabilité du tassement D3 pour l'essai C4_D50

Répétabilité de l'essai M_R100 :

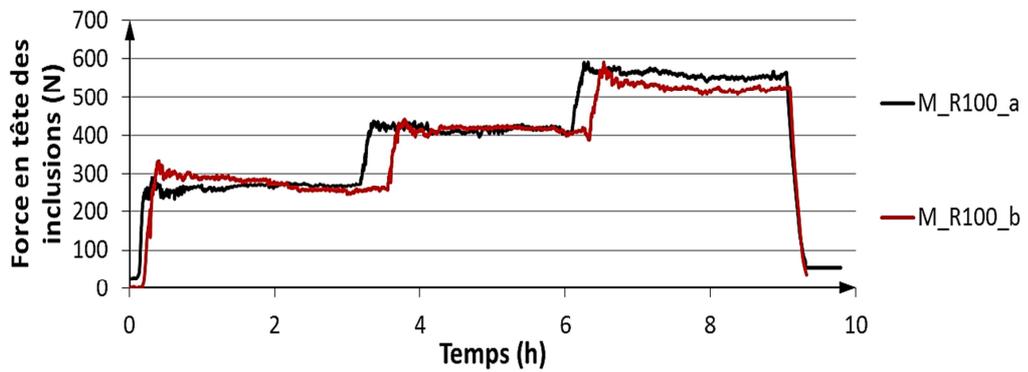


Figure 8(a)- Répétabilité de la force moyenne en tête des inclusions pour l'essai M_R100

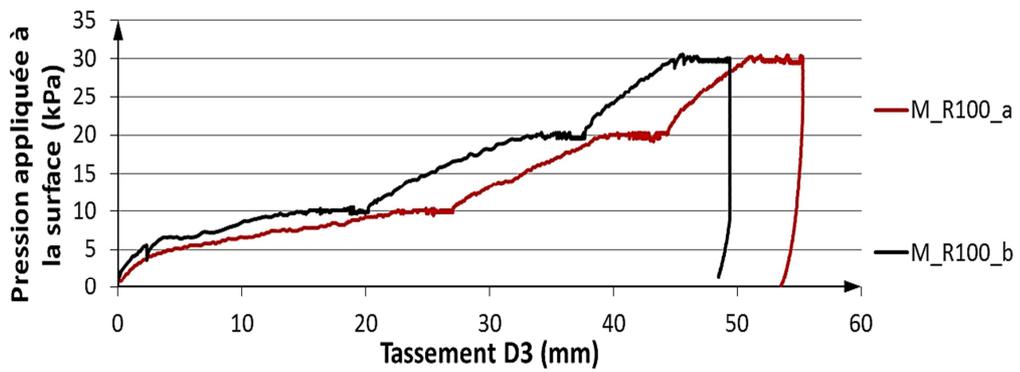


Figure 8(b)- Répétabilité du tassement D3 pour l'essai M_R100

Répétabilité de l'essai C1_R100 :

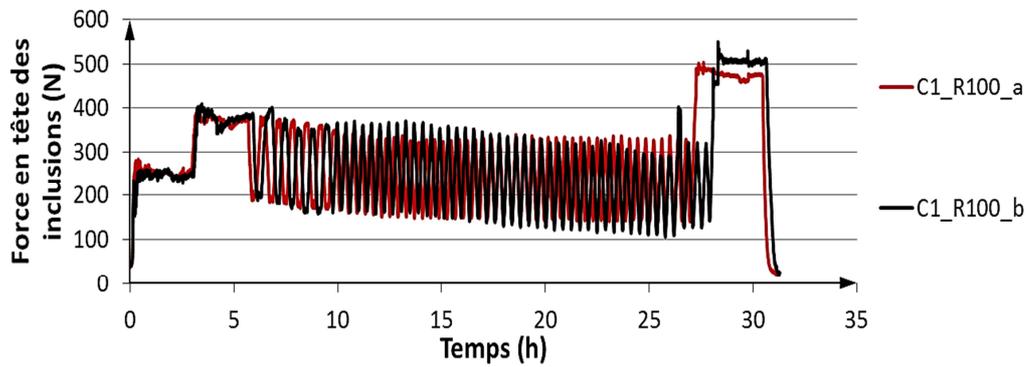


Figure 9(a)- Répétabilité de la force moyenne en tête des inclusions pour l'essai C1_R100

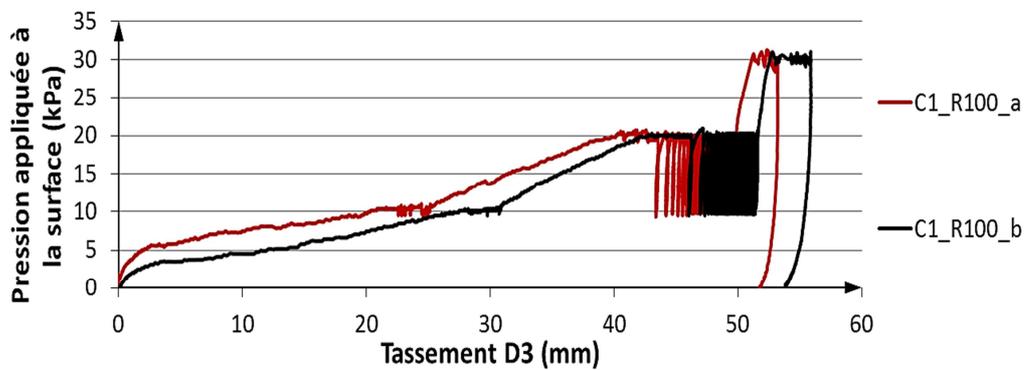


Figure 9(b)- Répétabilité du tassement D3 pour l'essai C1_R100

Répétabilité de l'essai C2_R100 :

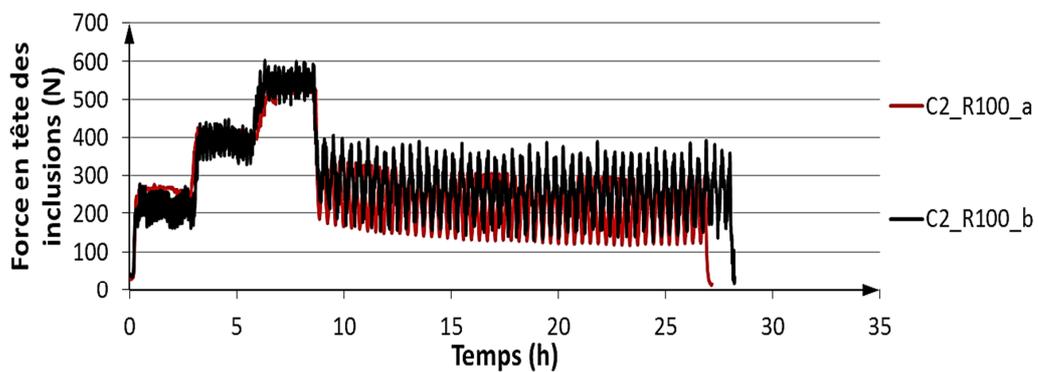


Figure 10(a)- Répétabilité de la force moyenne en tête des inclusions pour l'essai C2_R100

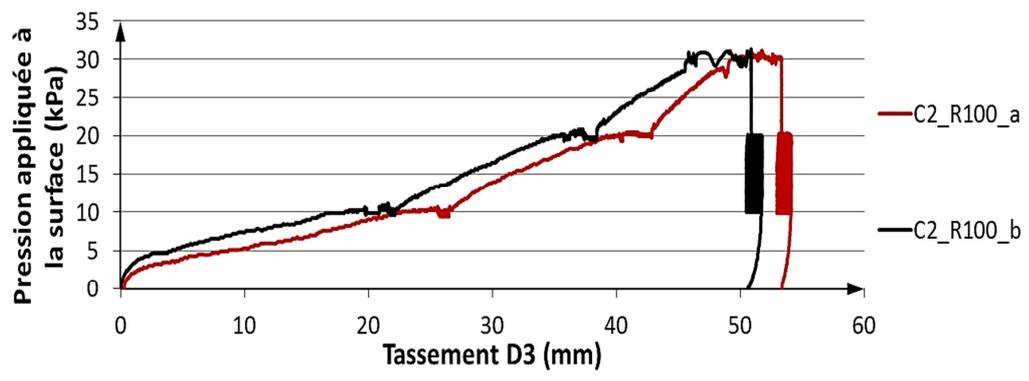


Figure 10(b)- Répétabilité du tassement D3 pour l'essai C2_R100