
Dépôt Institutionnel de l'Université libre de Bruxelles /
Université libre de Bruxelles Institutional Repository
Thèse de doctorat/ PhD Thesis

Citation APA:

Antoine, P.-C. (2010). *Etude des dalles sur sols renforcés au moyen d'inclusions rigides ou non* (Unpublished doctoral dissertation). Université libre de Bruxelles, Faculté des sciences appliquées – Construction, Bruxelles.

Disponible à / Available at permalink : <https://dipot.ulb.ac.be/dspace/bitstream/2013/209997/4/35504c48-2270-4f2e-a073-f755caf1bbad.txt>

(English version below)

Cette thèse de doctorat a été numérisée par l'Université libre de Bruxelles. L'auteur qui s'opposerait à sa mise en ligne dans DI-fusion est invité à prendre contact avec l'Université (di-fusion@ulb.be).

Dans le cas où une version électronique native de la thèse existe, l'Université ne peut garantir que la présente version numérisée soit identique à la version électronique native, ni qu'elle soit la version officielle définitive de la thèse.

DI-fusion, le Dépôt Institutionnel de l'Université libre de Bruxelles, recueille la production scientifique de l'Université, mise à disposition en libre accès autant que possible. Les œuvres accessibles dans DI-fusion sont protégées par la législation belge relative aux droits d'auteur et aux droits voisins. Toute personne peut, sans avoir à demander l'autorisation de l'auteur ou de l'ayant-droit, à des fins d'usage privé ou à des fins d'illustration de l'enseignement ou de recherche scientifique, dans la mesure justifiée par le but non lucratif poursuivi, lire, télécharger ou reproduire sur papier ou sur tout autre support, les articles ou des fragments d'autres œuvres, disponibles dans DI-fusion, pour autant que :

- Le nom des auteurs, le titre et la référence bibliographique complète soient cités;
- L'identifiant unique attribué aux métadonnées dans DI-fusion (permalink) soit indiqué;
- Le contenu ne soit pas modifié.

L'œuvre ne peut être stockée dans une autre base de données dans le but d'y donner accès ; l'identifiant unique (permalink) indiqué ci-dessus doit toujours être utilisé pour donner accès à l'œuvre. Toute autre utilisation non mentionnée ci-dessus nécessite l'autorisation de l'auteur de l'œuvre ou de l'ayant droit.

----- **English Version** -----

This Ph.D. thesis has been digitized by Université libre de Bruxelles. The author who would disagree on its online availability in DI-fusion is invited to contact the University (di-fusion@ulb.be).

If a native electronic version of the thesis exists, the University can guarantee neither that the present digitized version is identical to the native electronic version, nor that it is the definitive official version of the thesis.

DI-fusion is the Institutional Repository of Université libre de Bruxelles; it collects the research output of the University, available on open access as much as possible. The works included in DI-fusion are protected by the Belgian legislation relating to authors' rights and neighbouring rights. Any user may, without prior permission from the authors or copyright owners, for private usage or for educational or scientific research purposes, to the extent justified by the non-profit activity, read, download or reproduce on paper or on any other media, the articles or fragments of other works, available in DI-fusion, provided:

- The authors, title and full bibliographic details are credited in any copy;
- The unique identifier (permalink) for the original metadata page in DI-fusion is indicated;
- The content is not changed in any way.

It is not permitted to store the work in another database in order to provide access to it; the unique identifier (permalink) indicated above must always be used to provide access to the work. Any other use not mentioned above requires the authors' or copyright owners' permission.

D 03851

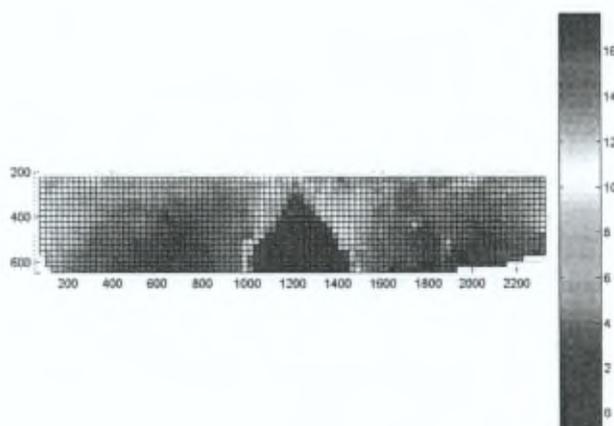
UNIVERSITE LIBRE DE BRUXELLES

Faculté des Sciences Appliquées

Service BATir

Laboratoire Jacques Verdeyen

**ETUDE DES DALLES SUR SOLS RENFORCES
AU MOYEN D'INCLUSIONS RIGIDES OU NON**



Thèse effectuée par

Pierre-Cornélius ANTOINE

sous la direction du Professeur Jean-Claude VERBRUGGE
et présentée le 21 décembre 2010 en vue de l'obtention du titre de
DOCTEUR EN SCIENCES APPLIQUEES

Promoteur : Prof. B. FRANCOIS
Co-promoteur : Prof. J.-C. VERBRUGGE

Année académique 2010-2011

Universite Libre de Bruxelles



003482885

*Je tiens ici à remercier Monsieur le Professeur B. François
pour avoir accepté la promotion de cette thèse,*

mais sans doute plus encore

*Monsieur le Professeur J.-C. Verbrugge
pour avoir supervisé ce travail,
et sans toutes les qualités de qui
cette thèse n'aurait pu voir le jour.*

*Le résultat de cette recherche doit également
aux conseils avisés de Messieurs les Professeurs
P.J. Huergo et C. Schroeder.*

*Les échanges avec Messieurs
l'Ingénieur O. Combarieu (LCPC, Rouen),
l'Ingénieur A. Piron (FSA, Gembloux),
l'Ingénieur P. Liausu (Ménard SolTraitement SA, Nozay),
et le Professeur J. Desrues (Laboratoire 3S-R, Grenoble),
ont apporté une contribution remarquable à la qualité de ce travail.*

*Je remercie également les techniciens du laboratoire J. Verdeyen,
Messieurs R. Wagener, W. Bodenghien et N. Canu,
qui par leur aide et expérience ont rendu possible
la réalisation de la partie expérimentale de ce travail.*

*Je remercie enfin tous ceux qui m'ont soutenu durant ces années de thèse,
ceux-là se reconnaîtront.*

PREAMBULE

La présente recherche s'est intéressée initialement à l'étude de la *combinaison* des mécanismes de transfert de charge au sein du système de renforcement par inclusions, et à leur *application* aux fondations superficielles sur remblais minces. Par la suite, elle a débouché sur des éléments de réponse de la compréhension fondamentale du mécanisme de l'*effet voûte* dans les remblais de géomatériaux.

Elle traite de « *l'amélioration et du renforcement des sols* », domaine de la géotechnique en plein développement, et s'inscrit dans les axes stratégiques « *conception des structures* » et « *géomatériaux* » du service BATir de l'U.L.B.

Ce mémoire présente la synthèse des réflexions, expérimentations et développements effectués dans un cadre de recherche doctorale menée depuis l'année académique 2003-2004 au laboratoire de Mécanique des sols de la Faculté des Sciences Appliquées de l'Université Libre de Bruxelles.

Cette thèse fait suite à un Travail de Fin d'Etudes portant sur « *l'Etude du processus de consolidation des boues de dragage* », et à un Mémoire de Diplôme d'Etudes Approfondies dédié à « *l'Etude du compactage en profondeur* », en collaboration avec la société Smet-Boring.

La question a été abordée sous trois angles différents, menés en parallèle : recherche et analyse de résultats de mesures existantes sur des plots d'essais en vraie grandeur, modélisation physique en laboratoire, développements théoriques et analytiques.

Après le chapitre introductif (*I*), la revue de la littérature consiste tout d'abord en l'analyse des éléments de réponse apportés par la voie expérimentale (*II*).

Les principaux résultats des expérimentations antérieures sont exposés en premier lieu pour la configuration des fondations superficielles posées sur un matelas de répartition, puis pour le cas des remblais (sans fondation superficielle).

Les modèles analytiques développés pour le cas des fondations superficielles sont alors présentés au chapitre *III*, avant d'analyser ceux relatifs à la configuration 'remblai'.

Au quatrième chapitre, les approches numériques empruntées pour modéliser le comportement de ces systèmes complexes sont synthétisés et critiqués.

Suite à cet exposé de l'état de la question, la deuxième partie de ce mémoire décrit l'approche expérimentale personnelle qui a été suivie.

La démarche qui a été adoptée pour la modélisation physique en laboratoire est décrite au chapitre *V*.

Les résultats obtenus à partir de l'expérimentation développée sont présentés, interprétés et analysés au chapitre *VI*. Les mises en lumière découlant de cette expérimentation clôturent le premier volet de cette étude (*VII*).

La troisième partie de cette recherche aborde la question de la modélisation analytique du système étudié.

Le développement d'un nouvel outil de prédiction du report de charge ayant lieu au sein du massif granulaire est décrit au chapitre *VIII*, et les simulations menées y sont confrontées aux résultats expérimentaux, avant de conclure (*IX*).

Pierre-Cornélius ANTOINE

PREAMBULE

GLOSSAIRE

- Nomenclature
- Liste des symboles
- Paramètres adimensionnels de caractérisation du problème

Chapitre 1 : INTRODUCTION

- Contexte.....2
- Problématique.....4
- Mécanismes de report de charge.....6
- Inventaire des techniques.....11
- Applications.....16
- Ciblage du sujet.....19

PREMIERE PARTIE : REVUE DE LA LITTERATURE

Chapitre 2 : ANALYSE DES EXPERIMENTATIONS

- I. REMBLAIS AVEC FONDATION SUPERFICIELLE.....20**
 - Plots expérimentaux.....20
 - Modélisation physique en laboratoire.....41
 - Macrogravité.....44
 - Discussion.....46
- II. REMBLAIS SANS FONDATION SUPERFICIELLE.....47**

Chapitre 3 : ANALYSE DES MODELES ANALYTIQUES

- I. CAS 'FONDATION SUPERFICIELLE'.....58**
- II. CAS 'REMBLAI'.....64**
- III. CONCLUSION INTERMEDIAIRE.....70**

Chapitre 4 : ANALYSE DES MODELES NUMERIQUES

- I. CAS 'FONDATION SUPERFICIELLE'.....71**
- II. CAS 'REMBLAI'.....80**
- III. CONCLUSION INTERMEDIAIRE.....81**

DEUXIEME PARTIE : APPROCHE EXPERIMENTALE PERSONNELLE

Chapitre 5 : DEMARCHE ADOPTEE

I. OBJECTIFS DE L'ETUDE.....	82
II. CONCEPTION DU MODELE REDUIT.....	86
III. INSTRUMENTATION.....	101
IV. DEROULEMENT D'UN ESSAI.....	106
V. PROGRAMME DES ESSAIS.....	107
VI. CONCLUSION INTERMEDIAIRE.....	108

Chapitre 6 : RESULTATS OBTENUS SUR LE MODELE PHYSIQUE

I. MATELAS GRANULAIRE.....	109
A. Remblai « épais », $H_R = 1.89$	110
B. Remblai « mince », $H_R = 0.38$	127
C. Remblai « mince », $H_R = 0.26$	141
D. Remblai « mince », tête élargie, $H_R = 0.4$	159
II. HORIZON COMPRESSIBLE.....	168
III. SURCHARGE - TASSEMENT.....	169
IV. REPORT DE CHARGE.....	170
V. PRESSION SOUS LA DALLE.....	187

Chapitre 7 : CONCLUSION INTERMEDIAIRE 202

TROISIEME PARTIE : APPROCHE ANALYTIQUE PERSONNELLE

Chapitre 8 : DECOUPAGE EN BLOCS ET SA RESOLUTION

I. HYPOTHESES.....	204
II. DOMAINE DE VALIDITE	214
III. RESULTATS DES SIMULATIONS.....	215
IV. ETUDE PARAMETRIQUE.....	223
V. DISCUSSION.....	227

Chapitre 9 : CONCLUSION GENERALE 229

BIBLIOGRAPHIE

LISTE DES SYMBOLES

ANNEXES (SUR CD)

- I.** Remblais sans fondation superficielle : expérimentations
- II.** Remblais sans fondation superficielle : modèles analytiques
- III.** Remblais sans fondation superficielle : modèles numériques
- IV.** Méthode développée pour le traitement des images
- V.** Détail du programme expérimental
- VI.** Courte synthèse à propos des bandes de cisaillement
- VII.** Résultats au sein du matelas granulaire
- VIII.** Analyse des résultats au sein de l'horizon compressible
- IX.** Analyse des résultats en termes de surcharge - enfoncement

GLOSSAIRE

I. Nomenclature

Colonne à Module Contrôlé (CMC)	procédé de réalisation d'inclusion semi-rigide développé par Menard SolTraitement (Liausou, 2002).
Effet voûte dans les milieux granulaires	Mécanisme de cisaillement conduisant à une concentration de contrainte vers les zones plus rigides.
Géosynthétique	Terme générique désignant un produit dont au moins un des constituants est à base de polymère, utilisé en contact avec le sol.
Inclusion	Fondation profonde, de type pieux ou amélioration de sol, fonctionnant en réseau découplé de l'ouvrage.
Sol analogique de Schneebeli	Empilement de rouleaux de différents diamètres, dont le comportement est analogue à celui d'un sol, cependant purement bidimensionnel.

II. Symboles généraux

Les principaux symboles, utilisés tout au long de ce mémoire, sont repris ci-dessous.

Les notations employées de manière ponctuelle ont été omises de la présente liste. Celles-ci sont néanmoins explicitées dans le texte, et décrites à l'index en fin de document, suite à la bibliographie.

a	côté d'une inclusion carrée – diamètre d'une inclusion circulaire
A	aire d'une maille
A_p	aire de la tête d'inclusion
A_s	aire du sol en place
α (α_{2D} , α_{3D})	taux de substitution (en 2 ou 3 dimensions)
F_n	résultante des frottements négatifs sur le fût de l'inclusion
F_p	résultante des frottements positifs sur le fût de l'inclusion
h_c	hauteur d'action du frottement négatif
H_C	hauteur critique de développement de l'effet voûte complet
H	épaisseur du remblai (matelas granulaire)
H_R	épaisseur relative : rapport de l'épaisseur du remblai H à la distance entre 2 inclusions (s')
n	taux de concentration de contrainte
q_p^+	contrainte normale verticale en tête d'inclusion
Q_p^+	charge appliquée en tête d'inclusion
q_s^+	contrainte normale verticale sur le sol en place
Q_s^+	charge appliquée sur le sol en place
Q_T	effort en tête de l'inclusion
Q_P	effort en pointe de l'inclusion
Q	charge à reprendre
s	entraxe des inclusions
s'	distance entre deux inclusions ($= s - a$)

III. Paramètres adimensionnels de caractérisation du problème

Capacité	Rapport entre la charge reprise en tête par une inclusion et le poids d'une colonne de remblai de même section que la tête d'inclusion
Efficacité	Proportion des surcharges totales agissantes sur une maille reprise par les têtes d'inclusions.
Épaisseur relative du matelas granulaire	Rapport entre l'épaisseur du matelas et la distance entre deux inclusions.
Taux de concentration de contrainte (Han, 1999)	Rapport entre la contrainte verticale moyenne qui s'applique sur la tête d'inclusion et celle qui s'applique sur le sol en place.
Taux de couverture, ou Taux de substitution	Rapport entre la surface couverte par les inclusions et la surface totale traitée.
Taux de réduction de contrainte (Hewlett & Randolph, 1988)	Rapport entre la contrainte verticale moyenne appliquée sur le sol en place dans le cas du renforcement par inclusions et celle qui serait appliquée sans renforcement.
Taux de tassement (Demerdash, 1996)	Rapport entre la flèche maximale prise par le géosynthétique et la distance entre deux inclusions

Chapitre 1

Introduction

Le renforcement par inclusions (rigides) verticales se caractérise par la combinaison de l'incorporation dans le sol (compressible) d'éléments assurant son *renforcement* (ponctuel), et d'un matelas granulaire disposé entre ce réseau et l'ouvrage (figure 2).

Sa fonction est la *répartition* de la charge entre les inclusions et le sol en place.

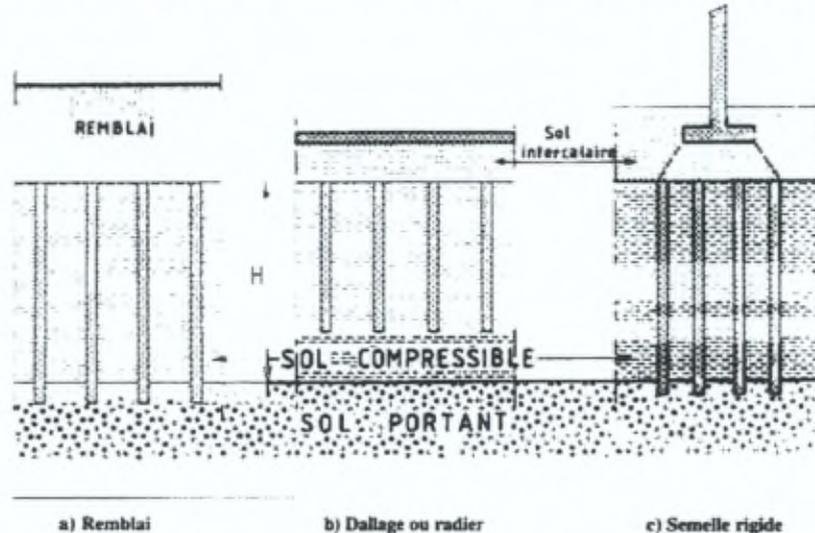


Figure 2 : schéma de principe du renforcement par inclusions, d'après Combarieu (1988).

Ce système de fondation se différencie des méthodes traditionnelles par le fait que l'effet recherché est la transmission de la charge *partiellement* aux têtes d'inclusions, *partiellement* au sol en place (compressible).

En effet, la philosophie du renforcement des sols par inclusions ne vise pas, comme pour les radiers sur pieux, à *concentrer* toutes les charges vers les têtes des fondations profondes au moyen d'éléments raides ; mais bien à les *répartir* sur un matériau composite interactif (sol en place + réseau d'inclusions) par *diffusion - concentration* au sein d'un géomatériau, le remblai.

En fait, dans le cas des fondations superficielles sur remblais (peu épais), on cherche à poser une fondation souple sur un *matelas de répartition* surmontant le sol renforcé par les inclusions.

En appliquant volontairement une partie des efforts sur le sol en place, on tire également parti de sa faculté de transmettre ces sollicitations aux inclusions par frottement *néгатif*. Ceci a finalement pour effet de soulager le matériau compressible en fonction de la profondeur, et donc de réduire les tassements.

En résumé, cette technique vise à utiliser au mieux les propriétés de report de charge au sein du matelas de répartition et du sol en place, de façon à réduire les sollicitations de la structure, tout en limitant les tassements à des valeurs acceptables.

I. CONTEXTE

Le renforcement des terrains mous par pilotis est une technique millénaire.

Dans le courant des années 70, les scandinaves tirèrent parti du bois, matériau bon marché dans leurs régions, pour renforcer des sols supportant des remblais dimensionnés à partir de méthodes expérimentales : Rathmayer (1975, Finlande), Broms (1979, Suède).

Une approche théorique axisymétrique spécifique fut développée fin des années '80 par l'ingénieur Olivier Combarieu du Laboratoire Régional des Ponts-et-Chaussées de Rouen. Celui-ci proposa un modèle novateur basé sur le frottement négatif, qu'il appliqua ensuite à la conception de projets dans les années 90. Ses travaux constituent une référence, toujours d'actualité en France et à l'étranger.

La suite des investigations fut essentiellement des expériences en vraie grandeur (No Recess, EuroSoilStab, ...) et des ouvrages instrumentés, qui mirent en évidence la prédiction sécuritaire des modèles analytiques développés jusque là.

Les pays européens s'étant dotés de recommandations relatives au dimensionnement de ouvrages pour remblais épais sont : les scandinaves (Swedish Road Board, 1974), la Grande-Bretagne (BS 8006:1995) et l'Allemagne (EBGEO, 2001).

En ce qui concerne les remblais renforcés horizontalement au moyen de géosynthétiques, les Pays-Bas réalisèrent un état de l'art des expérimentations et méthodes de calcul existantes. Le Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving établit en 2002 quelques recommandations quant à la conception et au dimensionnement de ce type d'ouvrages.

En Belgique comme ailleurs, les entreprises, bureaux d'études, bureaux de contrôle et maîtres d'ouvrage manquent d'un document normatif national ou européen dans le domaine.

Dès lors, depuis quelques années, un regain d'intérêt souffle à nouveau sur l'étude de la technique, venant du Nord et du Sud de notre pays :

Aux Pays-Bas, Suzanne Van Eekelen travaille au sein du Département de Recherche Stratégique de GeoDelft. Depuis 2001, elle étudie « *l'effet voûte dans les remblais sur sols renforcés par des pieux* », ayant notamment pour objectif d'utiliser les boues de dragage comme matelas de répartition pour des applications de route.

Peu de publications émanent de cette recherche.

Une tentative de prise de contact a été initiée avec ce groupe de recherche afin de discuter, d'échanger et éventuellement coopérer, mais cette proposition est restée lettre morte.

En France, suite à l'Etat de l'art mené par Laurent Briançon en 2002, une thèse fut publiée en 2005 à l'INSA de Lyon par Oriane Jenck. Ces travaux ont été suivis par le lancement du Projet National A.S.I.R.I qui débuta en 2005 et n'est pas encore clôturé. Celui-ci comprend des plots expérimentaux instrumentés, une étude en chambre d'étalonnage, et un volet de modélisation numérique. L'objectif de ce projet est d'aboutir à l'écriture de recommandations de réalisation et de dimensionnement. Le budget global, financé par l'Institut pour la Recherche appliquée et l'Expérimentation en génie civil (I.R.E.X.), avoisine les 2 millions d'euros. Il associe l'Etat français, des entreprises, des bureaux d'études et des universités, soit au total plus de quarante partenaires.

Une candidature a été introduite pour intégrer ce projet, et celle-ci a été acceptée. Cependant, l'article 10 de la Charte (diffusion des connaissances) empêchait la publication ou communication (totale ou partielle) de connaissances recueillies à l'occasion de Projet National. Une clause de confidentialité aux membres du jury du présent doctorat a alors été proposée, mais celle-ci n'a pas apporté de garanties suffisantes au président du Comité Directeur du projet.

Sans pouvoir prendre en compte de résultats de ce Projet National dans le présent manuscrit, même partiellement, anonymement ou confidentiellement, notre participation était dénuée de sens.

Chevalier (2008) rapporte la « très importante dispersion » obtenue dans le cadre du Projet National ASIRI sur la prédiction des efficacités et des tassements de la structure. La variabilité observée montre la diversité des pratiques et des approches, mais également la difficulté de prédire le comportement d'ouvrages complexes, tant par les mécanismes mis en jeu que par l'environnement dans lequel ils sont mis en œuvre (profils géotechniques hétérogènes, incertitudes liées à l'exécution, ...).

Il est conclu par cet auteur qu'à l'heure actuelle, les deux benchmarks n'ont pas permis de mettre en lumière une méthode plus performante que les autres vis-à-vis de la prédiction du comportement de l'ouvrage de renforcement de sols par inclusions rigides.

En guise de conclusion à ce paragraphe, retenons que la technique offre des perspectives intéressantes, et que les intérêts en jeu sont importants : le contexte de la recherche est donc fortement compétitif.

II. PROBLEMATIQUE

Face à l'augmentation du prix des terrains bâtissables (due à leur raréfaction), l'homme est contraint d'étudier la construction dans des zones délaissées autrefois, et de les rentabiliser en diminuant l'espace au sol occupé, augmentant ainsi les surcharges apportées aux fondations.

Ceci conduit à implanter des ouvrages de plus en plus lourds d'une part, sur des terrains de plus en plus compressibles d'autre part.

Tel est un des défis que la géotechnique doit relever aujourd'hui.

Cependant, à notre époque, il ne suffit plus d'être capable d'édifier : encore faut-il bâtir de façon *économique, rapide, et durable*.

Par l'interposition d'un matelas granulaire entre la superstructure et le sol renforcé, la technique étudiée constitue une alternative intéressante aux fondations sur sol compressible de type traditionnel, et peut apporter une réponse pertinente aux soucis croissants d'environnement, de réduction des coûts et des délais de construction.

En effet, la *désolidarisation* de la superstructure de l'infrastructure présente de nombreux avantages :

- uniformisation des réactions sous la dalle de fondation, entraînant une diminution des efforts dans la structure (moment positif, négatif, et effort tranchant). Le gain de matière ainsi généré a un impact direct sur le coût de l'ouvrage (acier, béton), et indirect sur le bilan énergétique et écologique de sa phase de construction (quantité de ciment + acier, transport, réduction des émissions ...),
- simplification de la liaison entre l'ouvrage et ses fondations impliquant un gain de temps à la réalisation (exemple : pas de recépage des pieux),
- augmentation de la durée de vie des fondations : le renforcement à long terme d'un sol, et ceci indépendamment de la descente de charge, permettrait son réemploi pour une fonction ultérieure, ce qui donnerait une valeur supplémentaire au terrain,
- enfin, aspect non négligeable en zone sismique (figure 3) : introduction d'une zone de dissipation d'énergie (matelas), et prévention du développement de surfaces de glissement dans le sol renforcé (hors zone dissipative) [Pecker & al, 1996].

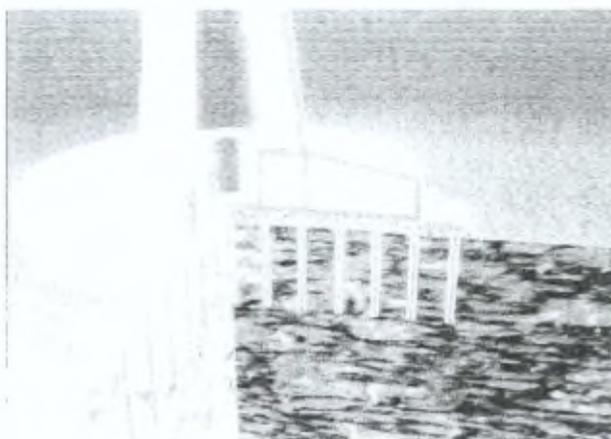


Figure 3 : concept des fondations du pont Rion-Antirion, d'après Pecker (1996).

Signalons que l'utilisation d'inclusions en bois, tel qu'auparavant, permettrait de réinjecter dans le sous-sol du carbone (piégé par les arbres dans l'atmosphère), et d'agir ainsi favorablement dans un cycle d'émission-enfouissement (cfr. projet « Kyoto road », figure 4).

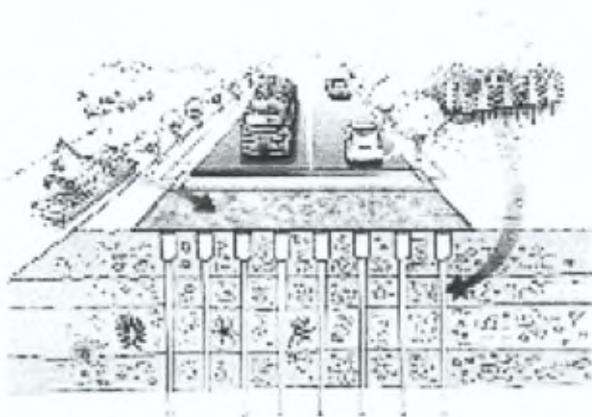


Figure 4 : concept 'Kyoto road', d'après van Eekelen & al. (2008).

Cependant, si le procédé présente de nombreux avantages, il comporte également des inconconvénients, d'ordre *intellectuel*. En effet, comme nous allons le voir, il implique la **combinaison** des interactions

- a) entre la dalle et le matelas de répartition (interaction sol-structure),
- b) entre le matelas de transfert, les inclusions et le sol compressible (effet répartiteur),
- c) entre les inclusions et le sol en place (frottement négatif, positif, effort en pointe).

Dans un système traditionnel, ces interactions sont soit uniques et prises en compte (ex : interaction sol-structure dans le cas d'une dalle sur sol), soit complexes et habituellement négligées (ex : frottement négatif dans le cas d'une fondation mixte, ou d'une dalle sur pieux), mais en tous les cas jamais réunies dans un même principe fondateur.

Si leur comportement individuel est assez bien appréhendé par des théories spécifiques, leurs effets combinés sont encore mal connus.

III. MECANISMES DE REPORT DE CHARGE

Avant d'aborder la combinaison des interactions entre les différents mécanismes de transfert de charge, il est nécessaire de les définir.

Passons donc en revue le comportement des dalles sur sol, de l'effet voûte dans les sols, et des efforts agissant sur l'inclusion.

III.A Dalle sur sol

L'étude d'une dalle reposant sur un sol est un problème complexe d'interaction sol-structure.

Il existe des solutions analytiques pour des cas simplifiés : poutre sur sol élastique, à inertie constante ou non, fondée sur un sol homogène, homogène par morceaux, ou éventuellement stratifié (figure 5).

Dans ces résolutions, le comportement du sol est généralement représenté par une loi élastique à 1 paramètre (équation 1), appelé *module de réaction* (k), dont la détermination à partir d'essais usuels présente souvent certains aléas.

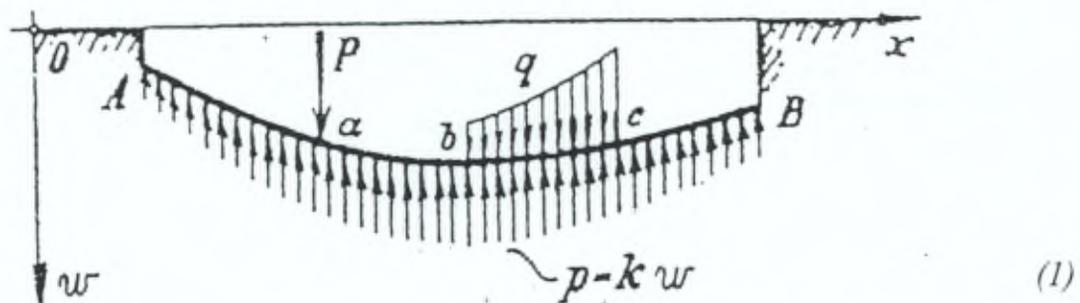


Figure 5 : principe des actions et réactions pour une poutre sur sol élastique, d'après Hetenyi (1971).

Il y a lieu de rappeler que par rapport aux problèmes classiques de superstructure, les conditions d'appui de l'élément structurel dépendent nécessairement de la nature du sol sous-jacent. L'uniformisation des conditions d'appui (provenant de la réaction du sol) induit une réduction des efforts dans ces éléments. La réponse du système dépend des raideurs relatives de la structure et de la couche sur laquelle celle-ci repose. Voilà tout l'intérêt, et toute la difficulté de l'étude.

La particularité du système de fondation par inclusions réside dans le renforcement *ponctuel* du sol en place, selon un maillage prédéfini. De plus, la structure s'appuie sur ce renforcement à travers un matelas granulaire. L'interaction des mécanismes de report de charge rend l'estimation d'un *module de réaction équivalent* encore plus délicate, voire dénuée de sens.

III.B Effet voûte dans les sols

L'*effet voûte* dans un géomatériau caractérise le report de charge en certains points au sein de celui-ci. Il comporte des particularités par rapport aux voûtes structurelles, bien connues.

En effet, si la définition de l'*effet voûte* dans les sols ne fait pas encore l'unanimité ; les différents auteurs ayant étudié la question du report de charge dans un massif soumis à un tassement différentiel à sa base s'accordent pour dire que :

- le report de charge dans un remblai dépend de l'*épaisseur* de celui-ci,
- l'existence, pour une configuration donnée, d'une valeur ultime à ce report de charge, signifiant que l'on ne gagne plus à en augmenter l'épaisseur (cfr. figure 6),
- la valeur ultime de ce report de charge est dans la plupart des cas inférieure au report *total* de la charge vers les têtes d'inclusion. En d'autres termes, l'efficacité E du matelas granulaire est inférieure à l'unité, comme illustré à la figure 6.

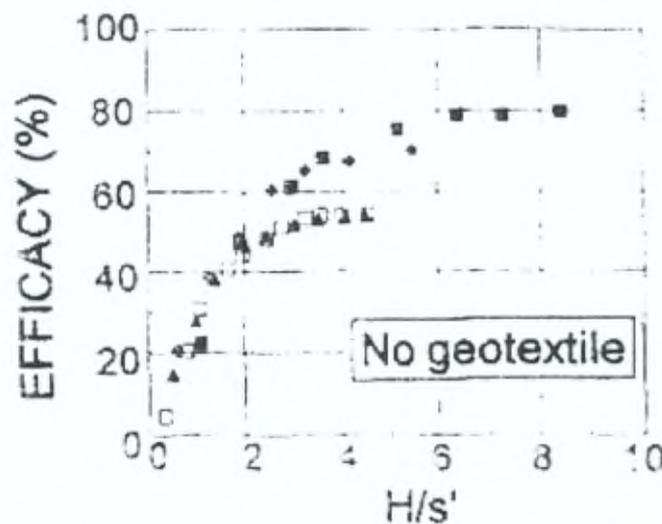


Figure 6 : mesure de l'Efficacité du report de charge en fonction de l'épaisseur relative du remblai, d'après Low & al. (1994).

Ces phénomènes justifient l'appellation d'*effet voûte*.

Pour sa part, Van Eekelen (2003) introduit une différence entre effet voûte *complet* et *incomplet* (figure 7). D'après cet auteur, la distinction entre les deux mécanismes dépend de l'épaisseur du remblai par rapport à une hauteur critique H_c .

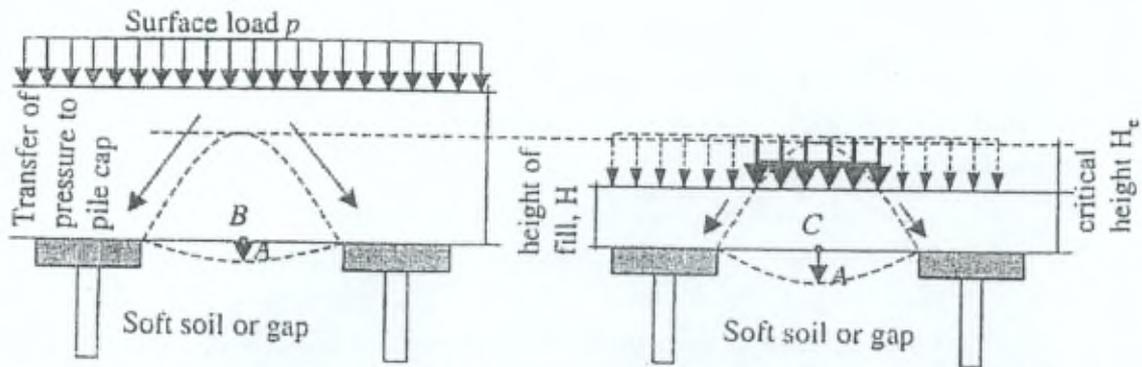


Figure 7 : schéma de principe de l'effet voûte complet et incomplet, d'après van Eekelen (2003).

Lorsque l'épaisseur du remblai est suffisante pour développer un *effet voûte complet*, il est supposé que le poids propre du massif au-dessus de la hauteur critique, ainsi que les surcharges, sont transférés directement vers le renforcement (inclusions).

Pour un remblai dont l'épaisseur est inférieure à la hauteur critique, l'effet voûte est qualifié d'*incomplet*, et il est supposé qu'une partie des surcharges agit directement sur le sol en place (via le remblai).

Soulignons que cette définition qualitative ne précise pas la forme de la « voûte » formée dans le massif.

Ce concept nécessite d'être clairement défini.

Du point de vue des tassements, si l'épaisseur est suffisante, il existe un niveau au sein du remblai où les tassements différentiels entre l'axe de l'inclusion et le centre de la maille s'annulent. On parle du *plan d'égal tassement*.

Par la nature et le comportement des géomatériaux utilisés en remblai (limite élastique, compressibilité, résistance en compression, développement de mécanismes de rupture par glissement, ...), le concept d'effet voûte dans les sols s'écarte de la représentation conceptuelle classique que l'on peut avoir des voûtes structurelles en maçonnerie.

L'effet voûte est notamment responsable de répartitions de pressions non hydrostatiques. Ainsi, sous un tas de sable, la pression exercée par celui-ci n'est pas maximum à l'aplomb de son sommet (figure 8).

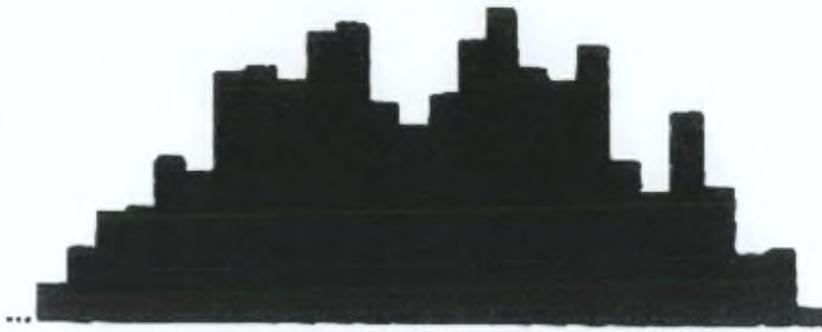
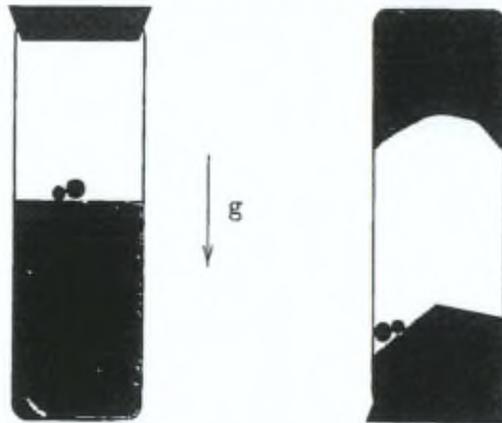


Figure 8 : répartition de pression sous un tas de sable, d'après Claudin (1999).

Dans certaines conditions, l'effet voûte dans les géomatériaux peut également conduire à la formation de voûtes stables, au sens architectural du terme (figure 9).



En retournant un tube contenant par exemple des morceaux de sucre, on observe souvent la formation d'une véritable voûte - au sens architectural du terme - qui s'appuie sur les parois de ce tube, et bloque l'écoulement des grains.

[An arch (in the architectural sense) formation can be observed when a tube containing grains is put upside-down.]

Figure 9 : expérimentation permettant d'observer une voûte, au sens architectural du terme, d'après Claudin (1999).

L'effet voûte dans les sols en général, et dans les remblais sur sols renforcés au moyen d'inclusions en particulier, est donc un mécanisme *complexe*, dont la compréhension n'est pas encore totalement aboutie. On peut même se demander si l'on n'est pas en présence de *plusieurs* mécanismes, selon l'épaisseur du remblai, le taux de substitution, ou la nature du matériau ou de la sollicitation.

Cela sera approfondi dans les chapitres suivants, relatifs aux expérimentations et aux modèles développés afin de simuler le report de charge au sein des remblais.

III.C Comportement de l'inclusion

Si dans la plupart des systèmes de fondations profondes, on peut raisonnablement négliger le frottement négatif, ou annuler les frottements sur une certaine épaisseur (comme cela est couramment retenu dans les méthodes de dimensionnement des fondations mixtes), on ne peut éliminer la contribution des frottements négatifs le long des fûts des inclusions.

Une autre particularité désormais admise réside dans le poinçonnement du remblai par la tête de l'inclusion. Comme il sera montré par la suite, ce tassement différentiel est responsable de la concentration de contrainte au sein du matelas granulaire, et par conséquent la mobilisation de l'effort en tête de l'inclusion Q_T .

Dans sa partie supérieure, le sol en place, sollicité par l'effort non repris en tête de l'inclusion, subit un tassement supérieur à celui de l'inclusion. Ce tassement différentiel induit des frottements négatifs F_n le long du fût de l'inclusion (figure 11), qui provoquent à leur tour un report de la charge vers celle-ci.

Rappelons qu'il s'agit ici d'un comportement d'interaction entre une fondation profonde et le sol en place, dont on cherche à tirer parti.

La profondeur h_c où les tassements de l'inclusion et du sol en place sont égaux est appelée *point neutre* (figure 10), et caractérise une inversion du signe du frottement (négatif $F_n \Rightarrow$ positif F_p).

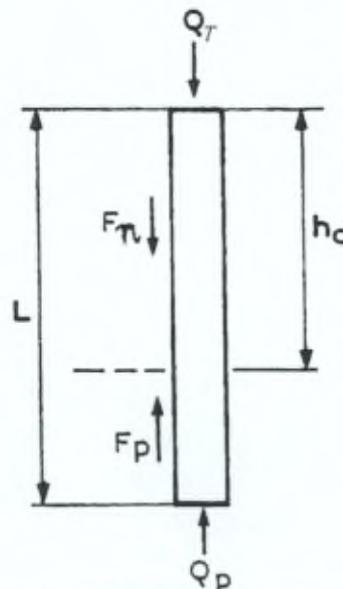


Figure 10 : bilan des efforts sur une inclusion, d'après Combarieu (1988).

A l'équilibre, les efforts mobilisés tout le long de l'inclusion ont quatre composantes (cfr. figure 10) :

a) Efforts moteurs

1. la charge verticale sur la tête, Q_T ,
2. la résultante F_N des frottements de type négatif, agissant sur l'épaisseur de sol comprise entre la tête d'inclusion et le point neutre, h_c ,

b) Efforts résistants

3. la résultante F_p des frottements de type positif, mobilisés dans la partie inférieure de l'inclusion, sur une longueur $L - h_c$,
4. l'effort en pointe de l'inclusion, Q_p .

L'équation d'équilibre de l'inclusion entre les efforts moteurs et résistants s'exprime comme suit :

$$Q_T + F_N = F_p + Q_p \quad (2)$$

Si cette équation de bilan peut sembler élémentaire à première vue, la détermination des différents termes est nettement moins évidente. En effet, c'est aux interfaces de l'inclusion et des géomatériaux que se concentrent les interactions des mécanismes moteurs et résistants :

- poinçonnement du remblai par l'inclusion, conditionnant la répartition des charges entre la tête d'inclusion et le sol en place, et régi par l'effet voûte se développant dans le matelas granulaire,
- déplacement différentiel entre l'inclusion et le sol en place de type « négatif », produisant des frottements du même nom. Ces frottements négatifs dépendent de la pression exercée sur le sol en place, et de l'accrochage de ce géomatériau (Combarieu, 1974),
- inversion des déplacements différentiels et du signe des frottements,
- poinçonnement du sol en place par la pointe de l'inclusion.

En résumé, une difficulté majeure réside dans le fait que les actions sur l'inclusion dépendent de son tassement relatif par rapport aux sols en place, étant eux-mêmes la réaction suite au report de charge découlant de leur tassement relatif.

IV. INVENTAIRE DES TECHNIQUES

Ce paragraphe est destiné à établir un résumé des caractéristiques techniques de mise en œuvre des divers éléments du système de fondation sur sols renforcés au moyen d'inclusions, étape préalable à l'étude de leur combinaison.

IV.A Techniques de dallage

Rappelons que l'objectif de l'insertion d'un matelas de répartition entre la fondation superficielle et le sol renforcé est d'uniformiser les réactions, et donc de diminuer les efforts dans cet élément interagissant avec le sol.

L'objectif encore plus ambitieux des recherches françaises est de supprimer les armatures participant à la reprise de la flexion et de l'effort tranchant.

Ainsi, à l'occasion de ses plots expérimentaux d'*Agen* et de *Le Meux*, la société Ménard Soltraitement (Berthelot & al., 2003) a investigué la stabilité d'un dallage d'une quinzaine de centimètres, simplement armé par un treillis anti-fissuration.

IV.B Techniques de matelas de transfert

La plateforme de transfert joue le rôle fondamental de répartiteur des charges entre les inclusions et le sol en place.

Elle peut être composée de matériaux granulaires rapportés et non traités (graves nobles, tout venant). La tendance actuelle est cependant de traiter sur place au ciment ou à la chaux une couche sableuse ou limoneuse.

Elle peut être elle-même renforcée par une ou plusieurs nappes de géosynthétiques (géotextile, géogrille).

Il est évident que son épaisseur et ses caractéristiques mécaniques vont conditionner le développement des mécanismes de transfert de charge.

Soulignons que la plupart des publications faisant référence à des ouvrages renforcés par inclusions ne présentent pas de données de caractérisation du matelas de transfert. Ceci paraît assez surprenant, étant donné que cet élément joue un rôle primordial dans le fonctionnement du système.

D'après Frossard & Glandy (2002), la couche de répartition doit être mise en œuvre selon des critères routiers, qu'elle soit constituée de matériaux purement pulvérulents et/ou traitée aux liants, ou renforcée de nappes géosynthétiques. Ils proposent de caractériser cette couche par des essais *in situ* de type routier, ou des essais géotechniques classiques, et des essais de laboratoire, sans donner plus de précisions.

Le C.U.R. (Pays-Bas, 2002) recommande la mise en œuvre d'un matériau granulaire de bonne qualité, par exemple le mélange de granulats $0 - 40 \text{ mm}$ ou $0 - 75 \text{ mm}$, qui après compactage est caractérisé par un angle de frottement interne de 45° .

IV.C Techniques de réalisation d'inclusions

Le rôle des inclusions est de transmettre la charge reçue (due au poids propre et à l'exploitation) vers des couches plus profondes, moins compressibles, afin de réduire les tassements.

Rappelons que les inclusions sont sollicitées d'une part directement par la charge appliquée qui leur est appliquée en tête, mais également par l'effet d'accrochage du sol encaissant lorsque celui-ci tasse par rapport aux inclusions (consécutivement au chargement appliqué par l'ouvrage).

Variante : notons que les inclusions peuvent être coiffées par une tête plus large que leur fût, augmentant ainsi le taux de couverture dans le but d'optimiser l'efficacité du dispositif. On parle de « tête élargie » (figure 11).

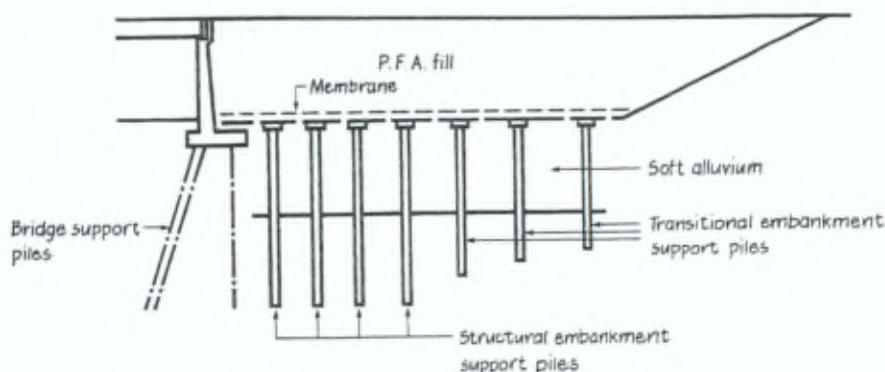


Figure 11 : illustration du principe d'inclusion à tête élargie, détail d'une approche de pont renforcée par inclusions, d'après Reid & Buchanan (1983).

Il existe toute une palette d'inclusions, définies par leur mode d'exécution, le matériau les constituant, et par conséquent, leur comportement mécanique. Du point de vue de leur mise en œuvre, elles peuvent être classées en inclusions *préfabriquées*, ou réalisées *in situ*.

1) Inclusions préfabriquées

D'après Tomlinson (1987), les inclusions préfabriquées se déclinent en pieux en bois (Amérique du Nord, Chine, pays scandinaves), pieux métalliques (profilés H, ou tubes), et en béton (offrant l'avantage de pouvoir faire varier la géométrie, la classe de béton, le taux d'armatures ou la précontrainte).

2) Inclusions réalisées *in situ*

Parmi les inclusions fabriquées *in situ*, on peut distinguer trois familles : le type pieux 'classique', le type mélange du sol en place avec un liant, et le type colonne ballastée (introduction d'un matériau granulaire, avec ou sans liant).

a) *Pieux*

Il ne sera pas établi ici de catalogue exhaustif des différents pieux disponibles sur le marché. Les principaux types seront cités, et on en rappellera les caractéristiques particulières :

- pieux tubés battus,
- pieux forés,
- pieux forés à la tarière,
- pieux vissés : rappelons que deux symposia, Holeyman (2001) et Maertens (2003), ont porté sur la mise en œuvre et le dimensionnement de ce type de fondation profonde, spécialité belge. Plus récemment, un mémoire (Gavrot, 2007) a été consacré au laboratoire J. Verdeyen à l'étude du comportement sous charge de ces éléments.

- Vibro Concrete Column (VCC) : colonnes développées notamment par la société Keller (Raju, 2004), et mises en œuvre en Belgique par la société Smet-Boring (Antoine & al., 2003), constituant un procédé alternatif aux pieux en béton traditionnels. Dans les sols cohérents, le comportement des VCC diffère peu de celui des pieux en béton. Dans les sols granulaires, le compactage du sol en place grâce au vibreur peut améliorer la capacité portante de la colonne.

Les caractéristiques mécaniques du matériau constituant ces éléments sont proches de celles des pieux coulés en place.

Le comportement sous charge de ces éléments a été étudié au laboratoire J. Verdeyen dans le cadre d'un mémoire de fin d'études (Benniaccoub, 2002).

- Colonnes à Module Contrôlé (CMC) : procédé développé par la société Ménard Soltraitement (Liausou, 2002) définissant des inclusions cimentées *semi-rigides*, appellation provenant du fait que le module de déformation à long terme se situe entre le module du béton des pieux et celui des colonnes ballastées.

Les caractéristiques principales des CMC sont les suivantes (Liausou, 2002) : colonne de 40 à 50 cm de diamètre ; et selon les formulations du coulis, le module varie de 100 à 200 fois celui du sol en place, soit de 500 à 10000 MPa.

b) *Mélange sol - liant*

L'objectif des méthodes de traitement par mélange du sol en place avec un liant est d'améliorer ses caractéristiques mécaniques en réalisant des colonnes *rigides* ou *semi-rigides* : le module de déformation et la résistance à la compression simple sont typiquement 5 à 10 fois inférieurs à ceux du béton.

Dans cette catégorie rentrent le Jet Grouting, le Soil Mixing, les colonnes chaux / ciment.

c) Colonnes ballastées

Précisons qu'il ne s'agit, à proprement parler, pas d'un *renforcement*, mais plutôt d'une *amélioration* du terrain. Il ne faudrait cependant pas omettre de mentionner ici ce type d'inclusion, largement répandu et utilisé conjointement avec un matelas de transfert de charge.

Les colonnes ballastées se distinguent des autres inclusions par un diamètre supérieur, une étroite latérale plus importante, l'introduction d'un matériau d'apport généralement purement pulvérulent (c'est à dire un gravier sans liant, dans les cas courants), une perméabilité nettement supérieure, un module de déformation plus faible (de l'ordre de 50 MPa, ou 10 fois le module du sol en place). Ces éléments de fondation sont donc à ranger dans la catégorie des inclusions *souples*.

Un mémoire a été consacré au laboratoire J. Verdeyen à l'étude du comportement sous charge de ces éléments isolés (El Amadieh, 2007).

IV.D Conclusion intermédiaire

Suite à ce bref aperçu des techniques de réalisation de dallage, de matelas de répartition et d'inclusions, on peut se rendre compte de la diversité des configurations que l'on peut obtenir en les combinant.

Si l'on y ajoute la variation des conditions géotechniques rencontrées in situ, et éventuellement leur stratification et leur hétérogénéité, on peut alors réaliser l'ampleur du domaine à investiguer.

S'ajoute à cela le type d'ouvrage que le renforcement doit supporter, comme nous allons le voir au paragraphe suivant.

V. APPLICATIONS : GENIE CIVIL – BATIMENT

V.A Remblais

Les remblais sur sols compressibles pour des ouvrages linéaires tels que les routes, autoroutes, et voies ferrées constituent un des domaines d'application du renforcement par inclusions (rigides) verticales (figure 12).

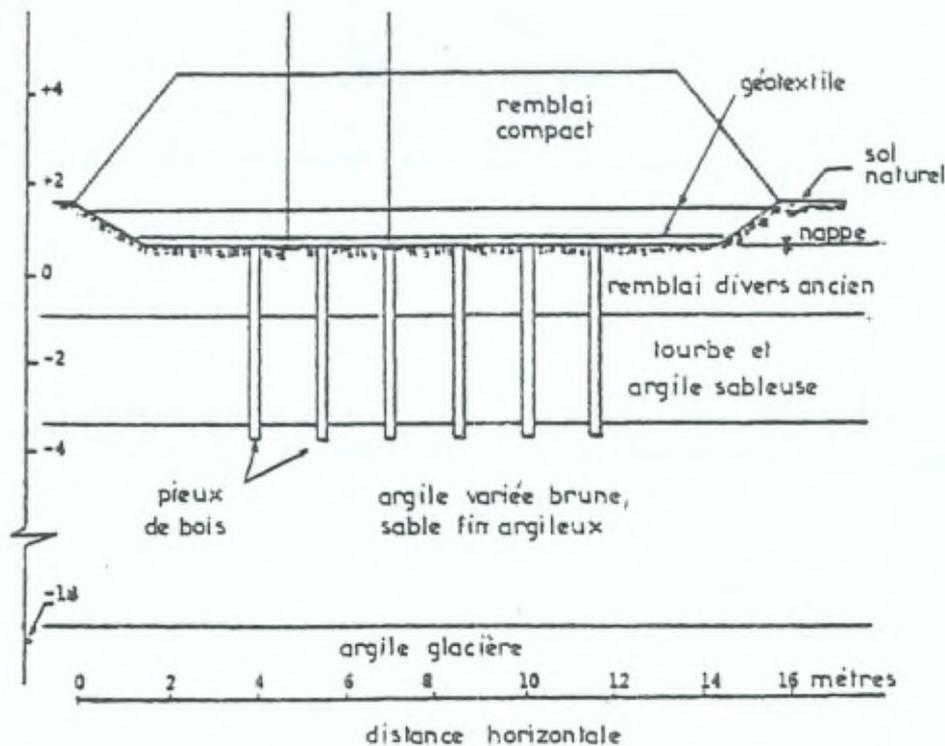


Figure 12 : illustration de la configuration 'remblai', d'après Korfiatis (1984).

Cette option est plus rapide que la solution de *préchargement*, tout en assurant un tassement différentiel faible.

Ces ouvrages seront généralement caractérisés par une grande épaisseur du matelas granulaire par rapport à l'entraxe des inclusions.

Par conséquent, la sollicitation du système proviendra principalement du *poids propre du remblai* par rapport à l'éventuelle surcharge de trafic.

V.B Fondations superficielles

Les fondations des bâtiments industriels, commerciaux, ou résidentiels diffèrent du cas des *remblais* par la faible épaisseur du matelas de répartition par rapport à l'entraxe des inclusions (figure 13).

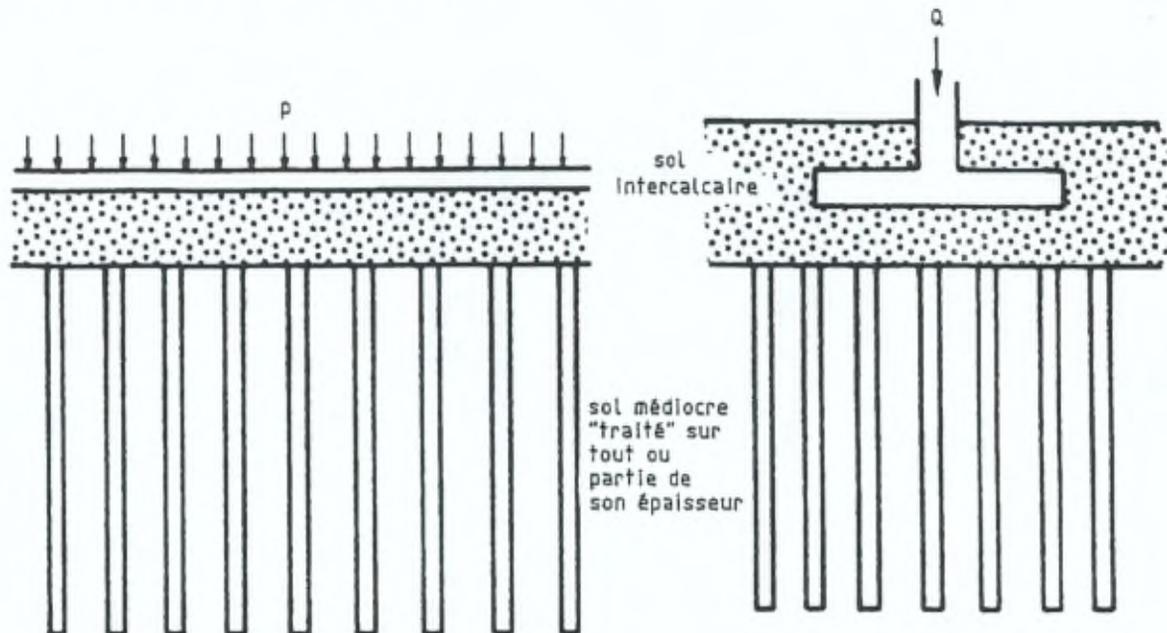


Figure 13 : configurations de fondations superficielles posées sur un remblai surmontant un sol renforcé au moyen d'inclusions (Combarieu, 1988).

Par conséquent, la sollicitation du système proviendra principalement de la *surcharge d'exploitation* par rapport au poids propre du matelas de répartition.

La contrainte principale est de limiter les tassements différentiels, même en cas de *charge localisée* importante (stockage, voie de roulement).

Du point de vue du dimensionnement, l'épaisseur du remblai n'est en général pas suffisante pour mobiliser l'efficacité ultime.

V.C Réservoirs

Rentrent dans cette dernière catégorie les réservoirs de stockage (gaz liquéfié, ...) et les bassins (stations d'épuration, ...), cfr. figure 14.

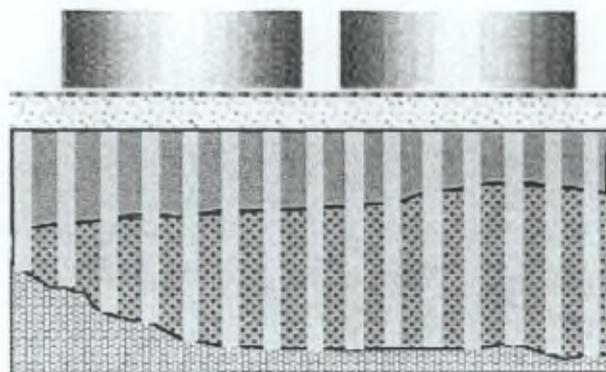


Figure 14 : exemple de renforcement pour des réservoirs, d'après Briançon (2002).

En termes de tassements admissibles par l'ouvrage, elle est proche de la précédente. Cependant, les charges appliquées sont *uniformément réparties*, et *variables* en fonction du taux de remplissage des réservoirs.

VI. CIBLAGE DU SUJET DE L'ETUDE

Face à l'étendue de la problématique (*techniques, configurations, applications*), il était nécessaire de cibler le champ de l'étude. Ainsi, il fut décidé de se concentrer dans un premier temps sur les aspects, ou hypothèses de travail, suivants :

1. fondations superficielles sur remblais peu épais (application bâtiment, encore peu étudiée), plutôt que remblais épais (application génie civil),
2. matelas de répartition granulaire, purement pulvérulent, sans renforcement horizontal (géosynthétique, ...),
3. réseau de grande taille, pouvant être assimilé à un réseau *infini*,
4. inclusions sans tête élargie,
5. problèmes statiques,
6. surcharge uniformément répartie.

La problématique ayant été resituée dans son contexte, les mécanismes de base ayant été rappelés, et le sujet de l'étude ayant été précisé parmi l'ensemble des configurations possibles ; le chapitre suivant est consacré à la revue des acquis expérimentaux, d'abord brièvement dans le cas 'remblai', ensuite pour la configuration 'fondation superficielle', et finalement concernant la naissance et à la propagation des bandes de cisaillement au sein du massif granulaire.

Première partie

Revue de la littérature :

Approches expérimentales,
analytiques et numériques

Chapitre 2

Analyse des expérimentations

Dans cette première partie du mémoire, consacrée à la revue de la littérature, les approches expérimentales sont présentées en premier lieu.

Vu leur faible nombre, les publications consacrées aux cas de fondations superficielles (*remblais peu épais*) sur sols renforcés au moyen d'inclusions sont analysées en détail.

Il s'agit des contributions de Plumelle (1985), Berthelot (2003), Van Eekelen (2003), Bigot (1988), et Horikoshi (1996).

Ensuite, on présente une synthèse comparative des expérimentations se rapportant au cas 'remblais' (*épais, sans fondation superficielle*), leur description étant reportée en annexe.

I. CAS DES REMBLAIS AVEC FONDATION SUPERFICIELLE

Peu nombreuses sont les études consacrées aux fondations superficielles (radiers, semelles) reposant sur des matelas de répartition (remblais peu épais) surmontant des sols renforcés au moyen d'inclusions : celles-ci ont donc fait l'objet d'une analyse détaillée, présentée dans cette partie consacrée à la revue de la littérature.

I.A Expérimentations en vraie grandeur

Commençons par faire la synthèse des connaissances acquises au cours de l'instrumentation des expérimentations en vraie grandeur de Plumelle (1985) & Berthelot & al. (2003).

I.A.1) Plumelle (1985)

Dans la cuve de la station de fondations profondes du CEBTP, Plumelle a réalisé quatre essais de chargement en vraie grandeur sur des semelles fondées sur du sable lâche de Montabé renforcé par des micropieux flottants.

Configurations étudiées

- semelles sur sable de Montabé (non renforcé),
- semelles sur sable de Montabé à l'état lâche posées sur un matelas de répartition en sable de Montabé ou en tout venant, surmontant un massif de sable de Montabé renforcé par micropieux verticaux ou inclinés (figure 15),
- semelles reposant directement sur les micropieux (fondation mixte).

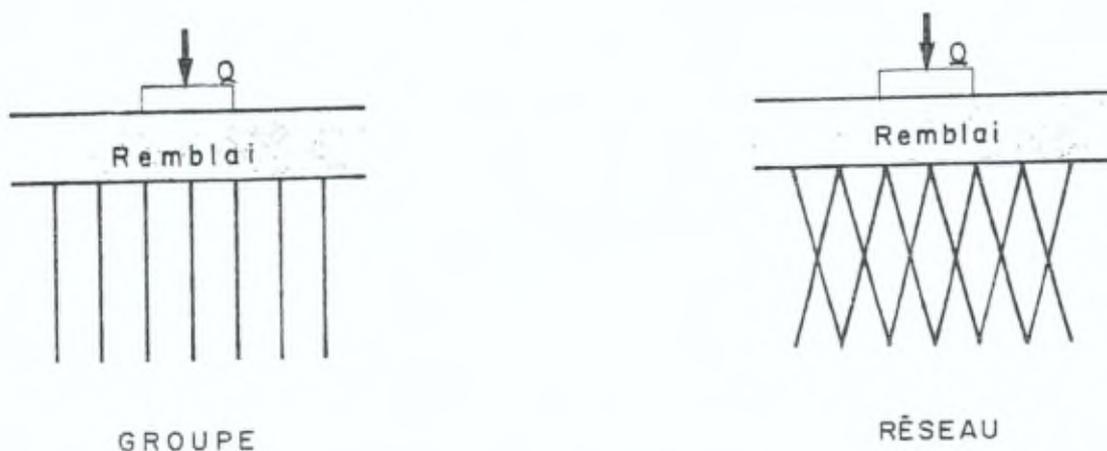


Figure 15 : schéma des configurations de renforcement étudiées, d'après Plumelle (1985).

Description du plot expérimental

Les semelles étaient carrées et avaient pour côté 1 ou 2 mètres.

Deux géomatériaux ont été testés pour réaliser le matelas de répartition : sable de Montabé (identique à celui utilisé pour représenter le sol aux caractéristiques médiocres), et tout venant. L'épaisseur a été maintenue constante à 0.5 m.

Les micropieux ont été réalisés à l'aide d'une tarière hélicoïdale de 64 mm de diamètre, d'un coulis au rapport $C/E = 1$, et armés de tiges Diwidag de 14 mm de diamètre.

Des groupes de micropieux verticaux ainsi que des réseaux de micropieux inclinés ont été essayés. L'entraxe a été fixée à 0.5 m.

Le taux de substitution correspondant vaut 12.8 % (2D), et 1.6 % (3D). L'épaisseur relative est égale à 1.14.

La cuve, de 6.4 m de diamètre et 10 m de profondeur, a été remplie par couches de 20 cm de sable de Montabé, caractérisé par un coefficient d'uniformité égal à 1.44, à une densité de $13,5 \text{ kN/m}^3$, correspondant à une densité relative de 37 %. Des essais au pressiomètre normal réalisés après mise en place ont indiqué une pression limite de 0.38 MPa et un module pressiométrique de 4.3 MPa.

Les caractéristiques du tout-venant ne sont pas communiquées.

Instrumentation

Lors des essais de chargement, des micropieux étaient instrumentés de jauges de déformation, et le sol était équipé de capteurs de pression totale et de déplacement.

Résultats expérimentaux

Pour un micropieu isolé, la rupture s'est produite à 53 kN pour un déplacement de 7 mm, correspondant à un frottement latéral unitaire moyen de 40 kPa.

Les essais de chargement des semelles sur sable vierge n'ont pas permis de déterminer une charge de fluage, ou de rupture (figure 16).

L'essai de la semelle de $1 * 1 \text{ m}$ sur une couche de sable de 0,5 m reposant sur un groupe de micropieux *verticaux* a indiqué, pour un tassement fixé, une augmentation de 10 % de la contrainte admissible par rapport à la semelle de référence sur sable vierge (non renforcé).

Pour un réseau de micropieux *inclinés*, cette augmentation atteint 25 %.

Pour des tassements de l'ordre de 10 mm, les essais de semelles fondées sur la couche de tout venant ont montré une augmentation de la capacité portante comparable à celles apportées par les semelles sur sablon (de Montabé). Par contre, pour de grands déplacements, l'amélioration devient sensible : on constate un doublement de la contrainte.

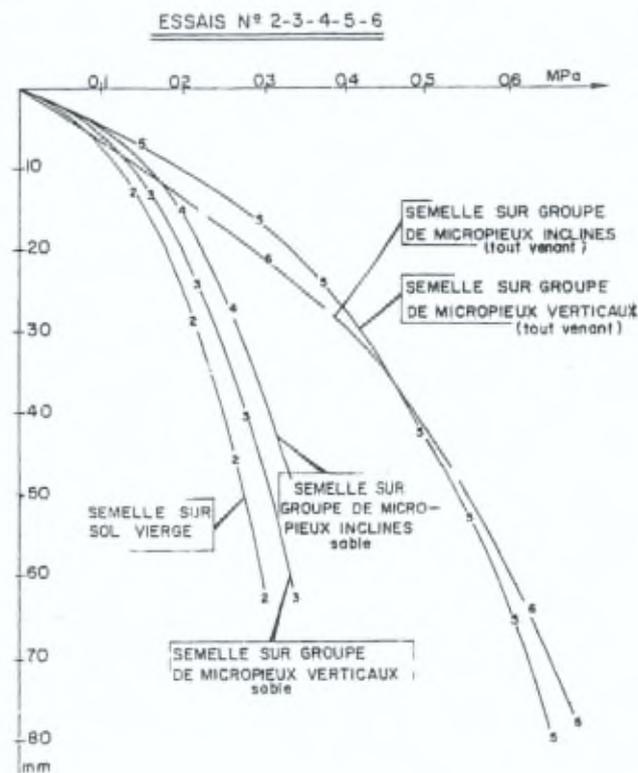


Figure 16 : comparaison des courbes contrainte – déplacement, d'après Plumelle (1985)

A la figure 17, est présentée la répartition des efforts le long du fût des inclusions pour l'essai de chargement de la semelle sur groupe de micropieux verticaux (matelas de répartition : sable). La pression apportée par la semelle a été augmentée par palier jusqu'à environ 300 kPa (cfr. figure 16).

Il y est remarquable que le maximum n'est pas situé en tête de l'inclusion, mais quelques mètres en dessous. Observons que la valeur de ce pic est de 4 à 10 fois supérieure à l'effort en tête.

Cet auteur a d'ailleurs observé que la profondeur où se développe cet effort maximal dans l'inclusion correspond à l'inversion des frottements, et à des tassements différentiels *négligeables*.

Il est à noter que les mesures de pression totale et de déplacement au sein du sable n'ont pas été publiées.

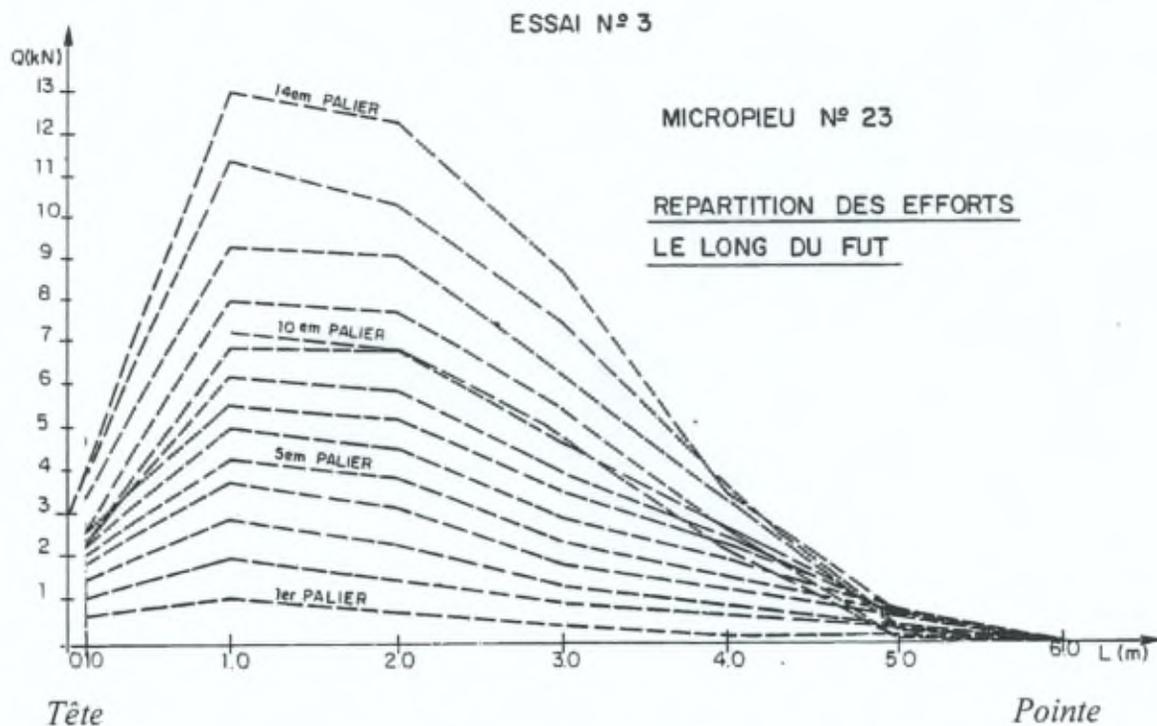


Figure 17 : évolution de l'effort dans l'inclusion en fonction de la profondeur, d'après Plumelle (1985).

Analyse

Par cette expérimentation, Plumelle (1985) fut sans doute un précurseur des fondations superficielles sur sols renforcés au moyen d'inclusions. L'interprétation de ces essais novateurs fut plus délicate.

Les résultats les plus intéressants concernent les répartitions des efforts le long des fûts des inclusions. En effet, ces mesures ont permis d'examiner les reports d'efforts sur les inclusions et leur mode de fonctionnement : celles-ci indiquent que l'effort en tête reste relativement faible et que l'essentiel du report de charge a lieu par *frottement négatif*.

Remarquons que pour le matelas de répartition en sable sur micropieux verticaux, il s'est développé un frottement négatif unitaire du même ordre de grandeur que le frottement positif maximum mobilisé lors de l'essai de chargement d'un micropieu isolé.

A partir des efforts en tête mesurés et des pressions appliquées par les semelles, l'efficacité E correspondant aux différents essais a pu être recalculée. Celle-ci vaut 5.3 % pour le matelas de répartition en sable, contre 2.6 % pour le tout-venant.

La faiblesse des efforts en tête est à notre avis à attribuer d'une part à l'utilisation du *même* géomatériau pour simuler le matelas de répartition et le sol compressible, et d'autre part à la *granulométrie* probablement trop grossière du tout-venant par rapport au diamètre des micropieux.

L'investigation des propriétés physiques et mécaniques du matelas granulaire est elle aussi très intéressante, mais des questions subsistent.

Ainsi, la *mobilisation* du frottement négatif semble plus importante pour l'essai avec le tout venant. Il est interprété que cela est à relier à la granulométrie du matériau granulaire (cfr. efficacité *E*).

Il est également interpellant de constater que le renforcement du sable sous la semelle apporte une amélioration d'à peine 10 %. Il est supposé que ce résultat tient principalement à la nature du matériau utilisé pour simuler l'horizon compressible, proche de celle du remblai dans le cas présent.

I.A.2) Ménard Soltraitement (2003)

Associée au bureau de contrôle Veritas, la société Ménard Soltraitement a réalisé deux plots expérimentaux dans le courant des années 2000 – 2001 dans le but de valider le dimensionnement du maillage d'inclusions, l'épaisseur du matelas de répartition et du dallage.

a) Site d'Agen

Pour analyser cette expérimentation en vraie grandeur, nous disposons de la présentation à l'International Workshop on Ground Improvement, TC 17, Prague (Berthelot, 2003), et du rapport d'un bureau d'ingénieurs-conseil en géotechnique chargé d'interpréter les mesures (Simon, 2000).

Contexte géotechnique

On rencontre sur ce site une première couche de remblai, surmontant de l'argile vasarde, recouvrant le substratum de molasse.

Il y a lieu de noter la variation d'épaisseur de ces terrains compressibles entre le plot renforcé (1) et non renforcé (2).

Les caractéristiques pressiométriques sont indiquées à la figure 18.

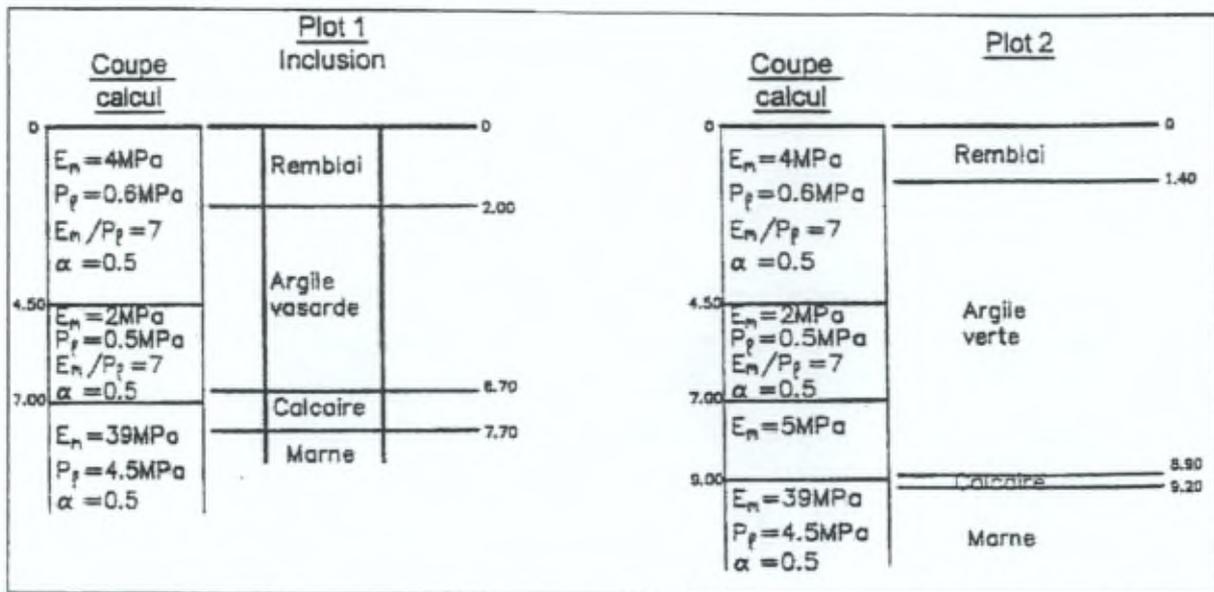


Figure 18 : profils géotechniques sur le site d'Agen, d'après Berthelot & al. (2003).

Configuration essayée

La géométrie est présentée à la figure 19, et décrite ci-après.

Les inclusions utilisées sont de type semi-rigides, réalisées selon le procédé Colonnes à Module Contrôlé (Liausu, 2002). Le réseau est constitué de 9 inclusions selon une maille carrée. Leur entraxe vaut 3 mètres, et leur diamètre approche 40 cm, conduisant à un taux de substitution, α_{3D} , de 1.5 %. D'une longueur de 8.5 m, elles sont ancrées dans la marne.

Les propriétés mécaniques du remblai, d'une épaisseur de 40 cm, n'ont pas été mesurées après sa mise en œuvre. L'épaisseur relative du matelas de répartition, H_R , vaut alors 0.15.

L'épaisseur du dallage valait 15 cm, et celui-ci n'était pas armé autrement que par un treillis anti-fissuration. Son emprise sur les inclusions était égale à 9 mètres.

La surcharge sur la dalle a été apportée par une épaisseur de remblai équivalente, mise en œuvre en 2 étapes (3 puis 5 m).



Figure 19 : vue en plan et coupe du plot expérimental d'Agen, d'après Berthelot & al. (2003).

Instrumentation

L'instrumentation du plot expérimental consistait en :

- 4 plaques de tassement posées sur la dalle béton,
- 9 capteurs de contraintes totales installés en sous-face de la dalle béton,
- 1 tube tassométrique permettant la mesure du tassement du sol en fonction de la profondeur au moyen d'un extensomètre.

Résultats expérimentaux

La figure 20 présente l'évolution des tassements mesurés sur la dalle en fonction du temps, pour un chargement de 3 mètres de remblai. Le réseau d'inclusions apparaît ainsi réduire le tassement par un facteur voisin de 3.

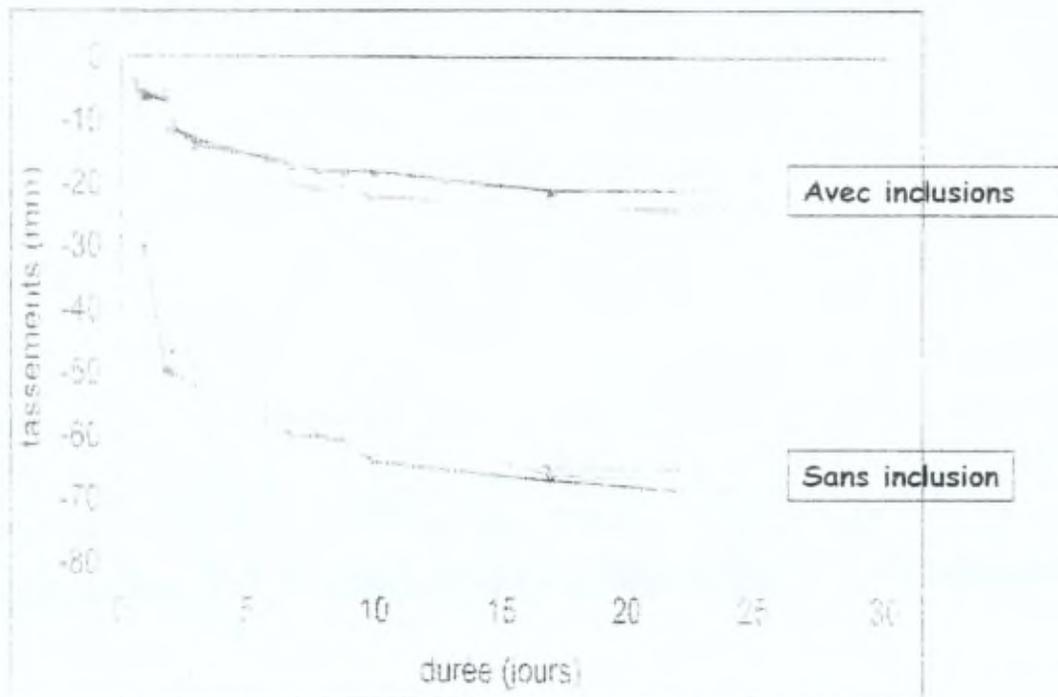


Figure 20 : site d'Agen, tassements du plot renforcé et non renforcé, d'après Berthelot & al. (2003).

Pour le même niveau de chargement, les tassements différentiels en surface de la dalle atteignent 4 mm.

La figure 21 présente le profil de déformation sous les plots déterminé par les dernières mesures du chargement par 3 m de remblai.

On constate que les tassements absolus sont plus élevés en périphérie de la dalle. Il est interprété qu'il s'agit de la conséquence du frottement négatif engendré par l'emprise du remblai périphérique, cfr. figure 19.

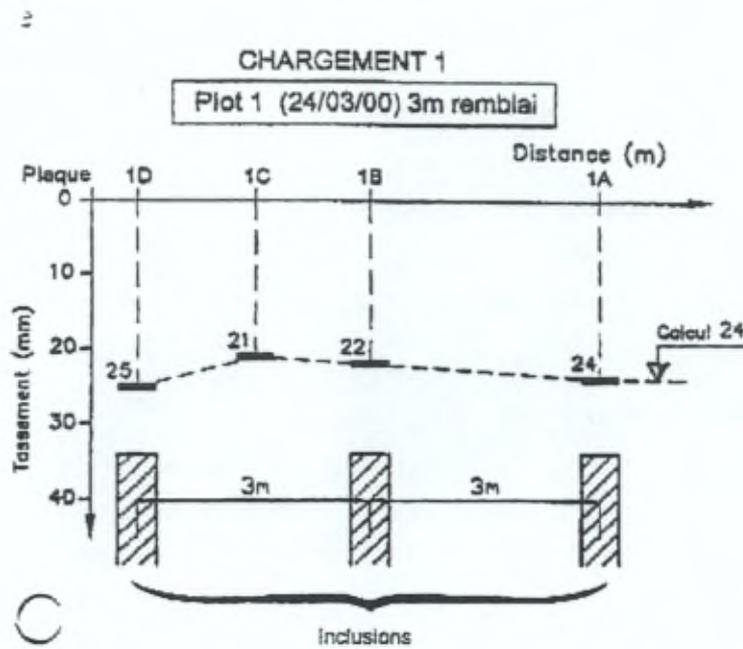


Figure 21 : profil de déformation de la dalle sous un chargement de 3 mètres de remblai, d'après Berthelot & al. (1993).

A la figure 22, les pressions totales mesurées en sous-face du dallage sont normées par rapport à la contrainte verticale moyenne appliquée au niveau du terrain naturel σ_0 .

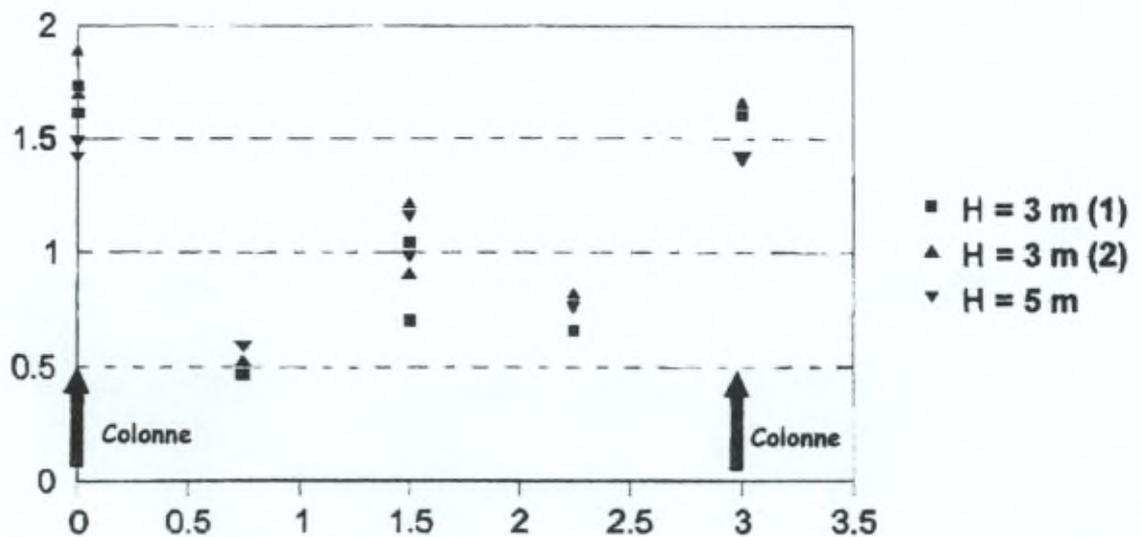


Figure 22 : site d'Agen, contraintes totales en sous-face du dallage, normées par rapport à la contrainte verticale moyenne appliquée au niveau du terrain naturel, en fonction de la distance à l'inclusion, d'après Berthelot & al. (2003).

Les auteurs en concluent que le profil en est relativement comparable pour chacun des chargements imposés : contraintes proches de $1.5 \sigma_0$ au droit de l'inclusion centrale, variant entre 0.5 et $0.8 \sigma_0$ au quart de la maille, et variant entre 0.8 et $1.2 \sigma_0$ en son centre.

Simulations

Des simulations a posteriori (Simon, 2000) ont été menées au moyen du logiciel FOXTA, modules TASNEG & TASPIE. Il s'agit d'un algorithme axisymétrique itératif permettant de calculer le tassement d'une fondation profonde. Précisons que ce modèle ne tient pas compte de la rigidité de la fondation.

Le module de déformation du remblai constituant le matelas de répartition n'ayant pas été déterminé, deux valeurs ont été adoptées pour les simulations : 100 et 50 MPa. Le calage sur base des tassements a ainsi permis de retenir la valeur de 50 MPa.

Limité en profondeur au pied de l'inclusion, ce modèle de calcul ne permettait pas de modéliser le tassement des couches sous les inclusions, non négligeable dans ce cas-ci. En retranchant du tassement total le tassement des horizons situés sous la pointe des inclusions, les simulations donnent un résultat acceptable.

D'après les résultats, le point neutre semble se situer vers 6.5 mètres de profondeur, valeur qui n'est pas comparable à l'expérience, par manque de mesures.

Les simulations montrent également une contrainte moyenne appliquée en sous face de la dalle du même ordre de grandeur que les mesures. Par contre, les estimations en tête de colonnes sont nettement supérieures aux résultats expérimentaux.

Une simulation a également été menée par la méthode éléments finis à l'aide du logiciel PLAXIS (calcul axisymétrique, lois de comportement élasto-plastiques). Le modèle ne semble pas comporter de lois d'interfaces.

Les résultats montrent, de manière plutôt qualitative, les déplacements relatifs de l'inclusion et du sol en place, le report de charge se produisant par frottement négatif, et le poinçonnement du matelas de répartition par l'inclusion.

Les efforts dans la dalle ne sont pas précisés.

Analyse

Il est à signaler qu'une mission d'interprétation des mesures et de validation du fonctionnement d'une fondation de dallage renforcée par un réseau de Colonnes à Module Contrôlé a été confiée à un bureau d'ingénieurs-conseil en géotechnique (Simon, 2000). Dans son rapport, celui-ci mentionne que la dalle a été fissurée suite à la première phase de chargement par 3 mètres de remblai. Aucune explication n'est

avancée. Suite à cette observation, une nouvelle dalle a été coulée et chargée en deux phases de 3, puis 5 mètres de hauteur.

Dans son rapport (Simon, 2000), le bureau d'études note le fait qu'au droit de l'inclusion centrale, la contrainte est *plus élevée* au toit du matelas (sous la dalle) qu'à sa base (en tête d'inclusion).

Cette observation pose question, puisqu'elle tendrait à montrer qu'il se produirait une redistribution des charges vers le sol en place, et non vers la tête d'inclusion.

L'allure des pressions totales expérimentales pose également question.

En effet, la valeur minimum a été mesurée au quart de la maille, ce qui signifie que la réaction apportée par le matelas était plus importante au centre.

On peut soupçonner que plusieurs facteurs sont venus influencer le fonctionnement du système : frottement *négligé* s'exerçant sur les inclusions périphériques, *désordres* survenus à la dalle, *écrouissage* éventuel occasionné par le premier chargement

En conclusion, les résultats expérimentaux provenant de ce plot expérimental semblent entachés d'incertitudes, ce qui rend leur exploitation peu fiable pour une analyse détaillée ou une comparaison avec des modèles développés.

Avançons d'ores et déjà que l'épaisseur du remblai essayé n'était probablement pas suffisante pour répartir correctement les pressions en sous face de la dalle.

Il sera revenu ultérieurement sur cet aspect essentiel.

b) Site de Le Meux

Il est à noter que la mission d'interprétation des mesures confiée à un bureau d'ingénieurs-conseil en géotechnique n'a pas été reconduite pour ces résultats.

Pour analyser cette expérimentation en vraie grandeur, nous disposons de la présentation à l'International Workshop on Ground Improvement, TC 17, Prague (Berthelot, 2003), et du rapport de l'entreprise chargée de la mise en œuvre et du suivi de l'instrumentation du site expérimental (De Olivera, 2001).

Modifications

A la suite du plot expérimental d'Agen, qui, comme il vient d'être vu, n'a sans doute pas donné les résultats escomptés, les auteurs ont complété la prise de mesures par (De Olivera, 2001) :

- l'augmentation de la profondeur d'auscultation du tassement du sol en place sous la pointe des inclusions,

- des essais réalisés à la dynaplaque II, permettant d'estimer le module de déformation du matelas de répartition après sa mise en oeuvre et son compactage (selon la norme NF-P-94-117-2),
- l'incorporation dans le dallage de 4 extensomètres à corde vibrante coulés en faces supérieure et inférieure, au droit de la colonne centrale et en partie courante.

D'autre part, si le réseau d'inclusions n'a pas été modifié, les épaisseurs du matelas de répartition et de la dalle ont été augmentées.

Enfin, la surcharge apportée par le remblai a été revue à la baisse.

Contexte géotechnique

On rencontre sur ce site une première couche de remblai, surmontant des alluvions modernes, parfois médiocres, recouvrant des alluvions anciennes.

Les caractéristiques pressiométriques sont indiquées à la figure 23.

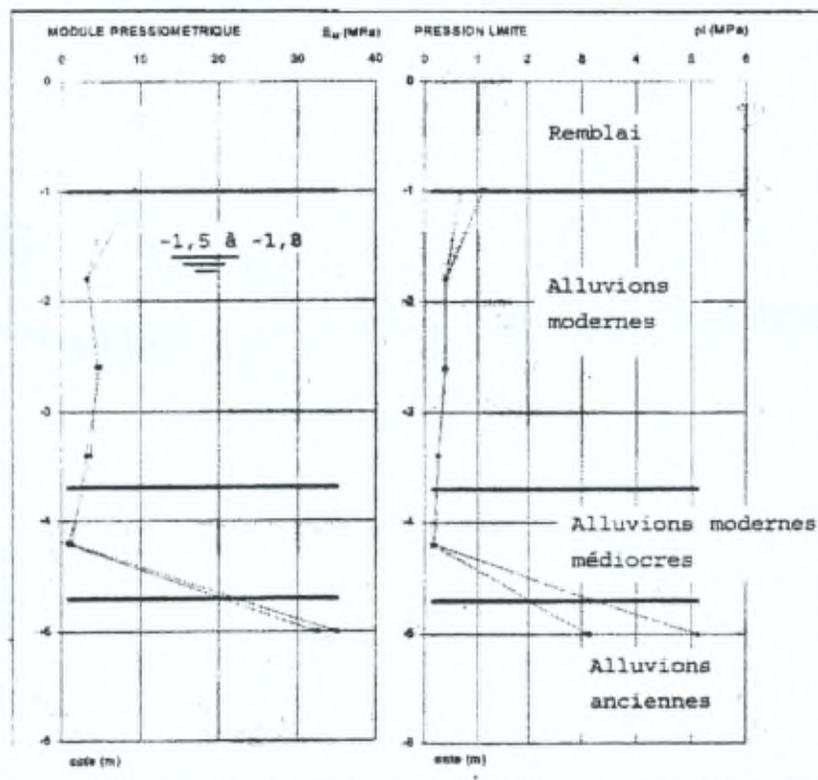


Figure 23 : profil géotechnique sur le site de Le Meux, d'après Berthelot & al. (2003).

Configuration essayée

La géométrie est présentée à la figure 24, et décrite ci-après.

Les inclusions utilisées sont de type semi-rigides, réalisées selon le procédé Colonnes à Module Contrôlé (Liausou, 2002). Leur entraxe vaut 3 mètres, et leur diamètre approche 42 cm, ce qui donne un taux de substitution, α_{3D} , de 1.5 %. Avec une longueur de 5.5 m, elles sont ancrées dans les alluvions anciennes consolidées.

Les propriétés mécaniques du matelas de répartition, d'une épaisseur de 60 cm, réalisé en grave compactée, ont été mesurées après sa mise en œuvre par un essai à la dynaplaque. La moyenne des modules de déformation mesurés était égale à 76 MPa.

L'épaisseur relative du matelas de répartition, H_R , vaut alors 0.23.

L'épaisseur du dallage valait 18 cm, et celui-ci n'était pas armé autrement que par un treillis anti-fissuration. Son emprise sur les inclusions était égale à 9 mètres.

La surcharge sur la dalle a été apportée par une épaisseur de remblai équivalente, mise en œuvre en 2 étapes jusque 2.9 m. La densité moyenne a été estimée à 1.72 par une mesure au gammadensimètre. Le premier niveau de chargement a été mené à 27.5 kPa, puis porté à 50 kPa.

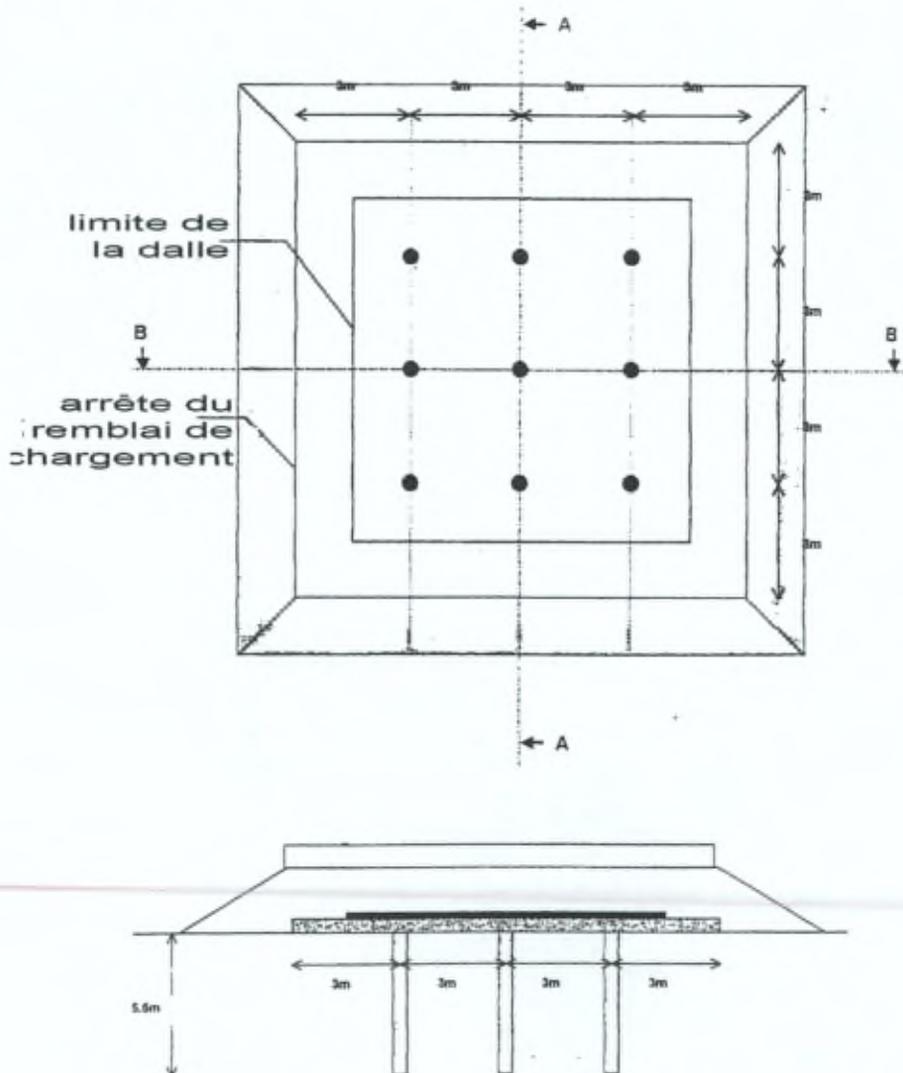


Figure 24 : vue en plan et coupe du plot expérimental de Le Meux, d'après De Olivera (2001).

Instrumentation

L'instrumentation du plot expérimental a donc consisté en :

- 2 plaques de tassement posées sur la dalle béton, et 2 plaques de tassement dans la zone témoin contiguë,
- 9 cellules de pression totale disposées dans le matelas de répartition, en sous face de la dalle ou en tête d'inclusion,
- 1 forage muni d'un tassomètre multipoint permettant d'apprécier le tassement du sol en place en 5 profondeurs différentes jusque -8 m ,
- 4 extensomètres à corde vibrante coulés dans le dallage en faces supérieure et inférieure, au droit de la colonne centrale et en partie courante.

Analyse des résultats expérimentaux

La communication de Berthelot & al. (2003) est essentiellement concentrée sur la présentation des résultats de mesures acquises par De Olivera (2001).

Un contact personnel privilégié avec P. Liausu a cependant permis de se procurer *l'ensemble* des mesures, qui sont analysées dans cette section.

Tassements

Comme illustré à la figure 25, le réseau d'inclusions a réduit le tassement de la dalle par un facteur voisin de 4.

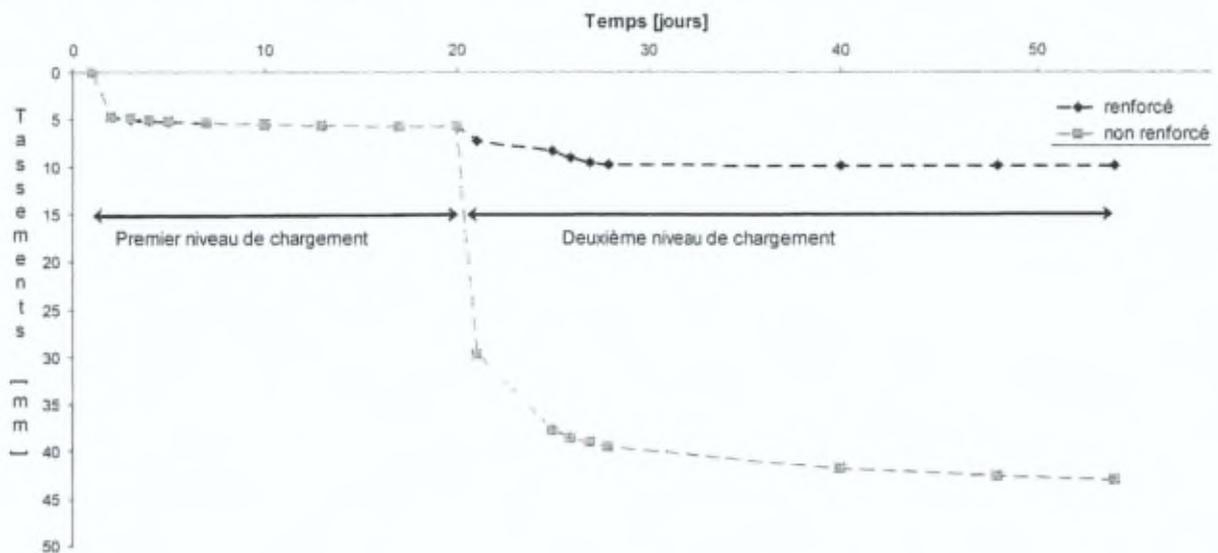


Figure 25 : tassements en surface de la dalle et dans la zone témoin, d'après De Olivera (2001).

Les tassements du sol en place en fonction de la profondeur et du niveau de chargement sont présentés à la figure 26.

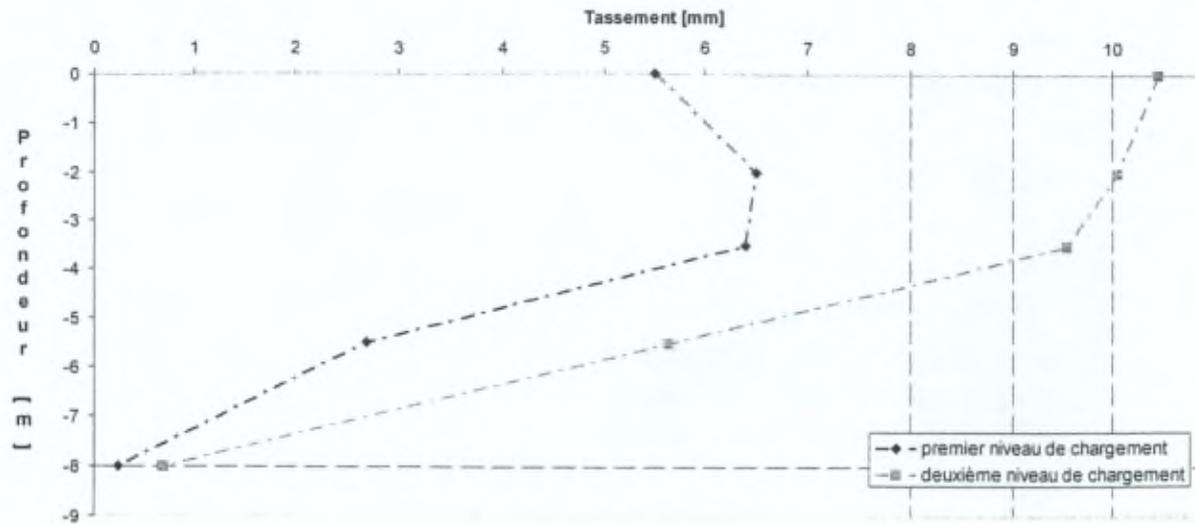


Figure 26 : tassements du sol en place en fonction de la profondeur, d'après De Olivera (2001).

On constate un tassement quasiment *uniforme* sur les 4 premiers mètres, puis diminuant *linéairement* en fonction de la profondeur.

On dispose également d'indications sur la déformée de la dalle : la plaque de tassement située au bord de la dalle montre un tassement plus important que celle placée au milieu d'un entraxe, comme illustré à la figure 27 ci-dessous.

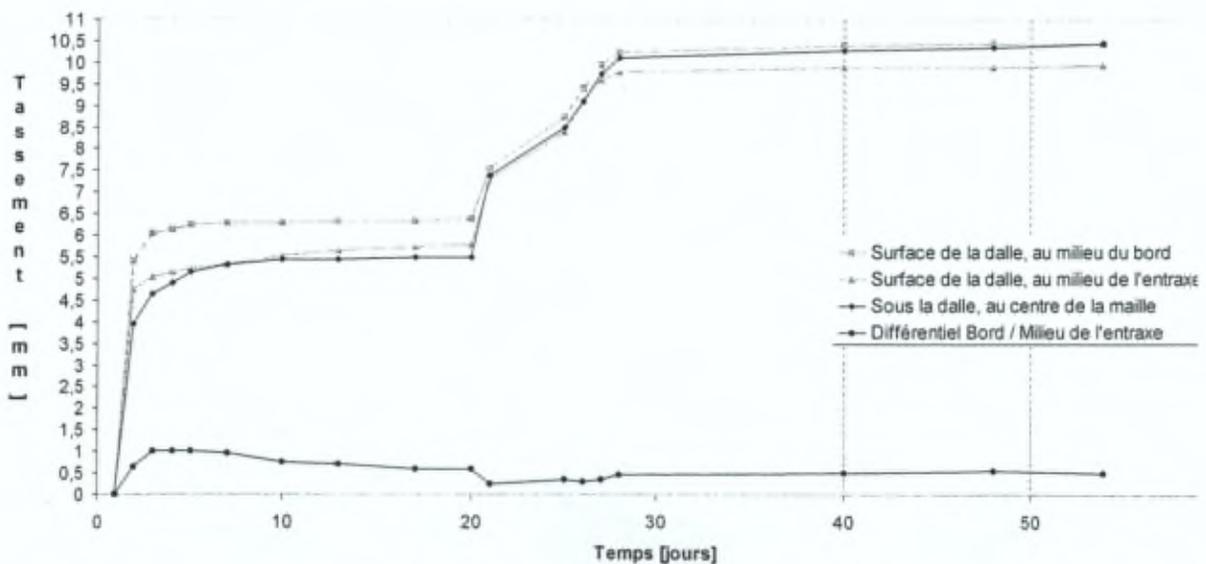


Figure 27 : tassements mesurés en surface, et immédiatement sous la dalle, d'après De Olivera (2001).

On remarque un tassement différentiel variant peu avec la surcharge, et se stabilisant autour de 0.5 mm .

Le tassement au bord de la dalle, supérieur à celui au milieu de l'entraxe, peut être compris comme la conséquence d'un report par frottement *négligé* d'une partie du poids propre du remblai extérieur à la dalle.

La présente interprétation est donc limitée par des incertitudes sur les actions réelles engendrées par le remblai de chargement. Afin de mieux connaître la répartition et l'intensité de ces actions, il aurait sans doute été intéressant de mesurer les pressions exercées par celui-ci sur la dalle, par exemple selon un axe de symétrie du plot d'essai.

Distribution des pressions

On trouvera à la figure 28 la localisation des cellules de pression totale placées au sein du matelas de répartition, sous la dalle ou en tête d'inclusion (CPT4 & CPT5).

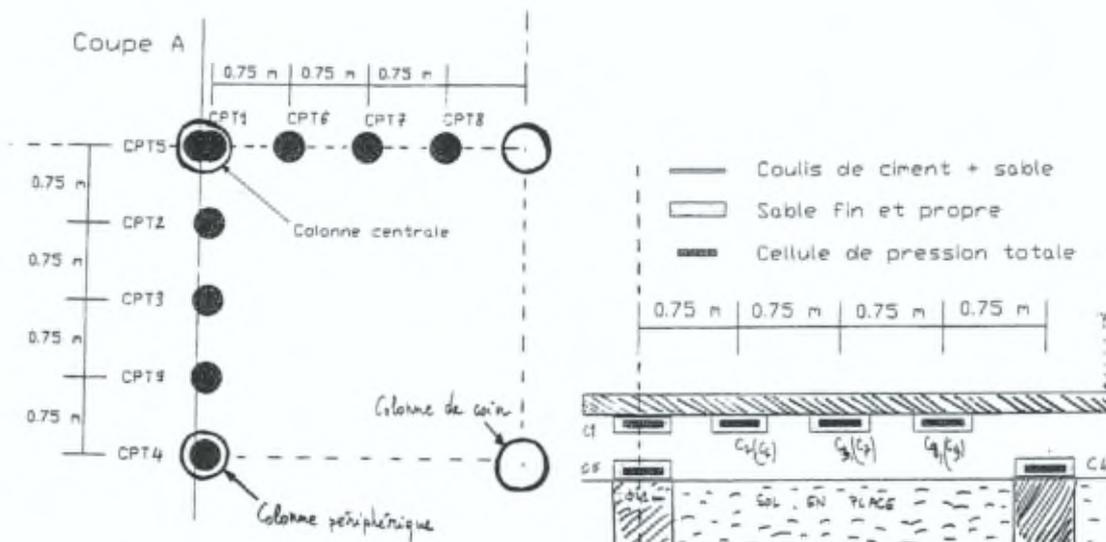


Figure 28 : vue en plan et coupe de l'implantation des cellules de pression totale au sein du matelas de répartition, d'après De Olivera (2001).

A la figure suivante (29), sont présentées les mesures de pression totale au sein du matelas de répartition, en fonction du temps et du niveau de chargement.

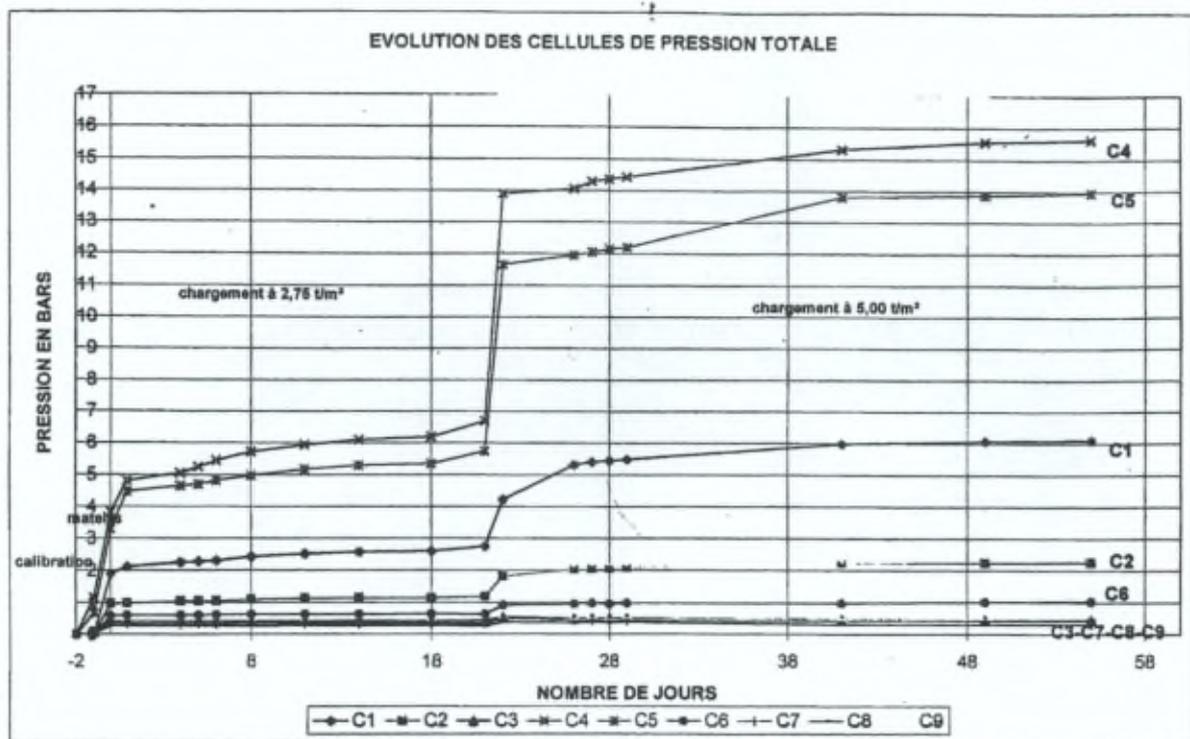


Figure 29 : résultats de mesure des cellules de pression totale au sein du matelas granulaire, d'après De Olivera, 2001.

Celles-ci mettent en évidence des valeurs de pression *en tête* d'inclusions (cellules C4, C5) supérieures à celles *sous* la dalle au droit du renforcement (cellule C1), ce qui peut être interprété comme le reflet du report de charge attendu au sein du matelas de répartition vers le renforcement.

Remarquons que d'après ces mesures, l'inclusion *périphérique* (au milieu d'un côté, correspondant à la cellule C4) est également plus chargée que la colonne *centrale* (cellule C5). Comme expliqué pour l'interprétation des tassements, ceci est peut-être le reflet de l'action en périphérie de la dalle du remblai de chargement, par frottement *négligé*.

La figure 30 présente les pressions mesurées en sous-face du dallage, normées par rapport à la contrainte verticale moyenne appliquée au niveau du terrain naturel σ_0 .

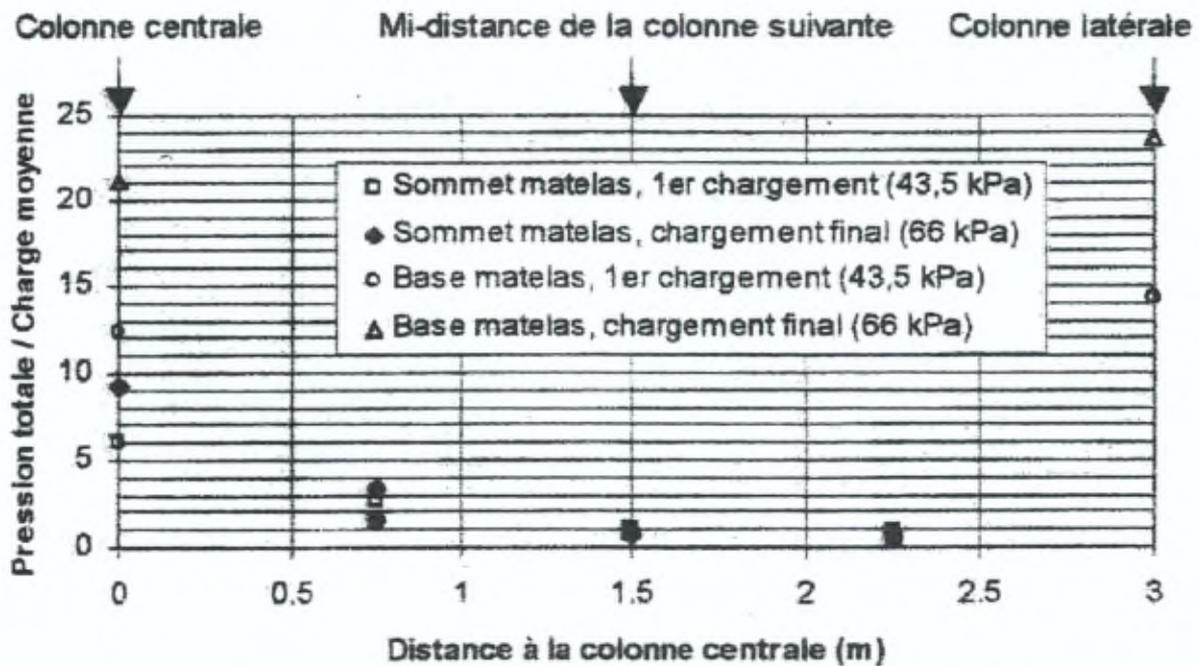


Figure 30 : site de Le Meux, contraintes totales en sous face du dallage, normées par rapport à la contrainte verticale moyenne appliquée au niveau du terrain naturel, en fonction de la distance à l'inclusion, d'après Berthelot & al. (2003).

Il est *fondamental* de constater, et cela n'est pas relevé par les auteurs, qu'au droit des inclusions, le rapport de la pression mesurée à la contrainte verticale moyenne appliquée au niveau du terrain naturel augmente avec le chargement.

On peut également remarquer que si les valeurs au droit des inclusions sont assez proches entre les 2 axes, il n'en est pas de même pour les cellules situées à la même distance de l'inclusion centrale (qui varie de 1.5 à 3.5 fois σ_0), ou d'une inclusion périphérique (inférieures à 1 fois σ_0).

Ceci est interprété comme la conséquence d'un réseau *limité* à 3*3 inclusions.

Afin d'examiner plus précisément l'effet tridimensionnel de la configuration géométrique, il aurait été intéressant de connaître la valeur de la pression totale exercée par la dalle sur le matelas de répartition dans les demi-maillages *extérieures* au réseau d'inclusions.

Efficacité du matelas granulaire

En traduisant les valeurs de pression totale mesurées en tête d'inclusion en terme de proportion de la charge reprise par celles-ci, c'est-à-dire en calculant l'efficacité E des inclusions au sein du réseau, on obtient le graphique ci-dessous (31).

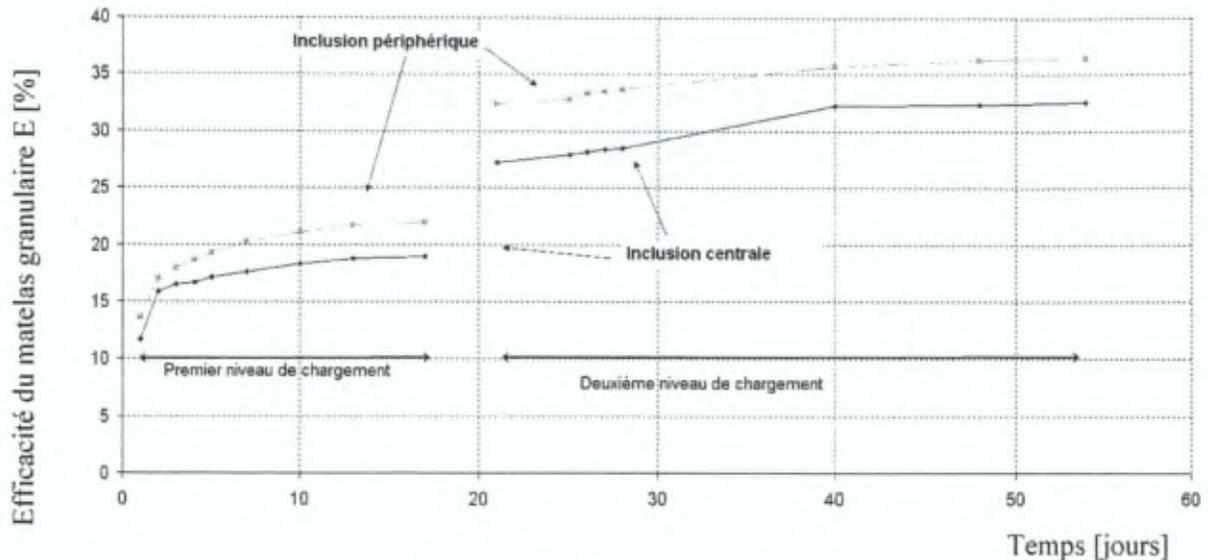


Figure 31 : Efficacité E des inclusions en fonction de la position au sein du réseau, du temps et du niveau de chargement.

L'analyse de ces données permet de mettre en évidence que :

- l'inclusion périphérique présente une efficacité E supérieure à celle de l'inclusion centrale,
- pour un même chargement, l'efficacité E évolue en fonction du temps, et la tendance est à l'augmentation,
- l'efficacité E dépend du niveau de chargement, et tend à augmenter avec la sollicitation.

L'influence de la position au sein du groupe a déjà été discutée plus haut.

La tendance *fondamentale* ressortant de l'analyse détaillée de ces résultats est l'augmentation de l'efficacité E avec le niveau de chargement, comportement observé quelle que soit la position au sein du réseau (figure 31).

Il est à rappeler que les expérimentations des remblais sur inclusions vues jusqu'ici indiquent une valeur de l'efficacité E tendant vers le taux de substitution α lorsque l'épaisseur H diminue (Kempfert, 1999).

Le taux de substitution vaut ici 1.5%, valeur nettement inférieure à l'efficacité E mesurée, égale à 12% (cfr. figure 31).

On attribue cette augmentation de l'efficacité du report de charge à la conséquence de la *mise en oeuvre* de la dalle.

Ensuite, un remblaiement sur une épaisseur égale à 1.6 mètre au-dessus de la dalle, apportant une pression moyenne équivalente à 27.5 kPa, a conduit à une augmentation de l'efficacité E vers une valeur avoisinant 20 % (figure 31).

Enfin, la dernière phase de chargement a porté l'épaisseur du remblaiement à 2.9 mètres, correspondant à une surcharge uniforme de 50 kPa. L'efficacité E du système a alors atteint 35 % environ (figure 31).

On peut donc conclure que le mécanisme de report de charge est sensible à la rigidité de l'ouvrage, et au niveau de la sollicitation appliquée par celui-ci.

Il est à noter que cette tendance, mise en lumière par la présente analyse approfondie des données expérimentales, n'est pas mentionnée par ces auteurs.

En outre, la dépendance au temps de l'efficacité E est un résultat novateur pour une expérimentation *in situ*, en particulier dans le cas 'fondations superficielles'.

Elle traduit le développement *progressif* d'un mécanisme de report de charge au sein du matériau granulaire. La redistribution des charges n'est donc pas instantanée, et on peut se demander ce qui conditionne l'évolution du système vers un état stable.

Afin d'éclaircir ce point, l'évolution du taux de tassement et du taux d'efficacité a été portée en graphique à la figure 32 en fonction du temps, pour le deuxième palier de chargement.

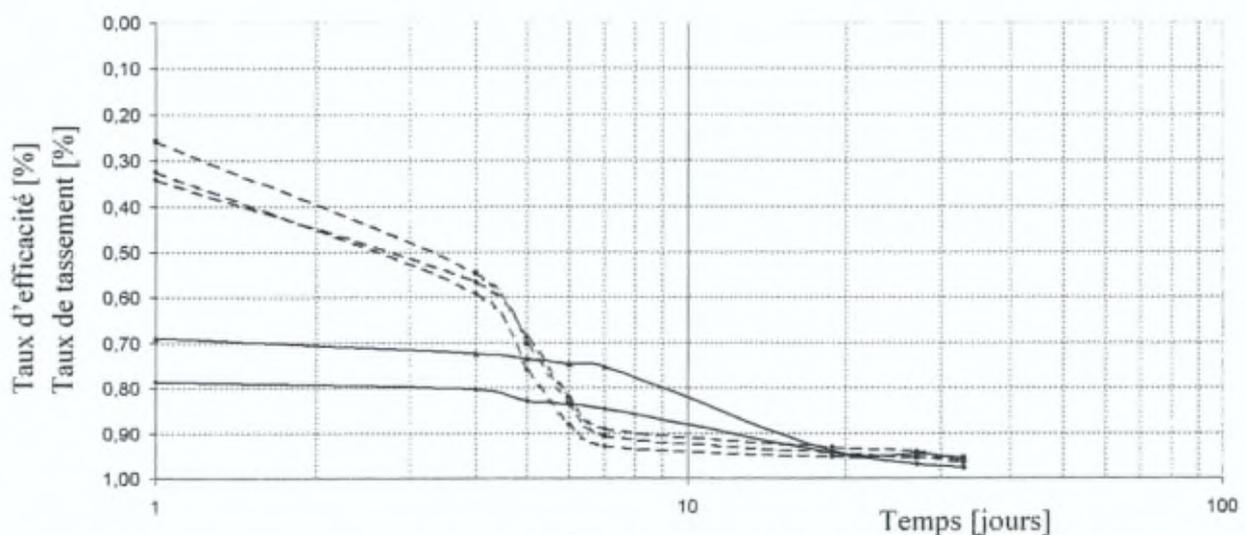


Figure 32 : plot expérimental de Le Meux, taux de tassement (trait discontinu) et taux d'Efficacité (trait continu) en fonction du temps (échelle logarithmique) pour le deuxième palier de chargement.

On peut y constater que l'évolution de l'efficacité E au sein du matelas granulaire est postérieure à la stabilisation des tassements.

D'après ces résultats, le facteur contrôlant l'atteinte d'un mécanisme de report de charge stabilisé est donc la consolidation du terrain en place.

Notons que cette proposition est cohérente avec les résultats obtenus sur modèles réduits par Huat & al. (1994), et Demerdash (1996).

Contraintes dans la dalle

Les figures 33 et 34 présentent les contraintes aux faces supérieure et inférieure de la dalle, déduites des mesures extensométriques par De Olivera (2001).

La convention de signe est celle de la résistance des matériaux.

Il est à signaler que l'on ne connaît pas l'orientation *précise* des extensomètres, ni leur emplacement *exact*.

Dès lors, ces résultats reproduits ici dans le but d'indiquer un ordre de grandeur, une tendance, leur valeur quantitative étant difficilement interprétable.

On remarque aux figures 33 et 34 des résultats non égaux et opposés.

Comme on peut le constater à la figure 33, il est mesuré, au droit de la colonne centrale, de la traction (extension) à la fibre supérieure et une fibre inférieure comprimée.

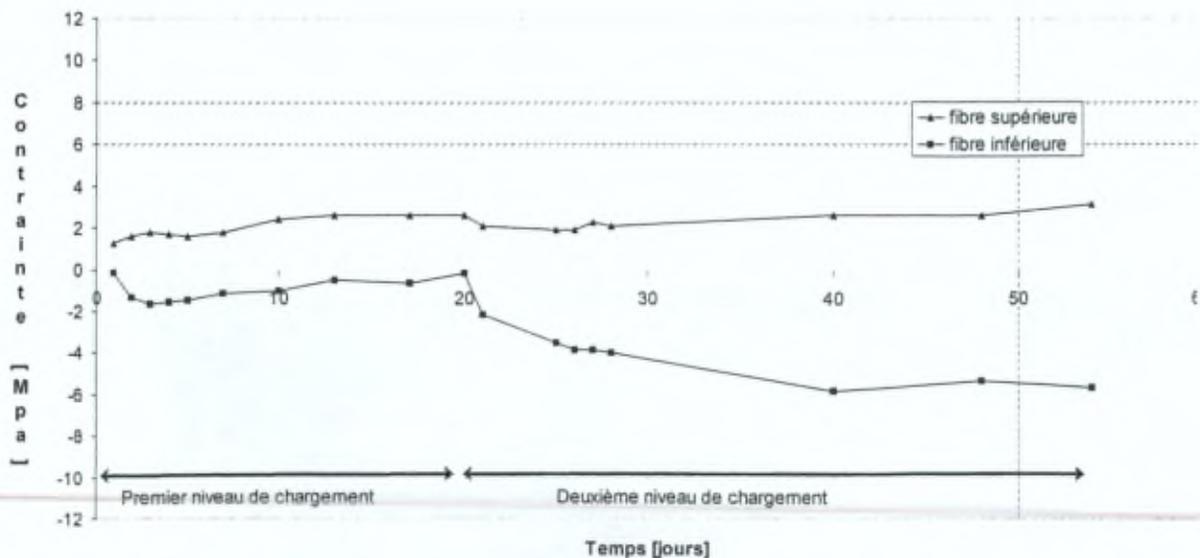


Figure 33 : résultats des extensomètres au droit de la colonne centrale, exprimés en contraintes, d'après De Olivera (2001).

Les valeurs à la face supérieure varient peu avec le chargement *interpellent*.

Par ailleurs, l'allure à la baisse du premier niveau de chargement à la face inférieure pose *question*. Il s'en suit une nette augmentation lors de l'application du palier de chargement suivant.

Les résultats en 'zone courante' sont illustrés à figure 34.

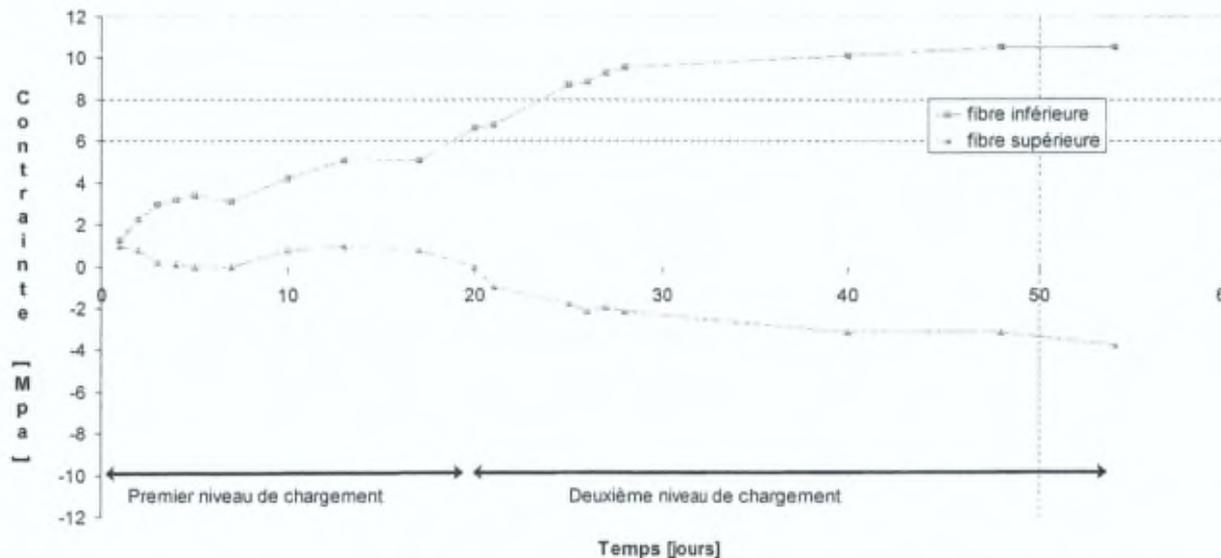


Figure 34 : résultats des extensomètres en zone courante, exprimés en contraintes, d'après De Olivera (2001).

Ils semblent indiquer une section *tendue* lors de la première phase de chargement, puis en *flexion composée*.

De Olivera (2001) conclut de ces mesures qu'il est nécessaire d'armer la face inférieure du dallage en zone courante et la face supérieure sur colonne pour des surcharges de cette importance.

Il est interprété qu'il s'agit du possible effet du retrait du béton et du frottement au contact du remblai.

On ajoutera que l'on se situe probablement dans une plage du comportement fissuré du béton, par nature sujet à des redistributions.

Il est à noter qu'à la lumière des champs de déplacements observés, la présente recherche apportera des éléments d'explication à ces résultats assez surprenants.

c) *Analyse comparée des deux plots expérimentaux*

La réduction des tassements générée par le réseau d'inclusions a été équivalente sur les sites d'Agen ou de Le Meux.

Par contre, les pressions totales en sous face de la dalle, normées par rapport à la contrainte verticale moyenne appliquée au niveau du terrain naturel, ne sont pas du même ordre de grandeur. Alors qu'elles ne dépassent pas une valeur de 2 à Agen, celles-ci peuvent être supérieures à 10 sur le site de Le Meux.

Il est considéré que le report de charge à *Agen* a été entravé par un matelas de répartition trop mince, une dalle pas assez épaisse et surtout, fissurée. Les valeurs obtenues pour le plot à *Le Meux* sont jugées plus proches d'un comportement normal de ce type d'ouvrage.

Cependant, on aura constaté une certaine dispersion des mesures de pression totale, qui devraient être égales selon les 2 axes de symétrie considérés.

Ainsi, l'écart des valeurs selon l'axe considéré vaut en moyenne 25 %, mais il atteint 50 % pour les cellules *C2* & *C6*.

Si ces différences peuvent paraître importantes, il est cependant à préciser que ces mesures sont parmi les plus difficiles à réaliser sur le terrain (Simon, 2000).

I.A.3) A.S.I.R.I. (2005- ?)

Une partie du Projet National français A.S.I.R.I. étudie le renforcement des dallages en vraie grandeur. Les résultats de ce vaste programme expérimental ne sont cependant pas encore disponibles.

I.B Modélisation physique en laboratoire

Suite à l'exposé des expérimentations *in situ*, nous présentons dans cette section la seule publication recensée traitant de la modélisation physique en laboratoire de la configuration 'fondation superficielle'.

Il s'agit de l'approche *bi-dimensionnelle* de van Eekelen, Bezuijen, & Oung (2003).

Ces auteurs ont essayé un remblai peu épais soumis à la consolidation sous son poids propre, et ensuite à une surcharge de 10 kPa par le biais d'une structure.

Il est cependant à souligner que la dalle est modélisée par deux plaques en bois raides de 1 * 1 m² chacune. On peut s'interroger sur la modélisation d'une structure rigide par deux plaques de bois déconnectées l'une de l'autre. Par ailleurs, l'article ne dit rien sur le moyen qui a été utilisé pour appliquer la surcharge sur la structure, dont la rigidité propre est éventuellement susceptible d'introduire une perturbation.

La configuration géométrique étudiée, caractérisée par un taux de substitution α_{2D} égal à 13%, et une épaisseur relative H_R valant 0.7, est présentée à la figure 35.

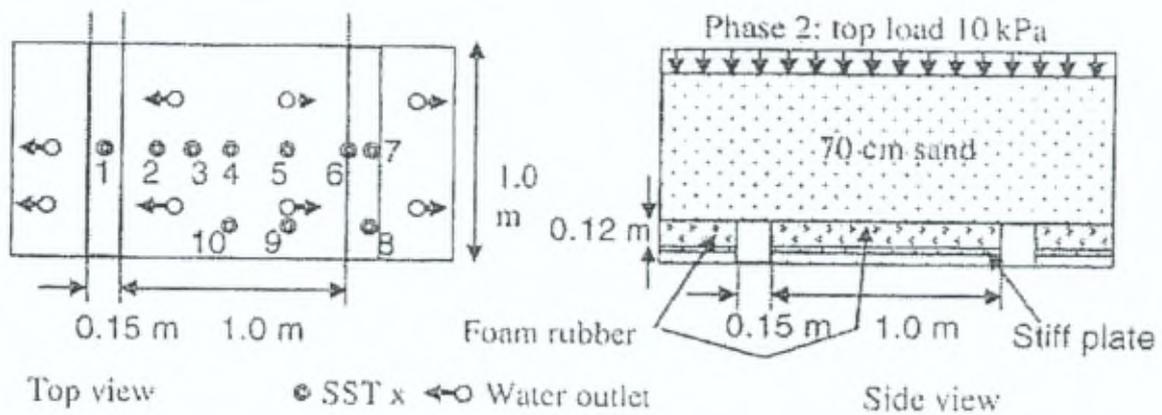


Figure 35 : dispositif expérimental de van Eekelen & al. (2003).

Le sol compressible est simulé par des coussins de mousse remplis d'eau et emballés hermétiquement. Cela permet, une fois le remblai de sable mis en place, de laisser s'échapper l'eau, et par conséquent, de simuler la dissipation des pressions interstitielles et la consolidation du sol.

La figure 36 présente le profil des tassements dans le massif après consolidation (a) et suite à l'application d'une surcharge en surface (b).

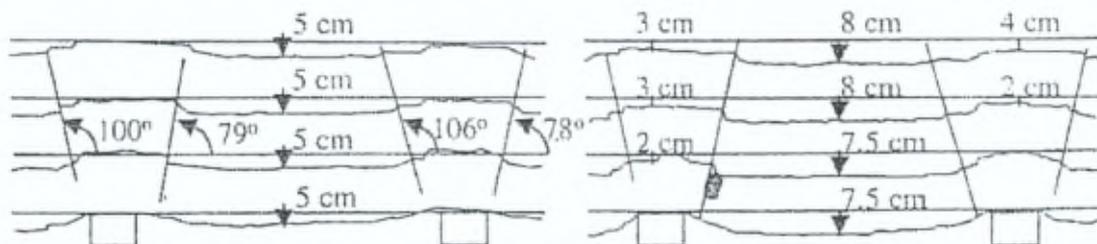


Figure 5a. Measured deformations after phase 1 (soil weight)

Figure 5b. Measured deformations after phase 2 (top load 10 kPa)

Figure 36 : tassements dans le massif, d'après Van Eekelen & al. (2003)

Van Eekelen & al. (2003) observent qu'une épaisseur de remblai de 0,7 m n'est pas suffisante pour le développement d'un *effet voûte complet* : des tassements différentiels apparaissent en surface, ainsi que le développement de plans de cisaillement partant des bords des inclusions et formant un angle *moyen* avec l'horizontale de 76,5°.

Ces auteurs s'arrêtent à la constatation expérimentale, sans tenter de relier cet angle aux paramètres mécaniques du géomatériau utilisé. Au final, aucune explication n'est proposée.

Comme les tassements entre les inclusions sont plus ou moins constants selon la verticale, il est également suggéré que cette zone du massif se comporte comme un *corps rigide*.

Durant la consolidation des coussins de mousse, les pressions mesurées en tête d'inclusion augmentent (figure 37.a). A un moment donné, un glissement s'est produit, entraînant une augmentation de pression sur le sol compressible.

Les auteurs en concluent que *l'effet voûte* ne se développe que pour une consolidation *limitée*, et qu'il est le plus efficace pour des déformations limitées.

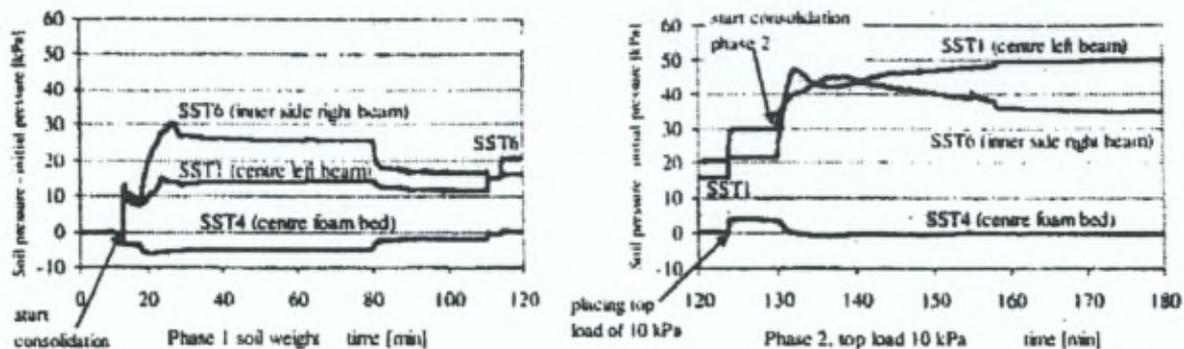


Figure 37 : pressions totales mesurées en base du matelas en fonction du temps, d'après van Eekelen & al. (2003)

Suite à la mise en place des 2 plaques de bois, à leur chargement et à la dissipation des pressions interstitielles (figure 37.b), les auteurs interprètent le diagramme des pressions totales comme une « diminution permanente » sur les coussins de mousse, et une « augmentation permanente » en tête d'inclusion.

Il apparaît donc, comme pour le plot expérimental de Le Meux (Berthelot & al., 2003), que la consolidation du terrain en place conditionne le report de charge.

Par ailleurs, les auteurs ne relèvent pas les différences que l'on peut constater parmi les résultats des pressions mesurées en fonction de la position en tête d'inclusion (figure 38).

Il est tout à fait intéressant de constater que celles-ci sont environ 2 fois plus importantes au bord qu'au centre. Ce résultat rejoint celui de Rathmayer (1975), mais pour un remblai peu épais.

Il est assez interpellant de noter que lors de l'application de la surcharge, un phénomène non expliqué tend à inverser cette tendance.

Finalement, la confrontation avec les méthodes de dimensionnement laisse apparaître que le modèle de Carlsson (1987), avec l'angle de $76,5^\circ$ déterminé lors de l'expérience, donne les meilleurs résultats en terme de report de charge vers la tête d'inclusion.

I.C Essais en centrifugeuse

I.C.1) Bigot et Canepa (1988)

Ces auteurs ont tenté d'observer les effets d'inclusions rigides installées dans un sol médiocre surmonté d'un matelas de répartition chargé par une semelle rigide rectangulaire ou carrée.

L'espacement entre inclusions est égal à la largeur de la fondation, ou sa moitié. La longueur de la semelle vaut la moitié de l'épaisseur du sol renforcé.

Aucune amélioration n'a pu être constatée par l'apport des inclusions.

On peut en conclure que la densité du réseau d'inclusions était trop faible par rapport aux dimensions des semelles.

I.C.2) Horikoshi et Randolph (1994, 1996)

Horikoshi & Randolph ont procédé au chargement statique (déplacement imposé) et cyclique d'inclusions isolées, avec ou sans dalle (figure 38).

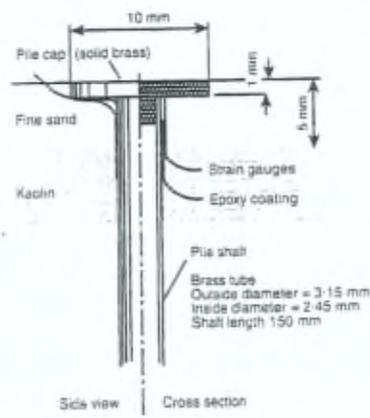


Figure 38 : schéma du modèle d'inclusion instrumenté, d'après Horikoshi & al. (1996).

Ils constatèrent que l'ajout d'une dalle augmente la capacité portante de l'inclusion. Ils mesurèrent également que la portance de l'inclusion seule est plus élevée dans le cas avec dalle.

Ils ont également testé différents groupes d'inclusions sollicités par un réservoir d'eau à fond souple (figure 39). Il est à noter que, comme pour les inclusions isolées, le radier souple ne repose pas sur un matelas de répartition, mais directement sur les têtes d'inclusions et sur une plate-forme de travail surmontant le sol en place. Il s'agit donc plutôt d'une *variante* de radier souple sur pieux.

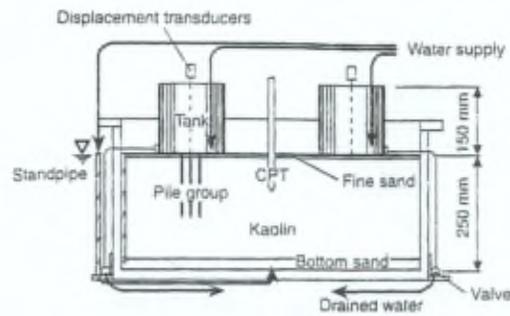


Figure 39 : coupe du modèle de réservoir instrumenté, d'après Horikoshi & al. (1996).

Les résultats de mesure indiquent qu'une partie importante est reportée vers les inclusions extérieures au groupe, tandis que la présence d'éléments de renforcement dans la zone centrale du radier limite les tassements différentiels du radier.

Ils constatèrent également que lorsque le chargement augmente, la part de la charge reprise en tête par les inclusions élargies diminue. Les auteurs proposent comme explication un accroissement de la résistance et du module du sol sous radier, du fait de sa consolidation.

1.D Discussion

Les résultats de Bigot & Canepa (1988) ont montré que lorsque la densité du réseau d'inclusions sous la fondation superficielle est trop faible, aucune amélioration n'est observée.

D'un autre côté, le plot expérimental d'*Agen*, tel que rapporté par Simon (2000), a également montré que le sous-dimensionnement de l'épaisseur du matelas de répartition ou de la dalle peut conduire à des désordres importants de l'ouvrage.

Avançons d'ores et déjà, et cela sera justifié par la suite, que la configuration essayée correspond au mode de rupture par poinçonnement de Bergdahl & al. (1979), cfr. annexe 1, figure AI_8.

Par ailleurs, l'expérimentation en vraie grandeur de Berthelot & al. (2003) sur le site de *Le Meux* semble s'être comportée comme l'on s'y attendait.

Cela est sans doute à associer au mode de rupture « locale », tel que proposé par Bergdahl & al. (1979), cfr. annexe 1, figure AI_9.

En outre, les expérimentations en vraie grandeur de Plumelle (1985), ou *in situ* de Berthelot & al. (2003), tendent à montrer que dans la configuration des fondations superficielles sur remblais peu épais, l'essentiel du report de charge aurait lieu par frottement négatif, et non par effet voûte (incomplet) au sein du matelas de répartition.

A propos du frottement négatif unitaire maximal mobilisable, l'interprétation des résultats de Plumelle (1985) suggère qu'il peut être supposé égal au frottement positif unitaire maximal mobilisable.

Finalement, bien que les études consacrées aux remblais peu épais renforcés au moyen d'inclusions surmontés par une fondation superficielle manquent cruellement au sein de la littérature, il semble se dégager une tendance des publications de Berthelot & al. (2003) et van Eekelen (2003).

En effet, le dépouillement approfondi mené à partir des données transmises du plot expérimental de *Le Meux* (De Olivera, 2001) semble indiquer que le report de charge au sein du matelas dépende de la sollicitation appliquée sur la fondation superficielle.

Il est à noter que cette tendance nouvelle, si elle venait à être confirmée, s'écarte de ce qui est admis jusqu'ici pour la configuration 'remblai'.

II. CAS DES REMBLAIS SANS FONDATION SUPERFICIELLE

D'une part, la limite entre les remblais *épais* et *minces* est encore floue, et d'autre part, le cas des remblais sans fondation superficielle a fait l'objet de *nombreuses* études par le passé.

Bien que cette configuration ne constitue pas le sujet visé par la présente recherche, il a donc semblé utile d'en retenir les principaux *acquis* et *questions en suspens*, mis en parallèle avec la configuration 'fondation superficielle'.

Le lecteur intéressé trouvera cependant en annexe un résumé détaillé et illustré des contributions *significatives* relatives à cette configuration apparentée.

II.A) Voûte - effet voûte

L'*effet voûte* dans un géomatériau a déjà fait – et fera sans doute encore – couler beaucoup d'encre.

Comme illustré aux figures *A1_10* & *A1_18*, si l'observation de voûtes, au sens architectural du terme, dans les géomatériaux est indéniable (Hewlett & al., 1988 ; Horgan & al., 2002) ; les conditions liées à leur formation, forme, ou stabilité sont certainement complexes, et encore mal définies.

Il est à noter que les voûtes observées par Hewlett & al. (1988) ont été obtenues avec du sable humide, et ont résisté à la vibration du modèle.

En outre, Jenck (2005) a observé dans une configuration correspondant à une épaisseur relative H_R égale à 2, c'est-à-dire lorsque se développe un effet voûte complet, que les tassements différentiels au sein du massif granulaire s'annulent à partir d'un niveau égal à la moitié de l'entraxe des inclusions.

Les résultats expérimentaux les plus récents (Hong & al., 2007) semblent cependant montrer que dans le cas bidimensionnel, la forme hémisphérique de l'*intrados* d'une voûte dans un matériau granulaire, telle que proposée antérieurement (Hewlett & al., 1988), n'est plus valide, cfr. Annexe I, page 25 (figure *A1_14*).

Il est conclu que l'épaisseur du matelas de répartition sous une fondation superficielle sera insuffisante pour que se développe une *voûte* au sens architectural du terme.

Par ailleurs, l'*effet voûte*, en tant que tel, est encore mal connu.

II.B) Efficacité ultime

Low & al. (1994) ont observé que les divers indicateurs de report de charge augmentent avec l'épaisseur du matelas granulaire, et atteignent des valeurs stables à partir d'une certaine épaisseur relative (cfr. figure 7).

Ceci a été confirmé par la suite par Huat & al. (1994), Demerdash (1996), Jenck (2005), Dewoolkar & al. (2007), etc.

Ces auteurs ont mis en évidence que lorsque l'épaisseur du remblai est suffisante, l'efficacité E de celui-ci atteint un palier, noté E_{ult} .

La plupart des auteurs ayant proposé une expression de l'épaisseur garantissant l'atteinte de l'efficacité ultime E_{ult} la définissent par rapport à la distance séparant 2 inclusions (tableau 1).

Auteur	Année	Facteur * (s-a)
Low & al.	1994	3 - 6
Huat & al.	1994	1 - 2
Demerdash	1996	2
Jenck	2005	1.5 - 2
Dewoolkar & al.	2007	2

Tableau 1 : valeurs de l'épaisseur relative correspondant à l'atteinte de l'efficacité ultime en fonction de la distance entre 2 inclusions proposées par différents auteurs.

Force est de constater qu'il n'y a pas de définition unanime, et qu'un même auteur peut proposer une plage de valeurs, plutôt qu'un seuil bien défini.

Ces zones d'incertitude sont attribuées ici à la limitation des variables intervenant dans la définition de l'épaisseur limite.

En effet, remarquons que le taux de substitution et les paramètres géomécaniques du remblai n'interviennent pas dans les définitions proposées.

L'objectif de la technique étudiée par cette recherche étant de minimiser la quantité de matière à remblayer, il est conclu que l'épaisseur relative correspondant à la configuration 'fondation superficielle' se situe dans une plage bien inférieure à celle associée à l'efficacité ultime, d'une part, et sur laquelle peu d'études se sont concentrées jusqu'ici, d'autre part.

II.C) Plans d'égal tassement

La définition du plan d'égal tassement supérieur est elle aussi délicate, et souvent basée sur la distance séparant 2 inclusions (tableau 2).

Auteur	Année	Facteur * (s-a)
Demerdash	1996	1.7 - 2
Jenck	2005	1.4
Dewoolkar & al.	2007	4

Tableau 2 : valeurs de la position du plan d'égal tassement en fonction de la distance entre 2 inclusions pour différents auteurs.

Pour rappel, le plan d'égal tassement inférieur correspond à l'inversion du signe des frottements le long du fût de l'inclusion (cfr. figure 11).

Sur base des rapports de mesures sur la configuration 'dalles' de Simon (2000) et De Olivera (2001), il est conclu que la fondation superficielle imposera la position du *plan d'égal tassement supérieur*.

II.D) Un ou plusieurs mécanismes

Demerdash (1996) se limite à la suggestion de l'existence de 2 mécanismes de transfert de charge en fonction de l'épaisseur (relative) du massif granulaire.

Pour cet auteur, la transition entre ces 2 modes est conditionnée par l'épaisseur nécessaire au développement du *plan d'égal tassement*.

D'après Dewoolkar & al. (2007), le report de charge en fonction de l'épaisseur relative suit une allure non linéaire, cfr. figure AI_35.

Par une approximation bi-linéaire, ces auteurs obtiennent une valeur pivot égale à 2, qui correspond selon eux à la distinction entre les trappes minces et épaisses.

Il est à noter que Dewoolkar & al. (2007) observent également un double mécanisme en terme des tassements à la surface du massif, selon que les bandes de cisaillement se propagent jusqu'à celle-ci, ou non.

Comme Dewoolkar & al. (2007), Hong & al. (2007) observent 2 mécanismes en fonction de l'affaissement imposé à la trappe, qu'ils relient à la propagation de 2 familles de bandes de cisaillement à partir du bord des zones immobiles en direction opposée à celles-ci.

Bien que n'étant pas récente, l'analyse la plus poussée à l'heure actuelle en ce qui concerne la définition d'un ou de plusieurs mécanismes en fonction de la

configuration géométrique demeure celle de Bergdahl & al. (1979), qui observèrent 2 modes de rupture :

- poinçonnement lorsque les colonnes de sable au-dessus des têtes d'inclusions restent intactes, associé à un tassement différentiel en surface (cfr. figure A1_8), ou
- rupture locale à cet endroit et tassement uniforme en surface (cfr. figure A1_9).

Les essais tri-dimensionnels de ces auteurs indiquèrent clairement la *tendance* du mode de rupture à se développer sous forme de poinçonnement pour les remblais de faible épaisseur, un important entraxe des inclusions, et un taux de substitution élevé.

Remarquons que Bergdahl & al. (1979) soulèvent la question fondamentale de l'influence de l'épaisseur du remblai, de l'entraxe et de la section des inclusions sur le mode de rupture.

Soulignons que les caractéristiques mécaniques du matériau de remblai n'apparaissent pas dans les critères ou les mécanismes proposés jusqu'à présent.

Il est à constater qu'il n'existe à l'heure actuelle pas de définition du mécanisme de rupture spécifique à la configuration des fondations superficielles.

Si les modes de rupture observés par Bergdahl & al. (1979) sont à adopter, il est à remarquer que ces mécanismes de rupture ne sont toutefois pas décrits précisément.

II.E) Remblai mince - épais, effet voûte complet - incomplet

L'*effet voûte complet* est-il caractérisé par la stabilisation des indicateurs de report de charge, ou par l'annulation des tassements différentiels en surface ?

La littérature manque d'un critère général et précis établissant la distinction entre un remblai *épais* ou *mince*, et un *effet voûte complet* ou *incomplet*.

Il est estimé que cela provient notamment de l'absence de définitions claires et unanimes, de l'incompréhension des mécanismes de report de charge, ou de la non prise en compte de l'ensemble des variables.

Il est à retenir que l'on distinguera, dans la suite de ce mémoire, les remblais *épais* ou *minces* selon le mode de rupture, c'est-à-dire, d'après Bergdahl & al. (1979) « rupture locale » ou « poinçonnement », respectivement.

Rappelons que ces auteurs proposent une distinction en fonction du rapport a/H , dont la valeur seuil est fixée à 0.53.

L'*effet voûte complet* dans un remblai (épais) sera considéré comme le mécanisme de report de charge développé au sein d'un massif granulaire lorsque

l'augmentation de son épaisseur (ou de la surcharge) ne conduit plus à en améliorer l'efficacité E , et *incomplet* sinon.

Si ces notions étant désormais clairement définies, il reste à voir dans quel cas de figure l'on se situe dans la gamme des fondations superficielles posées sur matelas de répartition.

II.F) Stabilité du (des) mécanisme(s)

Les résultats expérimentaux de Bergdahl & al (1979), Huat & al (1994), Demerdash (1996), Dewoolkar & al (2007) montrent que le report de charge atteint rapidement un pic en fonction de l'affaissement à la base du remblai, pour ensuite diminuer vers une valeur résiduelle, cfr. figures *AI_21*, *AI_25* & *AI_35*.

Suite à l'augmentation du déplacement imposé, l'efficacité E tend vers une valeur stable dans la plupart des essais menés.

Huat & al. (1994) ont cependant montré que pour un taux de substitution α_{3D} de 12,5% et une épaisseur relative H_R de 1 ou 2, l'abaissement progressif de la trappe pouvait conduire à *chute continue* de l'efficacité E (figure *AI_22*).

Ce phénomène est à associer au développement d'un mécanisme de *ruine* au sein du matelas granulaire, et pose la question de la *stabilité* du mécanisme de report de charge en fonction du taux de substitution.

Il ne faut cependant pas oublier que ces résultats découlent d'une modélisation par 'trappes'.

Il est conclu que la *stabilité* du (des) mécanismes sera à vérifier dans le cas 'fondation superficielle'.

II.G) Bandes de cisaillement au sein du massif granulaire

Jenck (2005) observe une localisation des distorsions en bandes partant du bord de l'inclusion, et remontant sur une certaine distance dans le massif de sol analogique.

Lors de la phase de fluage de la mousse, la distorsion atteint 1.5 – 2 % au niveau du bord de l'inclusion tandis qu'elle est quasiment nulle partout ailleurs dans le massif (figures *AI_X* & *X*).

La comparaison des champs de distorsion obtenus pour les 2 épaisseurs de massif essayées amène l'auteur à interpréter que les bandes de cisaillement sont « *verticales* » pour une épaisseur relative H_R égale à 1.3, tandis qu'elles sont « *légèrement inclinées* » pour une valeur de 2.0, ce qui d'après cet auteur correspond à la formation d'une voûte.

Hong & al. (2007) décrivent la formation de bandes de cisaillement *locales* pour un affaissement de 11 % de la distance entre inclusions, et de bandes de cisaillement *générales* pour un affaissement de 67 % (cfr. figures AI_13 & 14).

Il est à noter que ni l'origine, ni la direction de ces bandes de cisaillement ne sont précisées par les auteurs.

Dewoolkar & al. (2007) observent en centrifugeuse la propagation des déformations de cisaillement dans la zone du remblai au-dessus d'une trappe en fonction de son abaissement (cfr. figure AI_34).

Ils supposent que l'angle de la bande de cisaillement formé avec la verticale est directement relié à l'angle de dilatance, fonction de l'état de contrainte.

D'après ces auteurs, cela expliquerait la propagation rectiligne des bandes de cisaillement observée dans un modèle réduit non centrifugé, où les contraintes géostatiques varient peu en fonction de la profondeur.

Dans un cas où l'épaisseur du remblai sera faible, la variation des contraintes géostatiques le sera également, impliquant que l'on peut s'attendre, d'après Dewoolkar & al. (2007), à une propagation rectiligne des bandes de cisaillement.

II.H) Découpage du massif granulaire en zones

Bergdahl & al. (1979) ont étudié le champ de déplacement au sein du remblai, et ont détecté un comportement fort différent dans 2 zones du massif : entre les têtes d'inclusions et au-dessus de celles-ci (cfr. figures AI_8 & 9). Leur description s'arrête cependant à une tendance *qualitative* d'amplitude et de direction du déplacement.

Quigley & al. (2003) ont mesuré les déformations dans plusieurs nappes de renforcements horizontaux superposées, et ont mis en évidence les endroits où ceux-ci sont les plus sollicités, en fonction de leur position dans le matelas granulaire (cfr. figure AI_5).

Cela renforce la conception selon laquelle les déformations se concentrent dans des zones localisées du massif granulaire, également dans le cas d'un renforcement horizontal constitué de plusieurs nappes de géosynthétiques.

A ce propos, Hewlett & al. (1988) remarquent que « la déformation en cisaillement est concentrée en éventails naissant aux bords des inclusions ».

Parmi les auteurs ayant observé la formation de voûtes, au sens architectural du terme, le découpage du massif granulaire en 4 zones, dans le cas des remblais épais, proposé par Hong & al. (2007) semble le plus abouti (cfr. figure AI_14).

Cependant, comme discuté en annexe lors de la présentation de leurs travaux, leur interprétation visuelle, la précision de leurs données, ou un biais expérimental ont peut-être influencé leur analyse.

En utilisant la tomographie aux rayons X calculée par ordinateur, Hirakona & al. (2007) observent des zones de variation de densité au sein du massif granulaire.

D'après ces auteurs, il ressort des 4 assemblages de différents grains, testés au même indice de densité relative, que plus l'angle de frottement est élevé, plus le mécanisme de report de charge s'aplatit (figure *AI_30*).

Sur base de ces observations, et des résultats de van Ekelén (2003) dans le cas 'fondation superficielle', il est conclu qu'il semble pertinent d'examiner la possibilité de découpage du massif granulaire en zones dans le présent cas d'étude.

II.I) Zone du remblai au-dessus de l'inclusion

Bergdahl & al. (1979) ont observé que la hauteur de la zone de « rupture locale » au-dessus de la tête d'inclusion augmente avec l'entraxe des inclusions et la taille de leur tête, mais diminue avec l'épaisseur du remblai.

Hirakona & al. (2007) remarquent une zone de densité élevée au-dessus des têtes d'inclusions, en forme de cône », cfr. figure *AI_30*.

Hong & al. (2007) observent qu'une zone « coin » au-dessus des têtes d'inclusions reste intacte au cours de l'affaissement de la trappe, et suggèrent que sa forme est définie par l'intersection de 2 extradors consécutifs (figure *AI_14*).

Le développement *éventuel* de cette zone particulière du remblai est donc à investiguer dans la configuration 'fondation superficielle'.

Remarquons que si son existence se confirme, sa forme reste à éclaircir.

II.J) Caractéristiques du massif granulaire

Sur le site de Länsisalmi, caractérisé par une couche de tourbe de 5 mètres d'épaisseur renforcée par des pieux en bois, Rathmayer (1975) étudia des remblais de sable et de concassé de 2 mètres d'épaisseur.

En faisant varier le taux de substitution (28, 49 et 75%), il ressortit que les propriétés du matériau rapporté déterminent la stabilité de l'arche entre les inclusions.

Il proposa que le taux de couverture peut être réduit en utilisant des granulats au frottement plus élevé.

Bergdahl & al. (1979) n'observèrent pas de rupture par poinçonnement lorsqu'ils utilisèrent du concassé à la place du sable lavé dans leur modèle expérimental. Ils en conclurent que le concassé engendre moins de tassement différentiel en surface.

Cette constatation est sans doute plutôt à relier à la granulométrie.

Jenck (2005) a étudié l'effet de la *taille relative* des grains aux dimensions de la configuration géométrique choisie. Dans la plage de valeurs investiguée, cet auteur n'a pas constaté d'influence notable de la granularité sur le report de charge. Il est à noter que cette interprétation n'est pas partagée.

Par contre, plus les rouleaux sont grands par rapport à la taille des inclusions, plus les tassements sont réduits, indiquant un possible *effet d'échelle*.

Pour un même matériau sableux, l'influence de la densité relative a été examinée sur modèle réduit par Ting & al. (1983).

Au sein du réseau d'inclusions étudié, il est apparu que la distribution des charges était plus uniforme pour le matériau à l'état lâche, cfr. figure *AI_16_a*.

L'allure des courbes présentant la charge mesurée en tête des inclusions en fonction de l'affaissement imposé à la trappe fut également différente. Pour le remblai compacté ($I_D=80\%$), un radoucissement fut observé après le pic, cfr. figure *AI_16_b*.

En centrifugeuse, Dewoolkar & al. (2007) ont également étudié l'effet de la densité relative du remblai (40 et 80%).

Les résultats indiquent que l'affaissement de la trappe conduisant à l'atteinte d'un report de charge maximal est plus faible pour l'état dense. Par ailleurs, le report de charge est généralement meilleur pour les remblais compacts.

Les auteurs ont attribué les comportements observés à la dépendance de l'angle de frottement et de l'angle de dilatance à la densité relative.

En conclusion, de ces différentes études se dégagent des tendances essentiellement qualitatives, illustrant la variété des géomatériaux, la complexité de leur comportement mécanique, et leurs influences sur le report de charge.

II.K) Mise en oeuvre

D'après Bergdahl & al. (1979), la majeure partie du report de charge a lieu avant l'abaissement de la trappe. Ces auteurs en concluent que la mise en œuvre du remblai suffit à développer l'*effet vouûte* recherché.

Demerdash (1996) a constaté que le mode de mise en œuvre (remblaiement par couches successives, ou en une fois) du remblai a une influence sur son le report de charge (cfr. figure *AI_24*).

II.L) Répartition de pression en tête d'inclusion

Rathmayer (1975) a montré que la répartition de pression sur l'inclusion n'était pas *uniforme*, et qu'il se produisait une *concentration* de contrainte verticale au bord de celles-ci (figure *AI_1*).

En outre, il est à noter que cet effet est *accentué* dans le cas de têtes d'inclusions de section carrée.

II.M) Rôle d'un renforcement horizontal

L'amélioration du report de charge apportée par un renforcement horizontal à la base du matelas a été mesurée par Kempfert (1999) & Jenck (2005).

Par comparaison des résultats des configurations *avec* et *sans* renforcement horizontal, Kempfert (1999) propose en outre que les mécanismes d'effet voûte au sein du matelas granulaire et de membrane du géosynthétique peuvent être étudiés de façon découplée.

Cependant, dans le cas de l'introduction de plusieurs nappes de géosynthétique au sein du matelas granulaire, les résultats de déformation de Quigley (2003) semblent indiquer que les interactions sont plus complexes, suggérant une localisation des déformations.

En ce qui concerne l'influence sur les déplacements, Demerdash (1996), Kempfert (1999) & Jenck (2005) s'accordent pour conclure à une réduction des tassements en présence d'un renforcement horizontal.

Par rapport à l'effet de la raideur du géosynthétique, il est à constater que les résultats de Demerdash (1996) et de Kempfert (1999) ne vont pas dans le même sens. Jenck (2005), quant à elle, avance une conclusion plus nuancée.

II.N) Influence du tassement

Plusieurs études ont montré la même allure expérimentale de la dépendance de l'efficacité E en fonction du tassement à la base du remblai : Bergdahl & al. (1979), Ting & al. (1983), Huat & al. (1994), Demerdash (1996), Dewoolkar & al. (2007).

Cependant, le raisonnement de ces auteurs s'arrête souvent à la constatation expérimentale, et n'envisage pas que le tassement à la base du remblai implique la mobilisation de *frottement* au sein du massif.

II.O) Modèles de trappes

De nombreuses recherches en laboratoire ont étudié l'influence de l'affaissement d'une trappe sur le développement du mécanisme de report de charge au sein d'un massif granulaire.

C'est notamment le cas des expérimentations de Bergdahl & al. (1979), Ting & al. (1983), Huat & al. (1994), Demerdash (1996), Dewoolkar & al. (2007).

Cette voie de modélisation expérimentale présente cependant quelques divergences par rapport à la configuration des « *inclusions* » :

- la *perturbation* que l'on induit dans le système est la discontinuité en déplacement à la frontière inférieure, à la base du remblai (affaissement de la trappe), sans modifier les surcharges extérieures,

- l'affaissement de la trappe n'est pas entravé par la réaction du sol en place (non modélisé) ; le tassement à la base du remblai n'est par en outre pas *limité* dans le modèle,

- le déplacement imposé à la trappe, simulant le tassement du sol compressible, est *uniforme*,

- les *dimensions* de la trappe sont en général inférieures, ou du même ordre de grandeur que celles des zones fixes : les taux de substitution sont en général élevés,

- ainsi, comme le montre l'étude des champs de déplacement, les zones de cisaillement semblent concentrées en bandes relativement localisées, plus ou moins verticales,

- les variations de volumes sont peu entravées ; l'extension est possible, ce qui rend pertinent de relier l'orientation des bandes de cisaillement à l'angle de dilatance.

Si ces différences peuvent, à la limite, être acceptables pour l'étude des remblais sous poids propre, ce ne sera plus le cas pour la configuration des fondations superficielles posées sur un matelas de répartition renforcé, pour lesquelles la sollicitation provient principalement de la surcharge.

II.P) Reproduction du comportement de l'horizon compressible

Par comparaison des charges verticales mesurées en tête d'inclusion, dans le cas où le massif compressible est simulé par de l'argile de Ansan, Hong & al. (2007) concluent que le caoutchouc spongieux peut être utilisé comme sol analogique afin de représenter l'horizon compressible.

II.Q) Influence du mode d'application du chargement

Il est à retenir que Zaeske & Kempfert (2002) ont appliqué, au moyen d'un coussin d'air, une surcharge uniformément répartie jusqu'à une valeur de 130 kPa sur des remblais caractérisés par une épaisseur relative variant de 0.58 à 2.94 .

Ces auteurs observent que le report de charge est indépendant de la surcharge *uniformément* répartie (cfr. figure *AI_28*).

Remarquons que cette conclusion contraste avec la *tendance* qui semble se dégager de l'analyse approfondie des résultats de Berthelot & al. (2003) et van Eekelen (2003) dans le cas 'fondation superficielle'.

Il y a donc lieu de lever cette incertitude concernant l'influence du chargement d'une structure rigide fondée sur un matelas de répartition surmontant un massif compressible renforcé au moyen d'inclusions.

Chapitre 3

Analyse des modèles analytiques

Ce deuxième chapitre de la revue de la littérature est consacré à la description et à l'analyse des modèles analytiques rencontrés qui sont applicables à la détermination de la répartition de la charge entre les inclusions et le sol compressible, à *travers* le matelas granulaire.

Pour l'exposé, le cas '*fondation superficielle*' (remblai peu épais, où la sollicitation prépondérante est la surcharge extérieure) sera distingué de la configuration '*remblai*' (épais, où la sollicitation prépondérante est le poids propre).

Pour chaque configuration, et au sein de chaque école, les modèles seront présentés dans l'ordre chronologique d'apparition dans la littérature.

I. CAS 'FONDATION SUPERFICIELLE'

Les méthodes de calcul *spécifiquement* dédiées au dimensionnement de la configuration d'une fondation superficielle posée sur une couche *peu épaisse* remblayée au-dessus d'un massif renforcé par inclusions sont peu nombreuses parmi la littérature consultée.

Il s'agit des approches de Combarieu (1990) et Frossard & Glandy (2003).

I.A) *Combarieu (1990)*

Dans son article dédié aux fondations superficielles sur un sol amélioré par inclusions rigides verticales, Combarieu (1990) examine 2 cas particuliers : le radier infiniment souple, et la semelle rigide de faibles dimensions.

Si la fondation est *infiniment souple*, l'auteur ramène le problème à la configuration du remblai surchargé (cfr. II.A.2, page 65). Cela permet de calculer la contrainte résiduelle à la base du matelas, et par suite, la hauteur d'action du frottement négatif, le tassement résultant et l'effort sollicitant les inclusions.

Dans le cas des semelles *rigides* de *faibles dimensions*, l'auteur propose un modèle de dimensionnement relativement simple, basé sur les solutions connues de la méthode pressiométrique pour des configurations limites (figure 40).

Combarieu (1990) suppose en effet que la force portante $Q_{L, INC}$ et le tassement w_{INC} du système étudié sont compris entre ceux de la fondation superficielle posée sur le massif stratifié non renforcé ($Q_{L, FS}$, w_{FS}) et ceux de la fondation mixte, semelle posée directement sur les pieux ($Q_{L, FM}$, w_{FM}).

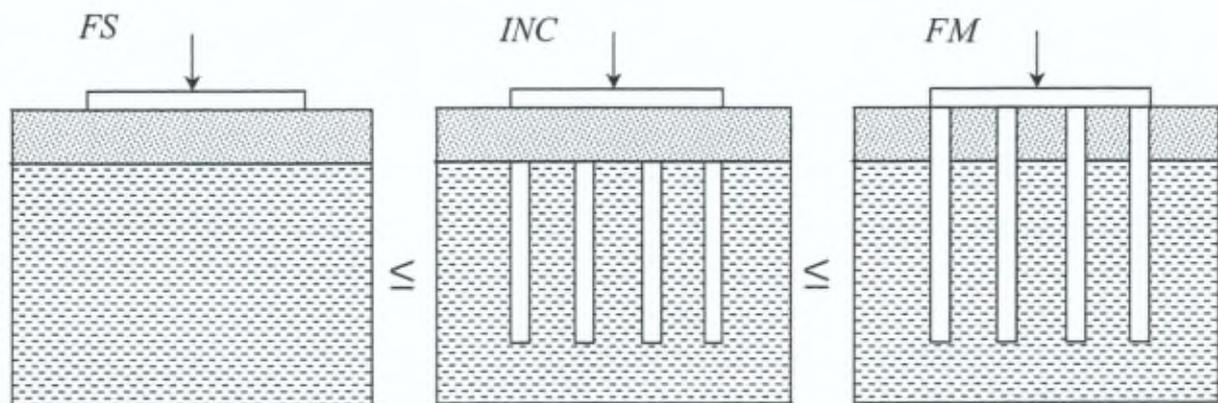


Figure 40 : configurations limites étudiées par Combarieu (1990). Fondation superficielle (gauche), système de semelle rigide et inclusions (centre), fondation mixte (droite).

Entre ces valeurs extrêmes, une dépendance de type parabolique est supposée en fonction du rapport de l'épaisseur du matelas à la largeur B de la semelle (3).

$$Q_{L,INC} = Q_{L,FS} + \left(1 - \frac{H}{B}\right)^2 \cdot (Q_{L,FM} - Q_{L,FS}). \quad (3)$$

L'auteur applique sa formulation aux résultats expérimentaux de Plumelle (1985), comportant précisément des essais de chargement de semelles sur sable, de semelles sur remblai mince surmontant un massif de sable renforcé par micropieux, et d'un groupe de 4 micropieux (assimilé à la fondation mixte), cfr. chapitre 2, § I.A.1, page 20.

Remarquons que, dans ce cas précis, le massif renforcé est constitué de sable de Montabé, mis en œuvre à l'état lâche ($I_D = 37\%$).

Analyse

Pour cette configuration d'inclusions flottantes, et compte tenu des hypothèses prises pour évaluer les paramètres non déterminés, les simulations effectuées fournissent une estimation satisfaisante de l'ordre de grandeur de la force portante du système étudié.

Soulignons que l'application de la méthode nécessite le calcul, ou la mesure, de la force portante des 2 autres systèmes.

Il est cependant à noter que le nombre d'inclusions influencées par la semelle demeure incertain.

On peut en outre s'interroger sur le résultat que donnerait cette approche dans le cas d'inclusions fichées dans le socle rocheux : les forces portantes de la semelle et de la fondation mixte seraient ne seraient alors plus dans le même ordre de grandeur.

Observons que cette approche propose des bornes au problème, mais ne constitue pas une étude spécifique.

En particulier, on peut se demander si la configuration 'fondation superficielle' (et le mécanisme de transfert de charge qui y est associé) correspond effectivement à un cas intermédiaire entre une fondation superficielle sur sol stratifié, et une fondation mixte reposant directement sur les têtes d'inclusion, ou bien constitue cas particulier.

En effet, il peut être supposé que l'inclusion induit une perturbation au sein du matelas granulaire en général, et vis-à-vis de la fondation superficielle en particulier, d'autant plus forte que le remblai est mince.

Par ailleurs, dans le cas où la fondation superficielle est liée aux pieux (fondation mixte), un tassement identique est imposé au sommet du massif, n'impliquant pas de tassement différentiel entre le sol et les fondations profondes sur

une certaine épaisseur, ce qui conduit classiquement à neutraliser le frottement sur une profondeur égale à la moitié de la largeur B .

Si, de la même manière, la *résistance* est apportée par la mobilisation du frottement positif et de l'effort en pointe de la fondation profonde, les interactions en partie supérieure du système sont plus nombreuses dans le cas de la technique des inclusions (poinçonnement du matelas granulaire, frottement négatif), ce qui conduit probablement à un mécanisme de transfert de charge *différent*.

En outre, il s'ajoute à la partie résistante des fondations profondes une contribution de la fondation superficielle, mais il faudrait tenir compte, dans une telle approche, de l'interception par les inclusions des lignes de glissement se développant sous la fondation superficielle (modifiant le mécanisme de rupture).

Remarquons que la méthode proposée ne permet pas de déterminer la transmission des charges *au sein* du système, et en particulier en tête d'inclusion.

Enfin, le paramètre prépondérant selon l'auteur est le rapport (H/B) entre l'épaisseur du matelas granulaire à la largeur de la semelle.

Notons que cette approche ne tient pas compte du diamètre a de l'inclusion, ou plus précisément du rapport (H/a) de l'épaisseur du remblai à celui-ci, de nature à induire des modes de déformation au sein du matelas granulaire, et par conséquent des mécanismes de report de charge différents, d'après Bergdahl & al. (1979) et comme il sera vu ultérieurement dans cette recherche.

I.B) Frossard & Glandy (2003)

En s'appuyant sur les règles de dimensionnement usuelles (fondations superficielles et profondes), ces auteurs proposent une approche où la semelle est découplée des inclusions (figure 41).

La force portante admissible de l'ensemble Q_{ens} est supposée égale à la somme des contributions séparées de la semelle Q_{sem} et des n inclusions Q_{inc} :

$$Q_{ens} = Q_{sem} + Q_{inc} \quad (4)$$

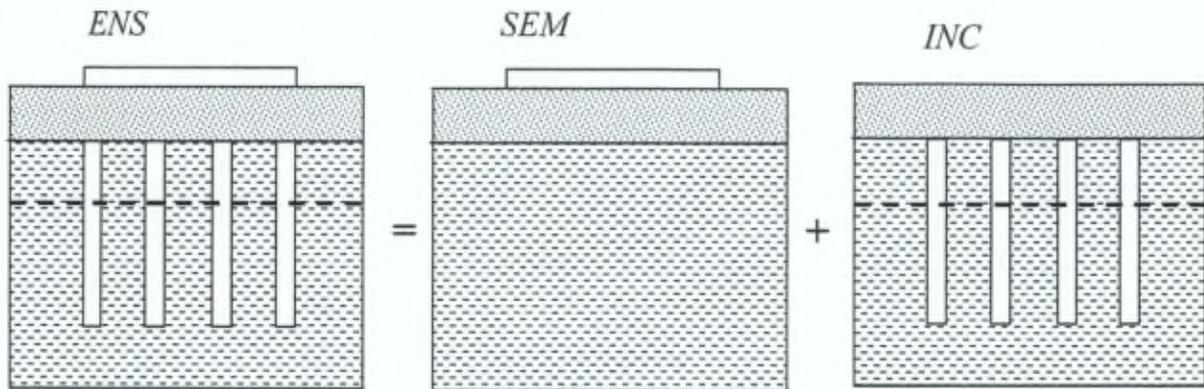


Figure 41 : principe de calcul de la résistance du système d'après Frossard & Glandy (2003).

En appliquant la méthode pressiométrique, on a, pour la semelle de largeur B et de longueur L :

$$Q_{sem} = q_{adm,sem} \cdot A'_{sem} = \left(\frac{p_{le} \cdot k_s}{F_S} \right) \cdot (B \cdot L - n \cdot A_{inc}), \quad (5)$$

- où
- $q_{adm,sem}$: contrainte admissible par le sol sous la semelle,
 - A'_{sem} : aire réduite de la semelle,
 - p_{le} : pression limite équivalente,
 - k_s : facteur de portance,
 - F_S : coefficient de sécurité
 - A_{inc} : aire d'une inclusion.

Suivant la même méthode, pour les n inclusions :

$$Q_{inc} = \delta \cdot \sum_n \left[\frac{Q_{p,inc}}{F_p} + \frac{Q_{f,inc}}{F_f} \right] = \delta \cdot \sum_n [q_{adm,inc} \cdot A_{inc}], \quad (6)$$

- où
- δ : coefficient réducteur dû à l'effet de groupe,
 - $Q_{p,inc}$: résistance en pointe d'une inclusion, associée à un coefficient de sécurité F_p ,

$Q_{F.inc}$: résistance en frottement d'une inclusion, associée à un coefficient de sécurité F_p ,

$q_{adm.inc}$: minimum de la contrainte admissible en compression de chacun des éléments (inclusion, remblai).

Remarquons que cette dernière hypothèse consiste à prolonger l'inclusion par une colonne fictive au sein du remblai (cfr. II.A.2, page 65), de manière similaire à Combarieu (1988).

Il est à noter que dans le calcul de la résistance en frottement d'une inclusion, le frottement unitaire (positif) est *neutralisé* sur une profondeur égale à la moitié de la largeur de la semelle.

Cette hypothèse est peut-être à interpréter, en première approximation, comme le reflet du frottement négatif.

Pour une configuration donnée, on vérifie alors que la force portante admissible de l'ensemble est supérieure à la charge à reprendre Q .

$$Q_{ens} \geq Q \quad (7)$$

La contrainte verticale appliquée à chaque élément est alors calculée, et comparée à la contrainte admissible.

La suite du raisonnement consiste à appliquer au remblai et au terrain en place la méthode du frottement négatif de Combarieu (1988).

En supposant un taux de travail de la semelle et un déplacement relatif de la pointe de l'inclusion par rapport au sol, il est possible de d'estimer l'évolution, en fonction de la profondeur, du tassement au sein du massif compressible, des tassements différentiels, par suite, des frottements mobilisés, et finalement de la contrainte verticale dans l'inclusion.

Il est à noter que les calculs de tassements sont basés sur la détermination des rigidités verticales des différents éléments.

Ces opérations sont itérées jusqu'à obtenir un tassement uniforme au sommet du remblai (face inférieure de la fondation superficielle) et une charge totale reprise par l'ensemble égale à la charge appliquée.

Pour les projets dimensionnés par cette méthode, les auteurs comparent ensuite les valeurs prédites du tassement sous la charge de service, aux résultats d'essais de contrôle à la plaque de 1 mètre carré.

En moyenne, les calculs menés au moyen de cette méthode surestiment les résultats obtenus par l'essai de chargement à la plaque d'un facteur égal 2.

Analyse

Il est à souligner qu'il n'est pas considéré d'interaction - c-à-d d'influence mutuelle - entre les éléments dans cette méthode de calcul de la force portante.

En outre, la méthode de Combarieu (1988), utilisée dans un second temps, considère un report de charge au sein du remblai par frottement *négatif* le long de *colonnes cylindriques* (verticales) *fictives* dans le massif granulaire, hypothèse qui sera discutée ultérieurement.

Signalons d'ores et déjà que cette méthode (Combarieu, 1988) a été développée dans le cas des 'remblais', sans fondation superficielle. On est donc en mesure de se demander si la transposition entre ces deux cas est valable.

Enfin, on peut s'interroger sur la pertinence de la comparaison de la prédiction du tassement d'un ouvrage, à la mesure fournie par un essai à la plaque.

I.C) Conclusion intermédiaire

Si l'approche de Combarieu (1990) consiste à considérer que la *force portante* et le *tassement* du cas de la semelle rigide de faibles dimensions constitue un cas intermédiaire entre celui d'une fondation superficielle sur sol stratifié, et d'une fondation mixte reposant directement sur les têtes d'inclusion, Frossard & al. (2003) supposent que les *contributions résistantes* de la semelle et des inclusions peuvent être découplées.

Dès lors, il est à constater qu'il n'existe pas, dans la littérature consultée, de modèle analytique *spécifique* dédié au report de charge vers les inclusions *au sein* du matelas de répartition, intégrant le rôle *interactif* joué par le massif granulaire, disposé entre la fondation superficielle et les inclusions.

II. CAS 'REMBLAI'

Contrairement à la configuration 'fondation superficielle', il existe parmi la littérature de nombreuses propositions dans le cas des 'remblais' (*épais, sans fondation superficielle*).

Poussées dans les silos, pressions sur les conduites enterrées, tassements différentiels causés par des cavités ou des formations karstiques, murs de soutènement, ... les cas de figure impliquant une distribution de pression non hydrostatique due à un report de charge sont en effet nombreux en géotechnique.

Par développements successifs, ces diverses approches ont alors été adaptées à la technique du renforcement des sols par inclusions, pour finalement donner naissance à plusieurs écoles, autour du principe de base qui, d'après les auteurs, gouverne le phénomène de report de charge :

- A. le frottement mobilisé le long d'une surface verticale,
- B. la formulation du transfert de charge sous forme de prismes,
- C. l'hypothèse géométrique sur la forme des voûtes.

La diversité des facettes par lesquelles ce problème a été approché illustre bien sa complexité.

Vu le faible nombre et la pauvreté des modèles analytiques dédiés à la configuration 'fondation superficielle', il a été jugé pertinent d'examiner si l'une de ces approches pouvait convenir telle quelle à ce cas, ou nécessitait éventuellement d'être adaptée.

La description de ces modèles est cependant reportée en annexe *A_II*.

On en présente ici l'analyse des hypothèses de base.

II.A Frottement mobilisé le long d'une surface verticale

II.A.1) Fondements théoriques

L'hypothèse commune de ces approches est que le massif granulaire peut être découpé verticalement en deux catégories distinctes (figure 42), entre lesquelles s'exerce du frottement négatif :

- l'une supposée fixe,
- l'autre supposée glisser entre les zones fixes.

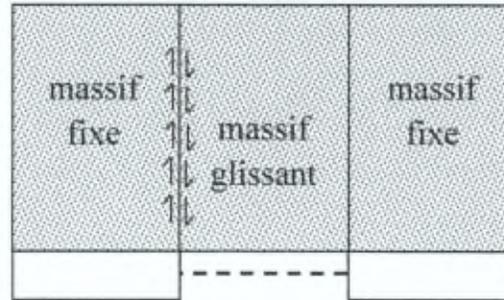


Figure 42 : schéma de principe du report de charge par frottement négatif.

A l'origine, ces développements correspondent à une géométrie bidimensionnelle plane, qui a été étendue au cas tridimensionnel par la suite.

II.A.2) Applications à la technique des inclusions

John (1987), Combarieu (1988), McKelvey (1994) et Russel & Pierpoint (1997) ont proposé des applications à la problématique des remblais renforcés sur base des développements de Janssen (1895), Marston & Anderson (1913), Terzaghi (1943), Handy (1985).

II.A.3) Analyse

Il apparaît d'une part que ces modèles, basés sur l'hypothèse selon laquelle le massif granulaire peut être verticalement découpé en deux zones distinctes (figure 42), entre lesquelles s'exerce du frottement *négatif*, ne sont pas limités inférieurement par l'épaisseur du massif granulaire (et semblent donc *théoriquement* applicables aux remblais *peu épais*), mais d'autre part ne prennent pas en compte l'application de l'éventuelle surcharge uniforme par une fondation superficielle.

II.B Report de charge sous forme de prismes

II.B.1) Fondements théoriques

Une deuxième approche consiste, comme pour les premiers développements (cfr. A), à découper le massif granulaire en deux zones distinctes.

La différence *essentielle* est cependant qu'on ne considère pas d'interaction entre les régions prédéfinies, et que le découpage est incliné, (figure 43).

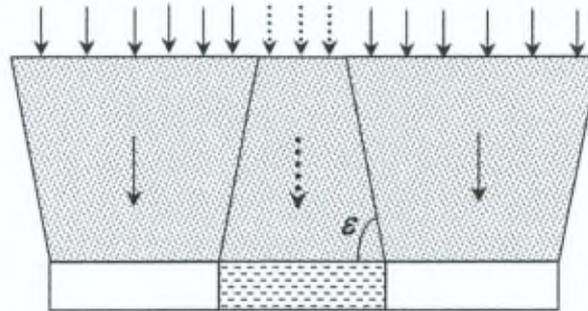


Figure 43 : schéma de principe du report de charge sous forme de prismes.

Cette philosophie suppose *a priori* qu'un volume du remblai, et les éventuelles surcharges qu'il subit, agit directement sur le terrain en place (flèches pointillées), tandis que le reste du poids du massif et des surcharges est transmis aux têtes d'inclusions (flèches continues).

II.B.2) Modèles proposés

Le tableau 3 reprend les orientations par rapport à l'horizontale ε des prismes de report de charge considérées par les divers auteurs :

Auteur	Année	ε [°]
Ting & al.	1983	N.C.
Guido & al.	1987	45
Carlsson & al.	1987	75
Svanø & al.	2000	68 – 75
van Eekelen & al.	2003	75

Tableau 3 : orientations par rapport à l'horizontale du mécanisme de report de charge.

Ting & al. (1983) ne communiquent pas l'orientation considérée dans leur modèle.

II.B.3) Analyse

Tout d'abord, il est étonnant de ne pas considérer d'interaction entre les zones découpées au sein du massif.

Ensuite, cette philosophie équivaut en quelque sorte à supposer la naissance de « bandes de cisaillement » à partir des bords de l'inclusion, et leur propagation jusqu'à la surface du massif.

Il est à remarquer que mis à part Svanø & al. (2000), selon qui ce paramètre doit être « calibré », les directions supposées par ces auteurs sont constantes et non reliées aux paramètres géomécaniques du remblai.

Enfin, si la prise en compte d'une certaine inclinaison du découpage constitue une avancée, il est à souligner que les mécanismes proposés ne sont pas *complets*, ni *compatibles* avec la cinématique.

II.C Forme de l'effet voûte

II.C.1) Observations expérimentales

Comme illustré à l'annexe I aux figures AI_10, 14 & 18, la formation de voûtes, au sens architectural du terme, a été observée notamment par Hewlett & Randolph (1988) et Hong & al. (2007).

Cela a conduit une autre école, composée de Hewlett & Randolph (1988), Low & al. (1994), Kempfert (1999), van Eekelen (2003), et Hong & al. (2007) à élaborer des modèles de report de charge postulant *a priori* la forme de l'effet voûte au sein du remblai, c'est-à-dire la trajectoire des contraintes principales.

II.C.2) Forme supposée

Il est à noter que toutes ces formulations supposent communément que les voûtes sont caractérisées par un intrados et un extrados semi-circulaires, et que dans la plupart des cas, ces derniers s'étendent d'axe en axe des inclusions (figure 44).

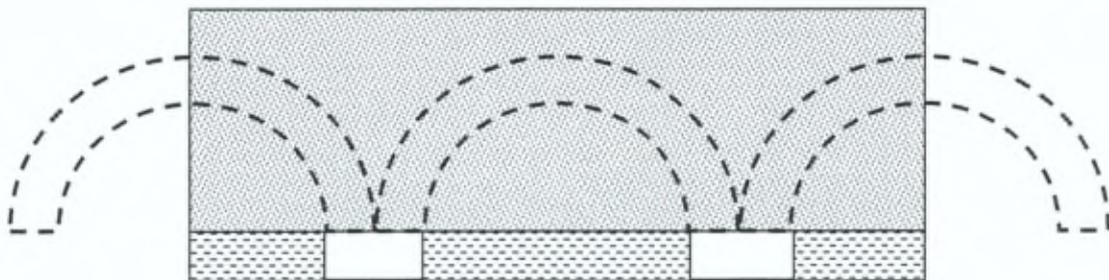


Figure 44 : schéma de principe du report de charge sous forme de voûtes semi-circulaires.

Il s'ensuit que ces modèles ne sont valables que pour une épaisseur de remblai supérieure à la moitié de l'entraxe des inclusions, ce qui les rend inapplicables aux remblais peu épais.

II.C.3) Kempfert (1997 – 2003)

A la base des recommandations allemandes, le modèle tridimensionnel proposé par Kempfert & al. (1997), Zaeske & Kempfert (2002), Kempfert (2003) se distingue cependant par le fait que d'après ces auteurs, il est également valable pour une épaisseur de remblai moindre.

De la même manière, les voûtes s'appuient directement sur les têtes d'inclusion en s'étendant d'axe en axe, sont également hémisphériques, mais leurs enveloppes supérieure et inférieure ne sont pas concentriques (figure 45).

En outre, une longueur caractéristique s_d est définie comme l'espacement maximal entre deux inclusions au sein d'une maille (figure 45). Celle-ci est utilisée

comme critère limite de développement des voûtes dans l'écriture des expressions analytiques.

Il est pourtant à noter que pour que les voûtes puissent se développer *correctement*, il est recommandé de mettre en œuvre un remblai d'une épaisseur minimale de $s_d/2$.

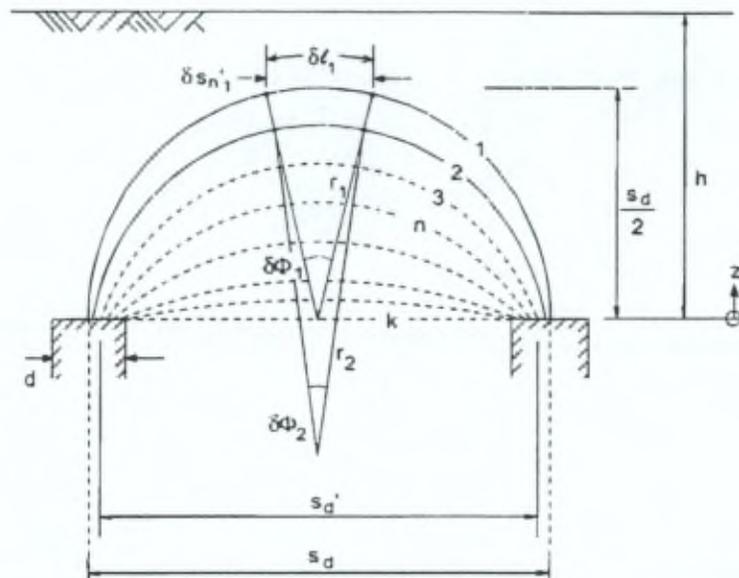


Figure 45 : coupe dans le modèle de voûte tridimensionnel proposé par Kempfert (1999).

Il est cependant essentiel de rappeler que dans le modèle physique mis au point par ces auteurs (cfr. annexe 1, figure AI_27), la surcharge extérieure, uniformément répartie, est appliquée par une structure *infinitement souple* (coussin d'air).

Pour ce mode de sollicitation, il n'est pas observé d'influence du niveau de chargement sur le report de charge, cfr. figure AI_28.

Ainsi, comme il peut être constaté dans l'expression 19, l'efficacité E du remblai prédite par le modèle analytique développé par Kempfert & al. (1997) n'est pas sensible à la surcharge extérieure, aspect sur lequel il sera revenu ultérieurement dans cette recherche.

III. CONCLUSION INTERMEDIAIRE

Les différentes hypothèses sur lesquelles reposent ces développements ont été discutées lors de ce chapitre, et on en a montré les limitations.

L'analyse des méthodes de calcul dédiées à la configuration 'fondation superficielle' montre qu'il n'existe pas, dans la littérature consultée, de modèle analytique *spécifique* dédié au report de charge vers les inclusions *au sein* du matelas de répartition, intégrant le rôle *interactif* joué par le massif granulaire, disposé entre la fondation superficielle et les inclusions.

Par ailleurs, il est à noter que les études comparatives entre les différents modèles analytiques développés dans le cas 'remblai' mettent en évidence une importante variabilité dans l'efficacité E qu'elles prévoient, d'après Briançon (2002), CUR (2002), Jenck (2005), & Le Hello (2007).

Chevalier (2008) ajoute que « la divergence entre les méthodes est très importante lorsque l'épaisseur relative H_R est inférieure à 2 ou 3 », c'est-à-dire pour les remblais *peu épais*, lorsque l'*effet voûte* est incomplet.

Il est interprété que le découpage du remblai par les bandes de cisaillement en un mécanisme de blocs, glissant *nécessairement* les uns sur les autres, est plus complexe que ce que supposent les approches précédentes.

Retenons que Jenck (2005) conclut en ces termes : « les différentes méthodes donnent des résultats souvent divergents, et il n'existe pas de méthode simplifiée qui décrirait toutes les configurations rencontrées dans la pratique. Il reste donc à développer une ou plusieurs approches simplifiées et robustes, couvrant un domaine clairement défini ».

Chapitre 4

Analyse des modèles numériques

D'après l'étude bibliographique réalisée par Jenck (2005), la plupart des modélisations numériques sont consacrées au cas des remblais (sans fondation superficielle), avec mise en œuvre d'un géosynthétique à la base de celui-ci, et le comportement du matelas granulaire est le plus souvent représenté par la loi de Mohr-Coulomb.

L'objectif de ce chapitre n'est donc pas de présenter une synthèse exhaustive des études numériques réalisées sur la technique du renforcement par inclusions, mais de se concentrer sur les modèles simulant la configuration '*fondation superficielle*' sur un remblai *peu épais*, en mettant l'accent sur les approches numériques adoptées, les lois de comportement utilisées et les conclusions qui s'en dégagent.

Peu d'auteurs ont suivi la voie de la modélisation numérique pour approcher la réponse de ce système complexe et l'interaction entre les divers milieux.

Ainsi, les contributions de Laurent (2002) et Chevalier (2008) sont analysées, tandis que la description des approches de Ting & al. (1983), Gilbert (1993), Han & Gabr (2002), CUR (2002) et Jenck (2005) est reportée à l'annexe III.

I. CAS 'FONDATION SUPERFICIELLE'

II.A Laurent (2002)

Briançon (2002) rapporte les résultats d'une étude paramétrique tridimensionnelle réalisée par Laurent (2002), au moyen du code de calcul FLAC (différences finies explicites). Deux modèles ont été élaborés : l'un pour simuler la configuration 'remblai', l'autre pour le cas 'dallage'.

Lois de comportement

Le comportement des inclusions est représenté par une loi élastique linéaire, tandis que le matelas granulaire et l'horizon compressible sont reproduits par un modèle élastique linéaire, associé au critère de Mohr-Coulomb.

Résultats numériques

D'après cette étude, il semble que l'influence du module d'Young du matelas de transfert de charge sur les mécanismes de report de charge soit importante.

Les résultats obtenus à partir de ce modèle numérique montrent également que le module d'Young des inclusions rigides joue un rôle important.

Briançon (2002) note que l'introduction d'interfaces frottantes dans les modèles numériques autour des inclusions double les temps de calcul et n'engendre que de faibles écarts de résultats.

Conclusion de cet auteur

« Il apparaît que le dallage ne fonctionne pas comme le remblai du point de vue des reports de charges. En effet, le fonctionnement du dallage se rapproche plus de celui d'une poutre ou d'une plaque simplement appuyée au droit des points durs que constituent les inclusions rigides. Il semble ne pas se développer de réels effets de voûtes dans le matelas de transfert sous le dallage, alors qu'il s'en développe à la base d'un remblai. Cela s'explique par l'épaisseur relativement faible du matelas. », Briançon (2002).

Commentaires

Rappelons que les résultats expérimentaux de Berthelot & al. (2003) montrent qu'il se développe effectivement un report de charge par effet voûte au sein du remblai, même peu épais, lorsque celui-ci supporte une fondation superficielle chargée (page 39).

L'épaisseur relativement faible d'un matelas de répartition ne semble donc pas être un obstacle au développement de l'effet voûte.

Il semble donc que cette étude numérique n'ait pas vraiment pu améliorer la compréhension des phénomènes.

II.B Chevalier (2008)

Cet auteur a étudié par l'expérimentation et la modélisation numérique discrète les transferts de charge dans les matériaux granulaires en déformations planes (problème de la trappe).

Il se consacre ensuite à la problématique du renforcement des sols par inclusions, géométrie tridimensionnelle approchée par la voie numérique en éléments discrets (dynamique moléculaire).

Dans cette optique, une partie relativement réduite de sa thèse est alors dédiée à l'étude de la configuration 'fondation superficielle'.

Configuration étudiée

Le modèle représente un réseau carré d'inclusions rigides caractérisé par un entraxe entre inclusions de 2.50 m . Les inclusions sont de section carrée de côté égal à 0.37 m . Le taux de recouvrement des inclusions est donc $\alpha_{3D} = 2.22\%$.

Le réseau est supposé infini, ce qui permet, compte tenu des symétries, de réduire l'étude à une maille élémentaire.

Description du modèle numérique

Le matériau granulaire est représenté par un ensemble de particules indépendantes interagissant les unes avec les autres, dont la forme et la granulométrie sont fixées *a priori*.

Le matelas granulaire est constitué de 16000 clusters (particules) pour une épaisseur de matelas granulaire égale à 0.5 m .

La granulométrie considérée est telle que le rapport du diamètre maximal au diamètre minimal des particules est égal à 4 .

Il est à noter que les lois de contact utilisées par Chevalier (2008) sont linéaires (figure 46). La composante normale de la force de contact est reliée à l'interpénétration des deux particules en contact par l'intermédiaire de la rigidité normale k_n , tandis que la composante tangentielle est définie à partir du déplacement relatif tangentiel et de la rigidité tangentielle du contact k_t .

Enfin, une condition de Coulomb de coefficient μ est imposée entre les composantes normale et tangentielle de la force de contact.

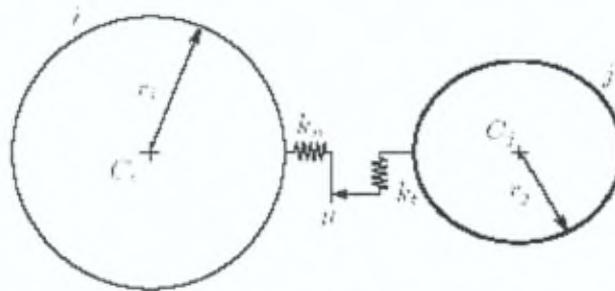


Figure 46 : Schéma rhéologique d'un contact frottant entre deux particules i et j , d'après Chevalier (2008).

Le dallage est modélisé par deux couches de sphères de même rayon et régulièrement agencées au droit l'une de l'autre (figure 47). Ces sphères sont liées entre elles par une résistance en traction et au cisaillement du contact qui assure la cohésion de l'ensemble.

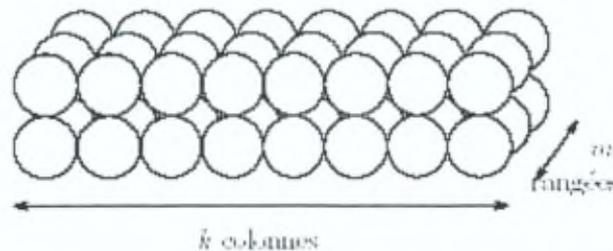


Figure 47 : arrangement des sphères constituant le dallage, d'après Chevalier (2008).

Chevalier (2008) note que par cette méthode, il existe un *frottement* de la dalle sur le matelas granulaire, conséquence de la rugosité caractérisant l'arrangement des sphères de la dalle.

L'horizon compressible est modélisé par un ensemble de ressorts élastiques linéaires indépendants (modèle de Winkler), tandis que les têtes des inclusions sont traitées comme des conditions aux limites dont le déplacement est bloqué.

Une fois les divers éléments générés au sein du modèle, l'ensemble est alors soumis à son poids propre. Ensuite, un chargement uniformément réparti q est appliqué sur l'ouvrage par 4 paliers successifs (12.75 - 25.5 - 46.75 - 68 kPa).

La contrainte moyenne à la base du remblai vaut donc :

$$q_i = \gamma \cdot H + q \quad (8)$$

Il est à noter que la surcharge est appliquée artificiellement par augmentation de la masse des sphères constituant le dallage.

Résultats numériques

La figure 48 reproduit, d'après Chevalier (2008), l'évolution de l'efficacité E obtenue en fonction du chargement vertical total q_t pour la configuration sans (a) et avec dallage (b).

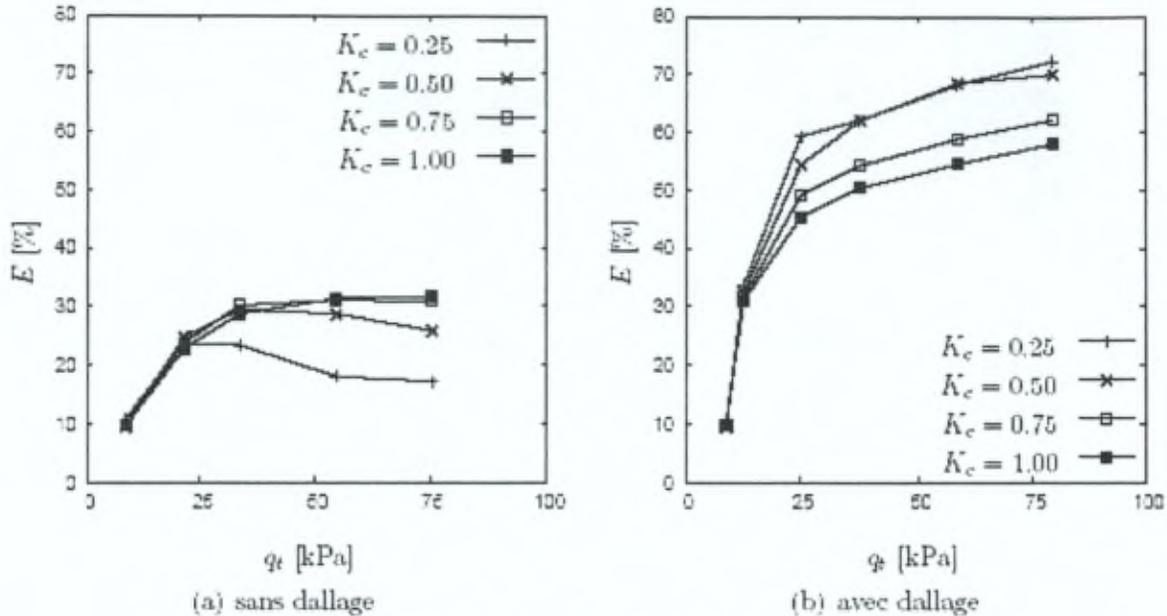


Figure 48 : Efficacité E du matelas granulaire en fonction de la contrainte moyenne à la base du remblai pour une hauteur de matelas granulaire $H = 0.5$ m et pour différents modules de réaction du sol support K_c en MPa.m^{-1} (sans géotextile). Gauche : cas 'remblai', droite : cas 'dallage', d'après Chevalier (2008).

Cet auteur constate que « les résultats obtenus en terme de report de charge montrent que pour un chargement donné, l'efficacité E obtenue avec dallage est plus importante que dans la configuration de base [remblai] ».

Soulignons cependant qu'aucune explication n'est avancée par cet auteur.

Par ailleurs, Chevalier (2008) interprète qu'avec un dallage, « l'efficacité E augmente *systématiquement* avec la charge appliquée mais *sans tendre vers un palier*, contrairement au cas sans dallage ».

Il est à constater que, d'après ces résultats, dans la configuration du remblai, le report de charge augmente en fonction de la surcharge uniformément répartie appliquée en son sommet.

Observons que la tendance obtenue par cette approche numérique discrète est contraire aux résultats expérimentaux de Kempfert (1999), cfr. Annexe I, figure AI_28, divergence majeure qui n'est pas discutée par Chevalier (2008).

Il est à préciser que dans le cas sans dallage, une épaisseur supplémentaire de sphères analogues à celles utilisées pour modéliser le dallage (mais sans liaisons entre elles) vient appliquer la surcharge sur le matelas granulaire (Chevalier, 2008).

Il est interprété que ce mode d'application de la sollicitation pourrait être de nature à ne pas reproduire une surcharge uniformément répartie, par effet voûte au sein de la couche supplémentaire remblayée.

Notons que ceci n'est pas envisagé par cet auteur.

D'après ce modèle numérique, il semble également que la compressibilité du sol support ait une influence non négligeable sur le report de charge.

Remarquons que ce résultat ne correspond pas aux mesures de Jenck (2005), qui observe que « la compressibilité de la mousse n'a quasiment pas d'incidence sur le report de charge sur les têtes d'inclusions ».

En ce qui concerne le champ de déplacement dans la section verticale entre deux inclusions, Chevalier (2008) observe (figure 49) que « contrairement à la configuration de base [remblai], l'utilisation du dallage ne permet pas de conserver les cônes de diffusion au cours du chargement ».

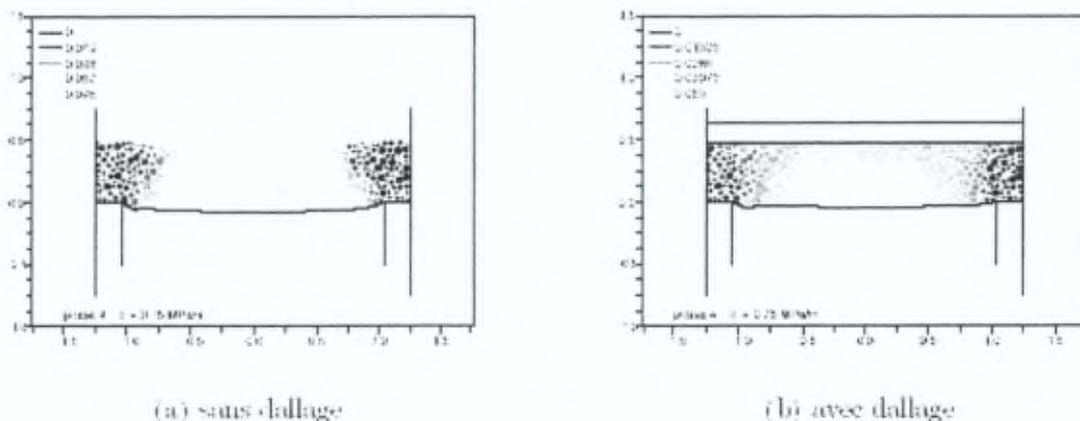


Figure 49 : déplacement des particules au sein du matelas granulaire dans une section verticale pour une épaisseur égale à 0.5 m et pour la dernière phase du chargement ($q=68$ kPa). Module de réaction du sol support $K_c = 0.75$ MPa.m-1. Gauche : cas 'remblai', droite : cas 'dallage', d'après Chevalier (2008).

Il est ici à préciser ce que Chevalier (2008) entend par « cônes de diffusion ».

Dans le cas sans dallage, cet auteur interprète que le champ de déplacement montre qu'il existe 2 zones distinctes au sein du matelas granulaire :

– une zone du matelas dans laquelle les particules se déplacent peu : cette zone est située au dessus de chaque inclusion. Elle part de la tête de l'inclusion et s'évase au fur et à mesure que l'on s'approche de la surface du matelas granulaire,

– une zone du matelas où les particules se déplacent verticalement avec l'interface à la base du remblai.

La cinématique observée étant comparable à la description des mécanismes de transfert de charge que proposent Carlsson (1987) et Svanø (2000), cfr. annexe II, cet auteur s'inspire de leurs développements pour proposer une évaluation du report de charge vers les têtes d'inclusion (figure 50).

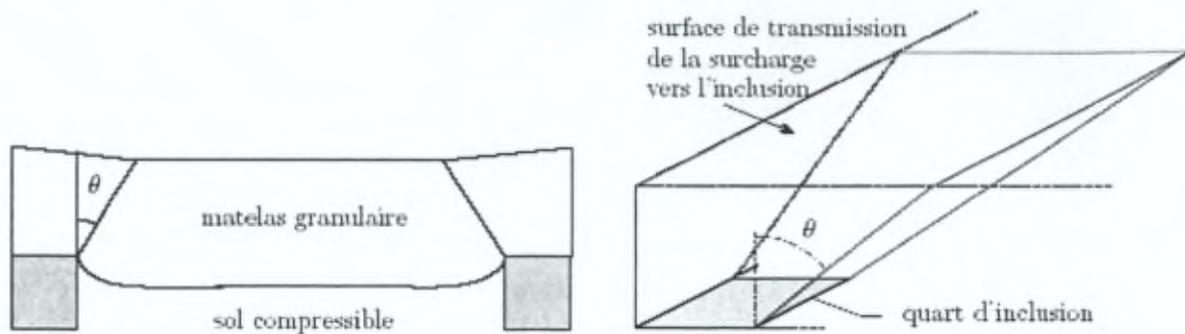


Figure 50 : Cinématique observée dans la section verticale entre deux inclusions (gauche) - Schéma de transmission de la surcharge vers les inclusions au travers de cônes de diffusion (droite), d'après Chevalier (2008).

La valeur de l'angle θ que fait la frontière entre les deux zones du matelas avec la direction verticale supposée par Chevalier (2008) est égale à l'angle de frottement au pic φ_p du matériau granulaire.

La figure 49 semble montrer que le faciès des champs de déplacements diffère entre les deux configurations simulées, ce qui amène cet auteur à conclure que la démarche précédemment exposée pour la prédiction du report de charge n'est donc pas possible avec le dallage du fait de « l'absence de ces cônes de diffusion ».

Il est cependant à remarquer que dans le modèle de Chevalier (2008), le nombre de particules du matelas granulaire en contact avec une demi-tête d'inclusion soit proche de quelques unités (figure 51), valeur susceptible d'introduire un effet d'échelle.

En effet, sur les simulations menées à partir de son modèle physique, Jenck (2005) a observé une influence de la taille relative des grains constituant le matelas par rapport aux dimensions géométriques du modèle sur le champ de déplacement.

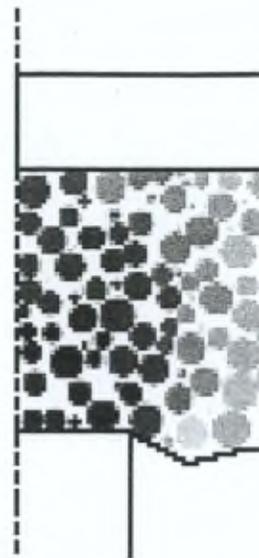


Figure 51 : déplacement des particules au sein du matelas granulaire dans une section verticale pour une épaisseur égale à 0.5 m et pour la dernière phase du chargement ($q=68$ kPa). Module de réaction du sol support $K_c = 0.75$ MPa.m-1. Cas 'dallage' (détail), d'après Chevalier (2008).

En outre, Chevalier (2008) avance que « le mécanisme observé ici correspond à un poinçonnement par la tête de l'inclusion de la partie du matelas granulaire qui se situe au droit de l'inclusion ».

Il ajoute que « cette zone de matelas granulaire subit un écrasement qui entraîne son raccourcissement », comme illustré à la figure 52.

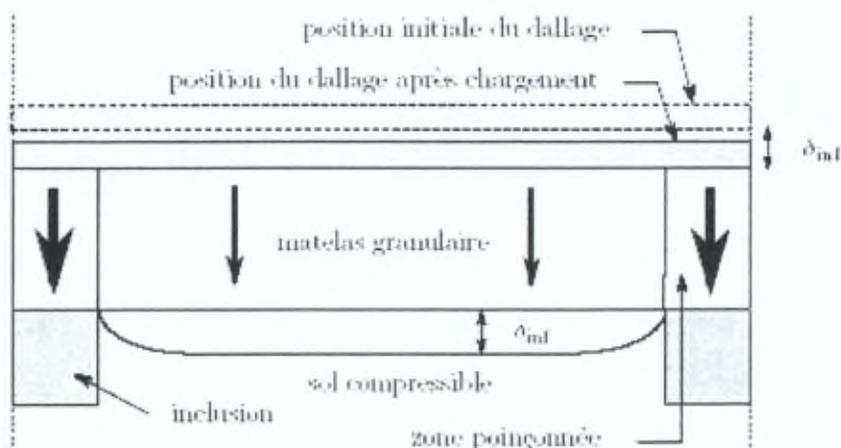


Figure 52 : mécanisme de transmission des efforts dans le matelas granulaire (cas dallage), d'après Chevalier (2008).

Finalement, Chevalier (2008) formule l'hypothèse que « la valeur de ce raccourcissement est nécessairement égale au tassement différentiel en base du matelas, étant donné que le dallage constitue un plan d'égal tassement ».

Remarquons que l'hypothèse de l'écrasement suppose que le champ de déplacement au droit de l'inclusion est vertical, tandis que l'égalité proposée entre le raccourcissement et le tassement différentiel en base du matelas ne tient pas compte du taux de substitution et des éventuelles variations de volume au sein de celui-ci.

Enfin, du point de vue de la conception de ce modèle en milieux discrets, on s'interroge sur les conditions aux limites imposées aux frontières latérales afin de reproduire l'axe de symétrie.

Module d'élasticité

Il est à constater qu'aucune méthode analytique de prédiction des transferts de charge ne prend en compte le module d'élasticité du matériau de remblai (cfr. annexe II).

D'un autre côté, rappelons que Laurent (2002) obtient, par une approche continue, un transfert de charge sensible à ce paramètre.

Chevalier (2008) crée des assemblages ne variant que par le niveau de rigidité de leurs particules. Ainsi, ces assemblages présentent des caractéristiques mécaniques en élasticité différentes tout en conservant des caractéristiques de résistance au cisaillement similaires.

Il est à noter que cet auteur constate que l'influence du module d'Young tangent initial sur la réponse de la couche granulaire, tant sur le plan des transferts de charge que sur les tassements de surface, n'est pas manifeste.

Pression sous le dallage à l'axe de l'inclusion

En ce qui concerne la contrainte verticale sous le dallage $p_{sd,incl}$ dans une zone située au droit de la tête de l'inclusion, ce modèle numérique donne une valeur plus faible que la contrainte verticale exercée en tête d'inclusion q_{incl} .

D'après les simulations réalisées par cet auteur, le rapport de ces deux contraintes $p_{sd,incl} / q_{incl}$ varie, selon la compressibilité du sol support, entre 0.30 et 0.43 pour la dernière phase du chargement ($q = 68 \text{ kPa}$, figure 53).

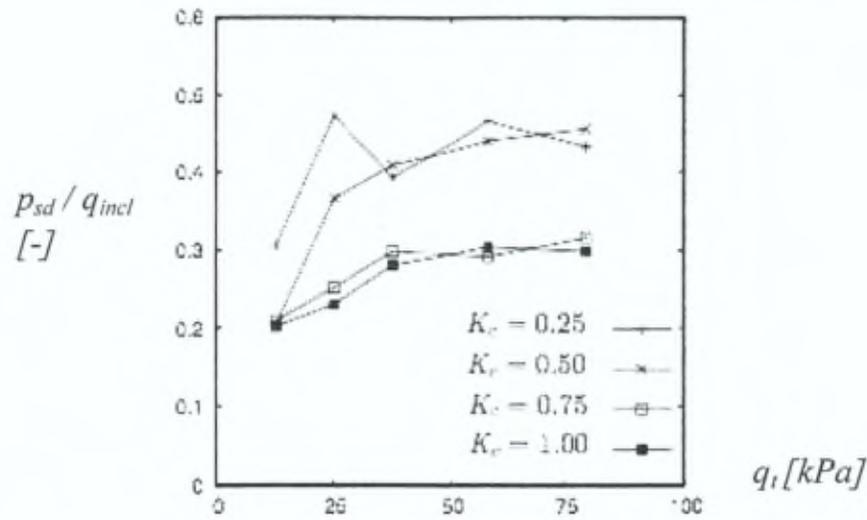


Figure 53 : pression verticale normée $p_{sd,n}$ au niveau de l'inclusion en fonction du chargement appliqué q_t pour une hauteur de matelas granulaire $H = 0.5$ m et pour différents modules de réaction du sol support K_c en $MPa.m^{-1}$ (sans géotextile), d'après Chevalier (2008).

Chevalier (2008) rapporte cependant que « les mesures effectuées dans le cadre de la tranche 1 des essais expérimentaux en vraie grandeur [du Projet National ASIRI] ont montré en revanche que les valeurs de contraintes en ces deux points étaient très proches ».

II. CAS 'REMBLAI'

II.A Ting & al. (1983)

Ces auteurs élaborent un modèle numérique en éléments finis, et s'intéressent particulièrement aux lignes de contour de la déformation en cisaillement, dont ils interprètent les gradients maximum comme des lignes de glissement potentielles.

Il est à remarquer que plusieurs lignes de rupture potentielle sont trouvées par cette méthode (figure *AIII_1*), mais qu'une seule est considérée dans le mécanisme de report de charge développé, cfr. annexe II.

II.B Gilbert (1993)

Cet auteur propose une approche à mi-chemin entre le concept du module de réaction, dont les éléments adjacents sont cependant connectés, et la méthode des éléments finis, cfr. figure *AIII_2*.

Dans ce modèle, le report de charge est modélisé par frottement *négatif*, et les résultats obtenus (figures *AIII_4 & 5*), certes qualitatifs, sont compatibles avec le fonctionnement proposé par Combarieu (1974).

Il est cependant à souligner que ce modèle ne prend pas en compte la rigidité de l'éventuelle structure (fondation superficielle) appliquant le chargement au remblai.

II.C Han & Gabr (2002)

Le modèle en différences finies élaboré par ces auteurs semble montrer que le report de charge est peu influencé par le module de déformation élastique de l'inclusion (figure *AIII_7*).

Il est à remarquer que ce résultat ne correspond pas à la tendance, ou à l'interprétation de Laurent (2002), cfr. § *I.a* du présent chapitre.

II.D CUR (2002)

Le Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving a établi des recommandations de dimensionnement au moyen de la Méthode des Éléments Finis (logiciel Plaxis) concernant la configuration des « *matelas granulaires armés sur pieux* », où le renforcement horizontal du matelas granulaire est constitué de 2 ou 3 couches de géosynthétiques.

L'établissement des facteurs de conversion entre les différentes configurations géométriques sont brièvement exposées à l'annexe III, § *d*.

II.E Jenck (2005)

Cet auteur utilise les résultats expérimentaux acquis à partir de son modèle physique bidimensionnel (cfr. annexe I, § *C.1.d*, page 21) comme référence à une modélisation numérique en milieu continu effectuée en déformations planes avec le logiciel FLAC.

Dans un premier temps, Jenck (2005) utilise une loi de comportement élastoplastique parfaite avec un critère de rupture de Mohr-Coulomb, et constate des écarts de l'ordre de 36 % avec les valeurs expérimentales, cfr. figure *AIII_8*.

Dans un second temps, l'implémentation du modèle CJS2 (Cambou et Jafari, 1988) amène à la surestimation de l'efficacité E par la modélisation numérique d'environ 30%, cfr. figure AIII_9.

Jenck (2005) conclut alors que l'apport de la loi de comportement pour le sol granulaire du matelas (modèle CJS2) est donc limité pour la modélisation d'un milieu constitué d'éléments distincts.

III. CONCLUSION INTERMEDIAIRE

A la suite de cette revue de la littérature concernant les modélisations numériques, il est conclu ce qui suit :

Laurent (2002) et Han & Gabr (2002) obtiennent que le report de charge est faible lorsque l'épaisseur du matelas granulaire l'est également.

Il est cependant à noter que ces résultats numériques ont été obtenus pour des surcharges relativement faibles.

Par ailleurs, il semble qu'à l'heure actuelle, l'approche du problème par la méthode des éléments discrets pose la question du nombre, et par conséquent, de la taille relative des particules aux dimensions géométriques des éléments du système.

En outre, lors de l'élaboration du modèle, l'auteur s'interroge de savoir si un axe de symétrie peut être traité comme un blocage en déplacement dans le sens perpendiculaire à celui-ci.

En ce qui concerne les modélisations basées sur l'hypothèse que le comportement du remblai peut être reproduit par un ensemble de ressorts connectés entre eux, il n'existe pas de modèle prenant en compte la rigidité de la fondation superficielle.

Parmi les auteurs ayant étudié le problème par la voie des milieux continus, il semble que l'interprétation des résultats de Ting & al. (1983) n'intègre pas une ligne de glissement potentielle, dont l'importance est probablement cruciale pour le découpage du massif granulaire.

De son côté, Jenck (2005) aboutit au questionnement de la complexité de la loi de comportement utilisée pour le matériau granulaire dans une modélisation continue.

En outre, il semble que l'introduction d'interfaces au sein du remblai ne parvient pas à améliorer la réponse attendue du modèle.

Rappelons enfin que cet auteur conclut qu'il reste à développer une ou plusieurs approches simplifiées et robustes, couvrant un domaine clairement défini.

Deuxième partie

Approche expérimentale
personnelle

Chapitre 5

Démarche adoptée

Le présent chapitre est consacré à la description de l'approche qui a été suivie pour mener à bien l'étude expérimentale en laboratoire.

On présentera en premier lieu les objectifs poursuivis par cette expérimentation, puis la démarche de conception du modèle physique, l'instrumentation réalisée, la description du déroulement d'un essai ainsi que le programme expérimental suivi, tandis que la méthode d'interprétation du champ de déplacement au sein du massif granulaire simulé est reportée à l'annexe *IV*.

I. OBJECTIFS DE L'ETUDE

Suite à l'état des connaissances qui vient d'être exposé aux chapitres précédents, il est apparu que les fondations superficielles posées sur des remblais caractérisés par une épaisseur relative faible et un renforcement présentant un faible taux de substitution, ont été peu étudiées jusqu'à présent.

Les expérimentations en vraie grandeur de Plumelle (1985) et Berthelot & al. (2003) fournissent de précieuses indications du comportement des remblais minces renforcés (prépondérance du report de charge par frottement négatif, cas des inclusions flottantes, conséquences du sous-dimensionnement des divers éléments du système, influence de la surcharge, ...).

L'essai en laboratoire rapporté par van Eekelen (2003) a montré le développement de plans de glissement à partir des bords des inclusions, et un tassement uniforme selon la verticale dans le massif granulaire au droit du sol compressible.

Comme cela a été envisagé pour les remblais épais par Bergdahl & al. (1979), Hong & al. (2007), et Dewoolkar & al. (2007), cette observation présage d'un découpage possible du massif en zones au comportement distinct.

Ces mesures *in situ* ou en laboratoire illustrent bien certains aspects des phénomènes en jeu, mais elles sont insuffisantes pour qu'il s'en dégage une solide conclusion.

En outre, par rapport aux remblais épais sollicités par une structure infiniment souple (Kempfert, 1999), rappelons que le dépouillement des mesures communiquées par De Olivera (2001) et van Eekelen (2003) pose également la question fondamentale de l'influence du *mode d'application* des forces extérieures sur le mécanisme de report de charge au sein du matelas granulaire.

Dès lors, il a été estimé que l'examen de ces questions méritait une étude expérimentale dédiée à la configuration particulière des dalles sur remblais minces renforcés au moyen d'inclusions, dont l'objectif était un éclaircissement du mécanisme de report de charge, du mode de rupture, du champ de déplacement et de contrainte au sein du massif, en fonction de la sollicitation apportée par une structure à rigidité finie.

Plusieurs plots d'essai en vraie grandeur avaient été conçus en 2004 en collaboration avec la société Smet-Boring. Ce projet n'a cependant pas pu être mené à bien pour des raisons budgétaires.

D'une part, les expérimentations *in situ* comportent certains inconvénients (coût de réalisation, moyens d'instrumentation importants, caractérisation difficile d'un terrain hétérogène); d'autre part, les simulations menées sur modèles réduits sont rapides, reproductibles, et peuvent être conduites jusqu'à la rupture.

La démarche adoptée a donc consisté, dans un premier temps, en la mise au point d'un modèle physique en laboratoire simulant le comportement sous charge d'un tel système; suivie par la conduite d'essais permettant l'acquisition simultanée de la mesure du report de charge, des déplacements au sein du massif, et de la répartition de pression sous la dalle.

Passons en revue les buts recherchés par cette étude expérimentale.

1.1) Report de charge

Le report de charge peut se produire par *effet voûte* au sein du matelas de répartition, ou par frottement *néгатif* à l'interface entre les inclusions et le sol en place.

Comme il a été proposé précédemment, les remblais *peu épais* sont caractérisés par le développement d'un *effet voûte incomplet*.

Les résultats recueillis pour les remblais épais par Low & al. (1994), Jenck (2005), et Dewoolkar (2007) montrent qu'on se situe donc dans une zone de dépendance de l'efficacité E du matelas granulaire en fonction de l'épaisseur de celui-ci.

L'étude menée examine si cette influence est fortement prononcée dans la gamme des épaisseurs correspondant à la configuration des remblais minces.

1.2) Surcharge

Le dépouillement approfondi qui a été mené à partir des résultats expérimentaux de Berthelot & al. (2003) et van Eekelen & al. (2003) semble montrer que l'efficacité E du matelas granulaire dépend de la surcharge lorsque celle-ci est appliquée par l'intermédiaire d'une fondation superficielle.

Soulignons que les plages de surcharges uniformément réparties investiguées jusque ici sont assez limitées.

Les expérimentations effectuées dans le cadre de la présente recherche doctorale se concentrent donc sur l'influence de la valeur de la surcharge extérieure appliquée via une structure à rigidité finie.

1.3) Observation du champ de déplacement

Le champ de déplacement au sein du matelas granulaire peut potentiellement être observé dans les modèles bidimensionnels.

Rappelons que les observations du champ de déplacement menées par Bergdahl & al. (1979), Hewlett & al. (1988), Hong & al. (2007), Dewoolkar & al. (2007), van Eekelen & al. (2003) furent *qualitatives*.

Par corrélation d'image entre les états initiaux et déformés, Jenck (2005) entreprit une analyse *quantitative* du champ de déplacement induit par la phase de fluage de la mousse qui modélisait le sol en place. D'après cet auteur, la méthode utilisée est cependant « *moins performante* » pour la localisation des bandes de cisaillement.

Certaines publications de la littérature font précisément état du développement de plans de cisaillement au sein du massif. Il s'agit des contributions de Bergdahl & al. (1979), Dewoolkar & al. (2007), et van Eekelen & al. (2003).

Par ailleurs, on peut également se demander si un réarrangement granulaire se produit au sein du matelas.

Au vu de toutes ces questions, l'étude du champ de déplacement menée a pour but la quantification des trajectoires absolues et différentielles au sein du massif granulaire.

1.4) Mécanisme de rupture au sein du matelas granulaire

Rappelons que plusieurs mécanismes de rupture ont été observés pour les remblais épais (Bergdahl & al. 1979, Demerdash 1996).

Pour les remblais minces, van Eekelen (2003) propose essentiellement de reprendre le mécanisme de Carlsson (1997), en déterminant l'angle des plans de cisaillement à partir de l'expérience.

Un concept intéressant, largement répandu en mécanique des sols, consiste à traduire le fonctionnement mécanique du massif étudié en un découpage par zones au comportement distinct. Cette approche a été suivie pour les remblais *épais* par Bergdahl & al. (1979) et Hong & al. (2007).

A partir de l'interprétation du champ de déplacement au sein des remblais minces, il s'agit d'en déterminer le(s) mécanisme(s) de rupture, et d'examiner la pertinence de la conception d'une différenciation du comportement du massif granulaire en zones.

1.5) Répartition de pression sous la dalle

Soulignons que la seule communication faisant jusqu'à présent état de mesures de pression sous une fondation superficielle posée sur un matelas granulaire renforcé par inclusions est celle de Berthelot & al. (2003).

Ces mesures, représentatives des conditions d'appui de la dalle, indiquent une interaction entre le sol et la structure.

La distribution de pression sous la fondation superficielle est essentielle afin de mieux comprendre les interactions au sein du système, et d'estimer, en final, les efforts agissant dans cet élément.

L'élaboration de l'expérimentation intègre donc la mesure des actions exercées par la dalle sur le matelas granulaire, dans le but de déterminer l'allure de la réaction apportée par le composite inclusion – sol compressible, et son éventuelle dépendance au niveau de sollicitation.

II. CONCEPTION DU MODELE REDUIT

Les modèles physiques existants ne répondent pas à l'objectif d'étude du (des) mécanisme(s) de report de charge se développant dans les remblais minces sur sols renforcés, sollicités par une structure à rigidité finie.

Les différentes options prises lors de la conception du modèle physique sont présentées dans cette partie.

II.1) Modélisation du sol en place

Les expérimentations existantes en laboratoire peuvent être classées en deux catégories, suivant qu'elles modélisent physiquement le sol en place, ou qu'elles représentent son tassement par l'affaissement contrôlé d'une trappe.

Rentrent dans cette dernière école les approches de Bergdahl & al. (1979), Hong & al. (2007), Ting & al. (1983), Huat & al. (1994), Demerdash (1996), Dewoolkar & al. (2007).

Comme discuté précédemment, négliger la réaction du sol en place ne semble pas satisfaisant, puisque la correspondance au problème réel n'est pas assurée. Cette option a été écartée lors de la conception du modèle réduit.

Le comportement du sol à renforcer est donc intégré dans la conception du modèle physique développé.

II.2) Modélisation bidimensionnelle ou tridimensionnelle

Si les modèles tridimensionnels représentent mieux la nature du problème, ils ne donnent pas facilement accès à l'observation ou la mesure des déplacements au sein du remblai.

Parmi les modèles tridimensionnels développés jusqu'ici en laboratoire, l'expérimentation de Kempfert (1999) reproduit le comportement de l'horizon compressible en utilisant de la tourbe.

Cette conception présente l'avantage d'intégrer la réaction du sol en place, mais limite la mesure des tassements à la surface du massif.

La détermination *quantitative* du champ de déplacement au sein du massif granulaire a constitué un objectif primordial de cette étude.

Dès lors, la priorité a été mise sur la conception d'un modèle physique permettant l'accès à la mesure fine de la déformée de l'ensemble du système en fonction de la sollicitation extérieure.

Ceci a été rencontré en proposant un modèle réduit bidimensionnel, dont le champ de déplacement est mesuré par une série de clichés mis en corrélation.

Bien entendu, il restera suite à cette étude à en vérifier ou étendre les conclusions au problème tridimensionnel.

II.3) La modélisation physique en géotechnique, règles de similitudes

Le recours aux méthodes analogiques consiste à reproduire la structure, ses conditions aux limites, le système de chargement et le comportement du prototype en respectant des lois qui garantissent la similitude du comportement mécanique entre le modèle réduit M et son prototype P associé.

D'après la loi de similitude physique appliquée à la mécanique des sols relative aux milieux granulaires *pesants*, les forces d'inertie étant négligeables (Weber, 1971), lorsque le modèle M est constitué par un empilement de grains *pesants identiques* à ceux du prototype P , les conditions théoriques de similitude ne sont pas remplies.

Il est cependant à noter que cette loi reste valable en première approximation tant que la déformabilité du milieu résulte principalement des *glissements* entre grains.

D'autre part, la loi formulée concernant les milieux matériellement simples *non pesants*, les forces d'inertie étant négligeables, stipule que lorsque le prototype P et le modèle réduit M sont constitués par le même matériau, et que les éléments de surface homologues sont soumis à des contraintes égales, les déformées sont semblables et la rupture se produit simultanément (Weber, 1971).

De son côté, James (1972) distingue deux types de modélisation physique en mécanique des sols :

1) le modèle réduit *satisfait* aux principes de similitude et il permet de prédire le comportement de l'ouvrage prototype réel. Ainsi, la modélisation en centrifugeuse permet de reproduire l'état de contrainte géostatique dans les massifs étudiés.

2) le modèle réduit est lui-même *prototype* ; son comportement est confronté aux méthodes d'analyse, dans une optique d'amélioration de celles-ci.

Les résultats obtenus sur ces expérimentations ne sont généralement pas transposables pour le dimensionnement d'ouvrages réels, mais d'une grande valeur pour établir des principes de dimensionnement.

D'après Roscoe (1968), les règles de similitudes ne sont alors pas de première importance.

Les contraintes d'origine géostatiques n'étant pas prépondérantes dans la configuration '*fondation superficielle*', on se rapproche donc du cas *non pesant*.

En outre, la présente étude se situe dans la deuxième catégorie définie par James (1972).

II.4) Choix des matériaux du modèle

Un système de dalle sur remblai reposant sur un terrain renforcé au moyen d'inclusions comporte 4 éléments distincts : la dalle, le matelas de répartition, les inclusions et le sol en place.

Si les inclusions sont réalisées en béton, le système à modéliser se réduit à 3 matériaux différents, dont 2 sols.

Rappelons que l'objectif du modèle physique de la présente étude est l'identification et la quantification du champ de déplacement au sein du massif granulaire, tant pour des sollicitations et des déformations associées faibles, qu'élevées.

Ainsi, les sols analogiques utilisés dans ce modèle physique s'efforceront de reproduire le comportement mécanique des géomatériaux réels pour des déformations proches des états limites tant ultime, que de service.

II.4.a Modélisation du matériau granulaire

Dans la pratique, le sol constituant le matelas de transfert de charge est constitué de graves (traitées ou non), de ballast, ou de sol grossier (Jenck, 2005).

Il a été vu que l'on peut également recourir à l'utilisation de tout-venant (Plumelle, 1985).

En fonction des conditions géotechniques, Antoine & Meireman (2008) rapportent une alternative à l'apport de matériaux qui consiste à tirer parti d'une couche en place (sable argileux), et de la traiter au moyen d'un liant (ciment).

Mis en œuvre par compactage, les géomatériaux remblayés rentrent donc dans la catégorie des sols grenus à l'état dense.

Par conséquent, le matériau utilisé pour modéliser le matelas granulaire doit présenter les caractéristiques suivantes :

- sol ne nécessitant pas de support facial,
- comportement peu compressible et fortement dilatant,
- module de déformation dépendant du niveau de contrainte,
- mise en œuvre aisée, et bonne répétitivité des essais.

Schneebeli (1956) a montré que l'étude bidimensionnelle des problèmes en mécanique des sols avec un matériau sans cohésion peut être menée en remplaçant le sol par un empilement de rouleaux cylindriques de différents diamètres, appelé « *sol analogique* ». Le matériau est dit analogique dans la mesure où son comportement mécanique est analogue à celui d'un milieu granulaire, comme les sables.

Le sol analogique de Schneebeli est un matériau qui a été utilisé essentiellement pour des études d'analyse limite en mécanique des sols (figure 54). Jusqu'ici, il a permis d'observer des champs de déplacement de manière plutôt *qualitative*.

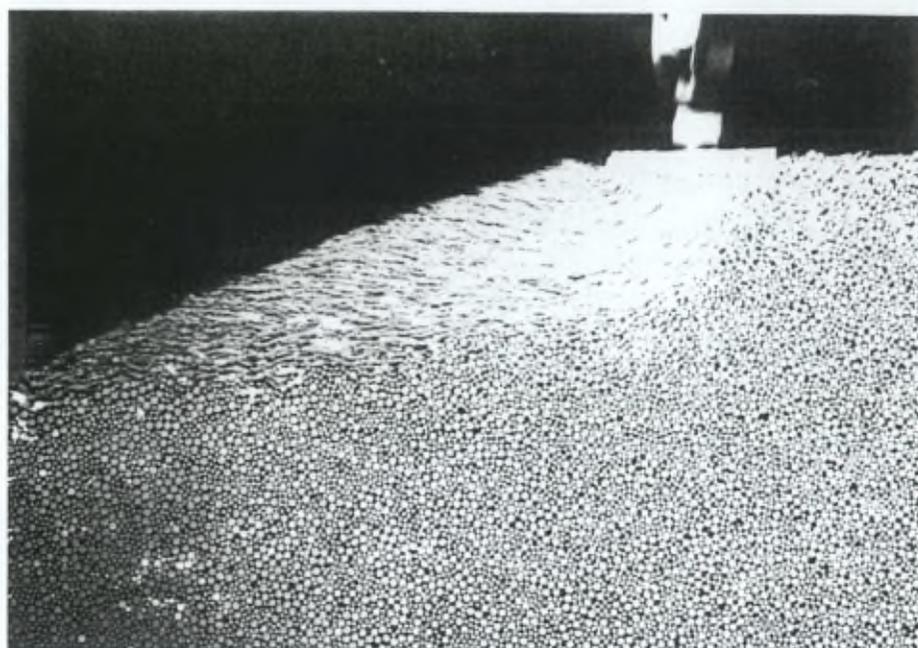


Figure 54 : observation du schéma de rupture d'une fondation superficielle en bordure d'un talus, archives du Laboratoire Jacques Verdeyen.

Remplissant les critères requis, utilisé dans de nombreuses études (y compris portant sur le renforcement au moyen d'inclusions par Jenck, 2005), et disponible au laboratoire, le choix s'est donc assez logiquement porté vers le sol analogique de Schneebeli.

Signalons cependant que ce sol analogique présente les limitations suivantes :

- modélisation bidimensionnelle,
- bien que cela soit physiquement possible, il n'est pas aisé de faire varier les propriétés géomécaniques du matériau donné (angle de frottement interne, angle de dilatance, cohésion, ...),

Caractérisation du sol analogique disponible au Laboratoire J. Verdeyen

Propriétés physiques

Les rouleaux sont constitués de duralumin. Leur surface est lisse, leur longueur vaut 20 cm, et on dispose de diamètres de 5 et 8 mm.

Poids volumique moyen : 22 kN/m³,

Indice des vides : 0,23 – 0,27,

Propriétés géomécaniques

La caractérisation du comportement mécanique du sol analogique utilisé a été réalisée au laboratoire au moyen d'essais oedométriques, biaxiaux, et de cisaillement plan. Les paramètres déduits de ces essais sont donnés ci-dessous :

- angle de frottement interne au pic $\approx 30^\circ$,
- angle de frottement interne résiduel $\approx 21^\circ$,
- angle de dilatance $\approx 9^\circ$,
- cohésion $\approx 0 \text{ kPa}$,
- module oedométrique $\approx 10 \text{ MPa}$,
- module de déformation $\approx 1 \text{ MPa}$,
- coefficient de Poisson $\approx 0,4$.

On constate donc que ce sol analogique représente un matériau purement pulvérulent, peu compressible, et dilatant.

II.4.b Modélisation du sol compressible

Ce paragraphe s'intéresse aux aspects rhéologiques du matériau utilisé pour simuler l'horizon compressible à renforcer.

Briançon (2002) a réalisé une enquête auprès des entreprises françaises travaillant dans le domaine, et a récolté des informations à propos de 16 chantiers où la technique du renforcement par inclusions rigides verticales a été utilisée.

L'examen de la nature des sols en place répertoriés illustre la diversité naturelle des géomatériaux : argile, alluvions tourbeux, argile molle, argile tourbeuse, limon, alluvions récents limono-tourbeux, limon argileux, voire déchets.

On constate que ces matériaux rentrent dans la catégorie des sols fins, consistants à peu consistants.

Par conséquent, le matériau utilisé dans ce modèle physique doit présenter les caractéristiques suivantes :

- sol ne nécessitant pas de support facial,
- comportement fortement compressible,
- module de déformation dépendant du niveau de contrainte,
- mise en œuvre aisée, et bonne répétitivité des essais.

Les modèles de Hewlett & al. (1988), Low & al. (1994), Jenck (2005), Hong & al. (2007), et van Eekelen (2003) simulent le sol en place par des blocs de mousse polyuréthane ou en caoutchouc spongieux. La détermination du comportement de ces matériaux n'est généralement pas effectuée, ce qui confère aux résultats découlant de ces modèles une valeur essentiellement qualitative.

Jenck (2005) précise d'ailleurs que « *les blocs de mousse ne visent pas à représenter un horizon réel, mais permettent d'obtenir du tassement en base du remblai* ».

Recherche de matériaux mousses

Une étude des matériaux a été réalisée au moyen du logiciel *CES Selector 4.0* disponible au service « *Matières et matériaux* » de la Faculté des Sciences Appliquées de l'U.L.B. Les critères de recherche utilisés se sont basés sur le module d'Young et le coefficient de Poisson.

Il est ressorti de cette étude que les mousses (polyuréthane, polymère, polystyrène, ...) correspondent aux sols fins compressibles, du point de vue des propriétés de déformation définies comme critère de recherche.

La bonne représentativité du comportement géomécanique des échantillons de mousse polyuréthane, procurés auprès des fabricants belges, a alors été vérifiée au laboratoire.

Parmi les essais de caractérisation réalisés, retenons que les résultats d'essais triaxiaux ont montré une influence *négative* du confinement sur le comportement en déformation et à l'état limite du matériau étudié, se traduisant par des valeurs *négatives* de l'exposant dans la loi de Jambu (1963) et de l'angle de frottement, respectivement -0.75 et -3° .

Traduisant un comportement mécanique s'écartant de celui des sols, ces résultats peuvent se comprendre en examinant de plus près la structure de ces matériaux, constitués d'une matrice *continue* renfermant des poches de vide. Cette structure leur confère une compressibilité élevée, mais il ne s'agit pas d'un *empilement discontinu de particules qui peuvent être séparées par des moyens mécaniques doux*, caractéristique propre aux sols.

Ainsi, ne rendant compte que d'une partie du comportement recherché, pouvant présenter un « *pore collapse* », ne s'agissant pas de matériaux à frottement interne, cette catégorie semble donc impropre pour la modélisation des sols fins compressibles.

Poudre de caoutchouc

Ce résultat a alors conduit à l'investigation d'un autre sol analogue au comportement discret, et dont la compressibilité d'ensemble proviendrait de la déformation volumique ou déviatorique des rouleaux eux-mêmes, ou de leur empilement.

Une étude expérimentale en laboratoire a été menée sur de la poudre de caoutchouc, obtenue par broyage de déchets élastomères vulcanisés.

La compressibilité a été étudiée par des essais triaxiaux isotropes, indiquant une pente de la droite de consolidation normale λ valant 0.29.

Les propriétés de résistance en cisaillement ont été déterminées par des essais triaxiaux consolidés drainés. La combinaison des résultats indique une cohésion effective de 15.5 kPa, et un angle de frottement effectif de 26.5°.

Ces résultats confirment que ce type de sol analogique réagit bien comme un matériau fortement compressible, frottant et cohérent.

Notons que cela rejoint les conclusions de Hong & al. (2007).

La poudre de grains caoutchouteux essayée nécessite cependant un support facial, contrainte essentielle à éviter dans la conception du modèle.

Le choix s'est alors logiquement tourné vers un matériau bidimensionnel apparenté : des rouleaux en « corde cellulaire »¹.

Caractérisation du comportement du sol analogique compressible

Les essais oedométriques, biaxiaux, et de cisaillement plan réalisés sur ce sol analogique permettent de déduire les paramètres géomécaniques suivants :

- angle de frottement interne $\approx 16^\circ$,
- cohésion ≈ 3 kPa,
- angle de dilatance $\approx 0^\circ$,
- module oedométrique ≈ 600 kPa,
- coefficient de Poisson ≈ 0.1 ,
- module de déformation ≈ 200 kPa,

On constate donc que ce sol analogique bidimensionnel représente un matériau au comportement fortement compressible, faiblement frottant et légèrement cohérent.

Ces caractéristiques correspondent aux *sols fins peu consistants*.

¹ Ces cordes, réalisées par extrusion de caoutchouc cellulaire, sont habituellement utilisées comme joints assurant l'étanchéité ou l'anti-vibration.

II.4.c Inclusions

Comme cela a été décrit dans le chapitre introductif, les inclusions assurant le renforcement du terrain compressible peuvent être réalisées en béton, métal ou bois, par mélange du sol en place avec un liant (semi-rigides), ou par refoulement et introduction d'un matériau d'apport pulvérulent (colonnes ballastées, souples).

Malgré la variété utilisée en pratique, ces matériaux possèdent néanmoins la caractéristique commune d'être nettement plus résistants et moins déformables que les géomatériaux constitutifs du matelas de répartition ou du sol en place.

En outre, il est également généralement admis que pour la gamme de contraintes rencontrée, le comportement des éléments de renforcement peut être considéré comme élastique.

Pour la simulation des inclusions dans les modèles physiques en laboratoire, Demerdash (1996), Jenck (2005), Hong & al. (2007) ont utilisé du métal ; Kempfert & al. (1999) du béton ; tandis que Hewlett & al. (1988), Low & al. (1994) ont employé du bois.

Les critères suivants ont été adoptés pour le choix du matériau utilisé dans ce modèle physique afin de réaliser les inclusions :

- Facilité d'usinage,
- Etat de surface non lisse,
- Constitué de plusieurs éléments assemblables afin de pouvoir simuler des configurations différentes.

Afin de représenter le comportement des inclusions rigides ou semi-rigides en remplissant ces critères, le bois a été choisi.

Les inclusions ont donc été réalisées en blocs de pin, d'un module de déformation de l'ordre de $20\ 000\ MPa$.

II.4.d Dalle

Les dalles fondées sur des matelas de répartition surmontant un sol en place renforcé par inclusions sont généralement réalisées en béton, la tendance étant de réduire les armatures à la prévention de la fissuration (cfr. Introduction).

Pour rappel, l'objectif du procédé est d'en diminuer l'épaisseur et le taux d'armatures, mais la quantification des efforts agissant sur ces fondations est encore sujette à caution.

Correctement dimensionné, cet élément devrait rester dans la partie élastique de leur comportement, vis-à-vis des géomatériaux.

Dans la cuve de la station de fondations profondes du CEBTP, Plumelle (1985) a utilisé des semelles métalliques carrées de 1 m de côté. Il est à noter que les propriétés flexionnelles de ces fondations superficielles ne sont pas communiquées.

Dans leur dispositif expérimental, van Eekelen & al. (2003) ont représenté la rigidité d'une dalle par 2 plaques de bois. Les auteurs ne donnent pas plus de détail concernant cet élément du modèle.

Pour la sélection du matériau de la dalle du modèle physique, la facilité d'usinage a constitué le critère primordial. Pouvant être équarri aux dimensions voulues avec une précision de l'ordre du millimètre, le même bois que pour les inclusions a été choisi.

II.4.e Valeurs relatives

Hormis les conditions de similitude qui sont prises en compte au paragraphe suivant, cette section compare les *ordres de grandeur* des rapports des propriétés de déformation (représentées par le module de déformation) des différents matériaux du prototype et du modèle, afin de s'assurer que leurs *valeurs relatives* sont bien respectées (tableau 4).

	Module du matelas	Module du sol en place	Module de l'inclusion	$E_{\text{matelas}} / E_{\text{sol}}$	$E_{\text{incl}} / E_{\text{sol}}$
Prototype	$\approx 50\text{ MPa}$	$\approx 10\text{ MPa}$	$\approx 20\,000\text{ MPa}$	≈ 5	≈ 2000
Modèle	$\approx 1\text{ MPa}$	$\approx 0.2\text{ MPa}$	$\approx 20\,000\text{ MPa}$	≈ 5	$\approx 10\,000$

Tableau 4 : ordres de grandeur des propriétés de déformation du prototype et du modèle.

On peut constater que le rapport de la déformabilité du matelas de répartition par rapport au sol en place est conforme, tandis que celui du matériau de l'inclusion au sol compressible est un peu élevé.

Cette distorsion est cependant jugée acceptable, puisque le matériau représentatif de l'inclusion est nettement moins déformable que le terrain, comme c'est le cas en pratique.

En outre, rappelons que l'étude numérique de Han & al. (2002) a montré que le report de charge au sein du matelas granulaire est peu influencé par le module de déformation élastique de l'inclusion.

II.5) Géométrie

Le modèle réduit est constitué d'un cadre rigide composé de profilés métalliques délimitant les frontières du système dans lequel sont placés les différents éléments dont les dimensions sont définies dans cette section (figure 55).

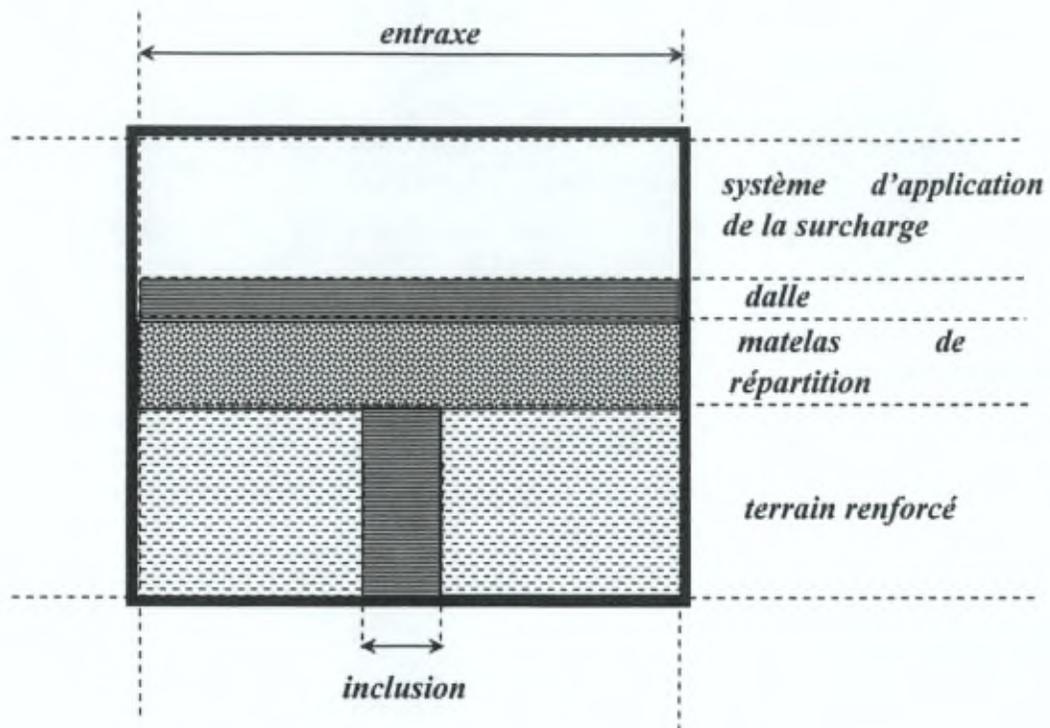


Figure 55 : schéma de principe de la géométrie étudiée.

La profondeur du modèle vaut 200 mm.

II.5.a Configuration

Dans leurs modélisations bidimensionnelles, Hewlett & al. (1988), Low & al. (1994), Jenck (2005) et Hong & al. (2007) ont étudié des réseaux de renforcement infini, et ont isolé une ou plusieurs cellules unitaires.

De même, le système étudié est supposé de grande taille (assimilable à un réseau infini), de sorte que l'on puisse isoler une cellule unitaire pour l'étude (figure 55).

II.5.b Taux de substitution

En pratique, le taux de substitution utilisé dépend de la qualité du terrain en place, de l'épaisseur de remblai à mettre en oeuvre, des surcharges à reprendre, des inclusions utilisées, ...

Briançon (2002) a recensé 8 valeurs de taux de substitution bidimensionnel variant entre 0.14 et 0.28.

De son côté, Jenck (2005) a simulé des renforcements de 15, 22 et 33 pourcents. Dès lors, la valeur moyenne de 0.22 a été choisie.

II.5.c Entraxe des inclusions

Dans son inventaire de projets réalisés, Briançon (2002) répertorie un entraxe de valeur minimale égale à 1.8 m , et maximale de 3.7 m . La moyenne des valeurs vaut 2.75 m , et la médiane 2.25 m .

Le laboratoire dispose d'un bâti dont la largeur utile avoisine les 1000 mm .

Afin de s'affranchir de potentiels effets d'échelle liés à la taille relative des grains et de l'inclusion, il a été choisi de ne modéliser qu'une seule maille, dont la dimension s est par conséquent égale à la largeur utile 1000 mm .

Dès lors, le facteur de réduction du modèle est proche de 3.

II.5.d Taille de l'inclusion

Les valeurs de l'entraxe des inclusions s et du taux de substitution α_{2D} ($= a/s$) du réseau adoptées déterminent automatiquement la largeur de l'inclusion à 22 cm .

En pratique, les diamètres des inclusions répertoriées par Briançon (2002) varient de 30 à 70 cm , la moyenne (9 valeurs) étant égale à 44 cm .

Ainsi, la section et le matériau choisis donnent un rapport de raideur voisin de 3 par rapport à une inclusion en béton de 55 cm de diamètre, ce qui correspond au facteur de réduction d'échelle.

II.5.e Echelle

Les dimensions du modèle physique étant définies, il y correspond un facteur de réduction d'échelle global variant entre 2 et 3, selon le prototype représenté.

Par ailleurs, le rapport de la largeur de l'inclusion au diamètre maximum des grains assure un *minimum* de 27.5 rouleaux en contact avec la tête d'inclusion, valeur plaçant le modèle conçu à l'abri de l'effet d'échelle.

II.5.f Epaisseur relative

L'inventaire mené par Briançon (2002) montre une épaisseur relative H_R des matelas de répartition mis en œuvre sur chantier pouvant varier de 0.05 à 0.65 .

La moyenne des 8 valeurs recensées est égale à 0.29 .

A partir de cette épaisseur relative courante dans la pratique, de l'entraxe s et du taux de substitution α_{2D} choisis, il vient une épaisseur du remblai comprise entre 200 et 300 mm , valeurs qui ont été adoptées dans cette étude sur les remblais minces.

II.5.g Epaisseur de la dalle

La hauteur de la dalle du modèle M a été déterminée par similitude de sa rigidité flexionnelle par rapport à la dalle en béton du prototype P , considérée épaisse de 180 mm .

Le matériau adopté pour réaliser la dalle du modèle, et un rapport de rigidité flexionnelle de 3 déterminent pour celle-ci une épaisseur de 105 mm .

II.5.h Longueur de l'inclusion – épaisseur du sol en place

La hauteur utile à l'intérieur du bâti vaut 1050 mm .

En réservant un espace de 250 mm pour le dispositif d'application de la charge, comme il sera vu ultérieurement, il reste, compte tenu de *f*) et *g*) une épaisseur de 400 mm disponible pour le sol renforcé. Cela conduit à un élanement des inclusions voisin de 2.

Pour conclure, un schéma du modèle réduit est donné à la figure 56.

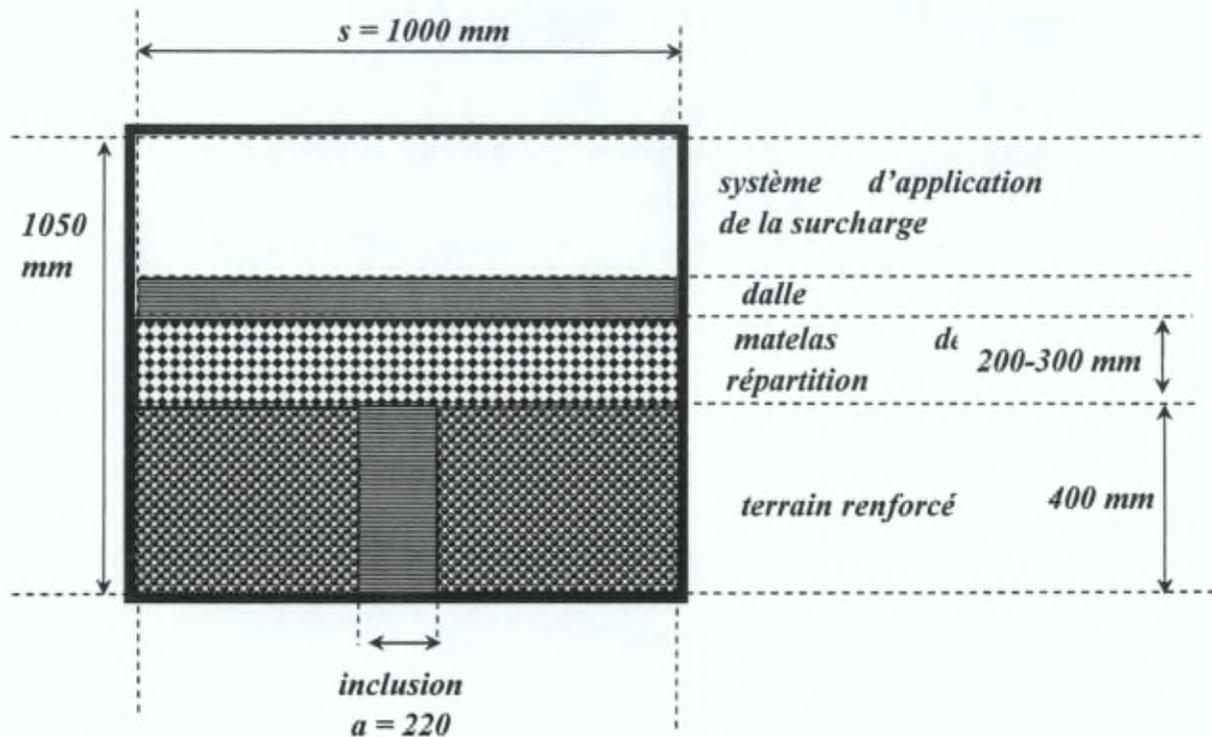


Figure 56 : dimensions du modèle réduit mis au point.

II.6) Conditions aux limites

Il a été choisi, et cela sera justifié par la suite, de placer l'inclusion au centre du modèle.

En exploitant les symétries du problème (réseau d'inclusions infini), le déplacement horizontal est bloqué sur les frontières latérales de la maille isolée, c'est-à-dire à mi-distance entre 2 inclusions.

Sur la face supérieure du modèle (dalle), le déplacement vertical est laissé libre, et on y impose une surcharge uniforme, par paliers.

Une autre condition impose que, par symétrie, la rotation de la dalle soit nulle à ses extrémités.

Ces exigences ont été simultanément remplies au moyen de roulements à billes fixés aux limites de la dalle, aux fibres supérieures et inférieures (figure 57).

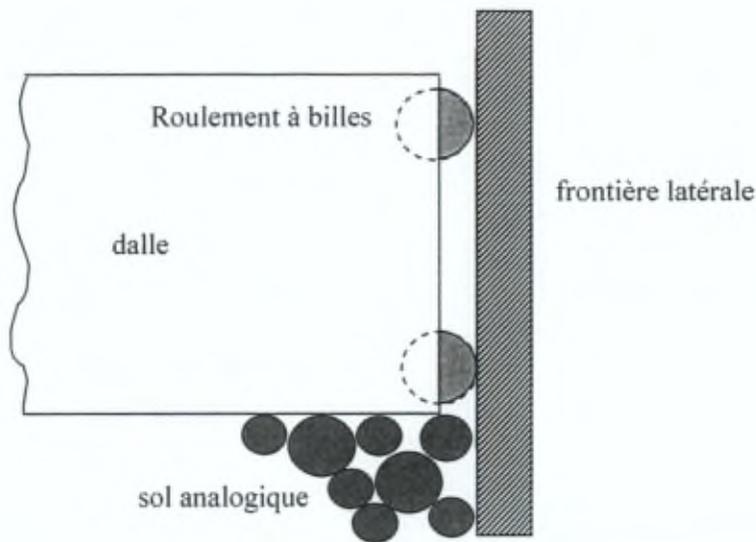


Figure 57 : détail de l'appui réalisé aux extrémités de la dalle.

Enfin, la face inférieure du modèle, représentant le point neutre, verra également son déplacement imposé à zéro.

II.7) Application de la surcharge uniformément répartie

II.7.a Contexte

Rappelons que peu d'études ont été consacrées jusqu'ici à l'étude de l'influence d'une surcharge agissant sur un remblai posé sur un sol renforcé au moyen d'inclusions.

Kempfert (1999) a étudié cet effet via une structure infiniment souple. Avec ce mode de sollicitation, et pour des pressions variant de 0 à 140 kPa, l'auteur n'a pas constaté de variation notable de l'efficacité E, quelle que soit l'épaisseur du remblai considérée. Notons que cette configuration ne correspond pas exactement à l'objet de la présente recherche.

Plumelle (1985) a chargé des *semelles métalliques* reposant sur des matelas de répartition (en sable ou tout-venant) sur sable renforcé au moyen de micropieux jusqu'à des pressions de respectivement 300 à 600 kPa.

De son côté, van Eekelen (2003) a appliqué une surcharge de 10 kPa par l'intermédiaire de 2 plaques de bois.

Dans son état des lieux de la technique du renforcement par inclusions rigides verticales en France, Briançon (2002) a recensé 9 projets concernant la configuration des fondations superficielles (figure 58).

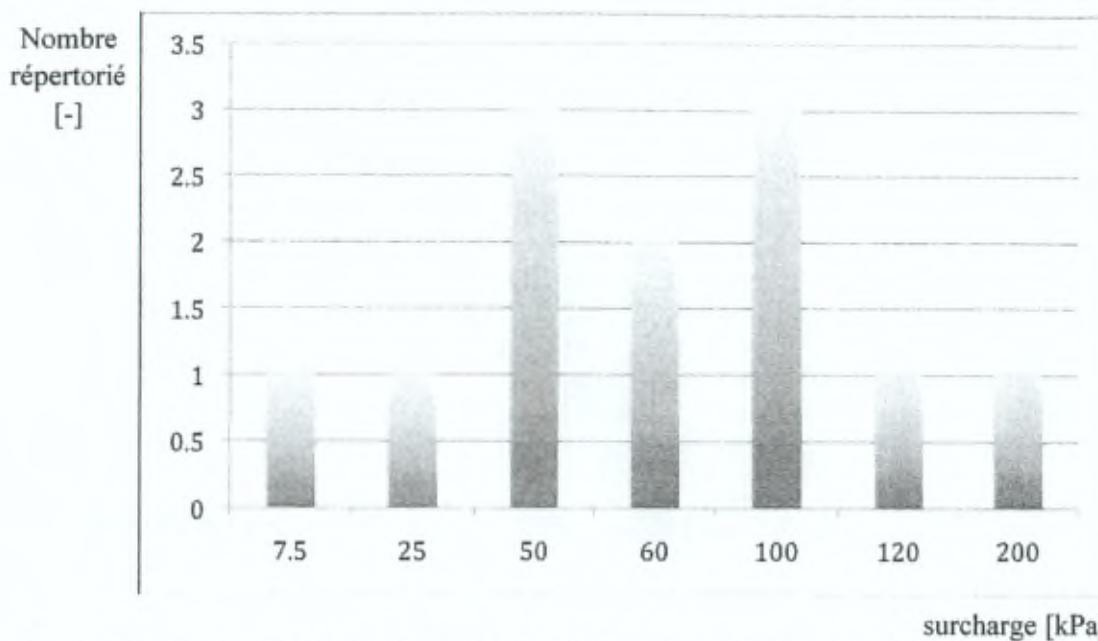


Figure 58 : histogramme des charges uniformément réparties appliquées sur la dalle pour les projets répertoriés par Briançon (2002).

Il est à noter que les surcharges uniformes à reprendre varient de 7,5 kPa à 200 kPa ; et valent 75 kPa en moyenne.

Ces valeurs indiquent que les surcharges rencontrées en pratique s'étalent de plusieurs dizaines à plusieurs centaines de kiloPascal.

Associé à l'interprétation personnelle des expérimentations de Berthelot & al. (2003) et de van Eekelen & al. (2003), ce constat renforce la pertinence d'une étude de l'influence du niveau de chargement sur le report de charge au sein d'un matelas de répartition.

Ainsi, la présente recherche examine l'effet d'une surcharge uniforme (appliquée au travers d'une fondation superficielle à rigidité finie) sur le *mode de rupture* et le *report de charge* au sein d'un remblai mince surmontant un terrain renforcé par inclusions.

II.7.b Plage de valeurs

Compte tenu des valeurs de sollicitation qui peuvent être rencontrées en pratique (Briançon, 2002), et du fait qu'un des objectifs du modèle est d'observer le mode de rupture au sein du matelas granulaire, le système d'application de la surcharge est prévu pour une gamme s'étalant de 10 à 400 kPa.

II.7.c Adaptation de l'appareil existant

Constitué dans sa partie supérieure de 2 cornières $70 \times 70 \times 10 \text{ mm}$, l'appareil à rouleaux du laboratoire n'était pas conçu pour l'application de forces concentrées de plusieurs dizaines de *kiloNewton*.

Il a donc été nécessaire d'adapter le bâti disponible en le renforçant par un profilé *HEA 200*, avec les goussets et les boulons de liaison adéquats.

II.7.d Mode d'application

La sollicitation est appliquée au système par un piston dont on contrôle la pression interne d'huile. Modèle *CM110N150* de la marque *Europress*, celui-ci possède une course de 150 mm .

Un dispositif original a été mis au point afin de transformer cette force concentrée en une pression uniformément répartie sur l'élément simulant la fondation dans le modèle.

Celui-ci est composé d'un tube métallique carré de 50 mm de côté et 5 mm d'épaisseur, posé sur une poutre en bois de 200 mm de largeur et 105 mm de hauteur. Afin d'absorber la déformée de l'élément de fondation, des blocs de mousse en polystyrène assurent le contact entre le modèle et le système de répartition de la charge.

Ceci est illustré à la figure 59 ci-dessous.

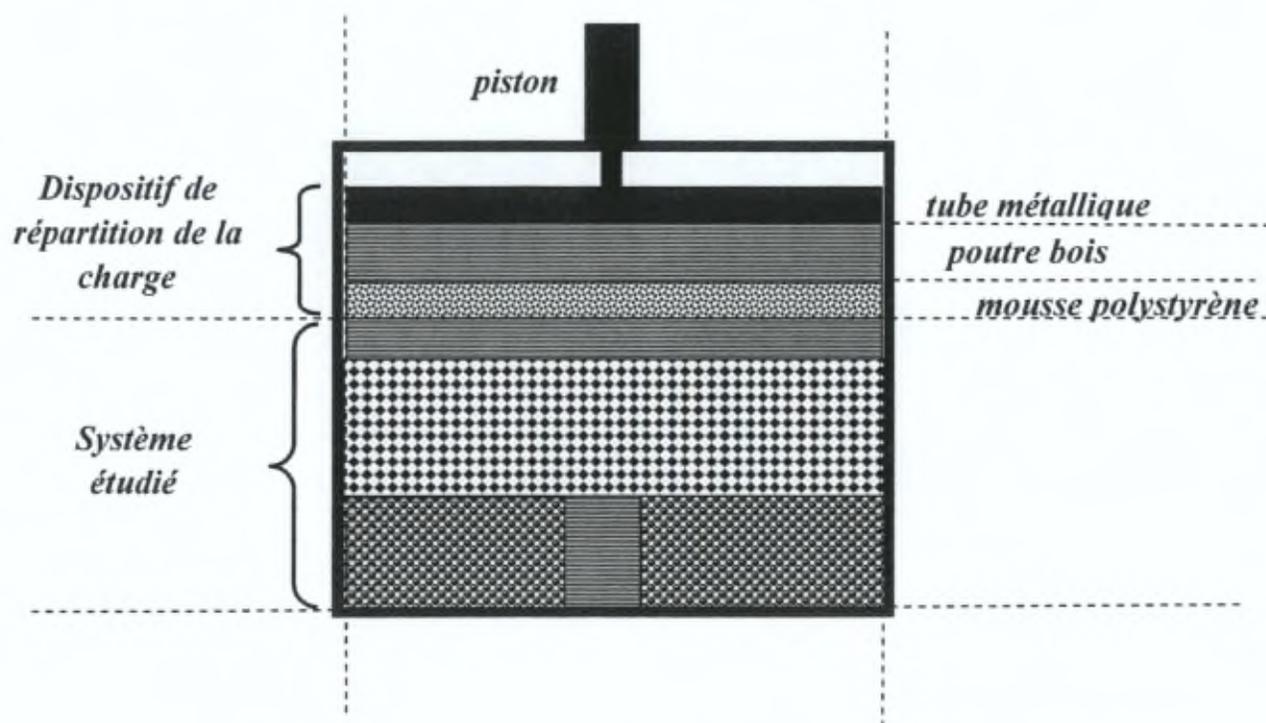


Figure 59 : schéma de principe du dispositif de répartition de la charge agissante.

L'encombrement du dispositif est égal à 250 mm, y compris le jeu réservé pour la mise en place.

Un essai de contrôle a été mené afin de s'assurer de l'uniformité de la pression appliquée sur l'élément de fondation superficielle du modèle, dont les résultats sont présentés à l'annexe V.

III. INSTRUMENTATION

III.1) Mesure des efforts et des pressions

III.1.a *Surcharge appliquée*

La force appliquée au système par le piston a été mesurée au moyen d'un capteur de pression de marque *Schaevitz*, type 1021-005 (0-700 bars, non linéarité 0.03 %), relié à une chaîne d'acquisition.

III.1.b *Effort en tête d'inclusion*

Une tête d'inclusion spéciale a été conçue afin de quantifier le report de charge se produisant au sein du matelas de répartition.

La partie supérieure a été désolidarisée de son fût (figure 60), et fixée à un capteur de force de marque *Transducers*, modèle C92-20K-30PI (capacité 20.000 LBS, non linéarité 0.002 %), relié à la chaîne d'acquisition.

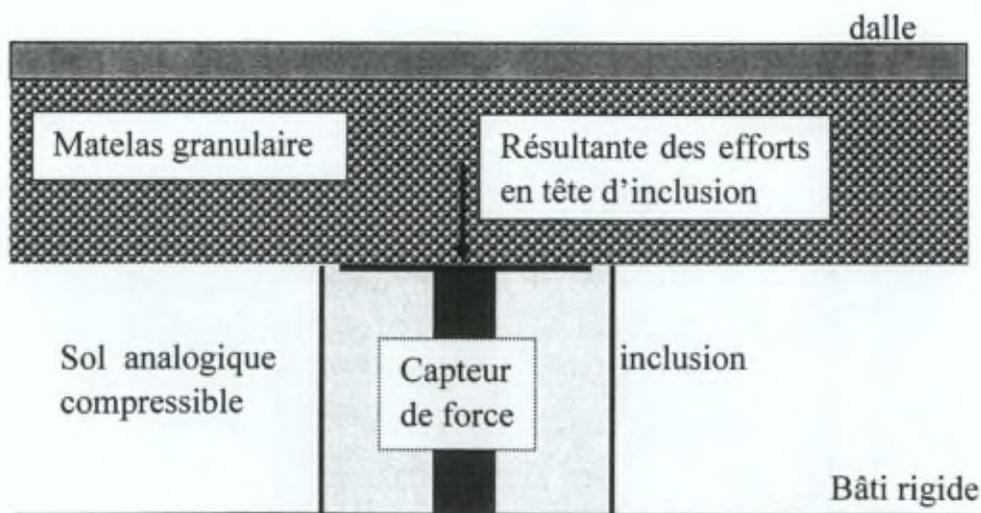


Figure 60 : schéma du dispositif mis au point pour mesurer la charge en tête de l'inclusion.

III.1.c Répartition de pression sous la fondation superficielle

La réaction du matelas granulaire a été mesurée sur la portée de la dalle en fonction du niveau de surcharge extérieure au moyen de capteurs de pression à haute résolution de marque *Teckscan*[®], modèle *Iscan 5051*, disposés en sous-face de la dalle.

Compte tenu de la symétrie du problème, de l'encombrement des capteurs, et du nombre disponible, 4 abscisses ont fait l'objet de l'évaluation des conditions d'appui de la fondation superficielle : au droit de l'inclusion, entre 2 inclusions, et en 2 positions proches de l'inclusion, zone où l'on s'attend aux plus grandes variations (figure 61).

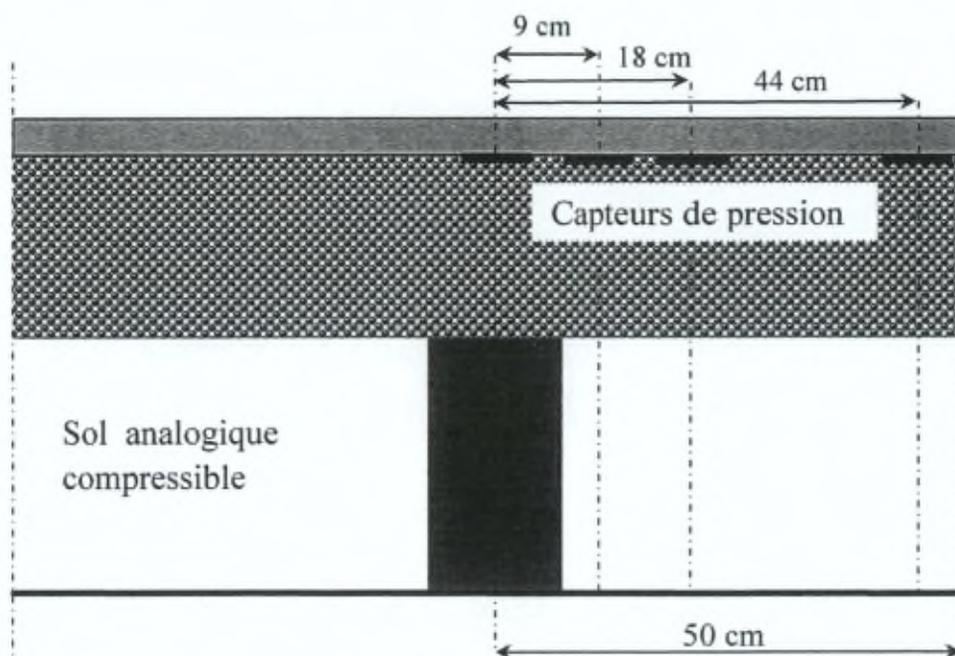


Figure 61 : localisation des capteurs de pression sous la dalle.

Un convertisseur de signal spécifique, appelé *handle*[®], assure la connexion entre les senseurs et la carte d'acquisition, propre à l'appareillage, insérée dans l'ordinateur.

Le fond d'échelle du capteur situé au droit de l'inclusion vaut 350 kPa , tandis que celui des autres points de mesure est égal à 140 kPa . La sensibilité des capteurs est obtenue en divisant le fond d'échelle par les 256 pixels que comporte la plage de mesure, soit respectivement 1.36 kPa et 0.54 kPa .

Il est à signaler que le constructeur recommande de considérer les valeurs mesurées en dessous de 3 graduations comme du « bruit », ce qui signifie que le senseur central peut mesurer des pressions à partir de 4.1 kPa , et 1.64 kPa pour les autres.

Un inconvénient de ces capteurs, lié à leur haute résolution et à leur grande sensibilité, est qu'ils ne sont pas prévus pour effectuer des mesures en parallèle : on ne peut connecter qu'un seul senseur à la fois au *handle*[®]. Il a donc fallu, pour chaque

palier de chargement, enregistrer le signal d'un capteur ; maintenir la sollicitation constante ; déconnecter le senseur ; le brancher au point de mesure suivant, etc.

Ces manipulations ont pour effet, à la longue, d'endommager les contacts entre les capteurs et le *handle*[©], de sorte qu'après un essai, ceux-ci étaient abîmés, et il n'a pas été possible de poursuivre ces mesures pour d'autres expérimentations.

Néanmoins, ce dispositif a cependant livré de précieuses mesures, présentées au chapitre suivant.

III.2) Mesure des déplacements

III.2.a *Tassement de la fondation superficielle*

La dalle est équipée de 3 capteurs de déplacement (*LVDT*) *Solartron*, type *AX/10/S* (course 20 mm, non linéarité 0.2 %), placés aux extrémités et à mi-portée de celle-ci (figure 62).

L'objectif de ces mesures est la détermination du tassement de la fondation en fonction de la surcharge appliquée, l'évaluation de la flèche de la dalle, et la validation des déplacements au sein du massif obtenus par l'analyse d'images.

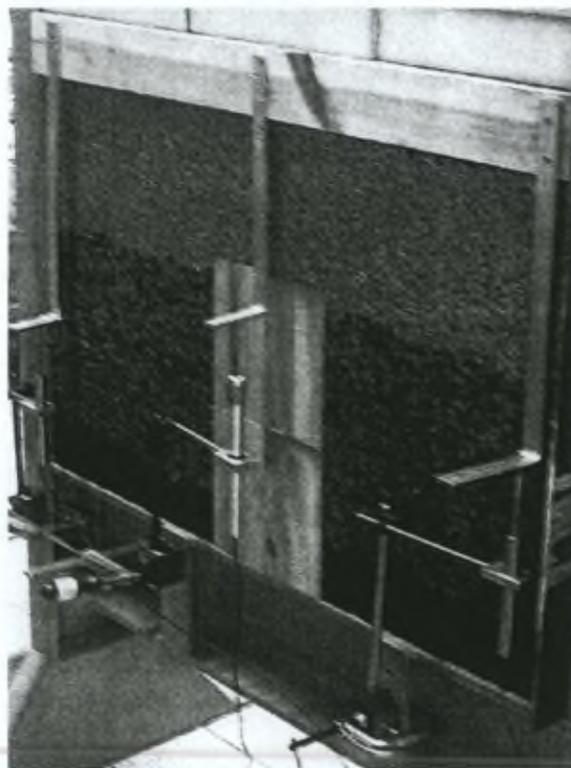


Figure 62 : dalle du modèle munie de capteurs de déplacement.

III.2.b *Champ de déplacement au sein du massif*

Il a été choisi de mesurer le déplacement au sein du massif granulaire en des points précis par la technique dite du « traquage de points », ou « Particle Image Tracking ».

Certains rouleaux du sol analogique sont marqués préalablement par un signe distinctif (dans ce cas-ci, la luminosité ou la couleur).

Pour chaque état déformé, un cliché est saisi au moyen d'un appareil photo numérique réflex de marque *Nikon*, modèle *D300SX*, à la résolution de *6.000.000 pixels*, fixé sur un trépied et dont la focale de l'objectif est réglée sur *50 mm*.

La position des rouleaux traqués est ensuite cherchée par un algorithme de traitement d'image numérique, dont l'entrée est la photographie et la sortie les coordonnées des points marqués.

Une fois cette étape effectuée, la difficulté est de parvenir à corrélérer avec fiabilité les positions des points traqués entre l'état initial et déformé, afin d'obtenir finalement leurs trajectoires tout au long de la mise en charge.

Pour le lecteur intéressé, les méthodes personnelles développées pour réaliser cette analyse sont décrites à l'annexe IV.

III.2.c *Champ de déformation au sein du massif*

Les champs de déformation sont obtenus selon la méthode décrite par Desrues & Viggiani (2004) pour des essais biaxiaux sur sable de Hostun, expliquée en détail lors d'une rencontre au laboratoire 3S-R de Grenoble le 09 octobre 2009.

A partir de la détermination des déplacements des cibles (grains marqués, figure 63 gauche), on interpole ces données selon une grille uniforme, environ 3 fois plus fine (figure 63 droite).



Figure 63 : illustration de l'interpolation du champ de déplacement selon une grille uniforme.

Les déformations sont alors calculées au moyen d'éléments triangulaires à déformation constante, dont les sommets sont les intersections de la grille.

Finalement, la figure 64 ci-dessous illustre les divers éléments du modèle développé.

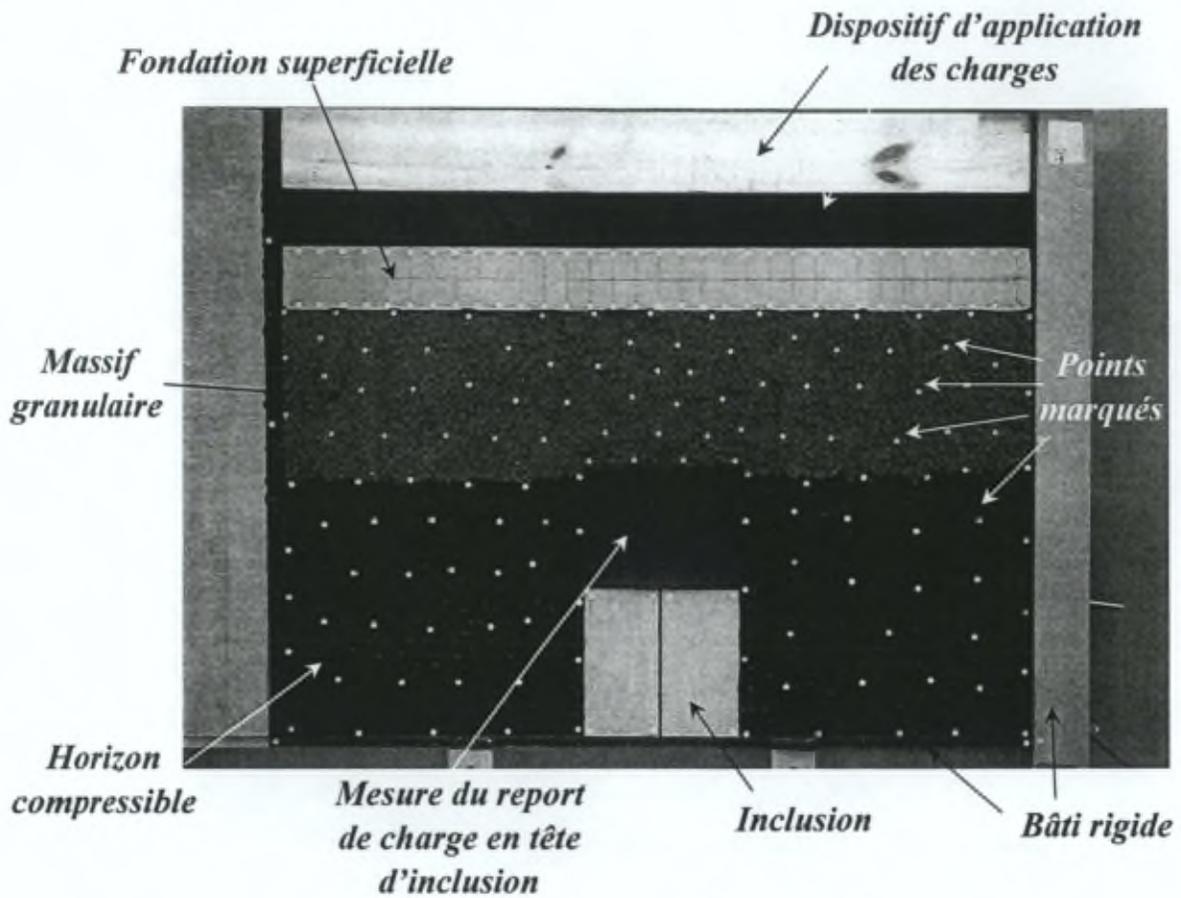


Figure 64 : illustration de positionnement de points marqueurs au sein du modèle physique.

IV. DEROULEMENT D'UN ESSAI

Une fois le modèle physique conçu, réalisé, et instrumenté, la réalisation d'un essai commence par l'étape de la mise en place des divers éléments du modèle au sein du bâti.

Comme expliqué au point précédent, une réflexion et des tests ont été menés en ce qui concerne le marquage des points traqués. Le but est d'obtenir une bonne distinction entre les points que l'on souhaite suivre au cours de la déformation et le reste du massif.

Ainsi, la préparation d'un essai comporte la mise en couleur des divers éléments du modèle, puis leur mise en place dans le bâti.

Les rouleaux de sols analogiques sont mis en place par simple dépôt, sans procédure de compactage particulière, de façon à conférer aux massifs un indice des vides et une compressibilité importants. Il est estimé que ce mode de mise en œuvre place les propriétés mécaniques des géomatériaux du modèle du côté de la sécurité par rapport à la réalisation sur chantier.

Compte tenu du caractère bidimensionnel du modèle, une attention particulière est à apporter au parallélisme des rouleaux lors de leur placement au sein du bâti.

Une fois les sols analogiques reconstitués dans le modèle, vient la phase de marquage des points traqués. Celle-ci est effectuée par remplacement de certains rouleaux du massif par des cylindres de couleur différente, selon un maillage couvrant la région de façon uniforme et pouvant être raffiné localement.

Le temps nécessaire à la réalisation d'une simulation est à souligner : préparation & installation (2 jours), conduite de l'essai proprement dite (1 jour), démontage & rangement (2 jours).

Il est à noter que la densité surfacique des grains est de l'ordre $30\ 000 / m^2$.

Ainsi, un essai type comporte environ 6000 rouleaux de duralumin, et représente de l'ordre de 100 kg à installer dans le bâti.

V. PROGRAMME DES ESSAIS

Le modèle réduit conçu a pour vocation de déterminer l'influence sur les mécanismes de report de charge des paramètres suivants :

- la valeur de la surcharge appliquée sur la dalle,
- l'épaisseur relative du matelas de répartition,
- l'élargissement de la tête d'inclusion,
- la distinction entre les remblais minces et épais.

Au total, 10 simulations ont été effectuées avec ce modèle physique (tableau 5), parmi lesquelles il y a lieu de distinguer les essais de mise au point de la méthode (1 à 3), et ceux conduisant à des résultats exploitables (4 à 10), une fois la méthode aboutie.

N°	Nom	s	a	H	α_{2D}	H _R
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[%]	[-]
1	H _R 0.26_ValidConcept	1	0.22	0.2	22	0.26
2	H _R 0.26_Marquage	1	0.22	0.2	22	0.26
3	H _R 0.26_CL	1	0.22	0.2	22	0.26
4	H _R 0.26_N	1	0.22	0.2	22	0.26
5	H _R 0.26_Nbis	1	0.22	0.2	22	0.26
6	H _R 0.26_Nter	1	0.22	0.2	22	0.26
7	H _R 0.38_N	1	0.22	0.3	22	0.38
8	H _R 0.26_PSD	1	0.22	0.2	22	0.26
9	H _R 0.4_N	1	0.5	0.2	50	0.40
10	H _R 1.89	0.5	0.22	0.55	44	1.89

Tableau 5 : programme des essais réalisés.

Il est à noter que la description détaillée des résultats des 3 premiers essais, ayant permis la mise au point progressive du modèle, sont présentés et interprétés à l'annexe V.

Les particularités des 7 autres simulations sont également illustrées à l'annexe V, tandis que les résultats qui en découlent font l'objet du chapitre suivant.

VI. CONCLUSION INTERMEDIAIRE

Un modèle réduit bidimensionnel a été développé afin de permettre l'étude de l'influence de divers paramètres sur les mécanismes de transfert de charge se développant dans un matelas granulaire disposé entre un sol compressible renforcé par des inclusions et un élément de fondation superficielle surchargé.

Le géomatériau constituant le matelas granulaire est simulé par un sol analogique de Schneebeli, ce qui présente des avantages et des limitations. Le comportement de ce matériau a été déterminé par des essais géomécaniques, montrant l'analogie avec un sol granulaire dense.

Le terrain en place est modélisé par un autre sol analogique, empilement de rouleaux compressibles, dont le comportement géomécanique a été évalué.

Un dispositif original d'application d'une surcharge uniformément répartie a été développé, testé et validé.

Le modèle physique est instrumenté en capteurs afin d'analyser l'effort repris en tête d'inclusion et la distribution des pressions sous la dalle.

L'accès au champ de déplacement au sein des massifs est réalisé par analyse d'images numériques.

Si l'acquisition des données est aisée, leur traitement est plus long.

La méthode de traquage développée est bien adaptée aux milieux granulaires (*discrets*) présentant des localisations de déformation. En effet, celle-ci permet de travailler à l'échelle d'un grain (*rouleau*) et de suivre son déplacement en fonction de la sollicitation appliquée au système.

La précision des résultats obtenus par cette démarche est largement suffisante par rapport à l'ordre de grandeur des déplacements que l'on observe dans le modèle.

Enfin, la fiabilité du traitement donne entière satisfaction.

Ce modèle physique a pour but, dans un premier temps, de mettre en évidence les mécanismes de transfert de charge dans le matelas granulaire.

Les règles de similitudes n'étant pas strictement respectées, les résultats ne sont pas extrapolables tels quels à un ouvrage réel.

De par l'originalité du modèle et de l'approche adoptée, il s'agit de la première étape dans une démarche de compréhension des tenants et des aboutissants du problème envisagé.

Le chapitre suivant présente les résultats obtenus à partir de ce modèle, traite de leur interprétation et des mises en lumière qui en découlent.

Chapitre 6

Analyse des résultats obtenus sur le modèle physique bidimensionnel

Le présent chapitre est consacré à la présentation et à l'analyse des résultats expérimentaux émanant des simulations effectuées à partir du modèle physique développé, dont la description a été vue précédemment.

Parmi les grandeurs mesurées, les déplacements et les déformations engendrées au sein du matelas de répartition sont présentés en premier lieu, tandis que l'analyse des déformées au sein de l'horizon compressible est reportée à l'annexe VIII, de même que l'interprétation des courbes surcharge – tassement de la fondation superficielle (annexe IX).

Dans un second temps, on expose les mesures du report de charge au sein du matelas granulaire, de la réaction de celui-ci aux sollicitations, et par conséquent, les efforts dans la fondation superficielle qui en découlent.

Pour les différentes configurations simulées, *actions* (poids propre, surcharge), *réactions* (pression sous la dalle, charge reprise en tête d'inclusion), *déformations* et *déplacements* (tassement de la dalle, au sein du massif) sont bien entendu intimement liés, ce qui complique l'exposé.

I. MATELAS GRANULAIRE

La question essentielle abordée par cette partie de l'étude expérimentale est celle de la dépendance du champ de déplacement au sein des massifs étudiés à l'intensité de la sollicitation appliquée sur une fondation superficielle renforcée.

La réponse du matelas granulaire en termes de champs de déplacement et de déformation est étudiée dans cette section en fonction de la surcharge uniformément répartie appliquée en surface de la fondation superficielle, et de leur épaisseur (*relative*).

Rappelons qu'au total, 10 simulations ont été effectuées à partir du modèle physique développé (dont 7 d'entre-elles fournissent des résultats exploitables).

L'ensemble des résultats comporte 150 paliers de chargement, subdivisés en quelque 2000 clichés, reflétant une série de déformées successives.

Il y correspond autant de champs de déplacement (*et de déformation*) à partir de l'état initial, et également autant de champs de déplacement (*et de déformation*) entre chaque déformée successive à analyser au sein du système ; les résultats les plus pertinents seront présentés.

Le lecteur intéressé pourra cependant trouver l'ensemble des données ayant conduit à la présente interprétation dans les annexes.

Les résultats des différentes configurations seront passés en revue par ordre décroissant de leur épaisseur relative (*cfr. Tableau 5, page 107*) : N°10 ($H_R = 1.89$), N° 7 ($H_R = 0.38$), N° 6 ($H_R = 0.26$), et enfin le cas particulier N° 9 ($H_R = 0.4, TE$).

Ainsi, les cas de remblais « épais » ou « mince » seront comparées, on examinera l'influence de l'épaisseur du matelas de répartition (dans la gamme des remblais minces), et l'effet de l'élargissement de la tête d'inclusion (N° 9).

I.A Remblai « épais », $H_R = 1.89$

Pour rappel (cfr. Tableau 5, page 107), la simulation N° 10 est caractérisée par un entraxe des inclusions valant $0.5 m$, une largeur d'inclusions de $0.22 m$, traduisant à un taux de substitution α de 44 % (en 2 dimensions).

La configuration géométrique est illustrée à la figure 65.

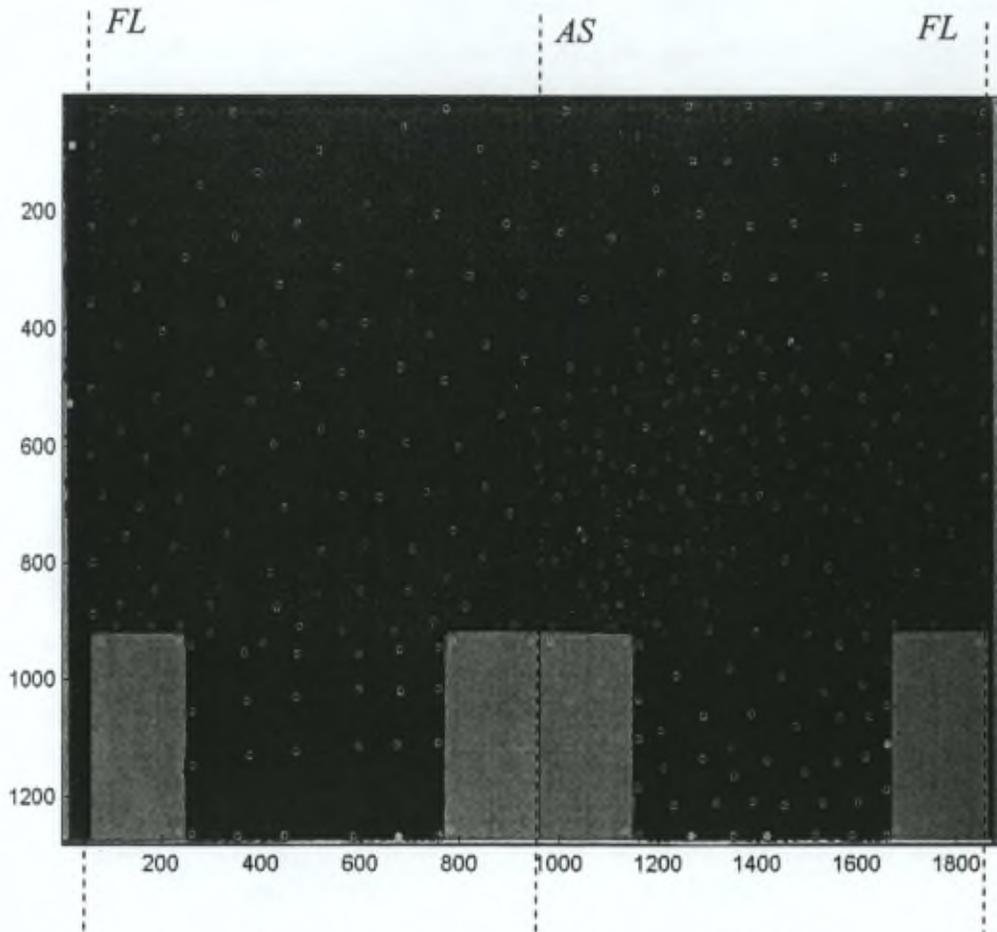


Figure 65 : Illustration de la configuration de la simulation N° 10, $H_R=1.89$ (unité des axes : pixels).

L'épaisseur du matelas granulaire a été fixée à $0.5 m$, conduisant à une épaisseur relative égale à 1.89 . Il s'agit donc d'un remblai que l'on peut qualifier d'« épais ».

Il est à remarquer que le modèle comporte 2 frontières latérales (*FL*) et 1 axe de symétrie en son centre (*AS*).

I.A.1) Champ de déplacement

Pour rappel, les points marqués fournissent des données locales des déplacements au sein du massif, déterminés par analyse des images.

L'ensemble des images des déformées peut être trouvé à l'annexe *AVII.I_5*, avec indication des 360 points reconnus par l'algorithme *AI.V2*, dont la fiabilité est égale à 100 %.

La figure 66 montre les positions successives des grains marqués lors des 14 premiers paliers de charge (0 – 200 kPa), pour la moitié gauche du modèle.

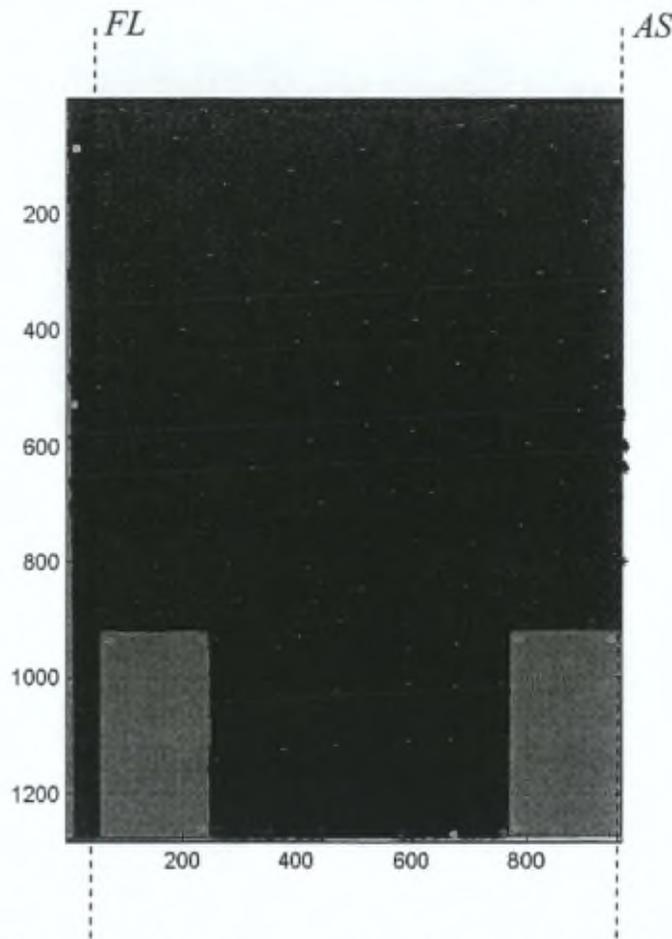


Figure 66 : Simulation N° 10, $H_R=1.89$, positions successives des grains marqués dans la moitié gauche du modèle, 0 – 200 kPa (unité des axes : pixels).

Pour chaque déformée, il est alors possible de reconstruire l'ensemble du champ de déplacement par interpolation.

Cette section est consacrée à l'analyse de ces résultats¹ selon la composante verticale, horizontale, et le rapport des tassements en base et au sommet du massif granulaire.

¹ Il est à noter que pour des raisons de comparaison de l'allure de ces divers champs, une échelle spécifique des valeurs associées aux couleurs sera adoptée pour chaque carte.

I.A.1.a) Composante verticale

La figure 67 montre l'allure du champ de déplacement vertical pour le deuxième palier de chargement (10 - 20 kPa).

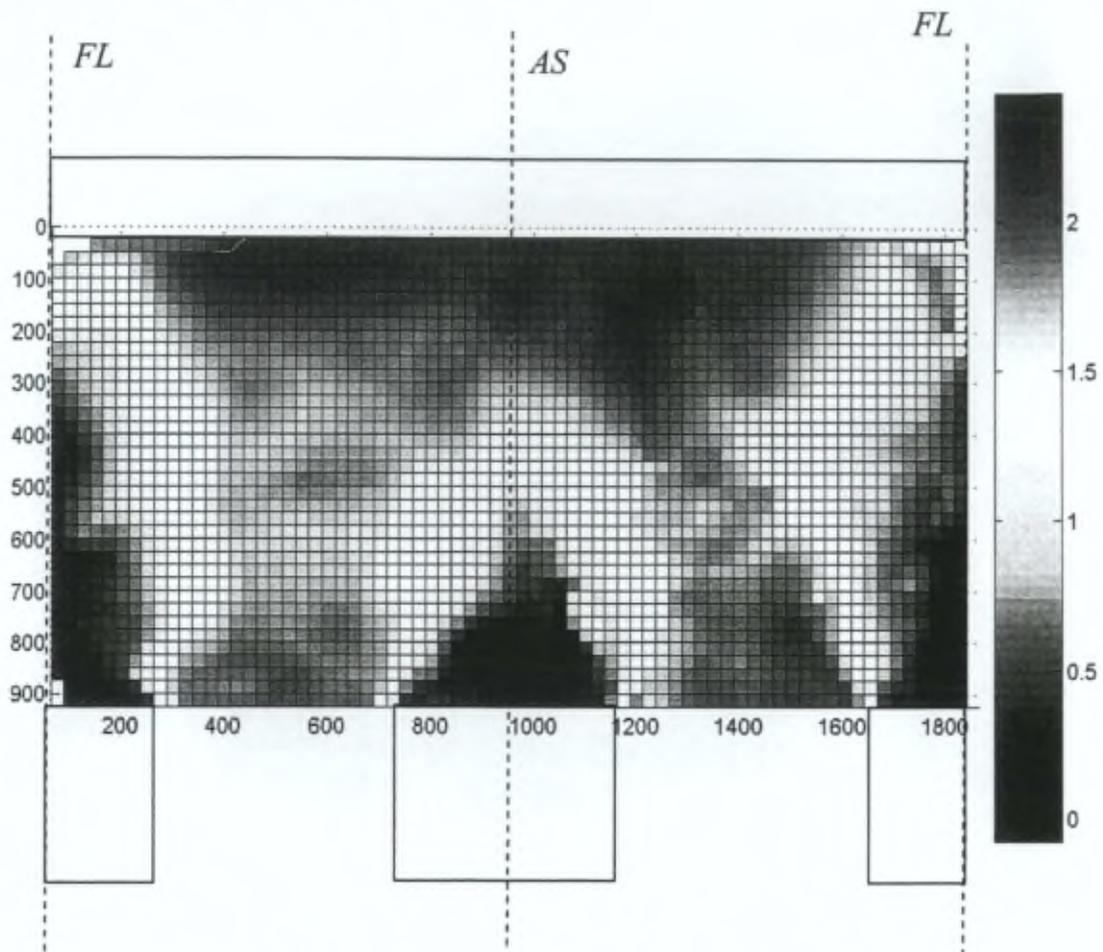


Figure 67 : Déplacement verticaux [mm] au sein du massif granulaire pour le premier palier de chargement (10 - 20 kPa). Unité des axes : pixels.

A partir de cette figure, il peut être observé ce qui suit :

1. le tassement d'une zone au droit de la tête des inclusions est négligeable,
2. la forme de la zone des grains faisant corps avec l'inclusion centrale se rapproche d'un triangle.

Il est essentiel de remarquer que ces trois constatations expérimentales restent valables quel que soit le niveau de chargement considéré (cfr. annexe AVII.1_3).

Durant la suite de ce mémoire, on reviendra sur ces mises en évidence à caractère fondamental.

Par ailleurs, remarquons que la réponse du milieu (discret) au droit des inclusions diffère en fonction de l'axe vertical considéré dans le modèle : l'influence de l'inclusion sur le reste du massif est plus importante aux frontières latérales du modèle (*FL*) qu'en son axe central de symétrie (*AS*).

Dans cette configuration, il apparaît une sensibilité du modèle aux effets de bord, attribuée au frottement négatif mobilisé aux frontières latérales, engendré par des contraintes horizontales importantes, traduisant un effet voûte complet, résultat d'un taux de substitution et d'une épaisseur (relative) élevés.

I.A.1.b) Rapport de tassement

La figure 67 montre également que, pour le deuxième palier de chargement, les tassements au sommet du massif granulaire (c'est-à-dire sous la fondation superficielle) sont supérieurs à ceux à sa base (soit à l'interface avec le sol compressible).

Ce résultat est interprété comme étant la conséquence de la compaction *globale* des grains sous l'action des premières surcharges extérieures appliquées au système.

Il est intéressant de se demander si ce comportement est observé pour les chargements ultérieurs.

A cette fin, la figure 68 illustre le rapport du tassement incrémental R_{TI} (9_a), et cumulé R_{TC} (9_b), de la base du massif granulaire (à mi-distance de deux inclusions) à son sommet (au centre du modèle) :

$$a) R_{TI} = \frac{(s_{base,i} - s_{base,i-1})}{(s_{sommet,i} - s_{sommet,i-1})}, \quad b) R_{TC} = \frac{(s_{base,i} - s_{base,1})}{(s_{sommet,i} - s_{sommet,1})} \quad (9)$$

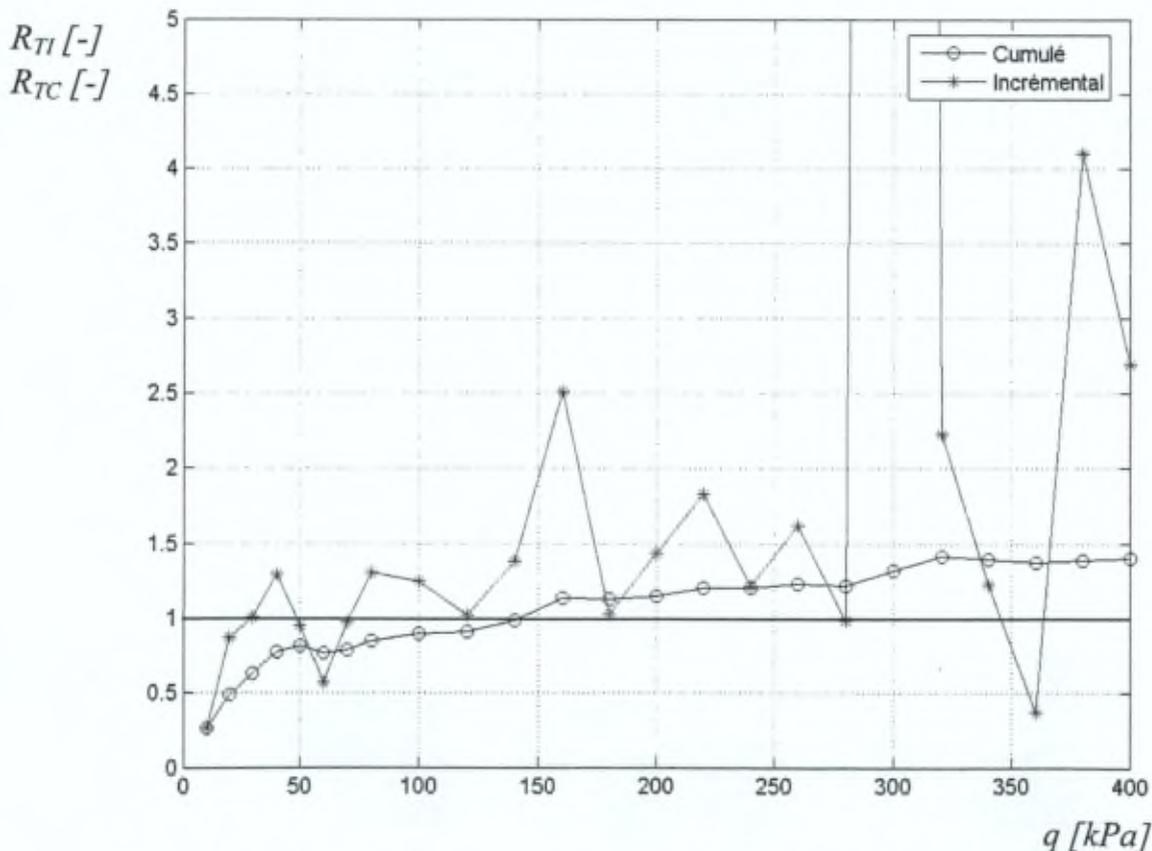


Figure 68 : Rapports de tassement au sommet et en base du massif granulaire, incrémental et cumulé, en fonction de la surcharge uniformément répartie appliquée sur la fondation superficielle [kPa].

Il apparaît que le rapport de tassement incrémental est fort influencé par le mouvement des rouleaux, ce qui semble être moins le cas pour le rapport de tassement cumulé.

Le poids volumique du matériau granulaire, noté γ , et l'épaisseur du massif H , définissent une contrainte géostatique verticale équivalente, à la base du remblai, σ_{gve} , égale à :

$$\sigma_{gve} = \gamma * H = 11.7 \text{ kPa} \quad (10)$$

A des fins d'interprétation, la pression réduite (p_r) est définie comme le rapport de la surcharge extérieure uniformément répartie (q) à la contrainte géostatique verticale équivalente, à la base du remblai :

$$p_r = \frac{q}{\sigma_{gve}} [-] \quad (11)$$

Il peut être constaté sur la figure 68 que les deux premiers paliers de chargement correspondent à des valeurs des rapports de tassement (incrémental et cumulé) augmentant avec la sollicitation, tout en restant inférieures à l'unité.

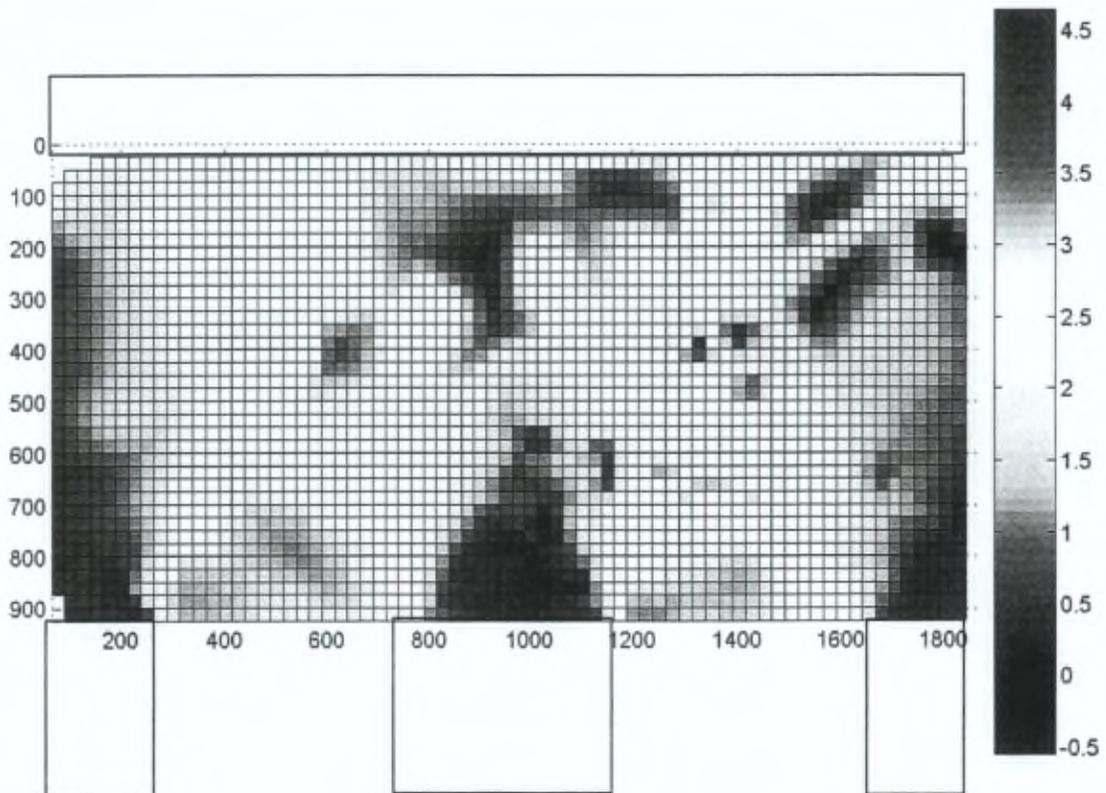


Figure 69 : Déplacement verticaux [mm] au sein du massif granulaire pour le 4^{ème} palier de chargement (30 – 40 kPa). Unité des axes : pixels.

Pour une surcharge uniformément répartie q égale à 30 kPa ($p_r=2.5$), le rapport de tassement instantané atteint l'unité, tandis qu'un pic supérieur à 1 est constaté lors de l'application de 40 kPa ($p_r=3.4$).

Comme cela peut être observé à la figure 69, pour cet incrément de charge, l'allure du champ de déplacement vertical diffère de ce qui a été remarqué pour le premier palier (figure 67).

En effet, les déplacements verticaux les plus élevés sont observés au sein même du massif, et non au sommet ou à la base.

Le rapport de tassement instantané (figure 68) diminue ensuite jusqu'à un niveau de sollicitation de 60 kPa, après quoi il remonte à nouveau. Il s'en suit diverses oscillations autour d'une valeur moyenne ayant tendance à augmenter.

Par conséquent, la valeur du rapport de tassement cumulé dépasse l'unité lors de l'itération 140 – 160 kPa, pour laquelle le rapport de tassement instantané est nettement supérieur à 1, comme illustré à la figure 70.

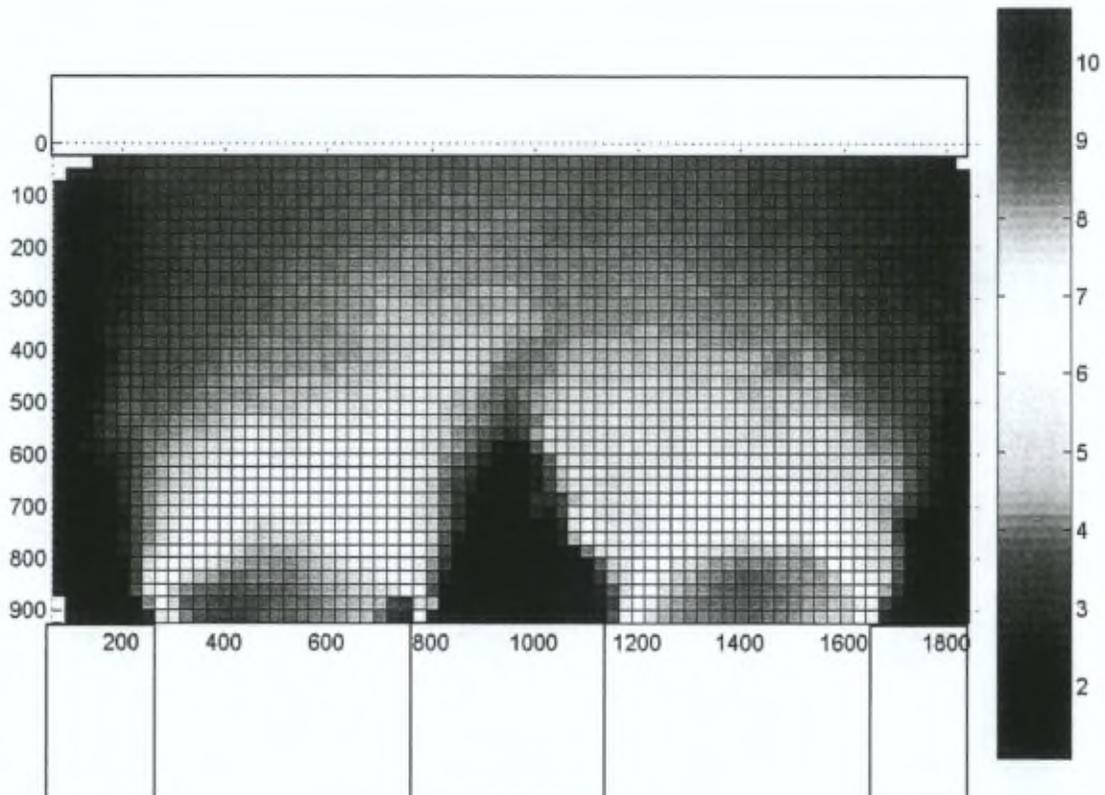


Figure 70 : Déplacement verticaux [mm] au sein du massif granulaire pour le 12^{ème} palier de chargement (140 – 160 kPa). Unité des axes : pixels.

On observe alors que les tassements se concentrent dans la partie inférieure du massif.

Il peut également être remarqué sur la figure 68 que le rapport de tassement cumulé tend à la limite vers 1.4, valeur proche $(1 + \alpha_{2D}) = 1.44$.

Il semble donc qu'il y ait un lien entre l'asymptote du rapport de tassement cumulé et le taux de substitution α_{2D} , ce qui est interprété comme le reflet de l'incompressibilité *globale* du massif granulaire.

I.A.1.c) Composante horizontale

L'allure du champ de déplacement horizontal pour le premier palier de chargement (0 - 10 kPa) montre que des déplacements horizontaux apparaissent aux frontières du modèle, signe du réarrangement des grains suite à l'application de la première surcharge extérieure au système.

Notons également que pour cette première itération, des déplacements assez élevés sont observés dans une zone au droit des bords de l'inclusion centrale, à une certaine hauteur dans le massif.

Lors de l'application du second palier de chargement (*figure 71*), cette zone apparaît plus nettement, et il peut être constaté que les déplacements horizontaux les plus importants se produisent approximativement au droit des bords de l'inclusion centrale, à hauteur du sommet de la zone faisant corps avec l'inclusion centrale (*cf. figures 67, 69, 70*).

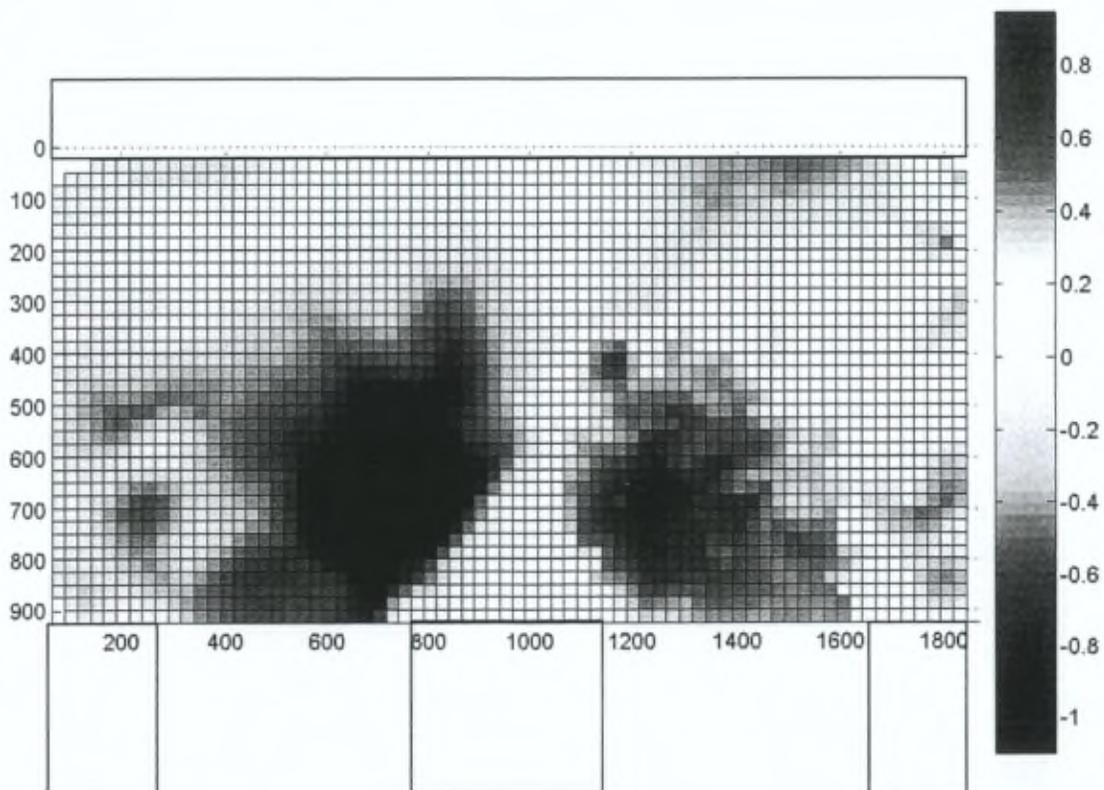


Figure 71 : Déplacement verticaux [mm] au sein du massif granulaire pour le 2^{ème} palier de chargement (10 - 20 kPa). Unité des axes : pixels.

D'autre part, il est à noter que les déplacements horizontaux restent faibles dans la partie supérieure du massif granulaire, et ce tout au long de la mise en charge (cfr. annexe AVII.I_4).

Enfin, il est à remarquer que, comme pour le champ de déplacement vertical (figure 67), la réponse du milieu discret diffère entre l'inclusion centrale et les demi-inclusions périphériques.

En particulier, les déplacements horizontaux ne sont pas nuls à l'axe de symétrie du modèle.

Ceci est illustré à la figure 72, qui examine les déplacements horizontaux δ à l'axe de symétrie du modèle, en fonction de la profondeur dans le massif granulaire z , pour les différents paliers de chargement.

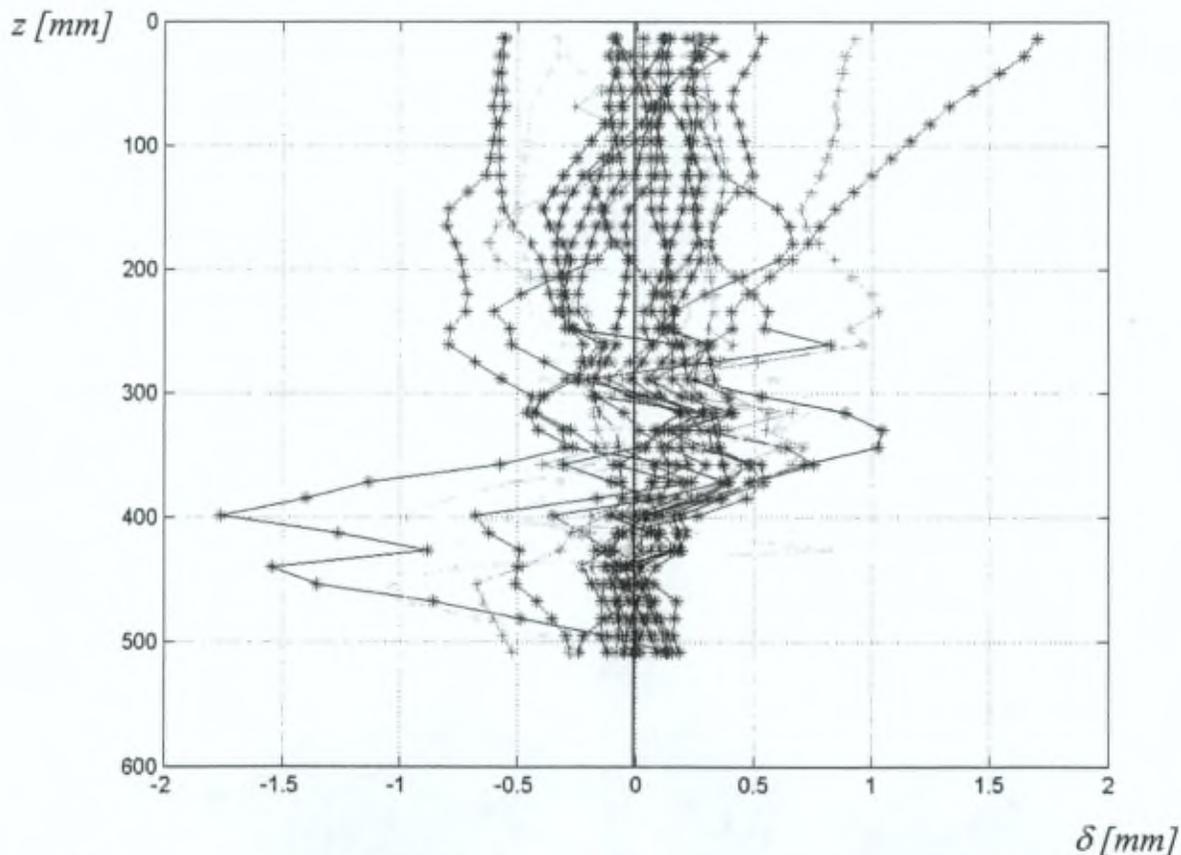


Figure 72 : Déplacements horizontaux [abscisse, mm] à l'axe de symétrie du modèle, en fonction de la profondeur du massif granulaire [ordonnée, mm], pour les 24 paliers de chargement confondus.

Dans ce cas, vu l'amplitude des déplacements horizontaux observés, le blocage en déplacement perpendiculairement à la symétrie n'est cependant pas de nature à perturber le réarrangement granulaire.

I.A.2) Champs de déformation

Rappelons que le sol analogique de Schneebeli a été choisi dans ce modèle bidimensionnel pour la raison que cette configuration permet la détermination complète du champ de déformation à partir des déplacements mesurables sur la face latérale du massif.

Dans la suite de ce mémoire, les champs de déformation seront obtenus selon la méthode décrite par Desrues & Viggiani (2004) pour des essais biaxiaux sur sable de Hostun.

Cette section examine l'éventuelle localisation des déformations en cisaillement et en volume au sein du massif granulaire renforcé au moyen d'inclusions.

I.A.2.a) *Distorsion*

Le champ de distorsion pour le premier palier de chargement (10 kPa) est présenté à la figure 73 (en valeur absolue).

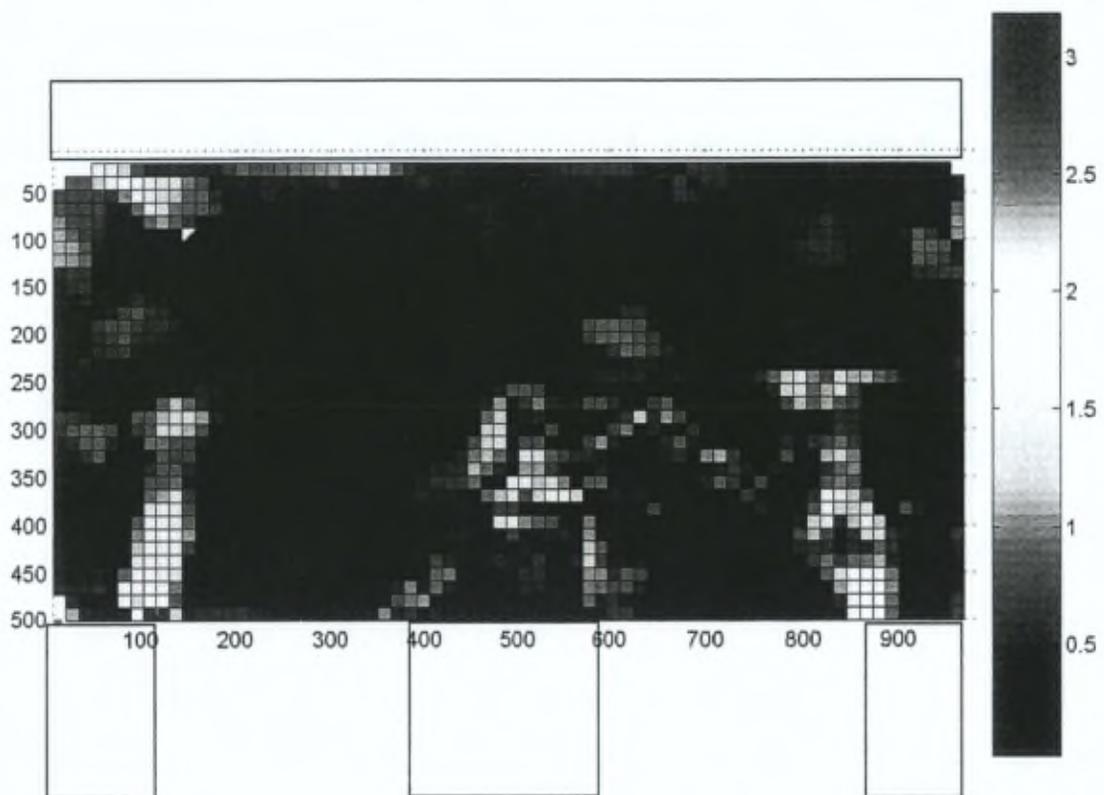


Figure 73 : Second invariant du tenseur des déformations $|I_{2\varepsilon}|$ [-], itération 0 – 10 kPa. Unité des axes : mm.

Il peut être constaté que, dès l'application de la première surcharge extérieure au système, une distorsion de l'ordre du pourcent apparaît localement : des bandes de cisaillement prennent naissance à partir des bords des inclusions.

L'inclinaison de celles-ci semble différer entre les inclusions centrale et périphériques, conséquence probable de la condition imposée à la limite du modèle.

Pour toute la plage de sollicitation imposée (figures 73, 74, 75, & annexe AVII.I_1), il est à souligner qu'une zone faisant corps avec l'inclusion, dénommée *I* dans la suite de ce mémoire, est peu ou pas affectée par le cisaillement.

Cette observation reste valable tant pour les inclusions centrale que périphériques.

Par rapport aux champs de déplacement vertical et horizontal, les cartes de distorsion obtenues précisent la géométrie de cette zone : celle-ci peut être assimilée à un *triangle*, délimité par l'inclusion en partie inférieure, et par les deux bandes de cisaillement se propageant linéairement dans le massif au dessus de l'inclusion pour se rejoindre au droit de son milieu à une certaine hauteur.

La base de cette région est donc définie par la largeur de l'inclusion, tandis que sa hauteur dépend de l'inclinaison prise par les bandes de cisaillement.

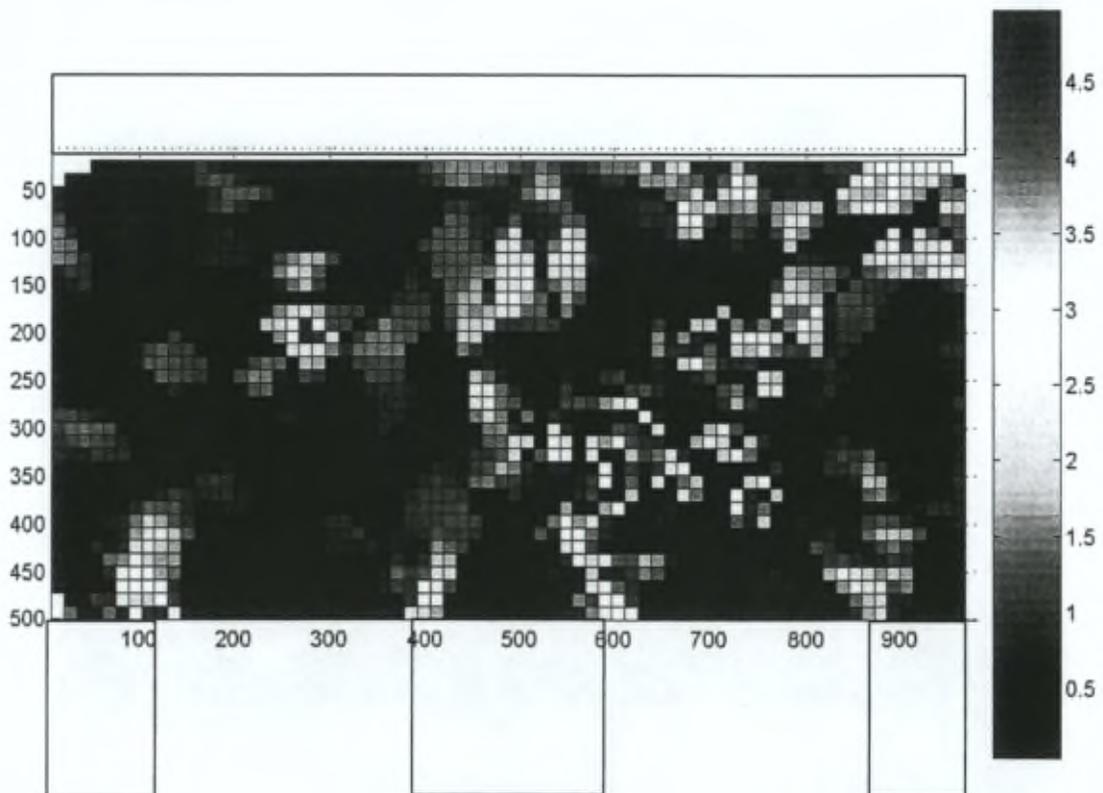


Figure 74 : Second invariant du tenseur des déformations $|I_{2e}| > 0.05 [-]$, itération 30 – 40 kPa. Unité des axes : mm..

Comme il a été vu précédemment, l'itération 30 – 40 kPa est particulière et montre des déformations en cisaillement importantes au sein du massif granulaire (figure 74).

Pour le reste du chargement (figures 73, 75, & annexe AVII.I_1), la partie supérieure du massif est peu concernée par la distorsion (zone IV).

Remarquons que les bandes de cisaillement n'atteignent pas, dans le mode de déformation général (figures 73 & 75), le sommet du massif - c'est-à-dire l'interface avec la fondation superficielle. Il semble même qu'au niveau de l'inclusion centrale, celles-ci cessent leur propagation après s'être intersectées au sommet de la zone granulaire faisant corps avec l'inclusion.

Il est également important de remarquer qu'une zone dans la partie inférieure du massif granulaire, située au droit du sol compressible – soit entre les inclusions – et dénommée *III* par la suite, subit un cisaillement *négligeable* (cfr. figures 73, 74, 75, & annexe AVII.I_1).

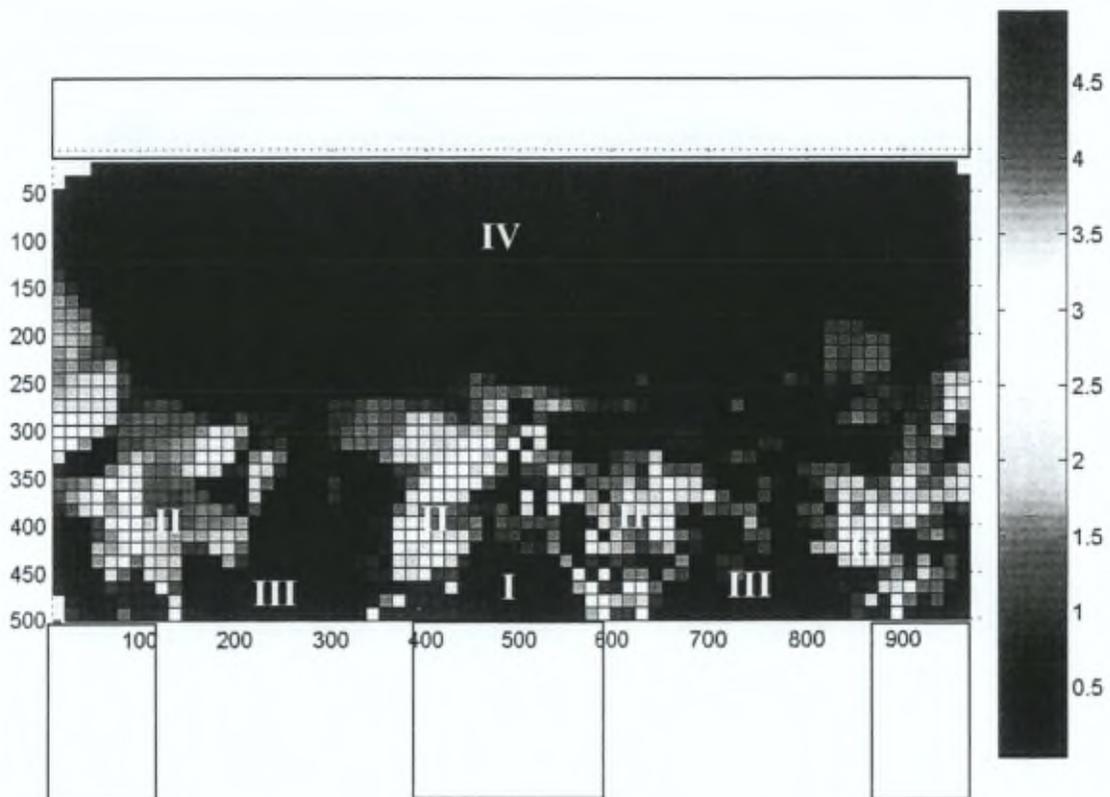


Figure 75 : Second invariant du tenseur des déformations $|I_{2\varepsilon}| > 0.05 [-]$, itération 140 – 160 kPa. Unité des axes : mm.

Cette région *III* est située sous les zones de cisaillement *II* prenant naissance aux bords des inclusions et se propageant vers la surface en direction opposée à celles-ci, pour se rejoindre à mi-distance (figure 75).

Si on ne peut, à proprement parler, observer une bande de cisaillement bien marquée séparant les régions *II* et *III* (comme cela est le cas au droit de l'inclusion), il apparaît cependant une discontinuité entre ces deux zones : la première (*II*) subissant des distorsions importantes, la seconde (*III*) présentant une déformation de cisaillement négligeable.

I.A.2.b) Déformation volumique

Les cartes de déformation volumique² confirment une localisation des déformations (figures 76 & 77, annexe AVII.I_2).

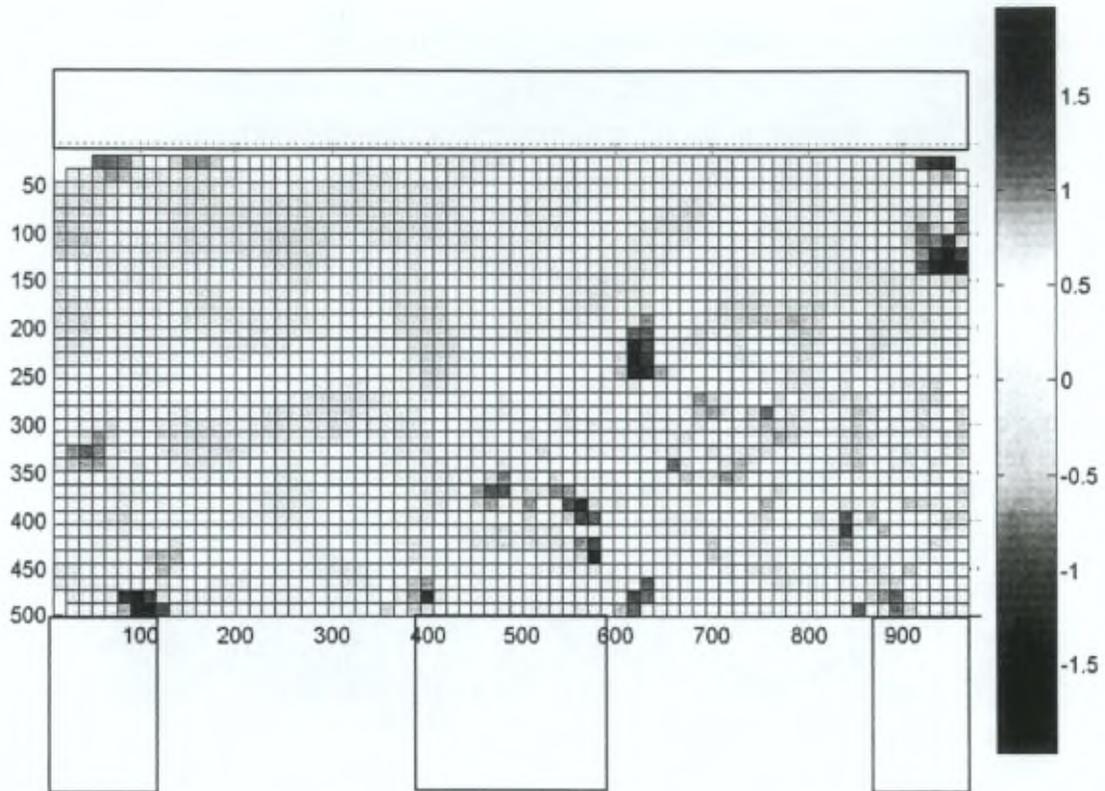


Figure 76 : Premier invariant du tenseur des déformations $-0.02 < I_{1\epsilon} > 0.02$, itération 10 – 20 kPa. Unité des axes : mm.

On retrouve localement de la contraction ou de la dilatation élevée, associées respectivement aux endroits où la pression moyenne ou la distorsion est importante ; tandis que le reste du massif semble, en comparaison, peu concerné par les variations de volume.

² La convention de signe adoptée pour la déformation volumique est celle de la mécanique des sols classique : positive en compaction, négative en extension.

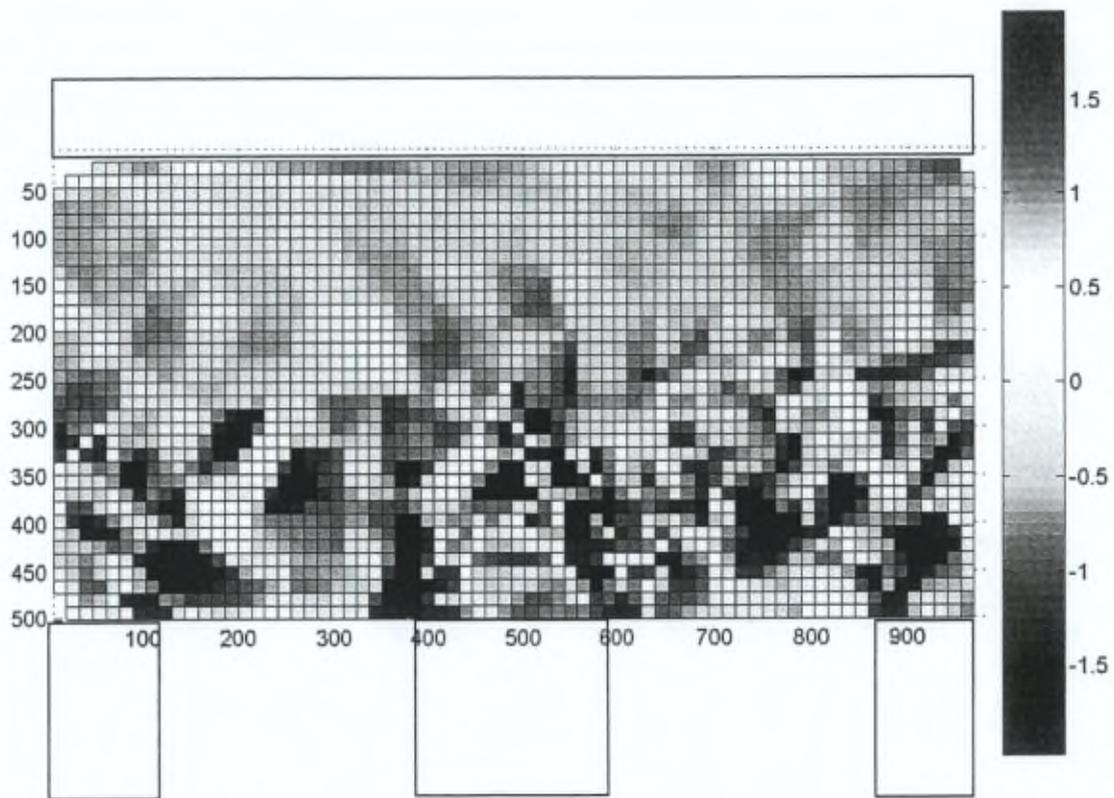


Figure 77 : Premier invariant du tenseur des déformations $-0.02 < I_{1\epsilon} > 0.02$, itération 140 – 160 kPa, unité des axes : mm.

I.A.3) Conclusion intermédiaire

Suite à l'analyse des résultats obtenus pour un remblai *épais* lors des précédents paragraphes, il a été mis en évidence qu'une région du massif granulaire au droit des inclusions, dont le tassement est négligeable, et étant peu affectée par le cisaillement, reste stable quelle que soit la surcharge extérieure uniformément répartie imposée.

L'établissement des cartes de champ de déplacement et de déformation a permis de préciser la forme triangulaire de cette zone des grains faisant corps avec l'inclusion.

En outre, une localisation de la déformation apparaît sur les cartes de distorsion établies, définissant des régions peu affectées (*I, III, IV*) ; une famille de bandes cisaillement prenant naissance à partir des bords des inclusions, se propageant en direction de la surface, pour se rejoindre en leur milieu ; tandis qu'une zone (*II*) est le siège d'une distorsion, non moins intense, mais plus diffuse, marquant néanmoins une discontinuité dans la déformation de cisaillement avec le reste du massif.

I.A.4) Discussion

I.A.4.a) *Zone faisant corps avec l'inclusion*

Dans leur modèle de trappe, Bergdahl & al. (1979) avaient remarqué que les éléments de la zone au-dessus du renforcement ont subi un déplacement d'amplitude très faible (figures *AI_8* & *9*).

Il est à retenir que leur description de la zone en question ne va pas plus loin.

A partir de ses résultats de champ de déplacement vertical et de distorsion dans le massif granulaire, Jenck (2005) ne constate pas de région particulière au-dessus des inclusions.

Ceci est sans doute à mettre sur le compte de la technique d'analyse d'images utilisée (cfr. annexe *IV*, §*B*), ou à la dimension relative des grains du modèle et de l'inclusion, pouvant impliquer un effet d'échelle (cfr. annexe *I*, § *C.d*, page *21*).

A partir de leur modèle de trappe (cfr. annexe *I*, § *C.e*, page *26*), Hong & al. (2007) suggèrent qu'une zone dans le matelas granulaire au-dessus des têtes d'inclusions reste *indéformée* au cours de la mobilisation de l'effet voûte.

Ils proposent alors, sur base de leurs observations expérimentales, que cette zone corresponde à l'*intersection* des 'extrados' semi-circulaires de deux voûtes consécutives.

Il est à noter que ces auteurs n'ont pas analysé les images obtenues des déformées autrement que visuellement. Les champs de déplacement et de déformation ne sont pas quantifiés, et les conclusions reposent sur des observations qualitatives.

Par tomographie aux rayons *X* dans le cas d'un remblai épais renforcé au moyen d'inclusions (soumis à l'affaissement d'une trappe à sa base), Hirakona & al. (2007) ont observé, une zone de densité élevée au-dessus des têtes d'inclusions, en forme de cône (figure *AI_30*).

Remarquons que les présents résultats vont dans le même sens, et apportent des informations complémentaires à propos les champs de déplacement et de déformation.

Ainsi, grâce aux outils expérimentaux développés dans le cadre de cette recherche, il a pu être établi que, dans le cas bidimensionnel, la zone des grains faisant corps avec l'inclusion a une forme *triangulaire* et reste *stable* quelle que soit la surcharge extérieure uniformément répartie imposée à un remblai *épais*.

La conséquence à caractère fondamental de la mise en évidence du comportement de cette région granulaire est la remise en question de la *condition à la limite* du problème du report de charge d'un massif soumis à un déplacement

différentiel provoqué par une surcharge extérieure, et la définition d'une frontière du système différente de celle utilisée jusqu'ici par les auteurs ayant étudié la question.

En un mot, cette zone constitue les 'reins' de *l'effet voûte* dans les géomatériaux, voire de l'éventuelle voûte au sens architectural du terme.

1.A.4.b) Bandes de cisaillement

Dans la configuration d'un remblai épais ($H_R=6.7$), renforcé par inclusions, et soumis à un tassement différentiel à sa base au moyen d'une trappe amovible, Hong & al. (2007) décrivent la formation de bandes de cisaillement *locales* pour un affaissement de 11 % de la distance entre inclusions, et de bandes de cisaillement *générales* pour un affaissement de 67 % (cfr. figures AI_13 & 14).

Notons que ni l'origine, ni la direction de ces bandes de cisaillement ne sont précisées par les auteurs. De plus, la configuration de l'expérience s'écarte fortement de la simulation réalisée ici.

Une comparaison semble donc hasardeuse, voire inadéquate.

Jenck (2005) a calculé le champ de distorsion correspondant à la phase de fluage de la mousse sous une surcharge de 4 kPa, représentée par une couche supplémentaire de grains.

L'entraxe des inclusions vaut 0.45 m, et leur largeur 0.10 m, donnant un taux de substitution de 22%. L'épaisseur du matelas granulaire est égale à 0.7 m, conduisant à une épaisseur relative de 2.0 (figure AI_14).

L'épaisseur relative et la surcharge étant fort proches du présent cas d'étude, il est jugé possible d'établir une comparaison entre l'expérimentation de cet auteur et le premier niveau de chargement de la simulation N° 10, $H_R=1.89$ (figure 73).

De façon similaire dans les deux cas étudiés, il apparaît une localisation des distorsions, de l'ordre de quelques pourcents, en bandes prenant naissance à partir des bords des inclusions, et se propageant sur une partie de l'épaisseur de remblai considérée.

De la même manière entre les deux simulations, il existe des zones dans le massif granulaire dont la déformation en cisaillement est négligeable.

Les bandes de cisaillement obtenues par l'auteur sont « *légèrement inclinées* », et se rapprochent de celles que l'on peut observer à partir des inclusions périphériques sur la figure 73.

Il est à rappeler que, d'après Desrues & Viggiani (2004), l'orientation des bandes de cisaillement dépend, entre autres, de la granulométrie du matériau et des conditions aux limites imposées à l'échantillon (cfr. annexe VI.A).

Dès lors, ce résultat apparemment concordant entre les deux études est interprété comme la conséquence de la taille relative des particules (cfr. annexe I, § C.d, page 21) à celle de l'inclusion pour l'expérimentation de Jenck (2005) ; et la condition en déplacement imposée aux frontières du modèle de la présente recherche.

Cependant, comme il a été vu à la figure 73, l'inclinaison des bandes de cisaillement diffère à l'inclusion centrale, où il est estimé qu'aucun effet parasite ne vient perturber le phénomène à observer.

Il est à noter que pour des sollicitations supérieures (figures 74, 75, & annexe AVIII.1_1), cet écart d'inclinaison des bandes entre les différentes inclusions du modèle tend à se réduire.

En conclusion à ce paragraphe, il semble d'une part que la conception du présent modèle physique a évité, pour l'inclusion centrale, les éventuels biais liés à l'effet d'échelle et aux conditions aux limites dans un milieu discret ; et d'autre part que le développement d'outils d'analyse d'images spécifiques a permis de conserver, dans une mesure suffisante, le caractère discret du milieu, ceci rendant possible l'observation *fine* de l'allure du champ de distorsion, et en particulier de l'initiation et de la propagation des bandes de cisaillement dans un remblai *épais* renforcé par inclusions, dans une zone *clé* du système.

La mise en évidence d'une bande de cisaillement bien marquée *au-dessus de l'inclusion* implique en effet une discontinuité forte au sein du massif granulaire, constituant le seul contact entre la zone faisant corps avec l'inclusion (précédemment décrite) et le reste du remblai.

Le transfert de charge vers la tête d'inclusion a donc lieu par *frottement sol – sol*, le long de cette bande de cisaillement.

Suite à l'analyse d'une configuration de remblai « épais » venant d'être exposée, la question se pose désormais de savoir si les mises en évidence découlant de cette simulation sont transposables à des configurations de remblais « peu épais », objet des trois sections suivantes.

I.B Remblai « mince », $H_R = 0.38$

La configuration de remblai « épais », présentée dans la section précédente, a été étudiée dans un souci d'exhaustivité, et de comparaison du comportement des massifs granulaires en fonction de leur épaisseur (relative).

Insistons sur le fait que l'étude du comportement sous charge des remblais « peu épais » constitue l'essentiel de l'apport original de la présente recherche.

En effet, il est utile de rappeler que parmi la littérature répertoriée spécifique aux études en laboratoire dans le cas 'fondation superficielle' (cfr. Chap. II, § I.B, page 41), la plus faible épaisseur relative investiguée est égale à 0.7 (van Eekelen & al., 2003) ; tandis que l'inventaire effectué par Briançon (2002) relève des valeurs mises en œuvre en pratique pouvant être bien inférieures (cfr. Chap. V, § II.5.f, page 96).

Lorsque l'on réduit l'épaisseur de la couche granulaire et le taux de substitution à des valeurs proches de celles couramment utilisées pour fonder une dalle sur un matelas de répartition, on peut se demander si la réponse du remblai est similaire.

Illustrée à la figure 78 page suivante, la simulation N° 7 (cfr. Tableau 5, page 107) est composée d'une inclusion de 0.22 m de largeur, placée au centre du modèle. L'entraxe s vaut 1 mètre, conférant au cas étudié un taux de substitution α_{2D} égal à 22 %.

L'épaisseur du matelas de répartition a été fixée à 0.3 m, menant l'épaisseur relative H_R à une valeur de 0.38, caractéristique d'un remblai « peu épais ».

Soulignons que le présent modèle réduit simule un prototype dont l'épaisseur de la couche granulaire est comprise entre 0.6 et 0.9 m (cfr. Chap.V, § II.5.e, page 96).

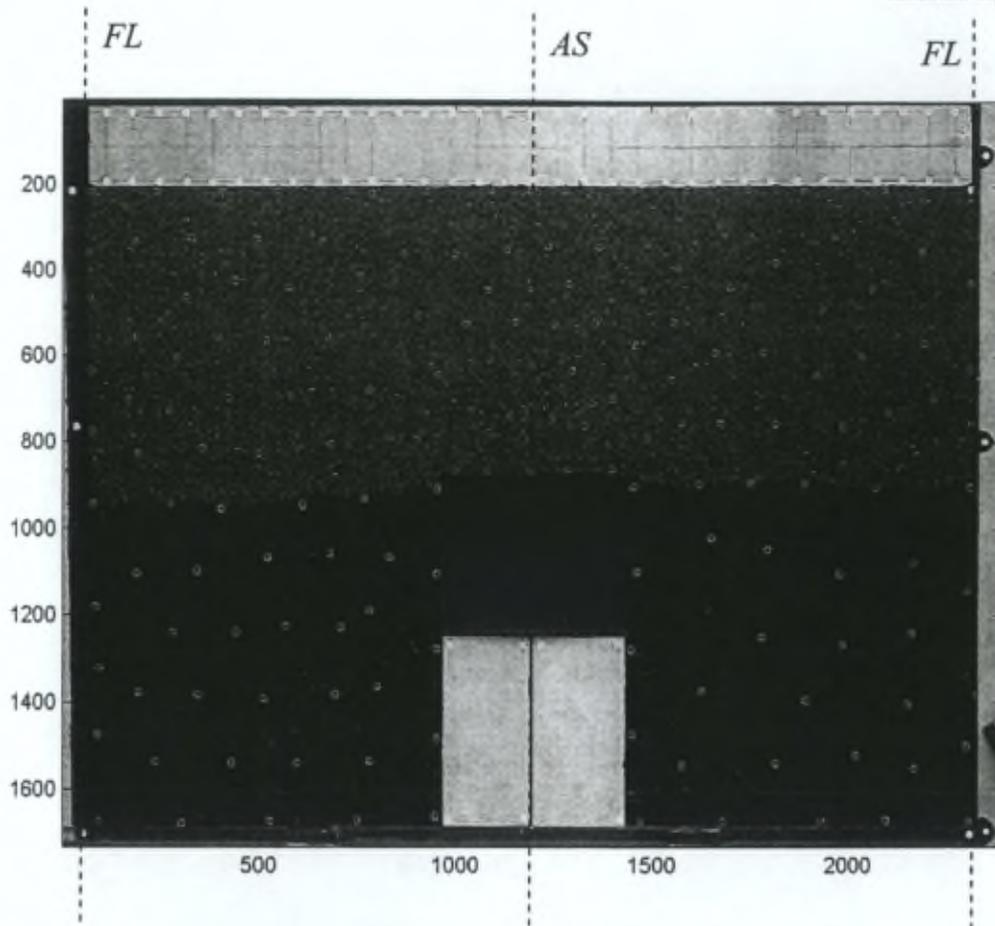


Figure 78 : Illustration de la configuration de la simulation N° 7 (unité des axes : pixels).

Dès lors, le présent cas d'étude prend tout son sens, et aborde une configuration non encore explorée jusqu'ici par un modèle physique en laboratoire, bien que relativement courante en pratique.

I.B.1) Champ de déplacement

Les clichés correspondant aux différents paliers de chargement considérés, y compris l'indication des points reconnus par l'algorithme d'analyse d'image *AI_V2*, peuvent être consultés à l'annexe *AVII.II_5*.

Il peut y être remarquer que la fiabilité dudit traitement est égale à 100 %.

La figure 79 illustre les positions successives, c'est-à-dire les trajectoires, des 165 points marqués au sein du modèle pour les 10 premiers niveaux de chargement (0 – 100 kPa).

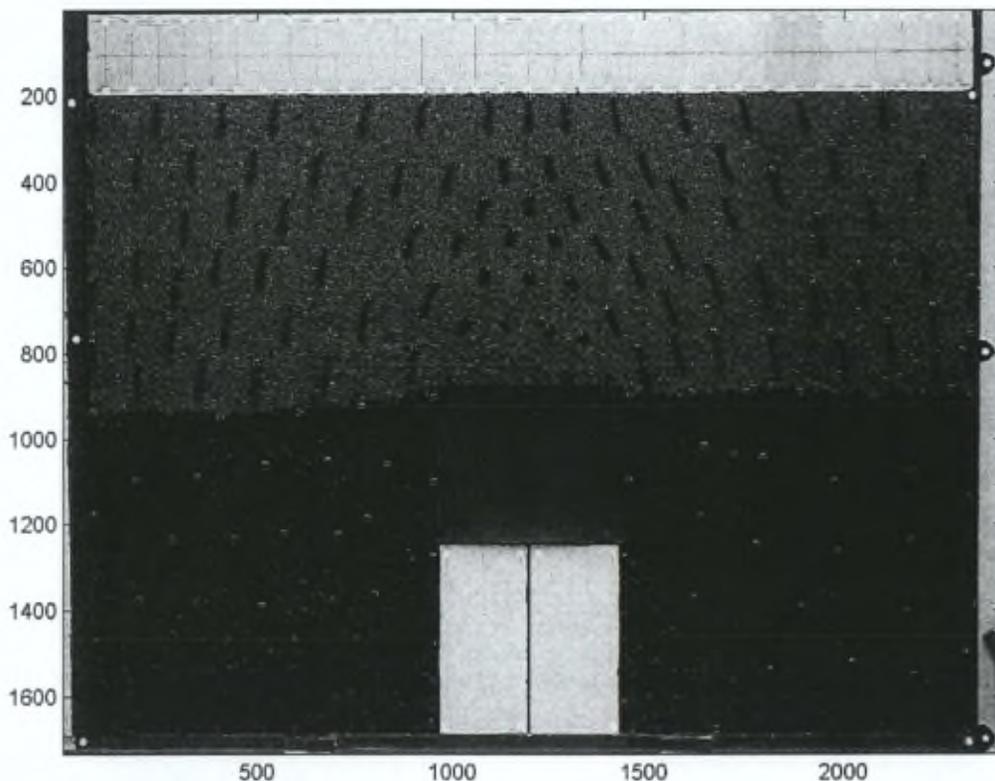


Figure 79 : Simulation N° 7, positions successives des points marqués, 0 – 100 kPa (unité des axes : pixels).

Remarquons que suite à l'abaissement du taux de substitution et de l'épaisseur (relative), l'effet de bord observé pour la simulation précédente sont nettement moins marqués, voire négligeables.

Les paragraphes suivants traitent de l'analyse des composantes verticale et horizontale du champ de déplacement, ainsi que du rapport de tassement.

I.B.1.a) Composante verticale

Dès la première surcharge extérieure imposée au système, il apparaît qu'une zone du massif subit un tassement négligeable.

De la même façon qu'à la figure 67, les tassements les plus élevés sont observés dans la partie supérieure du massif granulaire, conséquence du réarrangement des grains lors de l'application d'une sollicitation extérieure.

Notons que contrairement au remblai épais étudié précédemment, ce comportement n'est valable que pour la première itération dans le cas présent, comme illustré aux figures 80 et 81.

Il peut être remarqué à la figure 80 (palier 20 – 30 kPa) et à l'annexe AVII.II_3 que cette observation est valable pour toute la gamme de sollicitations parcourue.

Soulignons que cette conclusion, concernant une configuration de remblai « peu épais », rejoint celle qui a été obtenue pour un cas de remblai « épais », venant d'être exposé à la section précédente (page 112).

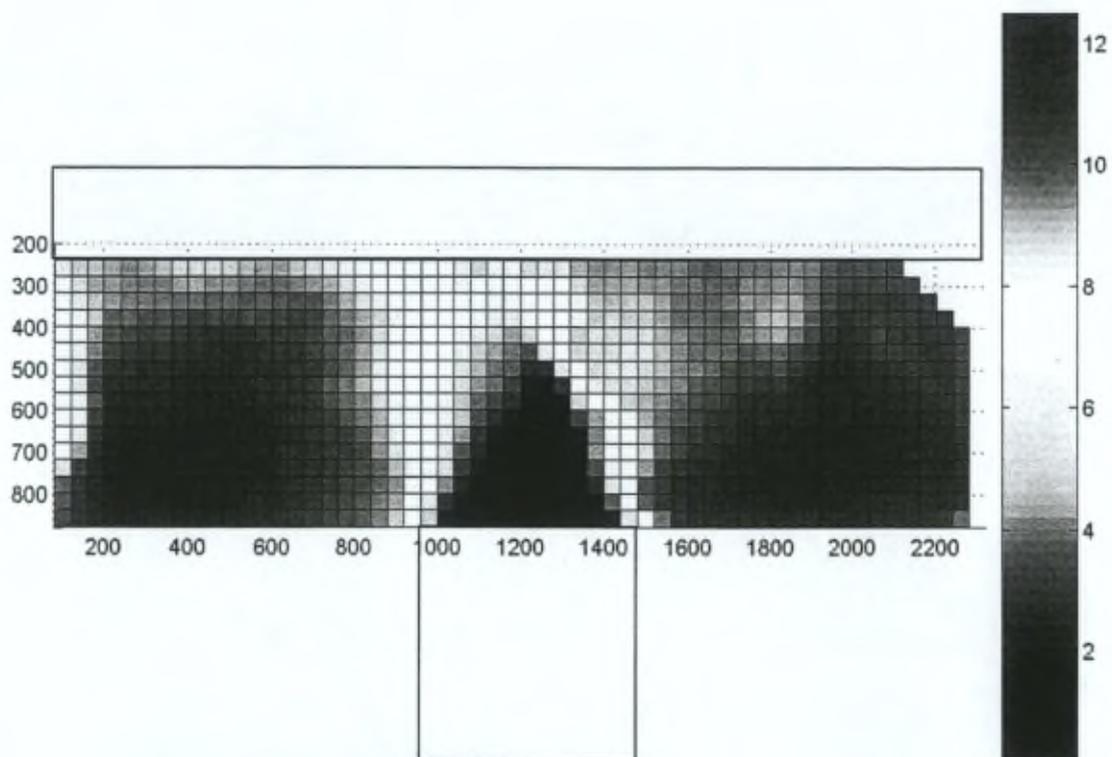


Figure 80 : Déplacement verticaux [mm] au sein du massif granulaire pour le 3^{ème} palier de chargement (20 – 30 kPa). Unité des axes : pixels.

Comme pour le remblai épais, remarquons également à la figure 80 que la forme de la zone faisant corps avec l'inclusion se rapproche d'un triangle.

I.B.1.b) Rapport de tassement

La figure 81 présente les rapports de tassement cumulé et instantané.

Il peut y être constaté que dès le deuxième palier de chargement ($10 - 20 \text{ kPa}$, $p_r = 3$), le rapport de tassement instantané égale ou dépasse l'unité.

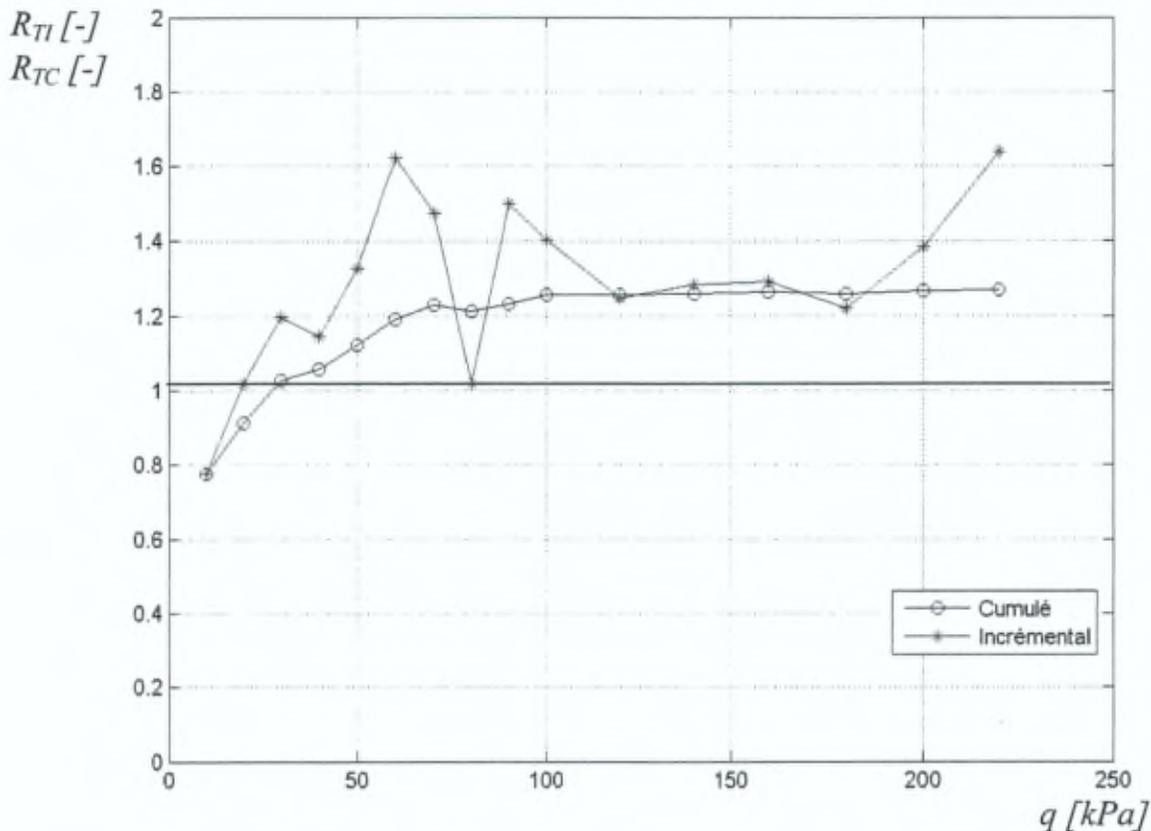


Figure 81 : Rapports de tassement au sommet et en base du massif granulaire, incrémental et cumulé, en fonction de la surcharge uniformément répartie appliquée sur la fondation superficielle [kPa].

Ceci contraste avec les mesures du comportement du remblai épais (figure 68), pour lequel des valeurs inférieures à l'unité étaient observées dans la suite du chargement.

Cependant, la comparaison avec le comportement du remblai épais laisse apparaître que le tassement de la base d'un remblai mince est égal à celui en son sommet pour une valeur de la pression réduite du même ordre de grandeur (respectivement 2.5 et 3).

De même, il peut être constaté que le rapport de tassement cumulé tend vers 1.26, valeur proche de $(1 + \alpha_{2D}) = 1.22$.

I.B.1.c) Composante horizontale

Similairement à ce qui a été observé pour le remblai épais, les déplacements horizontaux les plus importants se produisent au droit du bord de l'inclusion, à hauteur du sommet de la zone faisant corps avec l'inclusion (figure 82).

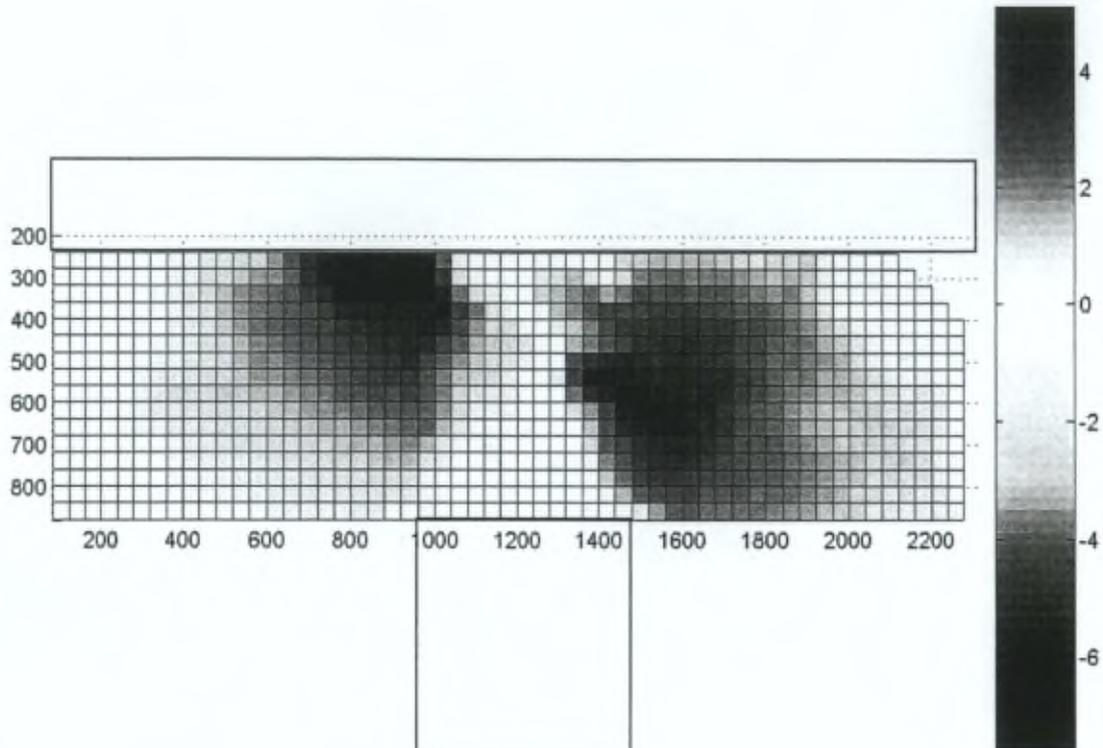


Figure 82 : Déplacements horizontaux [mm] au sein du massif granulaire pour le 3^{ème} palier de chargement (20 – 30 kPa). Unité des axes : pixels.

Par contre, il est essentiel de remarquer que dans la configuration étudiée, des valeurs non négligeables sont constatées à l'interface du matelas granulaire et de la fondation superficielle (soit au sommet du remblai).

Le déplacement horizontal de celle-ci étant bloqué, ceci implique un *glissement* du remblai sous la dalle, engendrant du *frottement*. Il s'en suit que la fondation superficielle développera une réaction horizontale s'opposant à cet effet.

Notons que cette observation est identique quelle que soit la surcharge appliquée dans cette étude (cfr. annexe AVII.II_4).

La mise en évidence de ce phénomène permettra sans doute d'améliorer la compréhension des *interactions* entre la dalle et la couche de répartition.

I.B.2) Champ de déformation

Alors que les tassements au sein de massif ne montrent pas de différence majeure, il a été vu qu'un déplacement horizontal non négligeable est observé au contact entre la dalle et le matelas de répartition (figure 82), ce qui n'est pas le cas pour la configuration « remblai épais » (figure 71).

Cette section examine les conséquences de la réduction de l'épaisseur de la couche granulaire en termes de champ de déformation.

I.B.2.a) *Distorsion*

Dès le premier niveau de chargement, il est observé deux bandes de cisaillement, prenant naissance aux bords de l'inclusion, et se propageant vers le sommet du matelas de répartition (figure 83).

Rappelons que Desrues (1984) a montré que la présence d'une frontière rigide n'empêche pas la propagation d'une bande dans sa direction, et son éventuel réfléchissement (cfr. Annexe VI, § A.2).

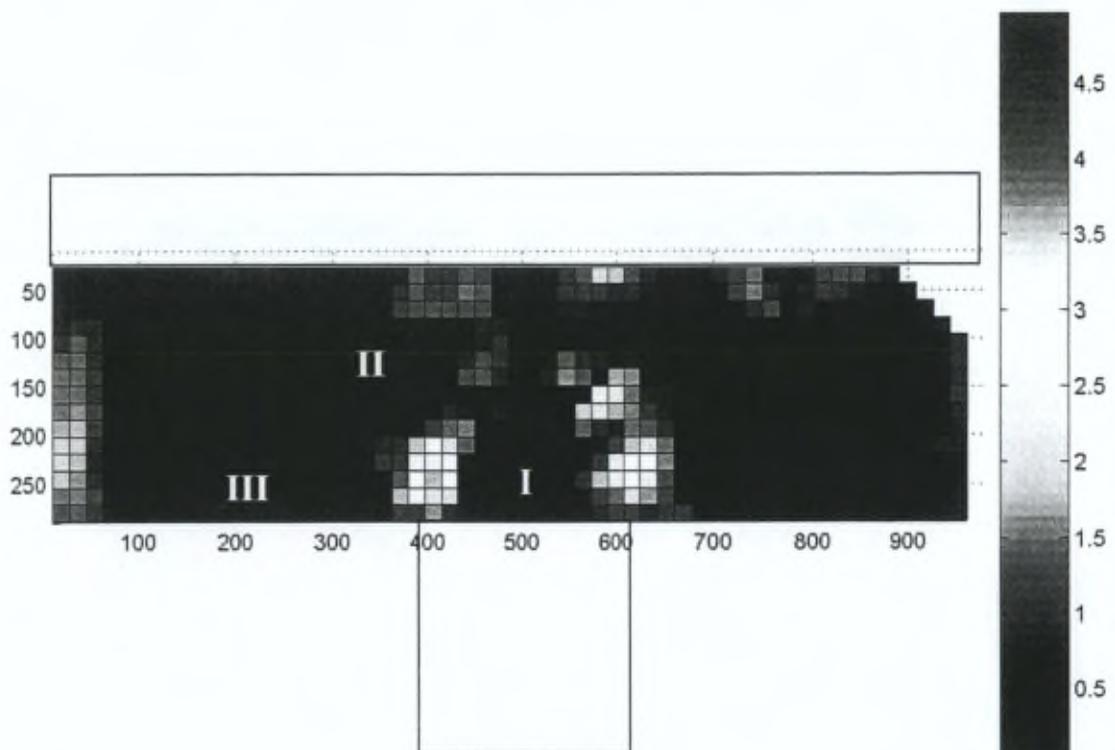


Figure 83 : Second invariant du tenseur des déformations $|I_{2\varepsilon}| > 0.05 [-]$, itération 0 – 10 kPa, unité des axes : mm.

La fondation superficielle est ici interprétée comme une *frontière rigide*.

En effet, il apparaît sur les figures 83 et 84 des déformations en cisaillement importantes au sommet du massif granulaire, résultat qui marque une différence essentielle par rapport à la configuration de remblai épais précédemment simulée (cfr. figures 73 - 75).

Il est interprété que ces distorsions observées dans la partie supérieure du matelas de répartition peuvent provenir de la propagation des bandes de cisaillement d'une part, et du glissement entravé de la couche de remblai sous la fondation superficielle (figure 82) d'autre part.

Quoi qu'il en soit, cette constatation implique une réaction horizontale de la dalle.

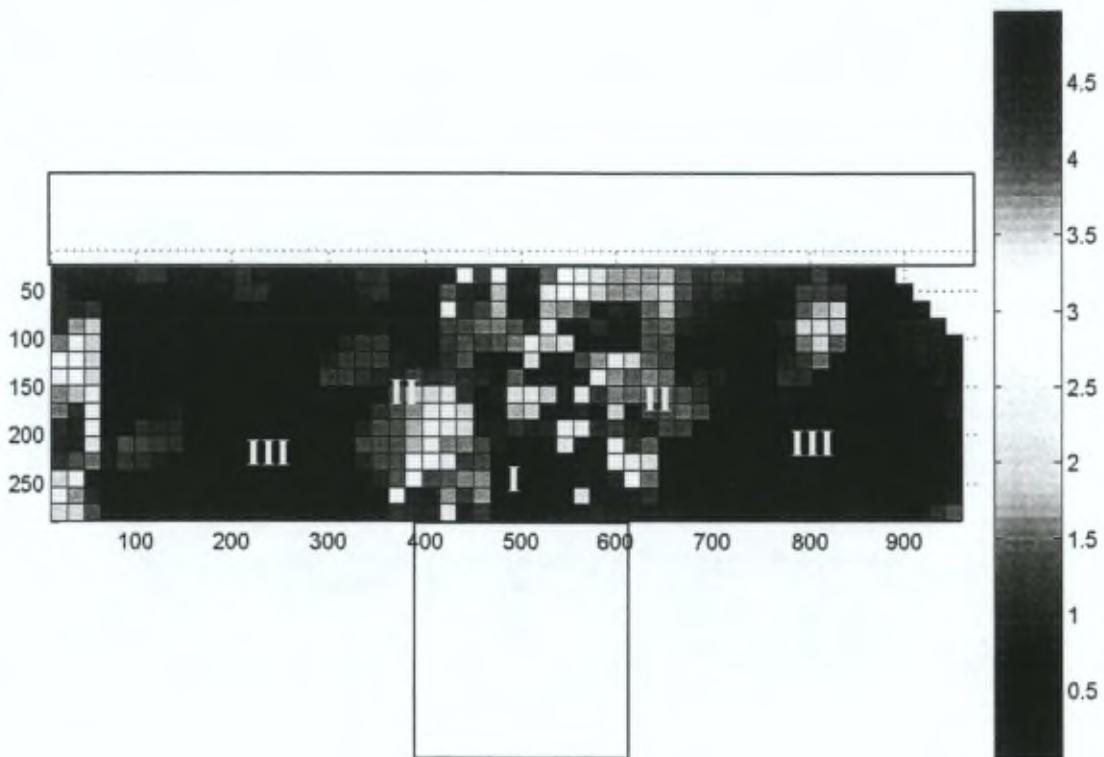


Figure 84 : Second invariant du tenseur des déformations $|I_{2\varepsilon}| > 0.05 [-]$, itération 20 - 30 kPa. Unité des axes : mm.

De la même façon que pour le remblai épais, la tête d'inclusion et la propagation vers la fondation superficielle des deux bandes de cisaillement prenant naissance aux bords de l'inclusion définissent une zone triangulaire (I) à l'intérieur de laquelle les distorsions sont négligeables (figures 83 & 84).

Cette région granulaire fait donc corps avec l'inclusion, et définit une condition à la limite impliquant un *frottement sol - sol*.

Après s'être intersectées, les bandes de cisaillement semblent continuer à se propager, et se réfléchir contre la dalle.

Notons que ces constats sont également valables pour toutes les sollicitations supérieures appliquées (cfr. annexe *AVII.II_1*).

D'autre part, comme pour le remblai épais, il apparaît également une zone (*II*) où les déformations de cisaillement sont peut-être moins localisées, mais tout aussi importantes (figures 83 & 84 et annexe *AVII.II_1*).

Enfin, une région (*III*) où les distorsions sont négligeables est observée en partie inférieure du matelas de répartition au droit du sol compressible (figures 83 & 84 et annexe *AVII.II_1*).

Si la frontière entre ces deux zones ne semble pas pouvoir être décrite par une bande de cisaillement en tant que telle, elle marque néanmoins une transition dans le champ de distorsion.

I.B.2.b) Déformation volumique

Pour la première surcharge extérieure appliquée au système, une compaction générale du massif est observée, excepté localement le long des bandes de cisaillement. Ce résultat est interprété comme la conséquence du mode de mise en œuvre du matériau granulaire au sein du modèle (associable à de la pluviation).

Dans la suite du chargement (figure 85 et annexe AVII.II_2), il est intéressant de constater que de la compaction est observée aux pieds de la région granulaire faisant corps avec l'inclusion (I). Ceci est interprété comme la conséquence d'un déviateur faible et d'une pression moyenne élevée.

Comme l'on pouvait s'y attendre, de la dilatation est retrouvée, d'une manière générale, aux endroits où la distorsion est élevée (figure 85 et annexe AVII.II_2).

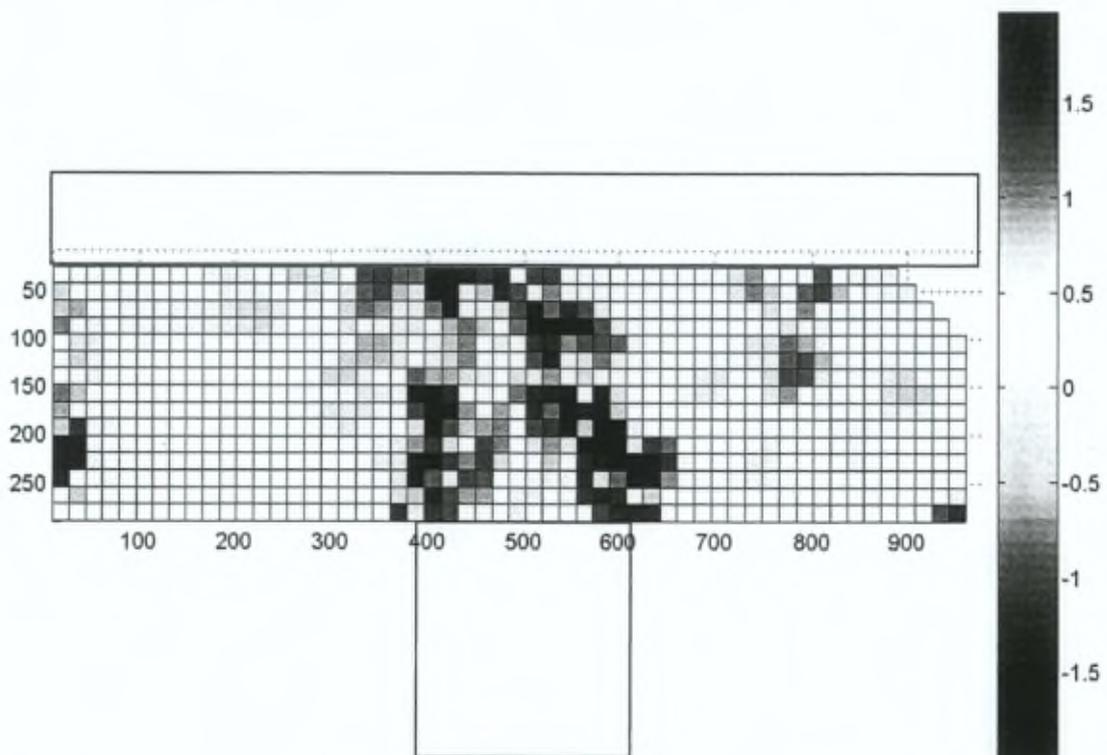


Figure 85 : Premier invariant du tenseur des déformations $-0.02 < I_{1\epsilon} > 0.02$, itération 20 – 30 kPa, unité des axes : mm.

Les variations locales étant laissées de côté, la figure 86 présente la moyenne des déformations volumiques sur l'ensemble du remblai mince.

Il apparaît premièrement une concordance entre le comportement volumique du matelas granulaire et le rapport de tassement instantané (figure 81).

Si le déplacement vertical de la fondation superficielle est supposé proportionnel aux surcharges appliquées (comme il sera vu ultérieurement), il semble alors que le tassement en base du remblai soit contrôlé par les variations de volume moyennes au sein de celui-ci.

Par ailleurs, la faiblesse de la déformation volumique *moyenne* (inférieure à 0.5 %) laisse penser que le massif granulaire se comporte globalement de façon *incompressible*.

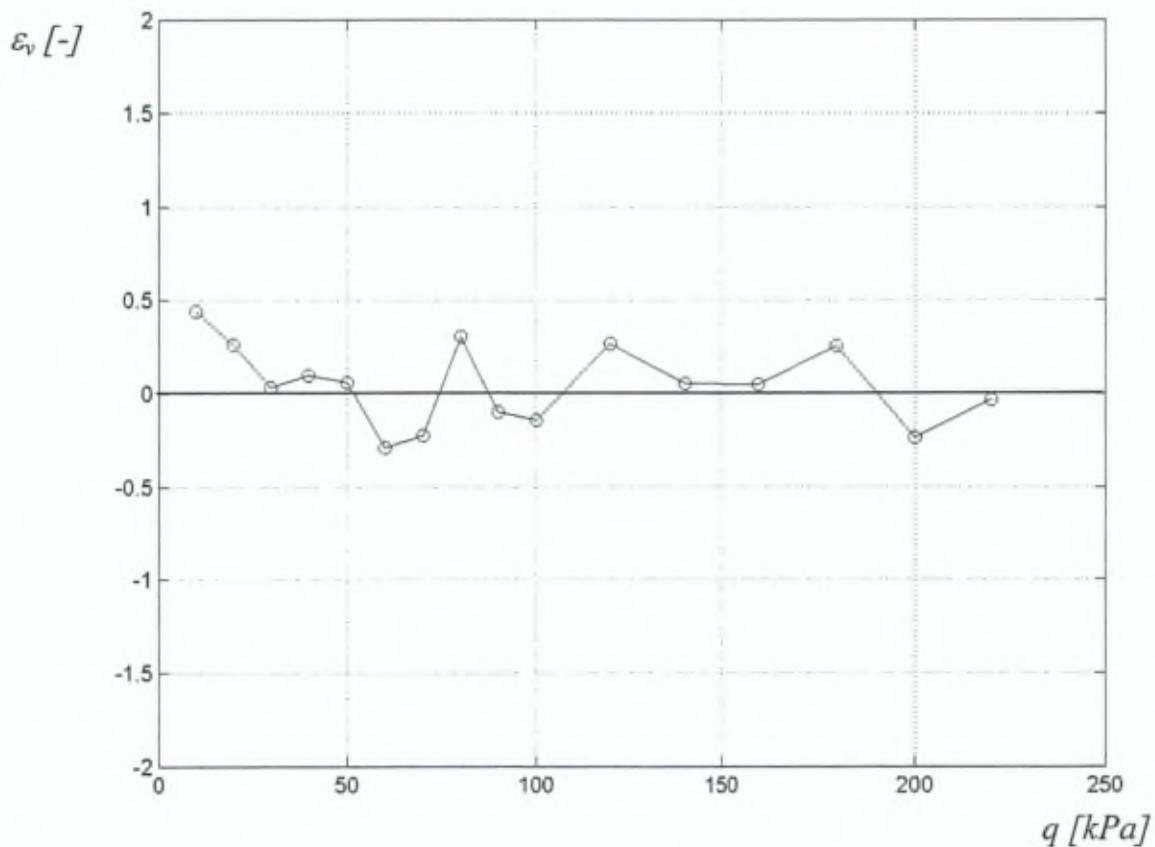


Figure 86 : Moyenne sur l'ensemble du massif granulaire du premier invariant du tenseur des déformations $I_{1\epsilon}$ [-], en fonction de la surcharge appliquée [kPa].

Enfin, il peut être remarqué qu'après une compaction générale, le massif a tendance à se dilater, puis à osciller autour d'une variation de volume nulle.

I.B.3) Discussion

Comme signalé précédemment, il n'a pas été trouvé dans la littérature consultée de modèles physiques réalisées pour étudier une configuration similaire.

Les expérimentations s'en rapprochant le plus sont celles de van Eekelen & al. (2003) et Jenck (2005).

Le remblai mince simulé par van Eekelen & al. (2003) est caractérisé par un taux de substitution α_{2D} de 13 % et une épaisseur relative H_R valant 0.7.

Le système étudié est sollicité par une fondation superficielle supportant une surcharge de 10 kPa.

La configuration modélisée par ces auteurs présente donc un taux de substitution environ 2 fois moindre, et une épaisseur relative approximativement égale au double du cas étudié ici. Examinons-en cependant les rapprochements et les divergences par rapport au premier palier de chargement de la présente simulation.

Pour rappel, les résultats de cette expérimentation ont été exposés et analysés à la section I.B du chapitre II, page 41.

La déformée du matelas granulaire a été déterminée par le suivi de 4 lignes horizontales pré-tracées sur le modèle.

La densité des mesures du champ de déplacement est donc *bien inférieure* à celle de la présente étude.

En particulier, aucune information n'est collectée concernant la déformation de la zone située immédiatement au-dessus des têtes d'inclusions.

Sur base de l'examen des tassements différentiels qui apparaissent en surface lors de la mise en œuvre du remblai, les auteurs concluent qu'une épaisseur de remblai de 0,7 m n'est pas suffisante pour le développement d'un effet voûte complet.

Si cette analyse s'avère pour la consolidation sous poids propre, ceci devrait être nuancé par l'observation du fait que les tassements s'uniformisent lors l'application de la surcharge sur la fondation superficielle (figure 36, page 42).

Par ailleurs, l'observation des configurations déformées confirme le développement de plans de cisaillement, s'éloignant des inclusions et formant un angle *moyen* avec l'horizontale de 76,5°.

Rappelons que les auteurs s'arrêtent à la constatation expérimentale, et ne tentent pas de relier cet angle aux paramètres mécaniques du géomatériau utilisé.

Il est à remarquer que ces plans de cisaillement sont à relier à la discontinuité en distorsion observée entre les zones II et III des présents résultats.

Comme les tassements *entre les inclusions* sont « plus ou moins constants selon la verticale », les auteurs suggèrent également que cette partie du massif se comporte comme un « corps rigide ».

Cette interprétation rejoint la mise en évidence de la zone *III* de la présente étude. Caractérisée par une déformation en cisaillement et des variations de volume négligeables, elle pourrait être considérée comme un corps rigide.

Dans le cas d'un remblai d'une épaisseur relative H_R égale à 1.3 et d'un taux de substitution α_{2D} valant 22 %, Jenck (2005) a évalué le champ de distorsion correspondant à la phase de fluage de la mousse sous une surcharge de 4 kPa, représentée dans le modèle par une couche supplémentaire de grains (figure *AI_14*).

Remarquons donc que le taux de substitution et la surcharge sont fort proches de ceux de l'actuelle simulation, ce qui n'est pas le cas de l'épaisseur relative.

L'auteur constate une localisation de la distorsion, de l'ordre de quelques pourcents, en bandes prenant naissance à partir des bords des inclusions, et se propageant « *verticalement* » sur une partie de l'épaisseur de remblai considérée ; tandis qu'elle est « *quasiment nulle partout ailleurs dans le massif* ».

De la même manière entre les deux études, il est donc observé une localisation des déformations, et des zones dans le massif granulaire dont la déformation en cisaillement est négligeable.

Pourtant bien réelle, la différence d'orientation des bandes de cisaillement interpelle.

I.B.4) Conclusion intermédiaire

Observée pour le remblai épais, la région granulaire faisant corps avec l'inclusion apparaît également dans la configuration de remblai mince simulée.

La réduction de l'épaisseur effectuée à cette couche du système ne semble donc pas avoir été suffisante que pour perturber le comportement de cette zone particulière du massif.

Non détectées par les précédentes études relatives aux remblais minces, rappelons que la présente recherche met en évidence que cette région du massif granulaire, ainsi que les bandes de cisaillement prenant naissance aux bords des inclusions et se propageant en direction de leur centre, jouent un rôle clé dans le mécanisme de report de charge.

Comme pour les études similaires, une localisation de la déformation apparaît, alors que certaines zones du matelas de répartition sont peu affectées.

A la différence du remblai épais, des glissements apparaissent sous la fondation superficielle, de même que des distorsions importantes en partie supérieure du massif.

Ces observations expérimentales induisent que la dalle apportera une réaction horizontale, à intégrer dans les interactions entre la fondation superficielle et la couche de répartition.

Enfin, le matelas granulaire a un comportement global assimilable à un matériau incompressible.

La question se pose désormais de savoir si une réduction supplémentaire de l'épaisseur (*relative*) du matelas granulaire sera de nature à modifier le mode de déformation observé.

Tel est l'objet de la section suivante.

I.C Remblai « mince », $H_R = 0.26$

Tous autres paramètres restant inchangés (cfr. Tableau 5, page 107), l'épaisseur du matelas de répartition de la simulation N° 6 ($H_R = 0.26$) a été abaissée à $0.2 m$ (figure 87), conduisant à une épaisseur relative de 0.26 , pour rappel caractéristique d'un remblai « peu épais ».

Notons que le rapport de l'épaisseur du remblai H à la largeur de la tête d'inclusion a est égal à 0.9 .

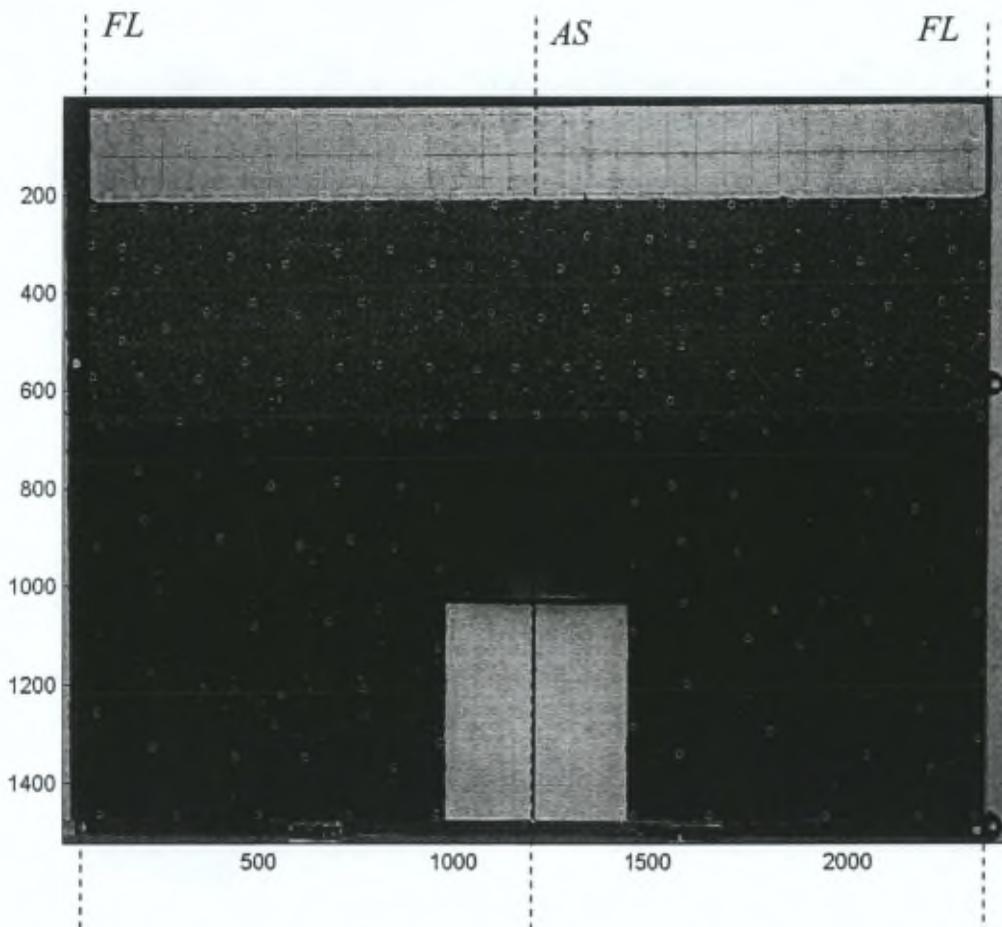


Figure 87 : Illustration de la configuration de la simulation N° 6 (unité des axes : pixels).

En fonction du facteur de réduction d'échelle considéré (cfr. Chap.V, § II.5.e, page 96), le modèle réduit simule donc un prototype en grandeur réelle dont l'épaisseur de la couche granulaire est comprise entre 0.4 et $0.6 m$.

I.C.1) Champ de déplacement

La figure 88 représente les positions successivement occupées par les 162 grains marqués au sein du modèle, pour l'état initial et les 5 paliers de chargement suivant (0 – 50 kPa).

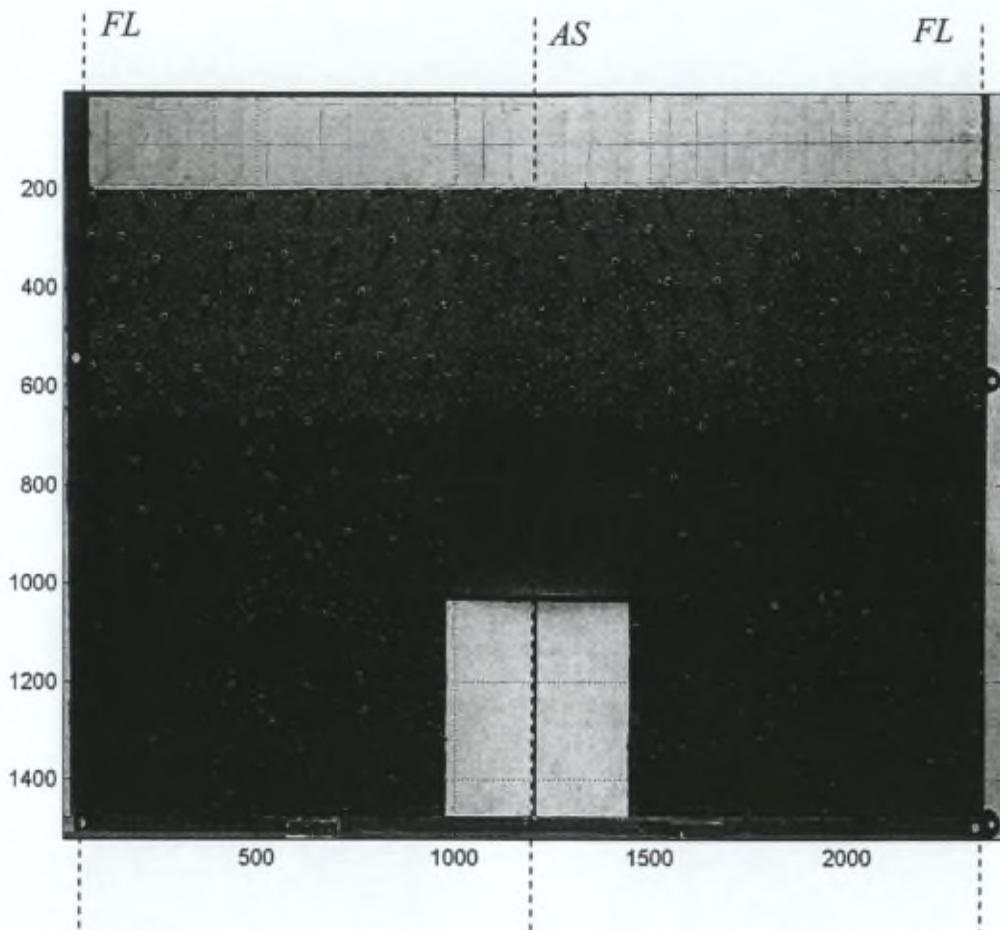


Figure 88 : Simulation N° 6, positions successives des points marqués, 0 – 50 kPa (unité des axes : pixels).

Les trois paragraphes suivants analysent les composantes verticale et horizontale du champ de déplacement obtenu pour le matelas granulaire, ainsi que le rapport de tassement.

I.C.1.a) Composante verticale

Il apparaît, comme pour le remblai mince précédemment simulé, qu'une zone du massif granulaire montre un tassement négligeable, dès l'application de la première surcharge extérieure.

Remarquons que ce comportement particulier, relatif à une région située au droit de l'inclusion, est observé pour l'ensemble des paliers de chargement considérés (figure 89 & annexe AVII.III_3).

Si la forme de cette zone faisant corps avec l'inclusion ne se rapproche pas exactement d'un triangle pour la première sollicitation, une bonne correspondance est observée pour les itérations suivantes (annexe AVII.III_3), tels le palier de chargement 20 – 30 kPa (figure 89), ainsi que pour l'étape 50 – 60 kPa (figure 90).

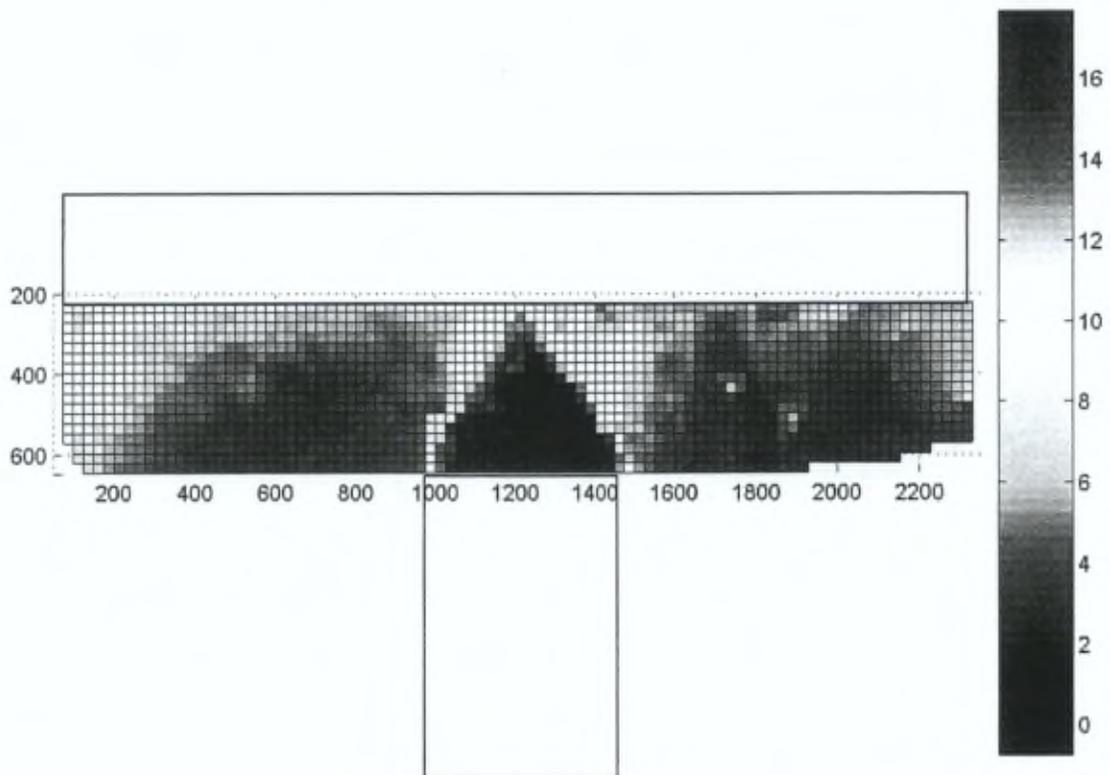


Figure 89 : Déplacement verticaux [mm] au sein du massif granulaire pour le 3^{ème} palier de chargement (20 – 30 kPa). Unité des axes : pixels.

A la différence des deux simulations précédentes, il est à remarquer qu'étant donné la faiblesse d'épaisseur du matelas de répartition, le sommet de cette région du massif granulaire est proche de la fondation superficielle.

Il s'ensuit que lors du tassement de la dalle, celle-ci pourrait entrer en contact avec la dite zone, phénomène sollicitant directement la région en question et éventuellement susceptible d'engendrer un mode de déformation particulier.

Il apparaît d'ailleurs à la figure 90 que la hauteur de la zone faisant corps avec l'inclusion s'est réduite, ce qui impliquerait une diminution de l'angle formé par les bandes de cisaillement et la verticale.

Cette interprétation est à confirmer lors de l'examen du champ de distorsion.

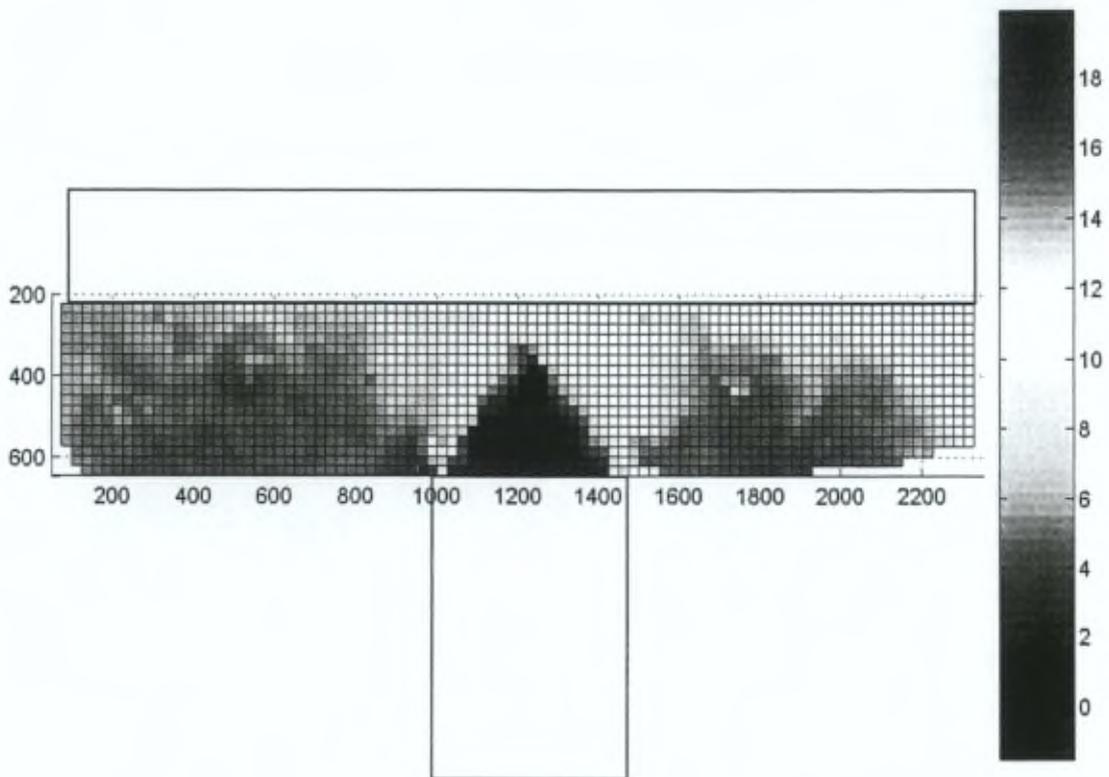


Figure 90 : Déplacement verticaux [mm] au sein du massif granulaire pour le 6^{ème} palier de chargement (50 - 60 kPa). Unité des axes : pixels.

D'autre part, on peut également observer sur les 3 champs de déplacement verticaux présentés que les tassements les plus élevés se produisent en partie inférieure du matelas granulaire (figures 89 & 90).

La section suivante analyse les rapports de tassement relatifs à la présente simulation, et les compare avec ceux précédemment obtenus.

I.C.1.b) Rapport de tassement

La figure 91 montre que dès le premier palier de charge ($0 - 10 \text{ kPa}$, $p_r = 2.3$), les rapports de tassement cumulé et instantané sont supérieurs à l'unité.

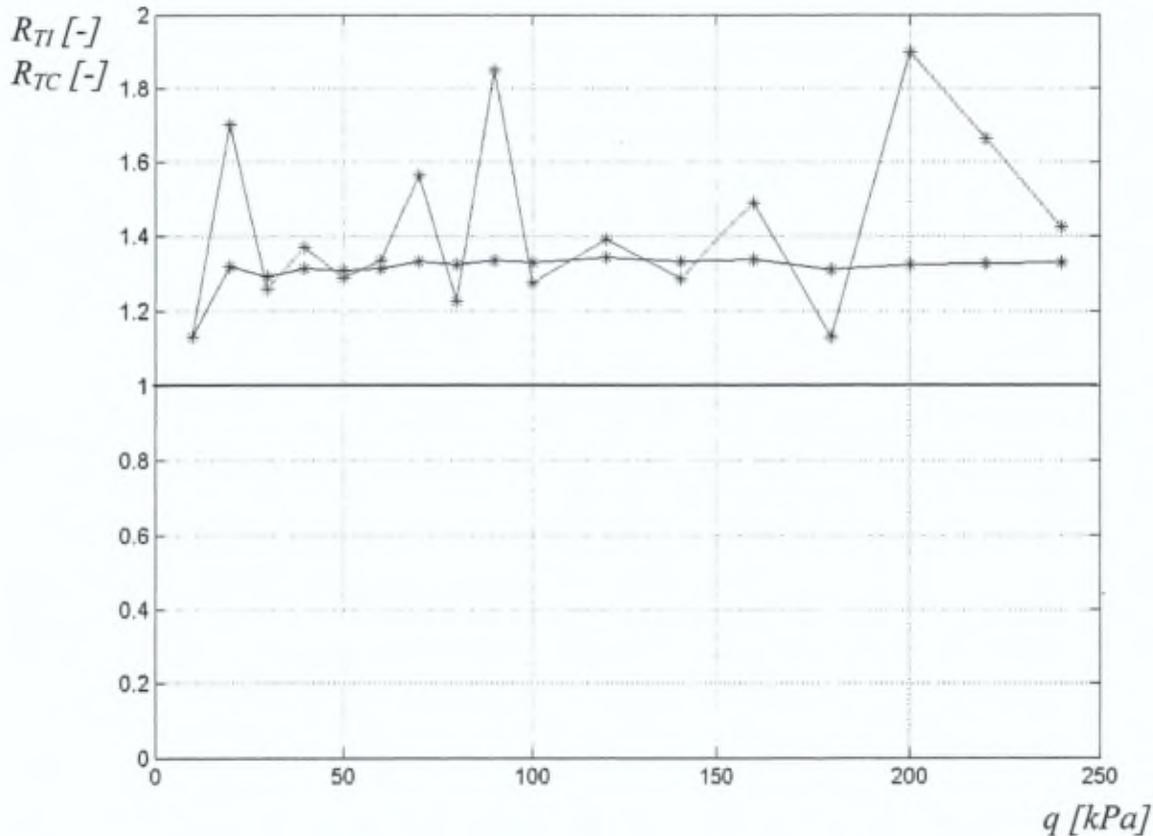


Figure 91 : Rapports de tassement au sommet et en base du massif granulaire, incrémental et cumulé, en fonction de la surcharge uniformément répartie appliquée sur la fondation superficielle [kPa].

En comparaison des résultats obtenus pour le remblai épais (figure 68) et le remblai mince précédemment simulé (figure 81), il apparaît que plus l'épaisseur du massif granulaire est faible, plus les rapports de tassement supérieurs à l'unité apparaissent pour des surcharges extérieures faibles.

Il est interprété que la réduction de l'épaisseur du matelas de répartition diminue la contrainte géostatique verticale équivalente, et donc, à sollicitation égale, augmente la pression réduite.

Il semble donc que la pression réduite p_r (11, p. 115) soit une bonne variable pour estimer la surcharge à partir de laquelle le rapport de tassement instantané est proche de l'unité (pour une valeur de la pression réduite de l'ordre de 2.5).

Il peut être constaté que le rapport de tassement cumulé tend vers 1.32, valeur relativement proche de $(1 + \alpha_{2D}) = 1.22$.

I.C.1.c) Composante horizontale

Les figures 92 & 93 exposent les champs de déplacement horizontal correspondant aux 2 itérations précédemment analysées selon la composante verticale (20 – 30 kPa, 50 – 60 kPa).

De la même manière que pour le remblai épais (figure 71) et le remblai mince simulé antérieurement (figure 82), il peut être constaté que les déplacements horizontaux les plus élevés sont situés au droit des bords de l'inclusion, à hauteur du sommet de la région granulaire faisant corps avec l'inclusion.

Remarquons que cette observation se confirme à la figure 93, lorsque cette région s'abaisse.

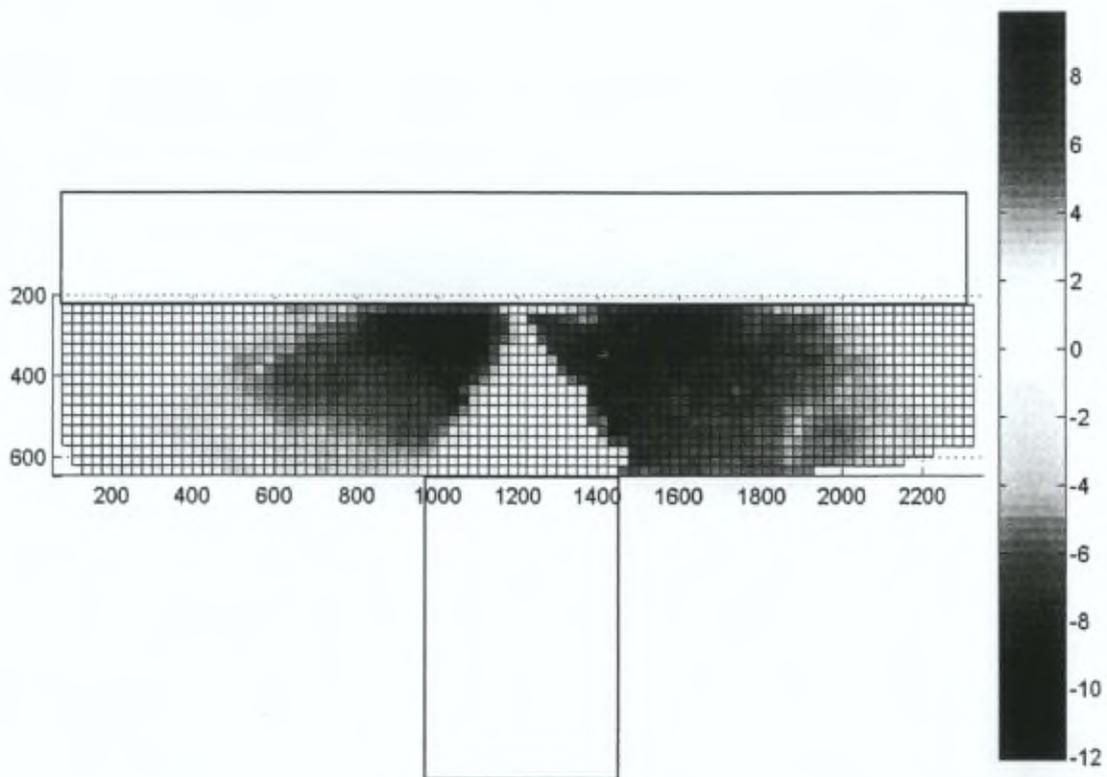


Figure 92 : Déplacements horizontaux [mm] au sein du massif granulaire pour le 3^{ème} palier de chargement (20 – 30 kPa). Unité des axes : pixels.

D'autre part, il est à remarquer que les déplacements horizontaux à l'interface entre le massif granulaire et la fondation superficielle sont importants.

Observons que l'épaisseur du matelas de répartition ayant été diminué, ce comportement est encore plus marqué que pour le cas de remblai mince étudié précédemment (figure 82).

Les conclusions dégagées alors en seront donc renforcées.

Enfin, la première surcharge extérieure mise à part, constatons que les déplacements horizontaux sont négligeables aux frontières latérales du modèle.

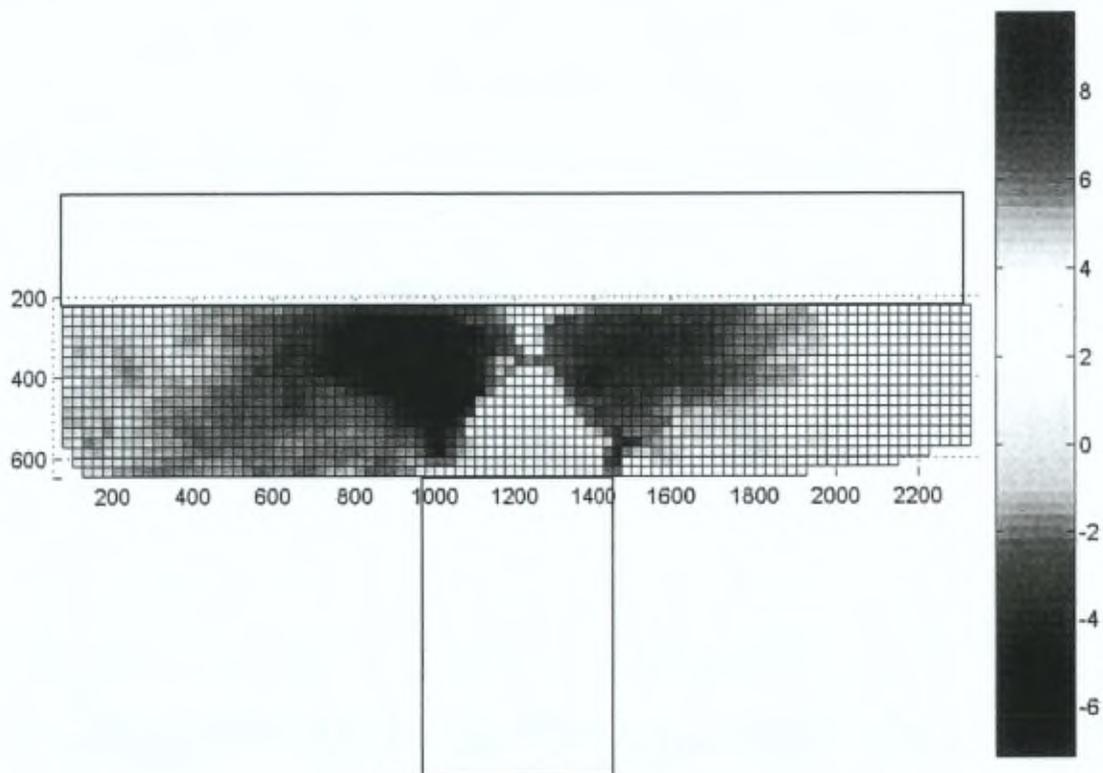


Figure 93 : Déplacements horizontaux [mm] au sein du massif granulaire pour le 6^{ème} palier de chargement (50 – 60 kPa). Unité des axes : pixels.

I.C.2) Champ de déformation

Les champs de déplacement montrent un abaissement de la zone faisant corps avec l'inclusion au cours de la mise en charge.

Cette section examine si cette conséquence de la diminution de l'épaisseur du matelas granulaire se retrouve effectivement dans les champs de déformation.

I.C.2.a) *Distorsion*

Pour cette simulation, il a été jugé pertinent d'examiner d'abord en détail le champ de distorsion au niveau de l'inclusion (figures 94 – 96), puis au sein du massif granulaire dans son ensemble (figures 97 – 99).

Détail au niveau de l'inclusion

La figure 94 montre, en comparaison de ce qui a été obtenu pour la précédente simulation de remblai mince (figure 83), que la réduction de l'épaisseur du matelas granulaire entraîne l'apparition de distorsions importantes au sein du massif, et ce dès la première surcharge extérieure appliquée au système.



Figure 94 : Second invariant du tenseur des déformations $|I_{2\varepsilon}| > 0.05 [-]$, itération 0 – 10 kPa, détail au niveau de l'inclusion. Unité des axes : mm.

Les valeurs des rapports de tassement (figure 91), supérieurs à l'unité dès le début de la mise en charge dans ce cas-ci, sont certainement à mettre en relation avec ceci.

Sans doute cela traduit-il le développement précoce, et l'apparition, d'un mécanisme de 'rupture' bien marqué au sein du massif granulaire.

Des déformations en cisaillement, nettement plus élevées que dans le cas précédent, apparaissent donc aux bords des inclusions et à l'interface avec la fondation superficielle.

Le champ de déplacement vertical, pour le premier niveau de chargement en particulier, montre une zone du massif faisant corps avec l'inclusion (I) ne se rapprochant pas exactement d'un triangle.

Ainsi, le champ de distorsion ne semble pas présenter à la figure 94 de propagation linéaire *bien nette* des bandes de cisaillement prenant naissance à partir des bords de l'inclusion et se propageant vers son milieu.

Il peut également être remarqué la naissance d'une bande de cisaillement à partir du bord droit de l'inclusion, et sa propagation en direction opposée à celle-ci.

Cette localisation de la déformation sera de nature à découper nettement le massif granulaire en 2 blocs distincts (II & III, cfr. figure 94).

Il est intéressant de constater que la zone faisant corps avec l'inclusion (I) est sujette à des distorsions non négligeables en son sein, ce qui n'était pas le cas des précédentes simulations ($H_R 1.89$ & $H_R 0.38$).

La réduction de l'épaisseur du matelas de répartition semble donc telle que des bandes de cisaillement secondaires (réarrangements locaux) apparaissent à l'intérieur de cette région particulière du massif, et se propagent à l'extérieur.

Enfin, rappelons que la présence d'une frontière rigide n'empêche pas la propagation d'une bande dans sa direction, et son éventuel réfléchissement (Desrues, 1984).

Ceci est de nature à compliquer l'interprétation des champs de distorsion obtenus pour cette simulation, en cas d'intersection entre 2 bandes de cisaillement.

Lors de l'application des paliers de charge suivants (notamment lors du passage de 20 à 30 kPa), la propagation des bandes de cisaillement prenant naissance à partir des bords de l'inclusion vers son milieu apparaît plus clairement (figure 95).

Notons que le réfléchissement éventuel de ces bandes sur la frontière rigide supérieure vient peut-être s'y ajouter.

La zone faisant corps avec l'inclusion (*I*) est alors mieux définie, et susceptible d'interagir avec la fondation superficielle : remarquons que des distorsions non négligeables sont observées au sein de cette région, et semblent se propager en dehors de celle-ci.

En outre, des distorsions importantes sont observées au droit du sol compressible, en particulier à partir du bord droit de l'inclusion, s'alignant selon une bande, certes un peu plus diffuse, mais tout de même de nature à induire un découpage du massif granulaire en 2 régions distinctes (*II* & *III*).

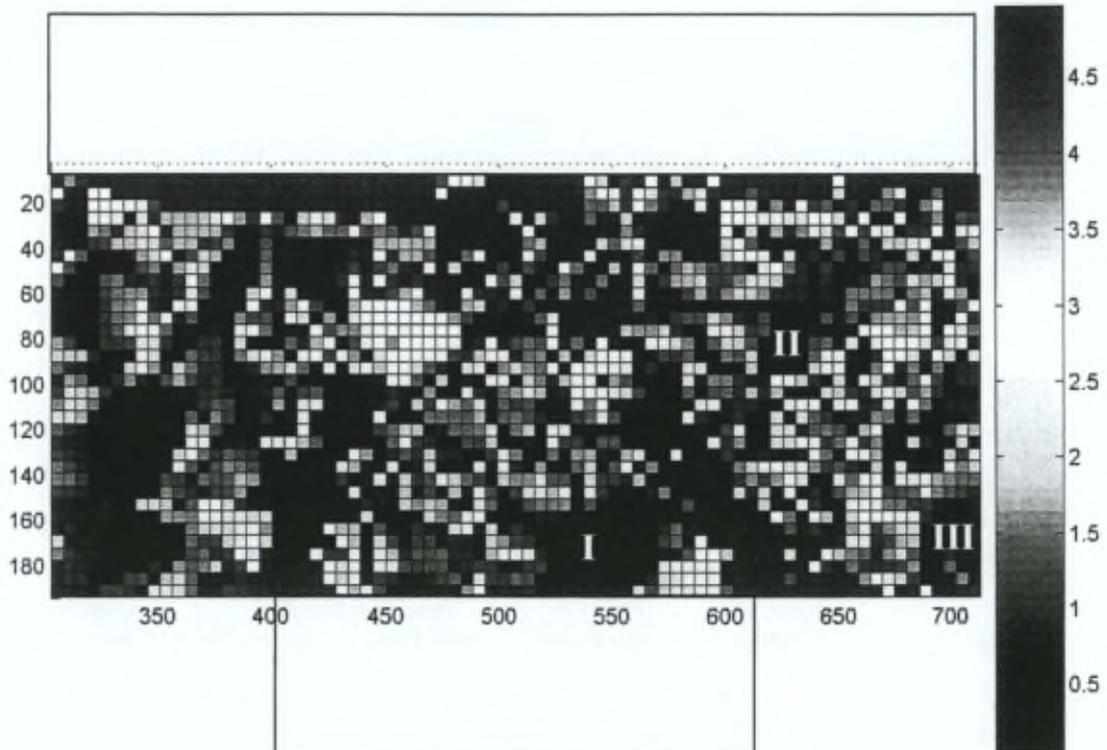


Figure 95 : Second invariant du tenseur des déformations $|I_{2\varepsilon}| > 0.05 [-]$, itération 20 – 30 kPa, détail au niveau de l'inclusion. Unité des axes : mm.

Enfin, il est constaté que les déformations en cisaillement au contact entre le sommet du massif granulaire et de la dalle sont plus prononcées.

Au cours de l'itération 50 – 60 kPa, il a été vu aux figures 90 & 93 que le champ de déplacement définissait une zone faisant corps avec l'inclusion (*I*) s'étant aplatie.

En conséquence, le champ de distorsion laisse apparaître le développement de 2 familles de bandes de cisaillement au droit de l'inclusion à partir de ses bords : la première, précédemment vue, semblant subsister ; et une deuxième famille, moins inclinée par rapport à l'horizontale (figure 96).

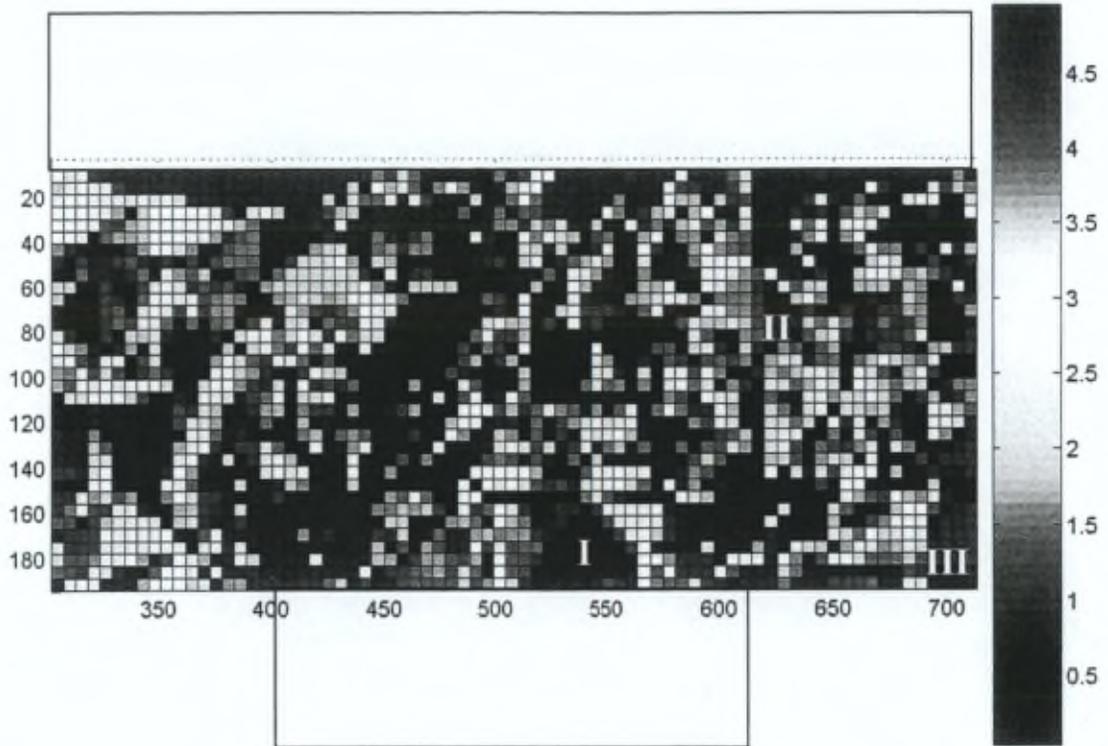


Figure 96 : Second invariant du tenseur des déformations $|I_{2e}| > 0.05 [-]$, itération 50 – 60 kPa, détail au niveau de l'inclusion. Unité des axes : mm.

Notons que les précédentes observations restent valables : réfléchissement éventuel des bandes sur la fondation superficielle, distorsions importantes à son contact avec le massif granulaire, naissance d'une localisation des déformations à partir des bords de l'inclusion en se propageant en direction opposée à celle-ci.

Au sein du massif

L'analyse des champs de distorsion ayant été effectuée au niveau de l'inclusion, passons à l'observation de l'éventuelle localisation des déformations au sein du reste du massif

Les champs de déformation en cisaillement obtenus pour les diverses itérations peuvent être consultés à l'annexe *AVII.III_1*.

Lors de la première surcharge extérieure appliquée au système, la partie de gauche du massif granulaire semble plus sollicitée (figure 97), conséquence des champs de déplacements vertical et horizontal.

Soulignons qu'à nouveau, le milieu discret ne réagit pas nécessairement de manière symétrique.

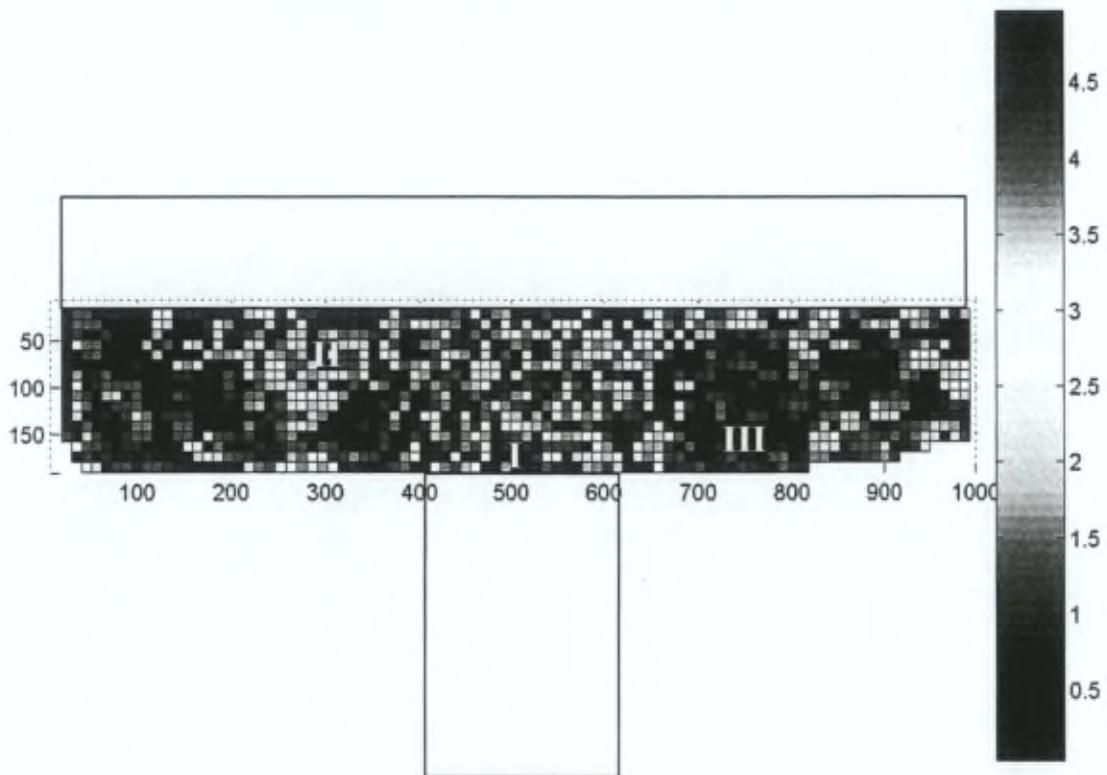


Figure 97 : Second invariant du tenseur des déformations $|I_{2e}| > 0.05 [-]$, itération 0 – 10 kPa, axes [mm].

La zone au droit de l'inclusion mise à part, une région (II) du matelas de répartition est le siège de distorsions importantes, tandis qu'une localisation des déformations s'initie.

Le massif présente des secteurs où la déformation en cisaillement est négligeable (III, notamment).

Comme il a été vu au point précédent, l'itération 20 – 30 kPa reflète une phase transitoire, où la zone faisant corps avec l'inclusion (*I*) est bien marquée, et dont le sommet est proche de la fondation superficielle.

Dans le reste du massif granulaire (figure 98), 2 familles de bandes de cisaillement apparaissent et découpent le remblai mince : la première prend naissance au milieu de l'inclusion, la deuxième à partir des bords de celle-ci.

Notons que ces bandes se propagent jusqu'à la dalle, où elles se réfléchissent.

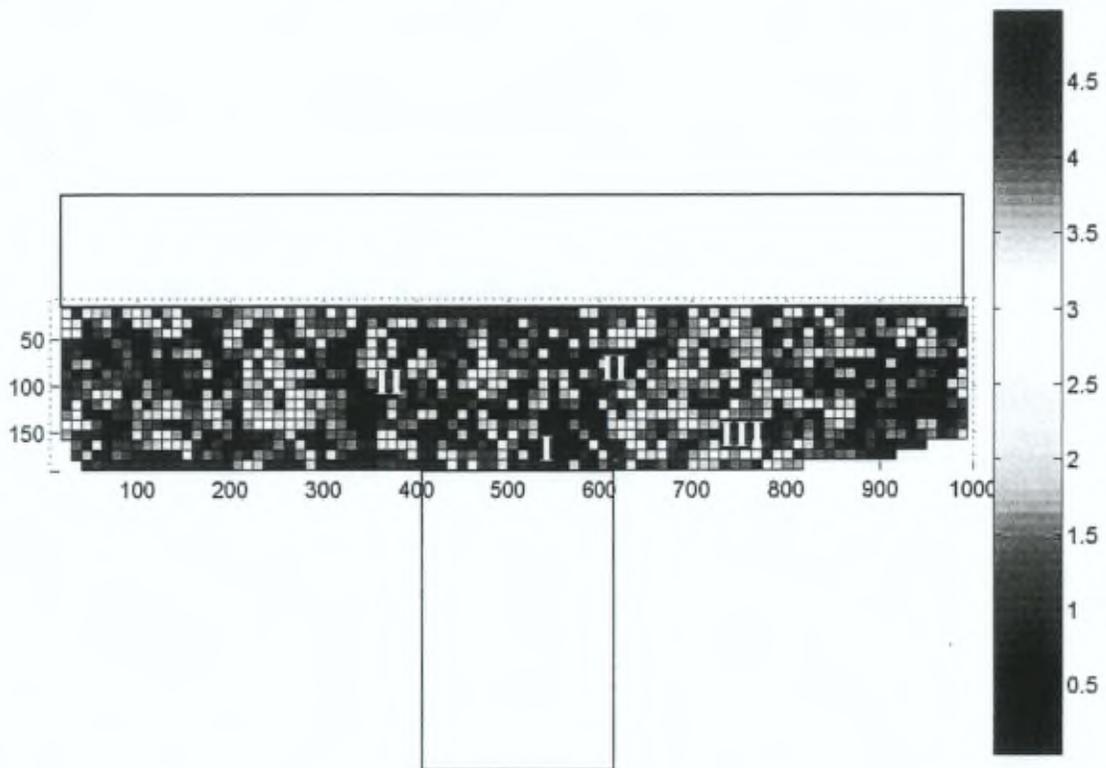


Figure 98 : Second invariant du tenseur des déformations $|I_{2\epsilon}| > 0.05 [-]$, itération 20 – 30 kPa, unité des axes : mm.

Ainsi, les déformations sont localisées, tandis que dans certaines régions, les distorsions sont négligeables.

Lorsque la fondation superficielle vient solliciter directement la zone faisant corps avec l'inclusion (*I*), il a été vu que de nouvelles bandes de cisaillement, moins inclinées que les premières, se développent (figure 96).

Il peut être constaté à la figure 99 que les bandes prenant naissance au milieu de l'inclusion ont disparu au profit de celles se développant à partir des bords.

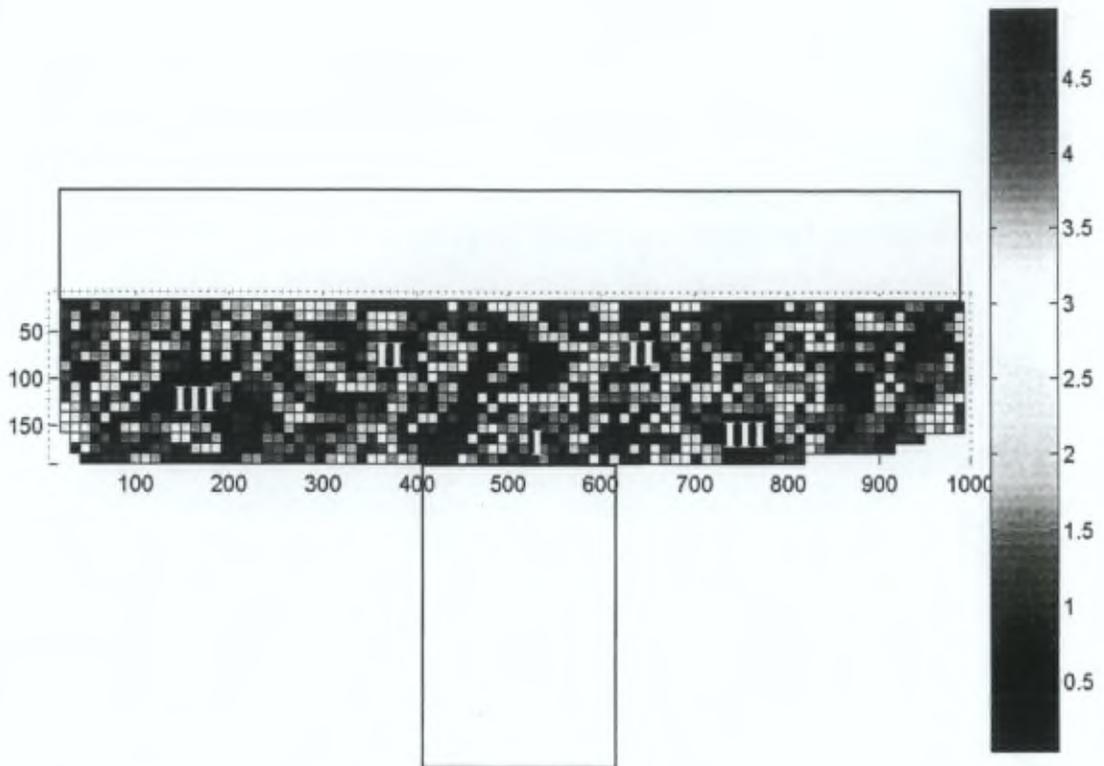


Figure 99 : Second invariant du tenseur des déformations $|I_{2\varepsilon}| > 0.05 [-]$, itération 50 – 60 kPa, unité des axes : mm.

On aboutit alors à une localisation des déformations en bandes de cisaillement (se réfléchissant éventuellement) et à un *mécanisme de glissement bloc sur bloc* (I, II, III).

I.C.2.b) Déformation volumique

Lors de l'application de la première surcharge extérieure, le massif granulaire se compacte globalement.

On relève cependant localement de la dilatation, aux endroits où la distorsion est importante.

Lorsque les bandes de cisaillement prenant naissance à partir des bords de l'inclusion se sont clairement développées (étape 20 – 30 kPa), une dilatation importante y est associée (figure 100).

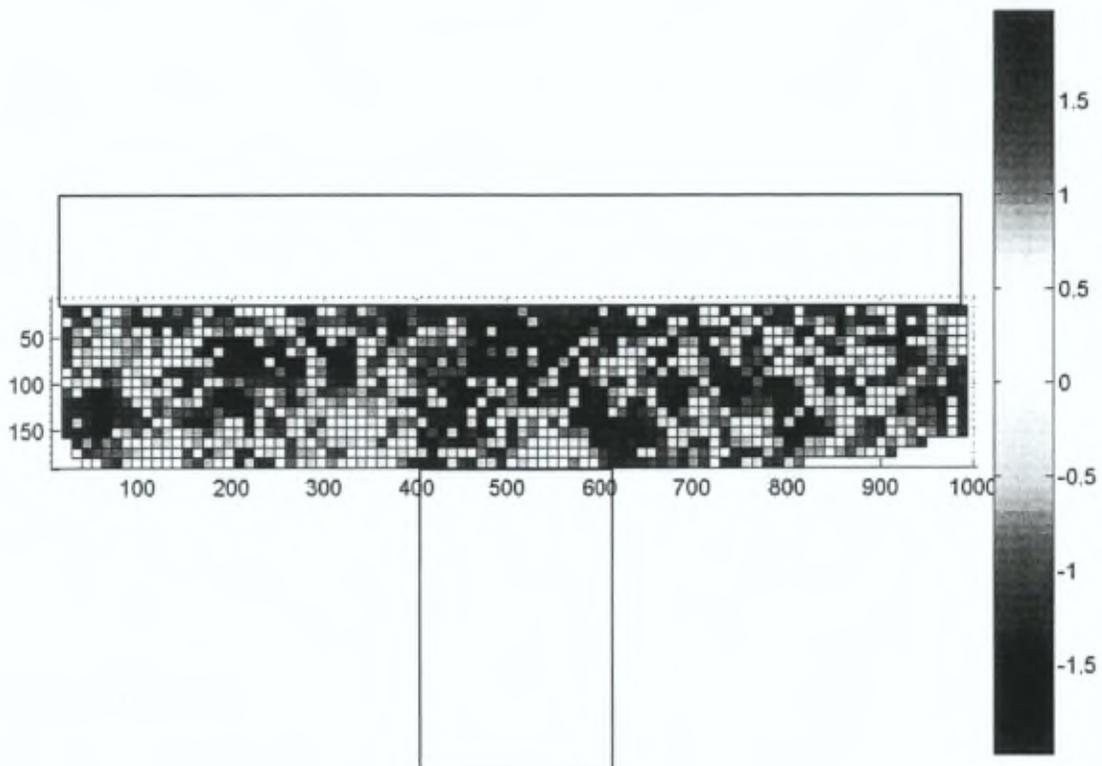


Figure 100 : Premier invariant du tenseur des déformations $-0.02 < I_{1e} > 0.02$, itération 20 – 30 kPa, unité des axes : mm.

Rappelons qu'il s'agit là d'une phase transitoire dans le cas présent.

Lors de l'aboutissement à un mécanisme de glissement bloc sur bloc, il peut être constaté que des dilatations importantes sont associées aux bandes de cisaillement, tandis que les blocs sont plutôt le siège d'une compaction, relativement faible.

En conséquence, comme il peut être constaté à la figure 102, les variations de volume de signe opposé se compensent, de sorte que, *globalement*, le massif se comporte de manière incompressible.

Après une compaction générale suite à l'application du premier niveau de chargement, le massif se dilate, pour ensuite évoluer dans son ensemble autour d'une légère compaction (figure 102).

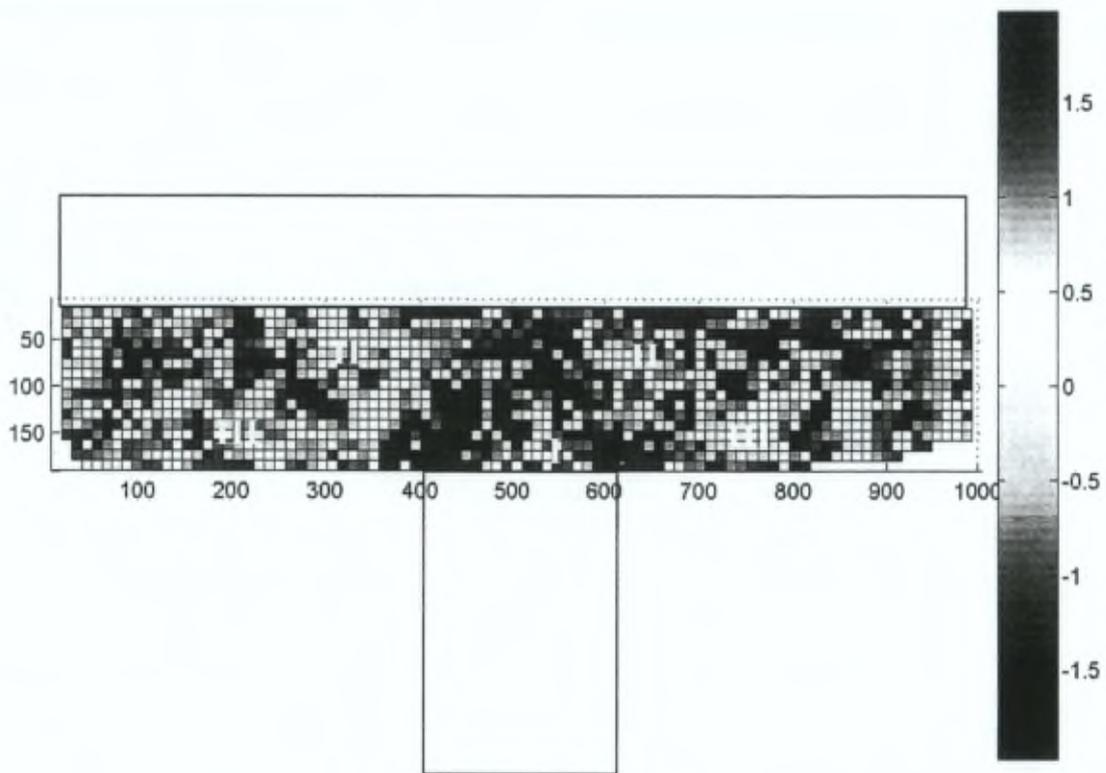


Figure 101 : Premier invariant du tenseur des déformations $-0.02 < I_{1\varepsilon} > 0.02$, itération 50 – 60 kPa, unité des axes : mm.

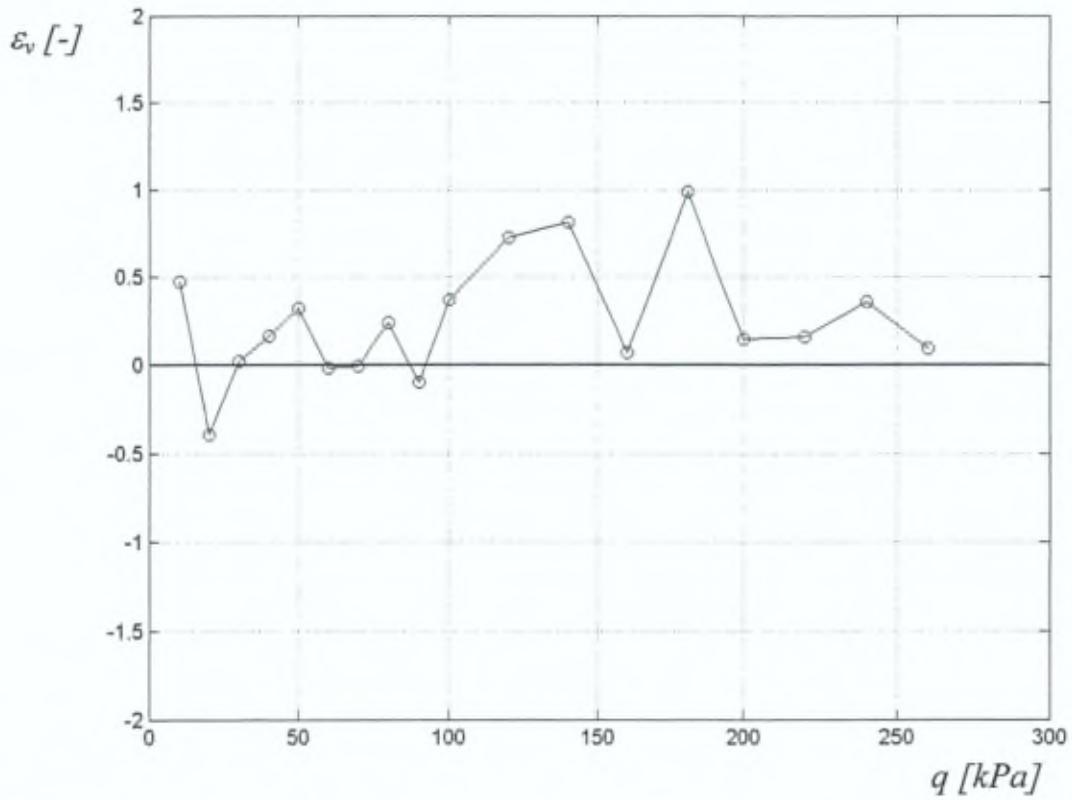


Figure 102 : Moyenne sur l'ensemble du massif granulaire du premier invariant du tenseur des déformations $I_{1\varepsilon}$ [-], en fonction de la surcharge uniforme appliquée q [kPa].

I.C.3) Conclusion intermédiaire

Soulignons qu'il n'existe, dans la littérature consultée, pas de référence à une simulation comparable en termes d'épaisseur de remblai et de surcharge extérieure appliquée.

Les présents résultats éclairent donc une configuration qui, rappelons-le, n'est pourtant pas inhabituelle en pratique.

Il est apparu, comme dans les cas précédents, que se développent des bandes de cisaillement prenant naissance à partir des bords de l'inclusion et se propageant au droit de celle-ci, définissant la zone faisant corps avec l'inclusion.

La faible épaisseur du matelas de répartition implique cependant que, dans ce cas, lors du tassement de la fondation superficielle, celle-ci vient solliciter directement la zone en question.

L'apparition de nouvelles bandes *au sein* de cette région y est associée.

Un nouvel état stable semble atteint par la disparition de ces dernières, et la diminution de l'inclinaison de la première famille de bandes de cisaillement.

La zone faisant corps avec l'inclusion définie par celles-ci est donc plus aplatie que pour une épaisseur de remblai plus élevée.

La phase transitoire est caractérisée par un mode de déformation potentiellement complexe et non nécessairement symétrique, où coexistent plusieurs familles de bandes de cisaillement, se réfléchissant éventuellement sur la fondation superficielle, et interagissant entre elles.

Finalement, le mode de déformation aboutit au développement d'un mécanisme de glissement blocs sur blocs, découpés au sein du massif granulaire par les bandes de cisaillement.

1.D Remblai « mince », tête d'inclusion élargie, $H_R = 0.4$

Un cas de renforcement au moyen d'inclusions, régulièrement rencontré en pratique, est caractérisé par l'élargissement de la tête d'inclusion par une *dallette*.

Remarquons que d'après Briançon (2002), cette conception concerne environ la moitié des chantiers répertoriés en France.

Soulignons que cette configuration particulière a pourtant été peu étudiée, surtout en ce qui concerne le champ de déplacement.

L'objectif de la simulation $N^{\circ}9_{H_R0.4}$ (figure 103) est donc d'aborder le problème par la voie choisie dans la présente recherche, et d'examiner si les mises en évidence découlant des simulations des cas précédents, aux têtes d'inclusions non élargies, sont retrouvées ou non.

Briançon (2002) relève des largeurs de dallette surmontant les inclusions pouvant atteindre 3.5 fois le diamètre de celles-ci, et la moitié de leur entraxe.

L'épaisseur du remblai mis en œuvre au dessus des têtes d'inclusions élargies est couramment comprise entre 0.45 et 0.55 fois la distance entre 2 dallettes.

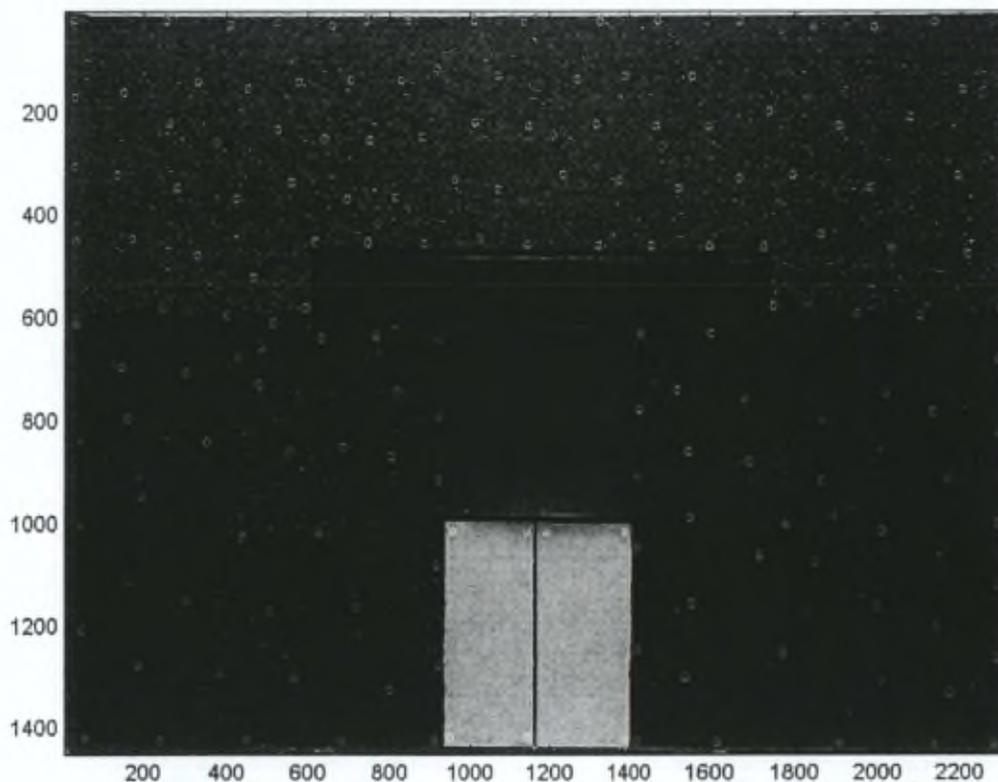


Figure 103 : Illustration de la configuration de la simulation $N^{\circ}9$, unités des axes : pixels.

Dès lors, pour un entraxe égal à 1 mètre et une largeur d'inclusion de 0.22 m, la tête a été élargie par une dalle à 0.5 m, et l'épaisseur du remblai a été fixée à 0.2 m (figure 103).

Ces paramètres géométriques (cfr. Tableau 5, page 107) conduisent à un taux de couverture α_{2D} de 50 %, et à une épaisseur relative H_R valant 0.4, pour rappel caractéristique d'un remblai « peu épais ».

Remarquons que l'épaisseur relative du présent cas est approximativement égale à celle de la simulation N° 7_ $H_R 0.38$.

La comparaison de ces résultats permettra de juger de la pertinence de l'épaisseur relative comme paramètre adimensionnel fondamental caractérisant l'effet voûte dans un problème de renforcement par inclusions.

En outre, notons que le rapport de l'épaisseur du remblai H à la largeur de la tête d'inclusion a est égal à 0.4.

Bien que les conditions aux limites latérales soient différentes, la définition de cet indicateur se rapproche, à titre de comparaison, de l'élanement d'un échantillon soumis à un essai biaxial.

I.D.1) Champ de déplacement

Les trajectoires des grains marqués au sein du modèle lors des 8 premiers paliers de chargement ($0 - 100 \text{ kPa}$) sont présentées à la figure 104.

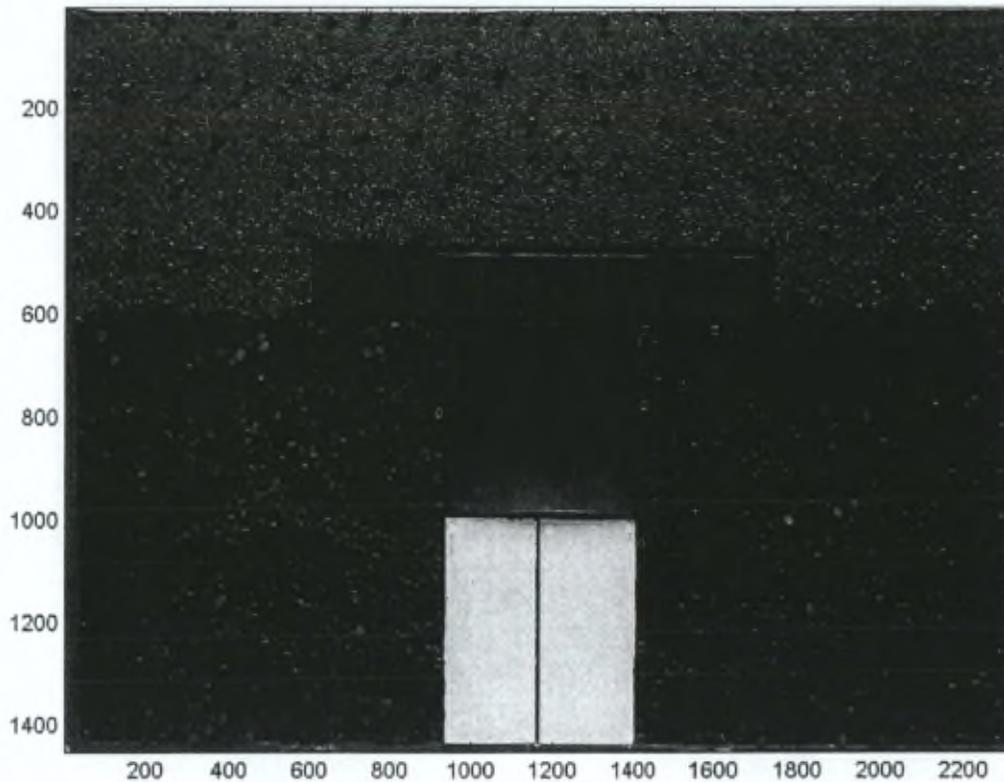


Figure 104 : trajectoires des grains marqués, $0 - 100 \text{ kPa}$. Unités des axes : pixels.

Comme précédemment, les 3 sous-sections suivantes sont consacrées à l'interprétation du champ de déplacement selon les composantes verticale, horizontale, et le rapport de tassement.

La huitième itération ($80 - 100 \text{ kPa}$) a été jugée suffisamment représentative du comportement du système pour concentrer l'exposé et la discussion sur base de celle-ci. Le lecteur intéressé trouvera cependant l'ensemble des résultats relatifs au champ de déplacement aux annexes AVII.IV_3 et AVII.IV_4.

I.D.1.a) Composante verticale

Comme pour les précédentes simulations de la présente étude, il peut être constaté à la figure 105 qu'une zone faisant corps avec la tête d'inclusion est retrouvée au droit de celle-ci.

Par contre, la forme de cette région particulière du massif granulaire ne peut plus, comme précédemment, être décrite par un *triangle*.

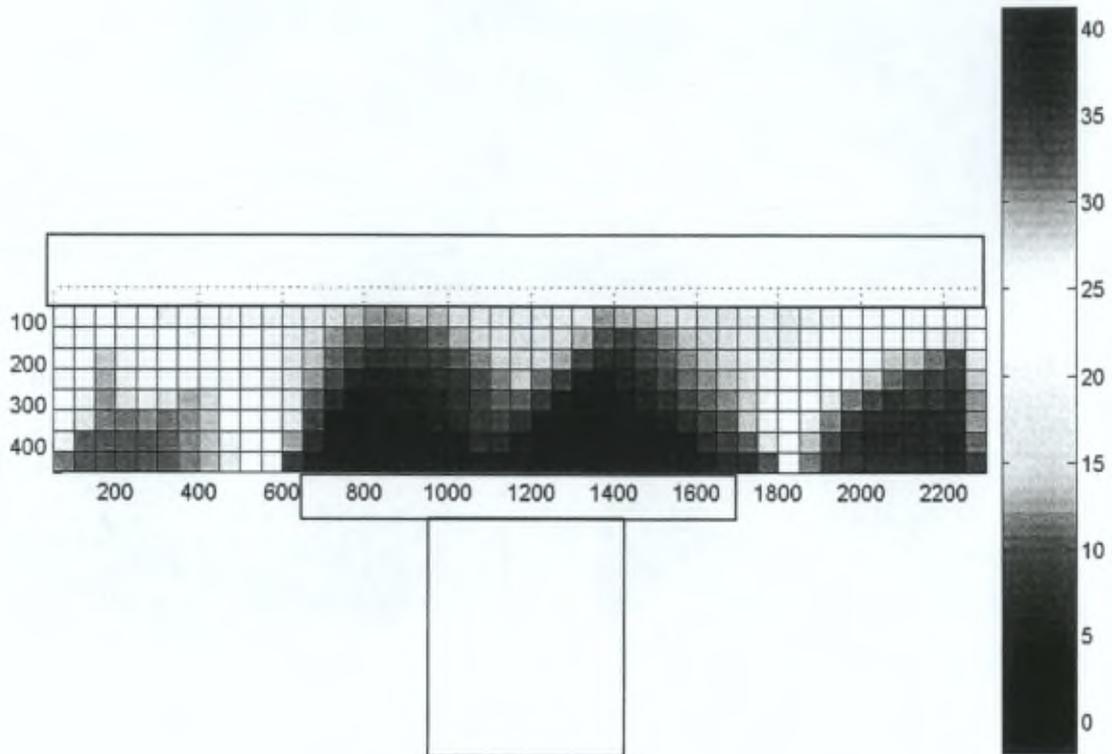


Figure 105 : Déplacement vertical [mm], itération 80 – 100 kPa, unités des axes : pixels.

Par comparaison avec les champs de déplacement vertical obtenus pour les autres configurations de cette recherche, observons que le rapport de l'épaisseur du remblai à la largeur de la tête d'inclusion (éventuellement élargie) joue un rôle crucial dans la réponse du massif granulaire dans la région surmontant l'élément de renforcement.

En outre, remarquons que l'allure du champ de déplacement vertical correspondant à l'autre simulation caractérisée par une épaisseur relative égale à 0.4 (N° 7, figure 80) n'est pas comparable au présent résultat.

I.D.1.b) Rapport de tassement

La figure 106 montre des rapports de tassement instantané et cumulé pratiquement égaux à l'unité pour la première itération ($p_r = 2.3$).

Ainsi, une tendance similaire aux 2 remblais minces précédemment simulés est observée (figures 81 & 91).

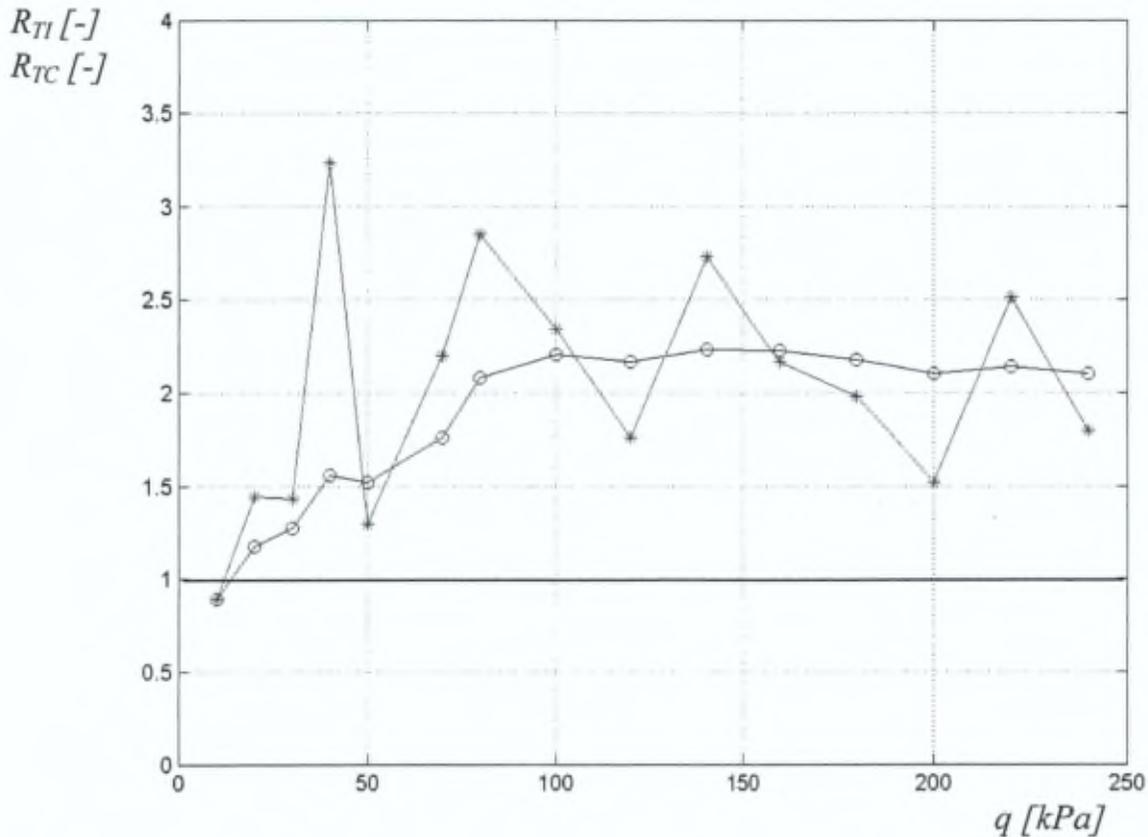


Figure 106 : Rapports de tassement au sommet et en base du matelas granulaire, incrémental et cumulé, en fonction de la surcharge uniformément répartie appliquée sur la fondation superficielle [kPa].

Ensuite, les rapports de tassement, instantané et cumulé, sont *nettement* supérieurs à 1.

Remarquons que le rapport de tassement cumulé tend vers 2.2, valeur nettement supérieure à $(1 + \alpha_{2D}) = 1.5$.

Contrastant avec le comportement précédemment observé, ces résultats sont interprétés comme la conséquence de la prépondérance de la dilatation au sein du massif granulaire.

I.D.1.c) Composante horizontale

Il est à observer à la figure 107 que la zone au droit de l'élément de renforcement dont le déplacement horizontal est négligeable est constituée par un triangle sur sa pointe, situé en partie supérieure du matelas granulaire, de base bien inférieure à la largeur de la tête d'inclusion.

En conséquence, des déplacements horizontaux non négligeables sont constatés au droit du renforcement en dehors de cette région particulière, notamment au contact avec la tête d'inclusion.

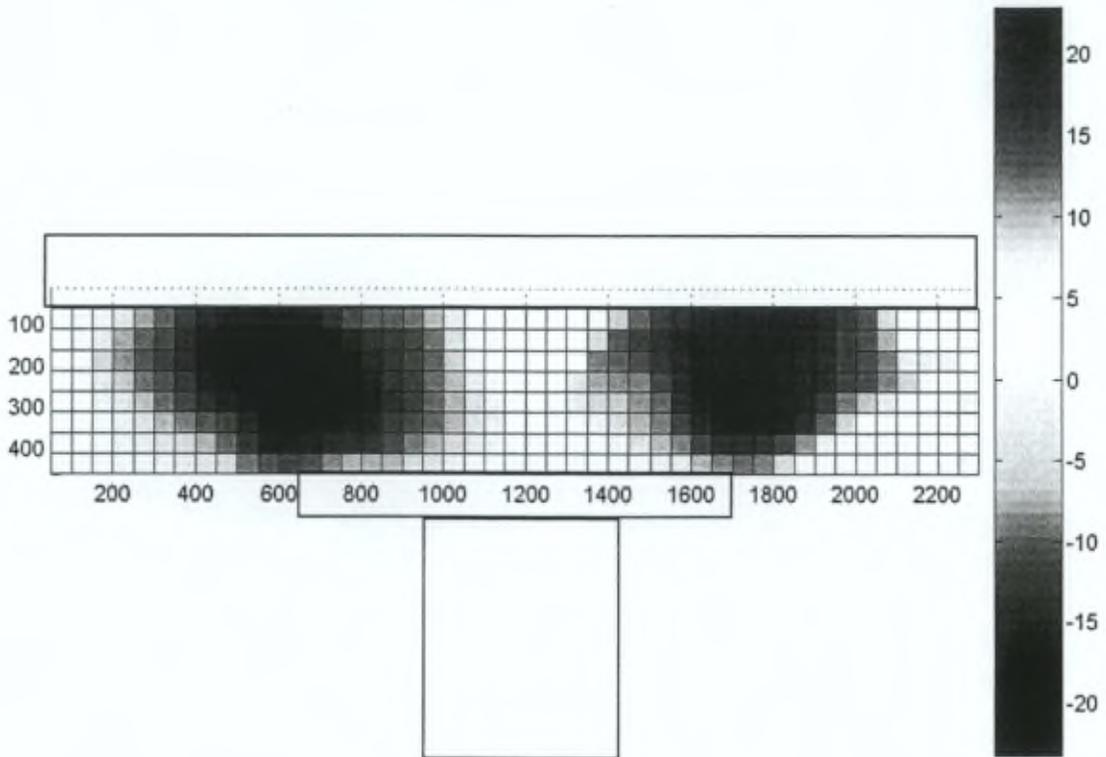


Figure 107 : Déplacement horizontal [mm], itération 80 - 100 kPa, unités des axes : pixels.

Il est à remarquer que ces observations sont en net contraste avec les autres résultats de cette étude (figures 71, 82, 92 - 93).

En particulier, soulignons que l'allure du champ de déplacement horizontal correspondant à l'autre simulation de cette étude caractérisée par une épaisseur relative égale à 0.4 (N° 7, figure 82) n'est pas comparable au présent résultat.

I.D.2) Champ de déformation

Les champs de déplacements vertical et horizontal relatifs à cette configuration ont montré une allure essentiellement différente de ce qui a été obtenu jusqu'ici dans cette recherche.

On interprète ici les champs de déformation correspondant.

I.D.2.a) *Distorsion*

Le champ de déformation en cisaillement correspondant au palier de chargement considéré est illustré à la figure 108.

Il peut y être observé, *au droit de la tête d'inclusion*, des zones peu déformées ; tandis que la distorsion se concentre localement, définissant un mécanisme de glissement bloc sur bloc.

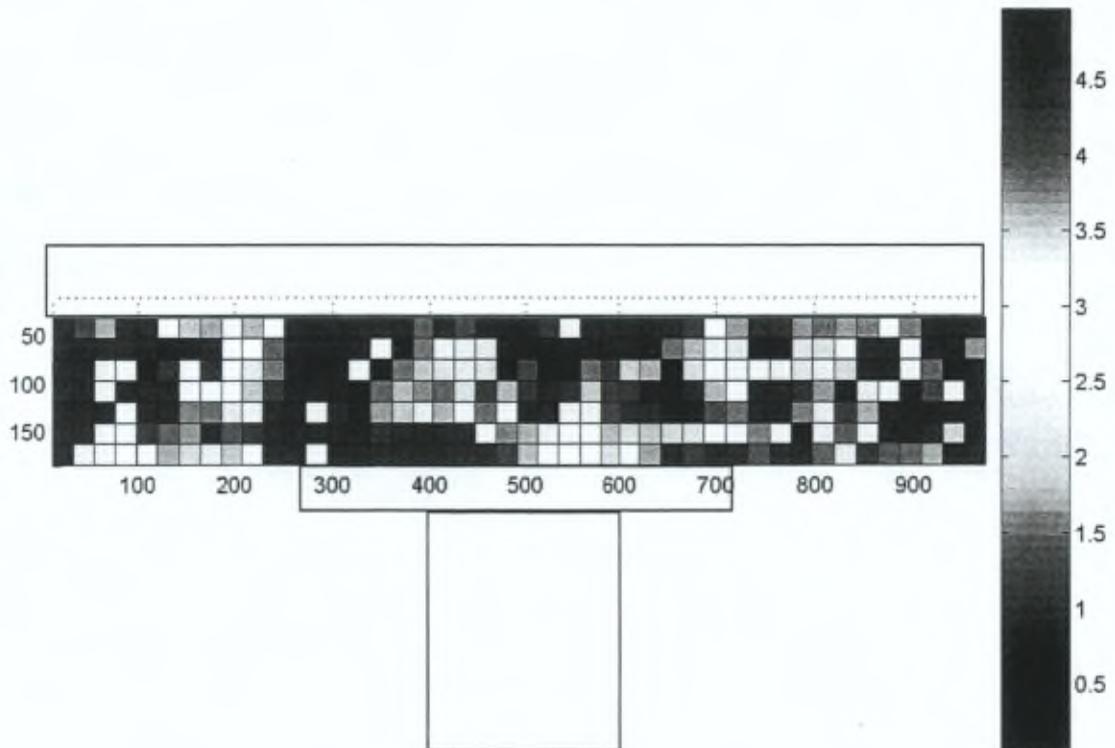


Figure 108 : Second invariant du tenseur des déformations $|I_{2\varepsilon}| > 0.05 [-]$, itération 80 – 100 kPa, unité des axes : mm.

Cette allure rappelle les résultats obtenus par Desrues & al. (2004), pour l'essai *shf68* en particulier (cfr. annexe VI, figure A6_5). Rappelons que l'échantillon testé par ces auteurs est défini par un élancement égal à 0.45.

I.D.2.b) Déformation volumique

Le champ de déformation volumique de l'itération 80 – 100 kPa est présenté à la figure 109.

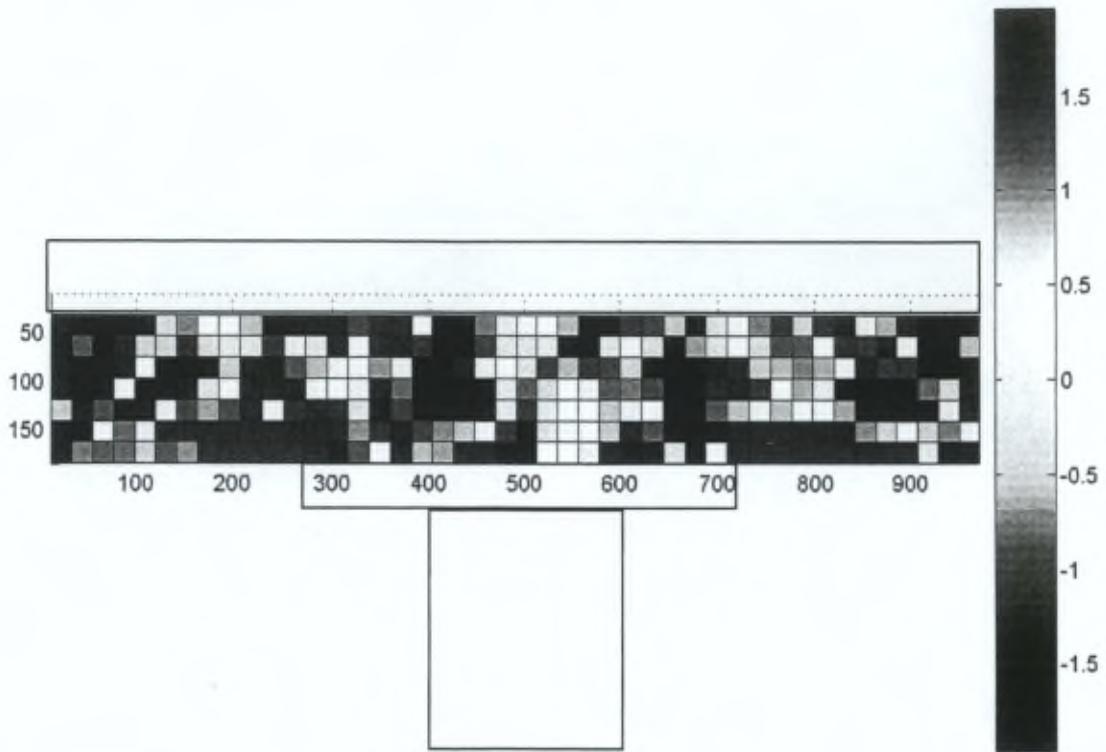


Figure 109 : Premier invariant du tenseur des déformations $-0.02 < I_{1\epsilon} > 0.02$, itération 80 – 100 kPa, unité des axes : mm.

Celui-ci confirme les tendances déjà observées, et en particulier une localisation des déformations, caractérisée par de la dilatation élevée aux endroits où la distorsion est importante (découpage du massif par des bandes de cisaillement) et de la compaction ailleurs.

I.D.3) Conclusion intermédiaire

Rappelons que la présente configuration simulée, bien que courante en pratique, a été peu étudiée jusqu'ici.

Huat & al. (1994) et Horikoshi & al. (1996) ont abordé ce sujet par la voie expérimentale sous forme de modèles réduits centrifugés. Il ressort de leurs études que l'ajout d'une dalle augmente la capacité portante et la portance de l'inclusion.

Il est à souligner que dans la littérature consultée, aucune publication ne traite du champ de déplacement ou de déformation relatif à cette conception.

Les présents résultats, ayant montré un comportement de la zone du massif granulaire au droit de la tête d'inclusion essentiellement différent de ce qui a été observé pour les autres cas simulés dans cette étude, éclairent donc une zone d'ombre.

En outre, rappelons que les simulations N° 7 et 9 sont caractérisées par des épaisseurs relatives pratiquement égales, respectivement 0.38 & 0.4 (cfr. tableau 5, page 106).

Le mode de déformation, essentiellement différent (cfr. figures 84 & 108), observé pour ces 2 conceptions questionne la validité de l'épaisseur relative H_R comme indicateur du problème.

II. HORIZON COMPRESSIBLE

Suite à l'analyse du comportement sous charge du massif granulaire en fonction de son épaisseur venant d'être effectuée, cette partie du mémoire traite des champs de déplacement au sein du sol compressible.

L'examen se concentre sur 2 simulations en particulier, dont la comparaison a été jugée intéressante.

Le parti a été pris de présenter l'interprétation poussée menée à partir des résultats de la simulation présentant la plus faible épaisseur de matelas granulaire, sans élargissement de la tête d'inclusion, $H_R 0.26_N$.

D'un autre côté, la simulation $N^{\circ} 9$ ($H_R 0.4_{TE}$) a investigué une configuration où la tête d'inclusion a été élargie par rapport au fût de l'inclusion. L'influence de cette variante de conception est analysée dans un second temps, par comparaison avec le cas précédent.

Il est à noter qu'aucune étude, parmi les publications recensées, ne s'intéresse au champ de déplacement au sein de l'horizon compressible.

Cette partie du mémoire éclaire donc une zone d'ombre.

Ces résultats, complétant la littérature, n'ont cependant pas été jugés *indispensables* pour la bonne compréhension de la présente thèse.

Afin de ne pas alourdir le texte, ils sont donc reportés, pour le lecteur intéressé, à l'annexe *VIII*.

S'il fallait cependant en mentionner l'essentiel, on retiendra que :

- le comportement géomécanique du terrain en place est à rapprocher de celui d'un échantillon de sol soumis à l'essai oedométrique, à la différence près que le tassement à l'interface de l'inclusion est entravé par frottement négatif,
- la composante verticale du champ de déplacement est prépondérante,
- la comparaison des 2 configurations simulées pose des questions de l'ordre de la conception.

III. COURBES SURCHARGE – TASSEMENT

Les comportements en déplacement ou en déformation du *matelas granulaire* et du *massif compressible* analysés aux points précédents ont permis d'observer les modes de rupture se développant en fonction des différentes configurations simulées.

Cette partie du mémoire est consacrée à l'interprétation de la réponse globale du système, en terme de tassement de la fondation superficielle, en fonction de l'épaisseur du remblai et de la surcharge uniformément appliquée sur celle-ci.

Il est utile de rappeler que peu d'auteurs ont étudié jusqu'ici cet aspect du problème. En effet, la littérature spécifique aux fondations superficielles sur remblai mince renforcé comporte 1 article consacré à une étude expérimentale en vraie grandeur (Plumelle, 1985), 1 communication relative à une expérimentation in situ (De Olivera, 2001), et 1 publication concernant un modèle physique en laboratoire (van Eekelen, 2003).

Il est à noter que dans les 2 dernières contributions, la plage de sollicitations investiguée est limitée (respectivement 2 et 1 paliers de chargement).

Il n'est donc possible, sur base des résultats existants, d'établir de comparaison de l'allure du comportement sous charge de ces systèmes qu'avec les mesures de Plumelle (1985). Soulignons cependant que la configuration simulée par cet auteur correspond à une semelle *isolée* fondée sur un remblai caractérisé par une épaisseur relative H_R égale à 1.14, surmontant un terrain pulvérulent lâche renforcé par micropieux *flottants*, selon un taux de substitution bidimensionnel α_{2D} valant 12.8 %.

Par conséquent, les résultats de la présente étude expérimentale, investiguant le tassement d'une dalle posée sur un remblai peu épais ($H_R \leq 0.4$), mis en place au dessus d'un massif compressible renforcé par inclusions rigides à 22 % (α_{2D}), et sous un chargement s'étendant d'une dizaine à plusieurs centaines de *kiloPascals*, viennent compléter la littérature.

Les courbes *charge appliquée – tassement consécutif* de la fondation superficielle reflètent les interactions entre les divers milieux, en fonction des conditions aux limites du problème.

Ces résultats, certes très intéressants, ne sont pas *nécessaires* aux développements ultérieurs de ce mémoire.

Ceux-ci y sont donc annexés (IX).

IV. REPORT DE CHARGE

Suite aux précédentes analyses des champs de déplacement ou de déformation dans les massifs et en leur sommet, cette partie du mémoire examine le transfert de charge s'effectuant au sein du matelas granulaire et induisant un report vers la tête d'inclusion.

Soulignons qu'il s'agit du point déterminant du fonctionnement d'un système de renforcement de sols par inclusions (rigides), et qu'il demeure problématique (Chevalier, 2008).

En effet, clé des mécanismes de transfert de charge parmi le système, il est probablement le plus complexe, de sorte que les études réalisées jusqu'à présent n'ont pas permis d'aboutir à une compréhension satisfaisante du – ou des – phénomène dont le massif granulaire est le siège.

En outre, comme il a été vu précédemment (cfr. chapitre II, §II), si le report de charge au sein des remblais épais sous poids propre a été étudié depuis longtemps, rares sont les recherches consacrées aux remblais minces, sollicités par une fondation superficielle surchargée, en particulier (cfr. chapitre II, § I).

Rappelons que suite aux expérimentations menées sur les remblais épais, il est établi que le report de charge dépend de l'épaisseur H du massif granulaire; et tend vers une valeur limite pour une épaisseur relative H_R de l'ordre de 2.

De plus, lorsque l'épaisseur H du remblai tend vers zéro, l'efficacité E tend vers le taux de substitution α .

En ce qui concerne l'influence d'une surcharge uniforme au sommet du massif, Kempfert (1999) a obtenu expérimentalement que l'efficacité E n'évolue plus par rapport à la valeur atteinte sous poids propre, pour une épaisseur de remblai donnée (cfr. annexe I, figure AI_28).

Il est cependant essentiel de préciser que dans le modèle physique de l'auteur, l'application de la surcharge uniforme est effectuée au moyen d'un coussin d'air, correspondant à un radier parfaitement flexible.

Pour des configurations de dalles fondées sur remblais minces, l'analyse des expérimentations menées *in situ* par Berthelot & al. (2003), et en laboratoire par van Eekelen & al. (2003), laisse cependant apparaître que le mécanisme de report de charge est sensible à la rigidité de l'ouvrage et à la surcharge appliquée à celui-ci.

Les mesures récoltées par ces auteurs sont néanmoins insuffisantes pour établir une tendance décrivant la dépendance à ces 2 paramètres.

Il apparaît donc un manque de données expérimentales éclairant le report de charge pour les remblais minces, et son allure en fonction de la surcharge sur la fondation superficielle en particulier.

Ainsi, l'objet de cette partie de la recherche est donc de préciser, au moyen du modèle physique développé, l'évolution éventuelle du transfert de charge s'effectuant au sein du matelas granulaire en fonction du chargement appliqué à la fondation superficielle.

En premier lieu, est analysée l'allure du report de charge vers la tête d'inclusion en fonction de la sollicitation, puis l'effet de l'épaisseur du matelas granulaire (dans la gamme des remblais minces), et enfin l'influence de l'élargissement de la tête d'inclusion.

Soulignons que les présents résultats expérimentaux viennent compléter la littérature.

IV.A Influence de la surcharge

Parmi les divers indicateurs de report de charge définis dans la littérature spécifique aux remblais renforcés, l'efficacité E a été choisie pour la présente analyse.

Pour rappel, il s'agit de la charge reportée en tête d'inclusion par le matelas granulaire, rapportée au total s'exerçant sur une maille du réseau.

IV.A.1) Allure générale

Les résultats de la simulation $H_R0.26_N_{bis}$, représentatifs de la configuration caractérisée par un taux de substitution α_{2D} de 22 % et une épaisseur relative H_R de 0.26, sont repris et analysés en détail dans cette section.

Les valeurs de l'efficacité E sont examinées en fonction de la surcharge uniforme appliquée à la dalle, de la pression réduite, et du tassement consécutif.

IV.A.1.a) Efficacité en fonction de la surcharge appliquée

La proportion de charge reportée en tête d'inclusion en fonction de la sollicitation de la fondation superficielle est présentée à la figure 110.

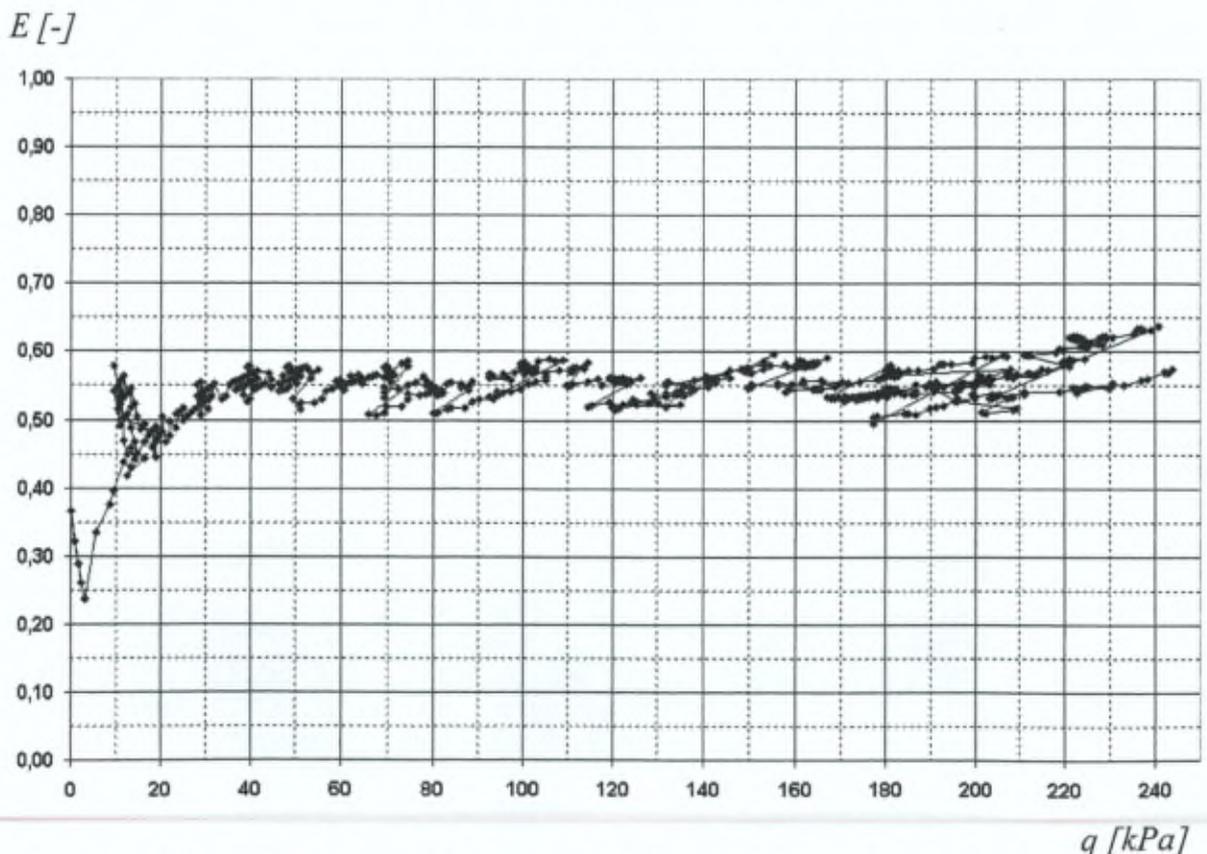


Figure 110 : Efficacité du report de charge au sein du matelas granulaire en fonction de la surcharge uniforme appliquée sur la fondation superficielle, simulation $H_R0.26_N_{bis}$.

La présente analyse est décomposée selon les divers intervalles de mise en charge montrant un comportement du matelas granulaire sensible à la sollicitation extérieure.

Surcharge extérieure nulle

Rappelons que les théories relatives au report de charge des remblais sous poids propre prédisent que l'efficacité E tend vers le taux de substitution α lorsque l'épaisseur du matériau granulaire diminue.

Dans le cas présent, le taux de substitution vaut 22 %, tandis que l'efficacité est égale à 37 % lorsque la sollicitation est réduite au poids propre du remblai, de la dalle, et du système de chargement ($q=0 \text{ kPa}$).

Pour les 2 autres simulations reproduisant la même configuration ($H_R0.26_N$, & $H_R0.26_N_{ter}$), les valeurs correspondantes sont respectivement 0.37 & 0.27.

Remarquons donc que cette hypothèse n'est plus valable en présence d'une fondation superficielle, même non chargée.

Cette observation rejoint en outre l'analyse établie par l'auteur pour le plot expérimental de *Le Meux* (cfr. figure 31, page 37).

Une explication probable réside peut-être dans le fait qu'à ce stade, le contact entre la dalle et le massif granulaire n'est pas encore établi de manière uniforme, peut-être à cause de la consolidation du sol compressible suite à la mise en œuvre du matelas granulaire (figure 111).

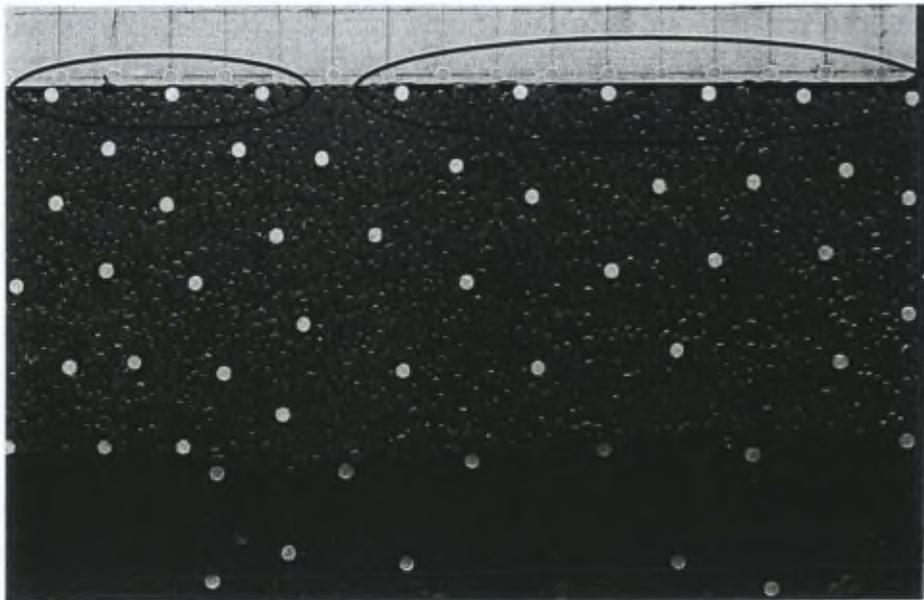


Figure 111 : Détail du contact entre la dalle et le massif granulaire au début du chargement, simulation $H_R0.26_N_{bis}$.

A partir des présents résultats obtenus sur modèle physique de laboratoire, et des mesures in situ de De Olivera (2001), il est donc conclu qu'une fondation superficielle posée sur un remblai mince surmontant un terrain compressible renforcé par inclusions, modifie *dès sa mise en œuvre* le mécanisme de report de charge.

Début du chargement

Lors des toutes premières surcharges appliquées à la dalle ($0 - 3 \text{ kPa}$), il est à remarquer que l'efficacité du matelas granulaire diminue continûment jusqu'à une valeur (24 %), proche du taux de substitution.

Signalons que le même comportement est observé pour les 2 autres simulations similaires ($H_{R0.26_N}$, & $H_{R0.26_N_{ter}}$).

Il s'ensuit que les charges, initialement transférées vers la tête d'inclusion, semblent se répartir dans cette phase au *pro rata* du taux de substitution.

Ceci rejoint la conception classique du report de charge sous poids propre.

Il est interprété que cette phase transitoire, correspondant au début de l'application de la surcharge extérieure, traduit la mise en contact de la fondation superficielle avec le massif granulaire dans son ensemble et les premiers réarrangements du massif suite à sa mise en place.

Ensuite, pour l'intervalle suivant ($3 - 10 \text{ kPa}$), une augmentation rapide de l'efficacité avec la mise en charge est constatée.

Cette portion de courbe a une allure de *branche d'hyperbole*.

Notons que la même tendance est obtenue pour les simulations $H_{R0.26_N}$, & $H_{R0.26_N_{ter}}$.

Le comportement observé est à relier au *développement* des premiers glissements au sein du massif granulaire, comme cela est approfondi au point c) de la présente analyse, page 177.

Pour les simulations $H_{R0.26_N}$ & $H_{R0.26_N_{bis}}$, il apparaît alors, pour une surcharge de l'ordre de 10 kPa , un pic d'efficacité, respectivement égal à 58 & 57 %.

Il faut cependant signaler que celui-ci apparaît de manière un peu moins prononcée (45 %) pour la troisième ($H_{R0.26_N_{ter}}$).

Il est à remarquer que cet état n'est pas stable, et traduit donc un maximum local.

Il est interprété que ce report de charge maximum est à relier au comportement mécanique du matériau granulaire, et correspond au maximum du frottement mobilisable le long de la bande de cisaillement au droit de l'inclusion, séparant les zones I et II du massif (cfr. § I.C.2.a du présent chapitre, page 153).

L'application du palier de chargement suivant (20 kPa) amène une chute de l'efficacité, respectivement égale à 43, 45 & 36 %.

Il semble ensuite, pour la plage 20 ~ 50 kPa, que l'efficacité mesurée reprenne son évolution hyperbolique, avant de tendre *rapidement* vers une valeur limite.

Surcharges extérieures élevées

Sur l'ensemble du chargement ultérieur, la proportion de charge reportée vers les têtes d'inclusions par le matelas granulaire est comprise entre 50 et 60 %.

Il apparaît donc que lors de l'application de sollicitations nettement plus importantes (supérieures à 50 kPa), l'efficacité mesurée oscille autour d'une valeur égale à 55 %.

Il est à remarquer que des diminutions brusques de l'efficacité, correspondant à des réarrangements granulaires, sont associées à des réductions de la surcharge appliquée (le système d'application de la sollicitation extérieure n'ayant pas le temps de réagir suffisamment rapidement).

Comme il sera vu par la suite, la variable intermédiaire contrôlant ce comportement discret, est le tassement de la dalle, à travers les glissements au sein du massif.

Il s'est alors développé au sein du massif granulaire un mécanisme de report de charge stable, malgré des glissements pouvant se produire localement.

IV.A.1.b) Efficacité en fonction de la pression réduite

Dans le cas d'une dalle surchargée fondée sur un remblai (*peu épais*), la figure 116 montre que l'application de la surcharge extérieure sollicite un mécanisme de report de charge apparemment *différent* de ce qui se produit sous poids propre ($q = 0$).

Afin de caractériser cette transition, un changement de variable (11) a été proposé au début de ce chapitre, page 114.

L'intérêt de l'introduction de la pression réduite p_r dans l'analyse est d'exprimer le rapport des sollicitations : surcharge extérieure q (uniformément répartie) et contrainte géostatique verticale équivalente à la base du remblai σ_{gve} (*poids propre*).

La figure 112 porte l'efficacité E du matelas granulaire en fonction du changement de variable effectué.

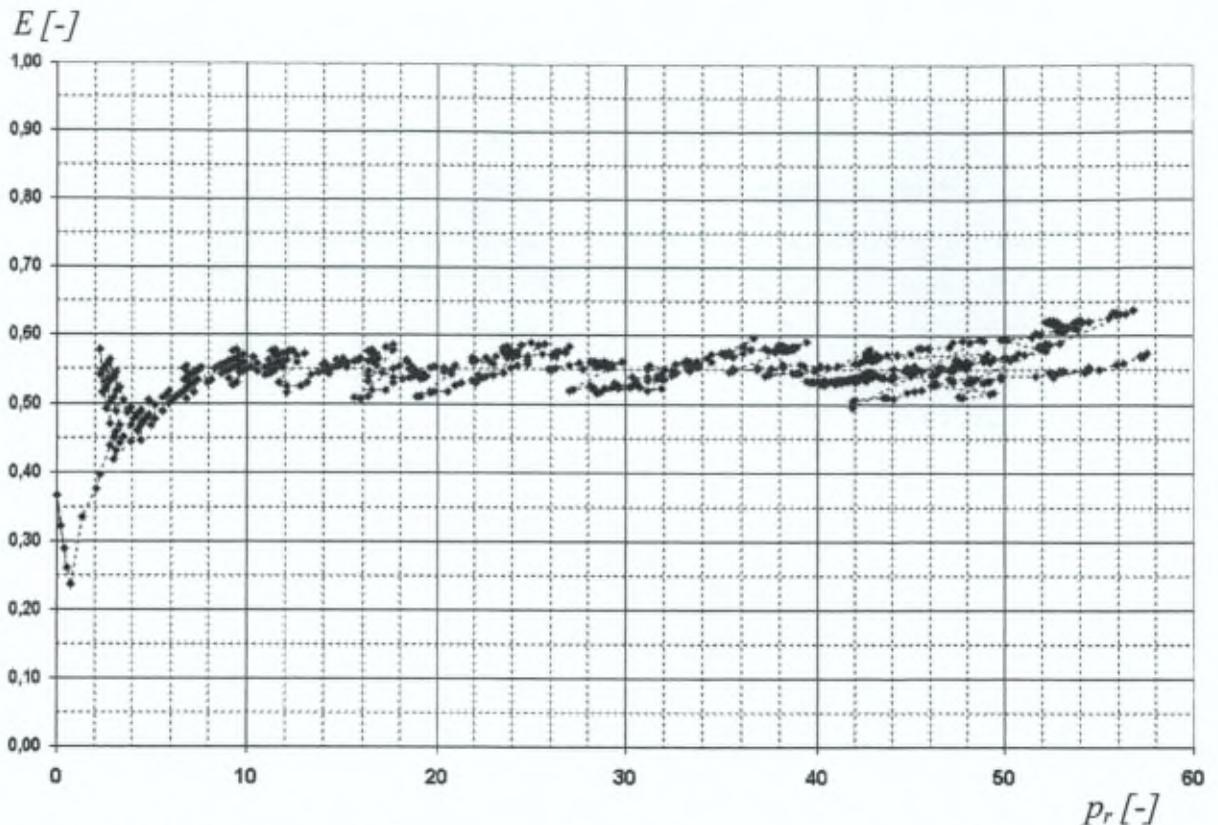


Figure 112 : Efficacité du report de charge au sein du matelas granulaire en fonction de la pression réduite, simulation $H_{R0.26_N_{bis}}$.

Il est à noter que dans le cas présent, la contrainte géostatique verticale équivalente à la base du remblai est légèrement supérieure à 4 kPa.

Suite à l'application des premières surcharges, il a été observé au point précédent que l'efficacité E diminuait, jusqu'à une certaine valeur de sollicitation extérieure, de l'ordre de 3 kPa.

L'avantage de la définition de la pression réduite est de proposer une valeur adimensionnelle définissant la borne supérieure de cet intervalle.

En effet, il est à remarquer que pour les 3 simulations réalisées, la proportion de charge reportée vers les têtes d'inclusions diminue jusqu'à une valeur de pression réduite proche de l'unité, puis augmente.

Ensuite, le pic consécutif à l'augmentation rapide du report de charge est atteint pour une pression réduite p_r de l'ordre de 2.

Soulignons que ce résultat est valable pour les 3 simulations réalisées.

Enfin, il peut être constaté que la proportion de charge reportée vers les têtes d'inclusions atteint un palier pour une pression réduite supérieure à 10.

Notons que ce résultat se retrouve pour les 2 autres simulations similaires.

Il semble donc que le changement de variable proposé permette de définir de manière adimensionnelle les intervalles caractéristiques de l'évolution de l'efficacité du remblai mince en fonction de la surcharge appliquée à la fondation superficielle.

En outre, il est à rappeler qu'il existe également un lien entre la pression réduite et les rapports de tassement (cfr. figure 91).

Dans la même optique, l'analyse qui suit s'intéresse à la relation éventuelle entre le report de charge au sein du matelas granulaire et le tassement de la dalle.

IV.A.1.c) Efficacité en fonction du tassement de la dalle

D'un autre côté, certains auteurs, parmi lesquels Berthelot & al. (2003) avancent que le report de charge en tête d'inclusion est induit par le *tassement différentiel* à la base du remblai.

Cependant, peu nombreuses sont les mesures montrant clairement le lien entre la mobilisation de l'efficacité du remblai et le *poinçonnement* du matelas granulaire par l'inclusion.

Par ailleurs, il a été montré par la présente étude (cfr. point I de ce chapitre) que le transfert de charge vers la tête d'inclusion a lieu à travers une zone de la couche remblayée faisant corps avec celle-ci, via une bande de cisaillement.

Rappelons que ce phénomène, définissant la *manière* dont l'inclusion poinçonne le massif granulaire, a été observé tant pour le remblai épais que les remblais peu épais simulés.

L'objet de cette section est donc d'examiner le lien entre le report de charge, le poinçonnement du remblai et le tassement différentiel à la base du remblai.

La figure 113 porte l'efficacité E du matelas granulaire et la surcharge extérieure q en fonction du tassement de la dalle s_d , directement proportionnel au tassement différentiel entre l'inclusion et la base du remblai.

Il peut être observé que l'application des premières surcharges extérieures induit une chute de l'efficacité, sans tassement *apparent* de la fondation superficielle.

Il est interprété que cela traduit la mise en contact de la fondation avec le massif granulaire (figure 111).

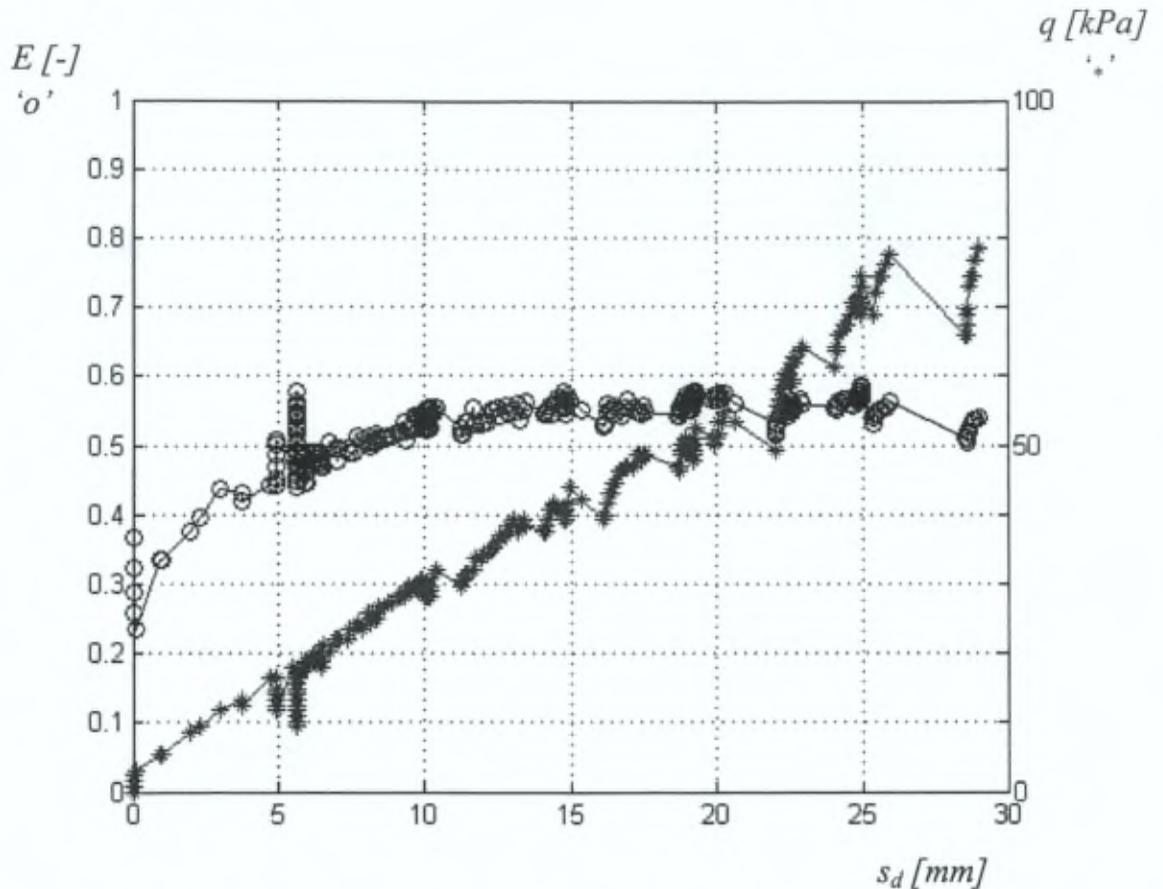


Figure 113 : Efficacité du report de charge au sein du matelas granulaire (symbole 'o') et surcharge uniformément appliquée (symbole '*') en fonction du tassement de la fondation superficielle, simulation $H_{R0.26_N_{bis}}$

Dans une seconde phase, il peut être constaté que l'accroissement de la sollicitation provoque un tassement différentiel à la base du remblai ($0 - 5 \text{ mm}$), associé à une augmentation de l'efficacité du report de charge vers la tête d'inclusion.

Il apparaît que durant cet intervalle, le tassement différentiel à la base du remblai, le développement du poinçon granulaire au dessus de la tête d'inclusion, et le report de charge vers celui-ci sont intimement liés.

Ensuite, un comportement particulier est observé : alors que le tassement de la fondation superficielle se maintient à une valeur constante, de l'ordre de 6 mm , la pression appliquée diminue et l'efficacité augmente.

Il est interpellant de constater que ce comportement particulier est observé lors des 2 autres simulations similaires pour la même valeur du tassement de la dalle (respectivement pour 5.66 , 5.90 et 5.92 mm).

Il est à remarquer que ces valeurs correspondent à un tassement (différentiel) en base du matelas granulaire de l'ordre de 8 mm (précisément entre 7.47 et 7.81 mm), soit de l'ordre de la taille maximale des grains du remblai.

Ainsi, il apparaît que cette phase correspond à l'apparition des premiers glissements au sein du massif granulaire (et en particulier au droit de l'inclusion), associés à un tassement (différentiel) à la base du matelas granulaire à relier à la granulométrie du massif remblayé.

En outre, il peut être constaté à la figure 114 que la stabilisation de la proportion de charge reportée vers la tête d'inclusion est atteinte pour un tassement de la dalle supérieur à 10 mm , c'est-à-dire un tassement (différentiel) à la base du matelas granulaire de l'ordre de 2 fois la taille maximale des grains le composant.

Un mécanisme de report de charge s'est alors pleinement développé, et n'évolue plus.

Par ailleurs, l'analyse des images confirme que l'amplitude des déplacements incrémentaux reste inférieure à 8 mm lors de la première phase, tandis qu'ils dépassent cette valeur par la suite.

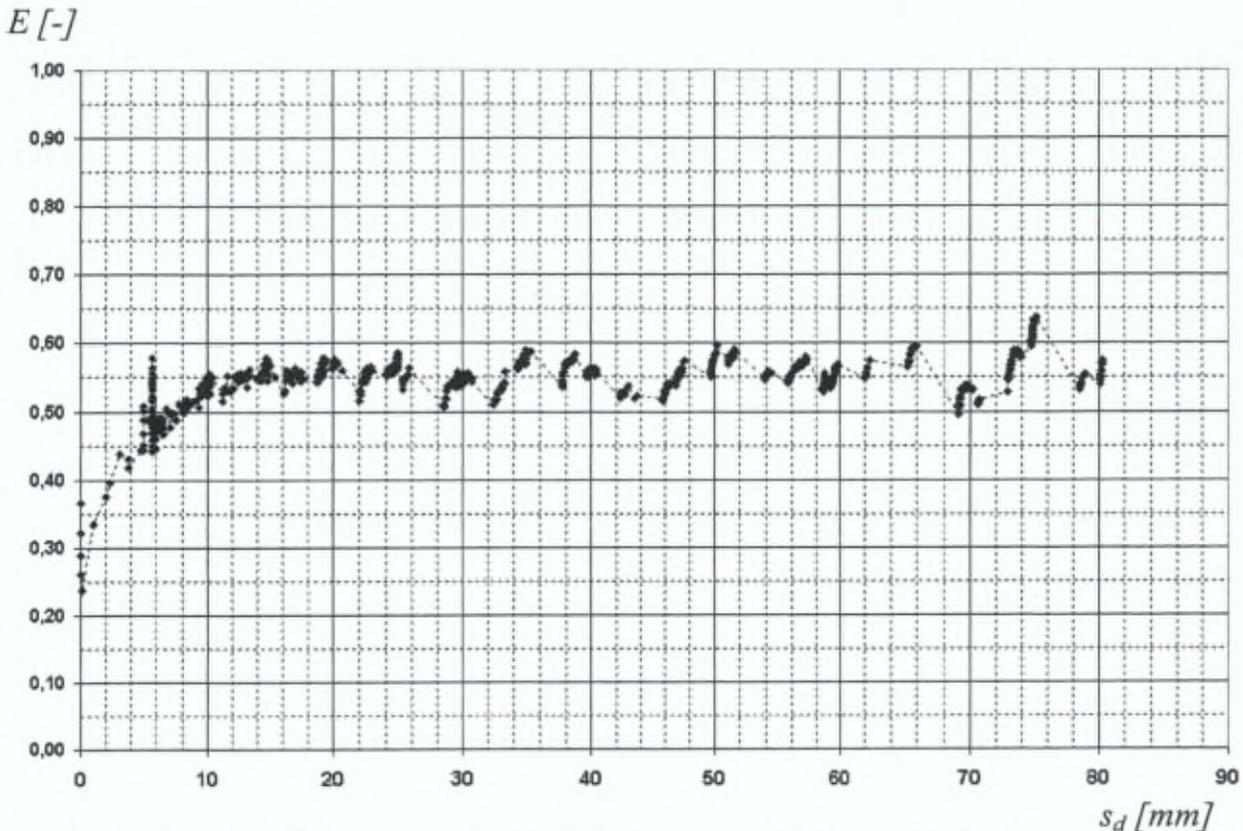


Figure 114 : Efficacité du report de charge au sein du matelas granulaire en fonction du tassement de la fondation superficielle, simulation $H_R0.26_N_{bis}$.

Enfin, il est à remarquer aux figures 110, 113 & 114 que durant ce dernier intervalle de la mise en charge ($s_d > 10$ mm), les augmentations du tassement de la fondation sont brusques et s'accompagnent *instantanément* de diminutions de l'efficacité et de la pression appliquée.

Reflète du comportement du milieu discret, ces observations sont interprétées comme la conséquence de glissements au sein du massif granulaire.

IV.A.2) Répétitivité des mesures

Suite à l'exposé, l'interprétation et l'analyse des résultats types de la simulation $H_{R0.26_N_{bis}}$, il peut être constaté à la figure 115 que les mesures relatives aux 2 autres simulations ayant reproduit cette configuration montrent la même allure.

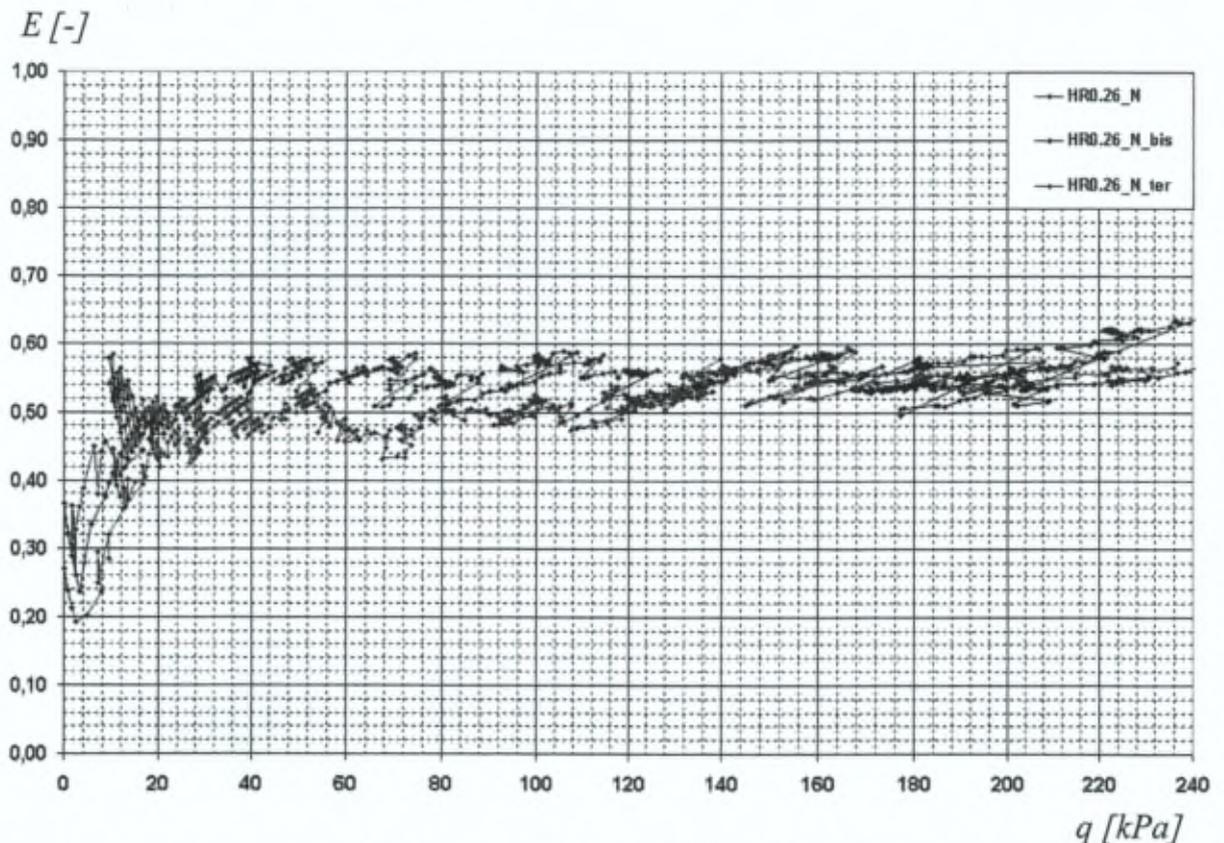


Figure 115 : Efficacité du report de charge au sein du matelas granulaire en fonction de la surcharge uniforme appliquée sur la fondation superficielle, simulations $H_{R0.26_N}$, $H_{R0.26_N_{bis}}$ & $H_{R0.26_N_{ter}}$.

Ceci est interprété comme la conséquence du nombre élevé de grains composant le matelas granulaire, ce qui amène le modèle physique à livrer, pour une simulation donnée, une réponse *moyenne*.

IV.A.3) Discussion

Concernant l'influence du mode de sollicitation, alors que le modèle physique de Kempfert (1999) montre que pour une fondation infiniment souple, la surcharge appliquée n'influence pas l'efficacité E (annexe I, figure AI_28) ; l'analyse des mesures de *in situ* de De Olivera (2001) suggère que le report de charge est sensible à la rigidité de l'ouvrage, même sous poids propre.

Les présents résultats montrent que la fondation superficielle influence le transfert de charge dès sa *mise en œuvre* sur le massif granulaire.

Ensuite, l'accroissement de la surcharge appliquée à la dalle amène une augmentation du transfert de charge vers les têtes d'inclusions.

Les simulations effectuées confirment donc, et complètent la tendance indiquée par l'analyse des expérimentations menées *in situ* par Berthelot & al. (2003), et en laboratoire par van Eekelen & al. (2003).

Enfin, pour la configuration *bidimensionnelle* étudiée, l'efficacité E du matelas granulaire tend vers 55 % en moyenne.

Les présents résultats expérimentaux précisent donc le comportement de l'ouvrage en terme de report de charge sous sollicitations élevées.

Les simulations menées à partir du modèle physique développé ont donc permis de mettre en évidence la réponse du système étudié pour une large plage de surcharges extérieures appliquées.

Ainsi, il peut être conclu que pour les remblais peu épais, dans la plage de sollicitations exercées, l'efficacité E du matelas granulaire *augmente* avec la sollicitation et le tassement jusqu'à une valeur limite, et s'y *stabilise*.

A propos de l'influence du *tassement différentiel* à la base du remblai sur le report de charge, les modèles physiques de Ting & al. (1983), Huat & al. (1994), & Demerdash (1996) ont permis d'établir un lien avec le report de charge vers les têtes d'inclusion.

Il faut cependant préciser que dans ces modèles, le tassement du sol en place est simulé par l'affaissement contrôlé d'une plaque amovible.

La nature de la sollicitation imposée au système s'écarte du comportement réel par l'omission de la réaction du terrain en place.

De plus, la charge totale appliquée sur une maille reste constante au cours du tassement différentiel imposé à la base du massif granulaire.

Les mesures de l'efficacité E portée en fonction du tassement de la dalle de la présente étude montrent une *allure* analogue avec les charges obtenues en tête d'inclusion Q_T en fonction de l'affaissement de la plaque amovible par Ting (1983), cfr. annexe I, figure AI_16.

Il y a cependant lieu de noter que les simulations effectuées par cet auteur correspondent à des configurations de remblais *épais*, et que le champ de déplacement n'a pas été mesuré.

La comparaison de ces 2 études semble néanmoins permettre de dégager une *relation* semblable entre le tassement différentiel à la base du remblai et le report de charge.

Pour un taux de substitution bidimensionnel valant 33 % et une épaisseur relative égal à l'unité, Huat & al. (1994) ont mesuré, après le pic, une diminution *continue* de l'efficacité E en réponse à l'affaissement progressif de la plaque amovible (annexe I, figure AI_22). Les auteurs concluent qu'un mécanisme de report de charge stable n'a pas pu se développer.

Soulignons que les déplacements imposés à la base du remblai sont élevés.

Les présents résultats *contrastent* avec la tendance observée par ces auteurs.

Il est conclu que le mode de sollicitation du système joue un rôle majeur, influençant le développement de mécanismes susceptibles de conduire à l'obtention de réponses fort différentes.

Demerdash (1996) a étudié le report de charge au sein de remblais renforcés par inclusions et une couche de géotextile à leur base. Par comparaison avec les résultats de Huat & al. (1994), il peut être observé que la présence du géotextile réduit les tassements.

Remarquons que les mesures de l'efficacité E obtenues en fonction de la flèche maximale prise par le géosynthétique montrent une *allure* similaire à la présente (figure AI_25), alors que la configuration simulée par cet auteur *diffère*.

Il serait intéressant de comparer les champs de déplacement relatifs à ces 2 conceptions.

La présente discussion a mis en évidence le complément à la littérature apporté par les mesures de report de charge au sein du remblai mince, sollicité par une dalle.

On retiendra l'influence du mode de sollicitation et du niveau de la surcharge appliquée par la fondation superficielle.

D'autres simulations, portant sur des remblais (épais), montrent une relation entre le tassement (différentiel) imposé à leur base et la charge transférée vers les têtes d'inclusion.

Dans le présent modèle, le tassement différentiel au sein du matelas granulaire résulte de la mise en charge de la dalle.

De façon similaire, il apparaît un lien entre le tassement de la fondation superficielle et l'efficacité du remblai mince.

En parallèle, les mesures de champ de déplacement éclairent la réponse du massif granulaire, et montrent qu'une zone de celui-ci est responsable de son poinçonnement.

Ainsi, il est conclu qu'un tassement différentiel entre la tête d'inclusion et la base du matelas granulaire de l'ordre du diamètre maximum des grains du remblai permet la propagation des bandes de cisaillement au droit de l'inclusion, associée à de la dilatation, induisant une chute provisoire de l'efficacité du remblai et conduisant rapidement à un mécanisme de report de charge stabilisé.

L'évolution du report de charge – et des mécanismes associés – est donc gouvernée par le lien entre la *granulométrie* du massif granulaire et le *poinçonnement* de celui-ci par l'inclusion (et plus précisément - comme mis en évidence par la présente étude - la zone faisant corps avec celle-ci).

Par conséquent, l'influence de la sollicitation extérieure (surcharge q ou épaisseur de remblai H) est indirecte.

IV.B Influence de l'épaisseur du remblai mince

Suite à l'analyse de la configuration précédente, caractérisée par une épaisseur relative H_R égale à 0.26, ce paragraphe examine l'influence de l'augmentation de l'épaisseur du matelas granulaire, tout en restant dans la gamme des remblais minces.

Pour rappel, le massif granulaire de la simulation $H_R0.38_N$ possède une épaisseur de 0.3 mètre, ce qui porte l'épaisseur relative à la valeur de 0.38, soit un accroissement de 50 % par rapport au cas antérieur.

La figure 116 présente la comparaison entre les efficacités mesurées en fonction de la surcharge appliquée pour les 2 configurations simulées.

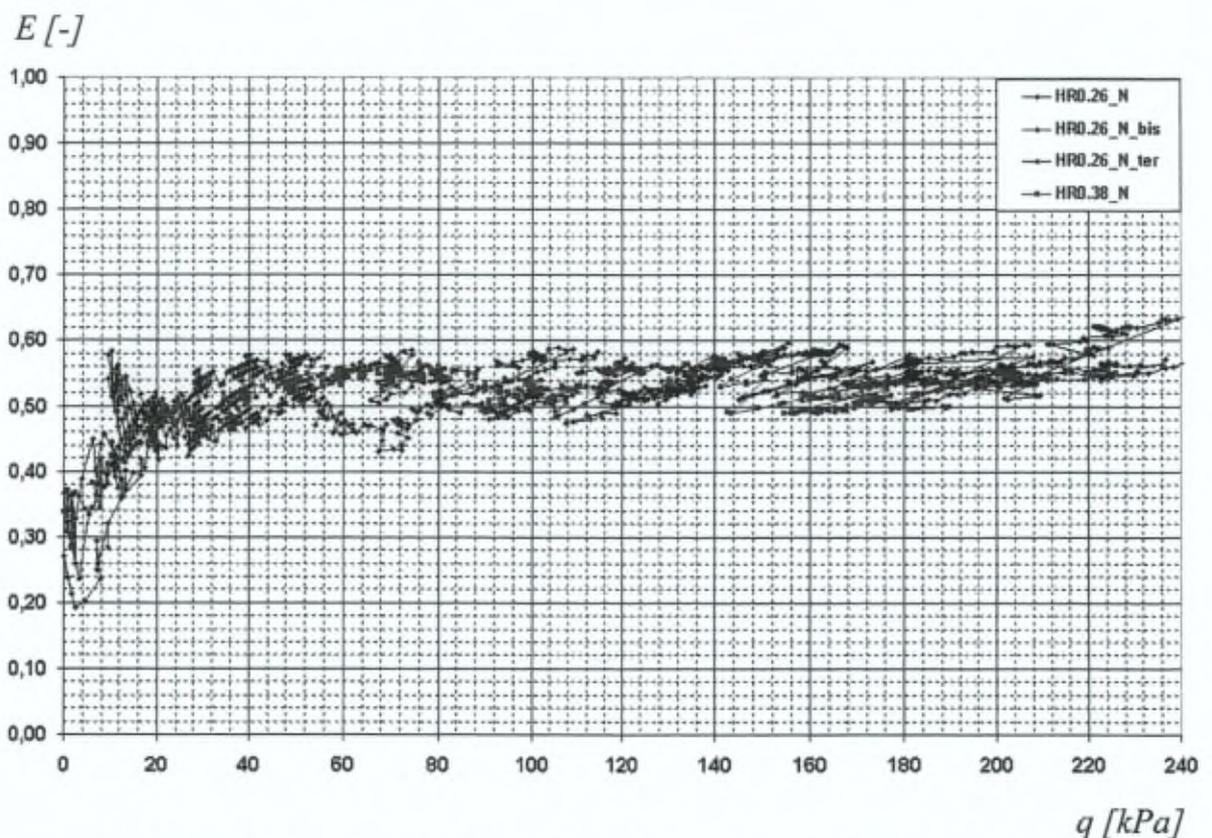


Figure 116 : Efficacité du report de charge au sein du matelas granulaire en fonction de la surcharge uniforme appliquée sur la fondation superficielle, simulations $H_R0.26_N$, $H_R0.26_N_{bis}$, $H_R0.26_N_{ter}$ & $H_R0.38_N$.

Il peut être constaté que dans la plage considérée, l'efficacité du matelas granulaire n'apparaît pas améliorée par son épaissement.

Il est interprété que ce résultat est à attribuer au mécanisme de transfert de charge, essentiellement similaire entre les 2 cas étudiés (cfr. points I.B & C du présent chapitre).

IV.C Effet d'une tête élargie

A la figure 117 est portée l'efficacité expérimentale en fonction de la mise en charge de la dalle pour 2 conceptions dont l'épaisseur relative est pratiquement égale, mais qui diffèrent par la présence ou non d'une tête d'inclusion élargie.

Pour rappel, la description des configurations géométriques des simulations $H_R0.38_N$ et $H_R0.4_TE_N$ est reprise au tableau 5, page 106.

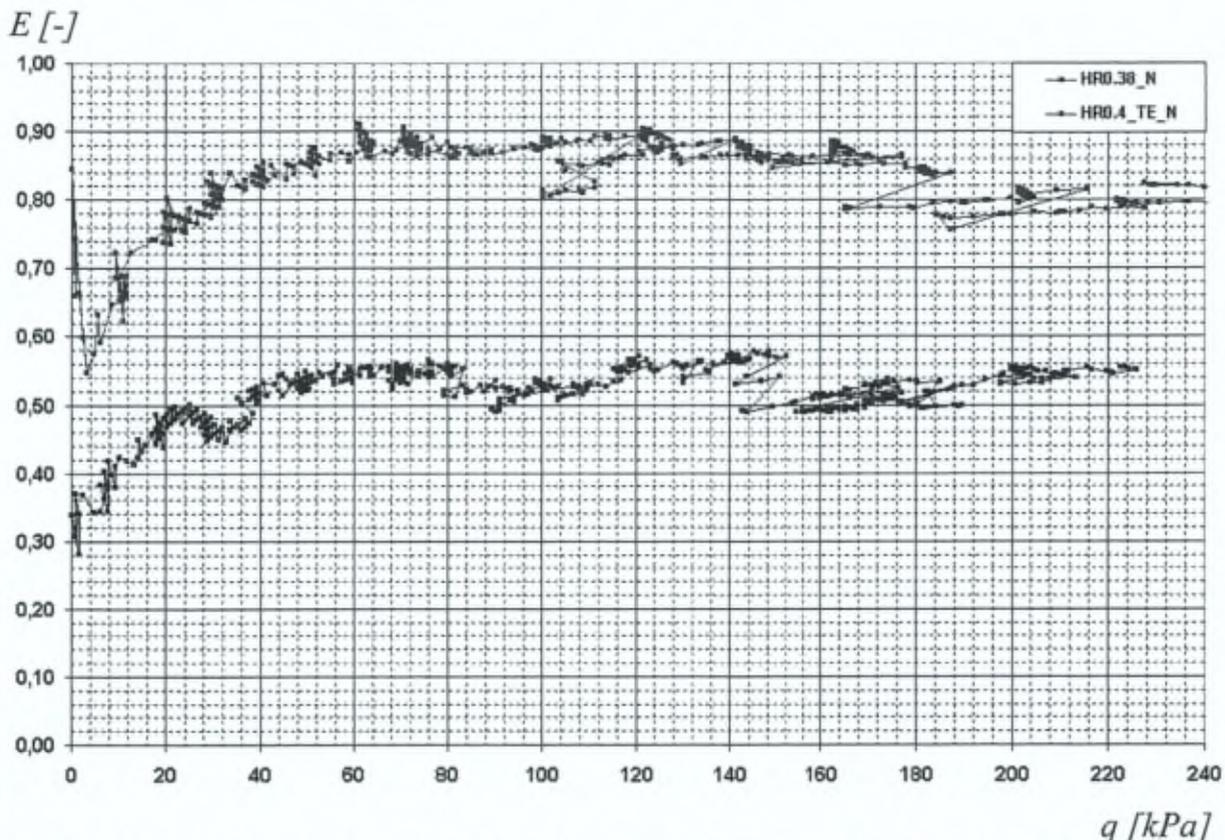


Figure 117 : Efficacité du report de charge au sein du matelas granulaire en fonction de la surcharge uniforme appliquée sur la fondation superficielle, simulations $H_R0.38_N$ & $H_R0.4_TE_N$.

Remarquons, de la même manière que pour le champ de déplacement au sein du massif compressible et le tassement sous charge de la dalle, que l'épaisseur relative ne semble pas être un indicateur pertinent du problème.

Ensuite, il est observé, comme l'on pouvait s'y attendre, que l'élargissement de la tête d'inclusion apporte une augmentation conséquente de l'efficacité.

Remarquons cependant que lorsque le taux de substitution est élevé à 50 %, la proportion de charge reportée vers la tête d'inclusion (rigide) est comprise entre 80 & 90 %.

Toutefois, la nature et l'intensité des efforts induits dans la tête d'inclusion élargie et la fondation superficielle compliquent la question de l'utilisation optimale de la matière.

Enfin, il est à souligner qu'il n'a pas été trouvé, dans la littérature consultée, d'étude comparative du transfert de charge entre ces 2 conceptions.

Rappelons pourtant que d'après Briançon (2002), cette configuration concerne environ la moitié des chantiers répertoriés en France.

IV.D Conclusion intermédiaire

Pour rappel, il a été établi expérimentalement par Low & al. (1994), Kempfert (1999), Jenck (2005), & Hong & al. (2007) que pour les remblais (*épais*) sous poids propre, le report de charge vers les têtes d'inclusions augmente avec l'épaisseur du massif granulaire jusqu'à une certaine limite, et s'y stabilise (cfr. chap. II, § II).

Dans le cas d'une fondation superficielle posée sur un remblai mince, il est analysé à partir des mesures de De Olivera (2001) et van Eekelen (2003) que l'efficacité semble également sensible à la surcharge appliquée (cfr. chap II, § I.A.2.b, page 29, & § B).

D'après cette analyse, il semble donc que le transfert de charge dépende à la fois du mode et du niveau de sollicitation.

Les résultats qui viennent d'être exposés confirment cette interprétation, en précisent la tendance, et par conséquent, complètent la littérature.

Ainsi, pour les remblais peu épais sollicités par une fondation superficielle, il est constaté que l'efficacité du matelas granulaire augmente avec la surcharge extérieure jusqu'à une valeur limite, qui dépend peu de son épaisseur.

En outre, il a été observé qu'il se développe, au sein du massif granulaire, un mécanisme de report de charge stable, malgré des glissements pouvant se produire localement.

En effet, les champs de déplacement mesurés montrent qu'une zone particulière du remblai fait corps avec l'inclusion, et est responsable de son poinçonnement.

Il est conclu que l'atteinte d'un tassement différentiel à la base du remblai – à relier à sa *granulométrie* – induit le développement des premiers *glissements*, permettant la mobilisation du frottement le long du poinçon granulaire au-dessus de la tête d'inclusion, et que ces phénomènes *intimement liés* sont responsables du report de charge au sein du massif granulaire.

Enfin, une recommandation de conception peut être dégagée des présents résultats expérimentaux : il y a intérêt à appliquer un chargement *élevé* sur la maille, de façon à générer un mécanisme augmentant le report de charge vers les têtes d'inclusions.

V. REPARTITION DE PRESSION SOUS LA DALLE

Cette partie du rapport examine l'allure de la réaction apportée par le matériau composite *remblai – inclusions – sol en place* sous la fondation superficielle, et son éventuelle évolution en fonction de la surcharge appliquée à celle-ci.

Rappelons que l'interposition d'une couche granulaire (mince) entre la fondation superficielle et le terrain compressible renforcé par les inclusions vise à uniformiser les réactions sous l'élément d'infra-structure par rapport à une solution classique sur pieux.

Dans ce but, la simulation $H_R0.26_PSD$ a été spécifiquement consacrée à la mesure de la pression à la face inférieure de la dalle en fonction de la position sur l'axe horizontal. Pour rappel, le dispositif de mesure a été décrit au chapitre 5, paragraphe III.1.c, page 102.

La configuration géométrique choisie est caractérisée par un taux de substitution α_{2D} de 22 %, et une épaisseur relative égale à 0.26 (cfr. tableau 5, p. 107).

Au cours de la présente interprétation, la position sur l'axe horizontal par rapport à l'axe de l'inclusion est notée x (figure 118).

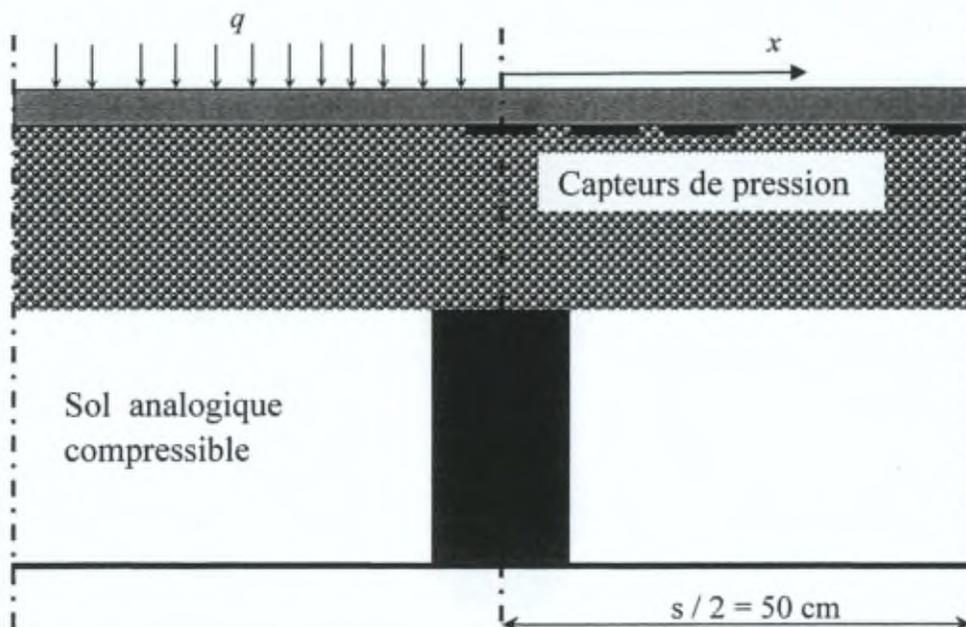


Figure 118 : simulation $H_R0.26_PSD$, définition de l'abscisse.

Dans un premier temps est exposée l'allure de la réaction sous la fondation superficielle, puis son évolution en fonction de la surcharge appliquée q est analysée.

V.1) Allure

Pour une surcharge uniformément appliquée q égale à 30 kPa , la figure 119 présente les mesures de pression à la face inférieure de la dalle p_{sd} en fonction de la distance à l'axe de l'inclusion x , pour une demi portée.

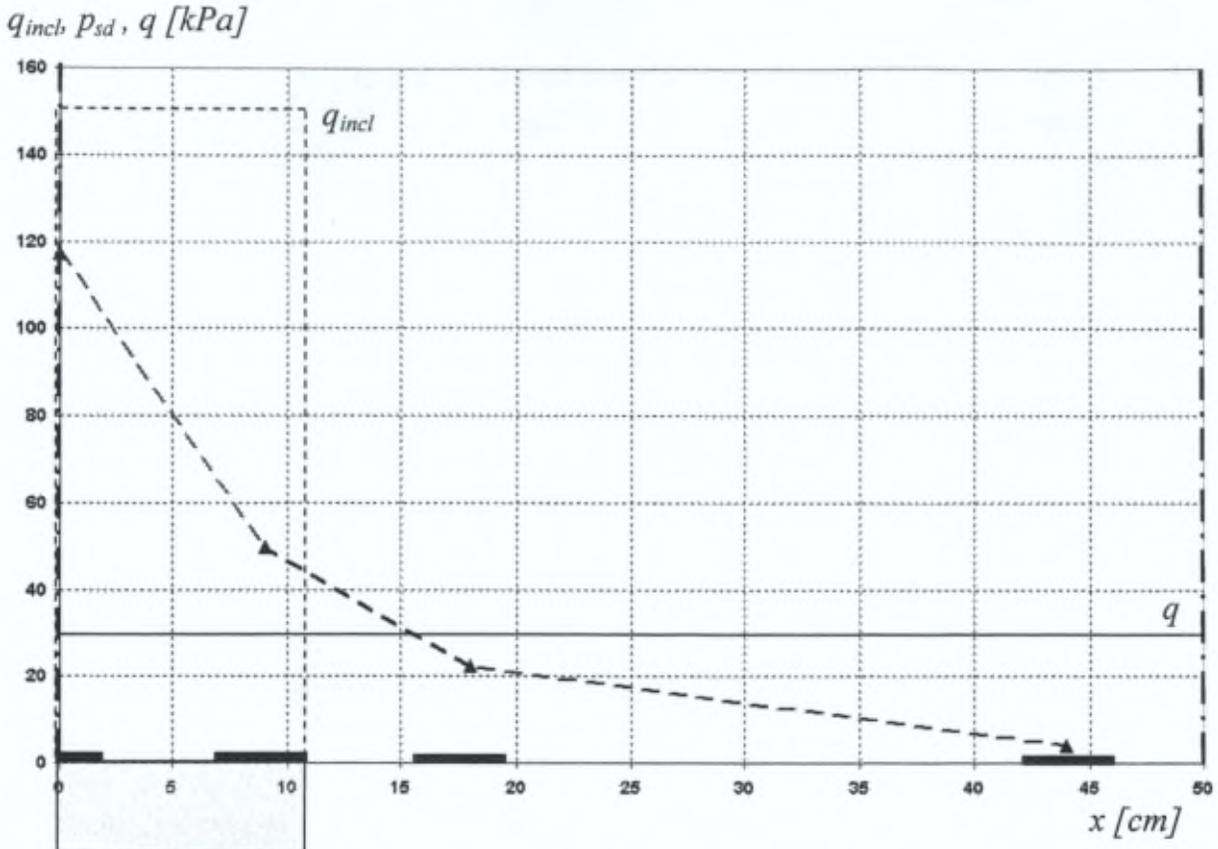


Figure 119 : simulation $H_R0.26_PSD$, pression mesurée en sous-face de la dalle [kPa] en fonction de la distance par rapport à l'axe des inclusions [cm], surcharge appliquée $q = 30 \text{ kPa}$.

Pour le niveau de chargement considéré, comme pour l'ensemble des surcharges appliquées, il apparaît, comme l'on pouvait s'y attendre, que la réaction du massif renforcé est maximale au droit de l'inclusion, et *diminue* rapidement en s'éloignant de celle-ci.

Ces mesures confirment donc que l'incorporation d'un élément de renforcement dans le terrain compressible induit une réaction *localement* plus élevée, dont l'influence se *propage* au sein du massif granulaire.

Il est cependant à observer que la pression mesurée sous la dalle au droit de l'inclusion est supérieure à la surcharge uniforme appliquée, tandis que la réaction du système au dessus du massif compressible est *non nulle*, en restant inférieure à l'action.

La fondation superficielle participe donc au report de charge.

Remarquons pourtant que si la réaction du terrain en place était négligée, cela conduirait à appliquer une contrainte verticale équivalente de 150 kPa en tête d'inclusion (q_{incl} , figure 119).

Il est donc constaté que ce système de fondation composite induit une *uniformisation* de la réaction par rapport à un concept sur pieux classique, et par conséquent, une diminution des efforts dans la dalle.

La question repose bien entendu sur l'estimation de l'allure de la courbe décrivant au mieux la répartition des pressions sous l'élément structurel, mais plus encore sur ses valeurs extrêmes, et leur évolution éventuelle en fonction de la sollicitation.

Tel est l'objet du paragraphe suivant.

V.2) Effet de l'intensité de la surcharge uniformément répartie

Pour l'ensemble des surcharges appliquées, les réactions mesurées à la face inférieure de la dalle p_{sd} sont portées à la figure 120 en fonction de la distance à l'axe de l'inclusion x , pour une demi portée.

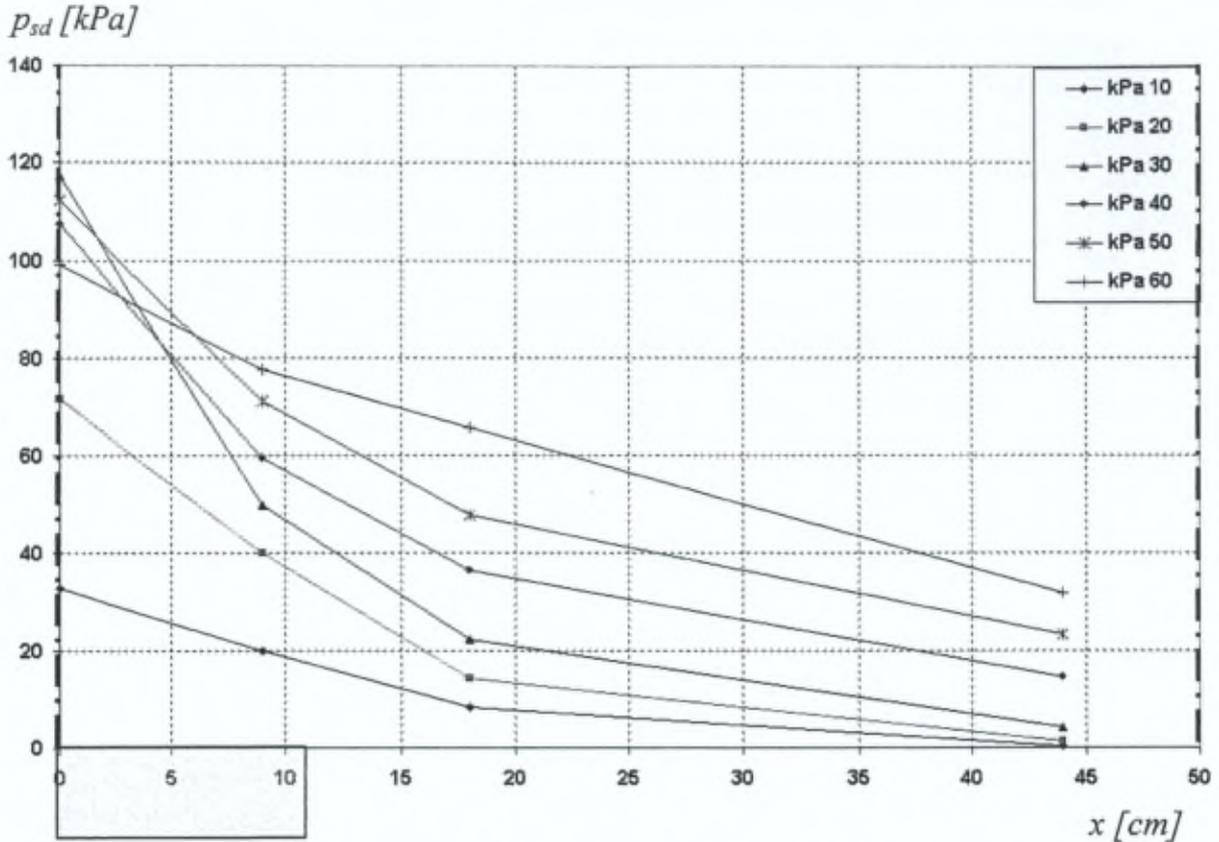


Figure 120 : simulation $H_R0.26_PSD$, pression mesurée en sous-face de la dalle [kPa] en fonction de la distance par rapport à l'axe des inclusions [cm]. En paramètre : surcharge appliquée q [kPa].

Premièrement, il est constaté que la *pression maximale* enregistrée sous la dalle (au droit de l'inclusion) correspond au niveau de chargement n'étant pas le plus élevé ($q = 30 \text{ kPa}$).

Il apparaît donc un mécanisme de *redistribution* au cours de la mise en charge.

Il est également à remarquer que la tendance décrite par les points expérimentaux *varie* en fonction de la surcharge appliquée.

Ainsi, une allure non linéaire est observée pour une sollicitation égale à 30 kPa , tandis que l'on semble se rapprocher d'une droite pour les valeurs de 10 et 60 kPa en particulier.

Enfin, contrairement à ce qui se passe au niveau de l'inclusion, les réactions mesurées au droit du massif compressible augmentent *graduellement* avec le chargement extérieur.

A des fins d'interprétation, 2 changements de variable sont effectués.

De manière similaire à Berthelot & al. (2003), la pression normée $p_{sd, n}$ (12), représente le rapport de la réaction mesurée en face inférieure de la dalle p_{sd} à la surcharge extérieure uniformément répartie q .

$$p_{sd, n} = \frac{p_{sd}}{q} [-] \quad (12)$$

Par ailleurs, la position x sur l'axe horizontal est normée par rapport à l'entraxe des inclusions s :

$$x' = \frac{x}{s} [-] \quad (13)$$

La figure 121 expose, pour les 4 premiers paliers de chargement, les valeurs prises par ces variables adimensionnelles, introduites pour mieux rendre compte des mécanismes de redistribution au sein du matelas granulaire.

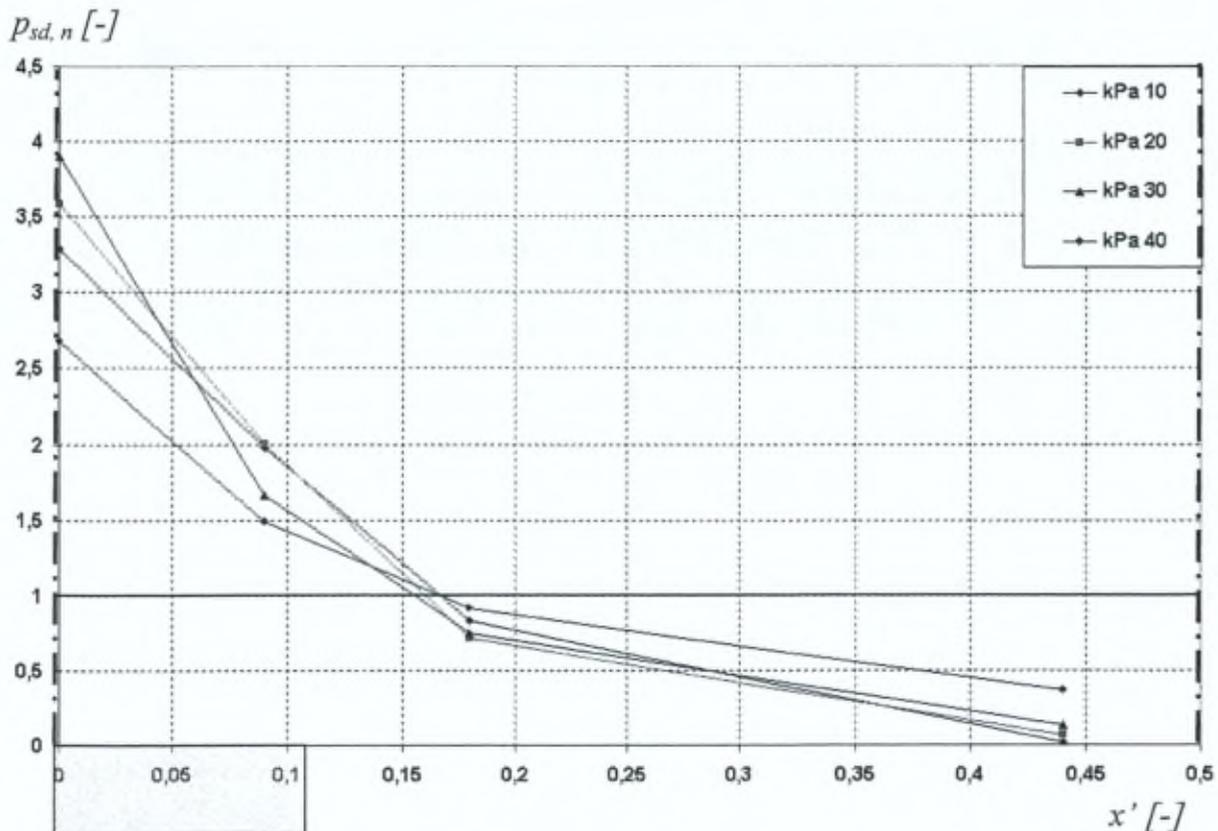


Figure 121 : simulation $H_R0.26_PSD$, valeurs normées de la pression mesurée en sous-face de la dalle [-] en fonction de la distance normée par rapport à l'axe des inclusions [-]. Paramètre : surcharge appliquée [kPa].

L'examen de ce graphique amène l'interprétation suivante :

Par rapport à l'évolution observée ultérieurement, il n'est pas constaté de *grande* différence entre les 2 premiers paliers de chargement (10 et 20 kPa).

Il est cependant à remarquer que la réaction au centre de la maille augmente tout en restant faible (respectivement égale à 1 et 7 % de la surcharge appliquée).

Notons que la pression normée au droit du massif compressible proche de l'inclusion ($x'=0.18$) diminue d'environ 10 %.

Une augmentation de la pression normée à l'axe de l'inclusion (passage de 3.3 à 3.6) est également observée et interprétée comme le reflet du développement progressif de la zone faisant corps avec celle-ci (cfr. § I.C.1.a).

Ensuite, lors de l'élévation de la sollicitation extérieure de 20 à 30 kPa, il apparaît une *modification* du profil de la répartition des pressions sous la dalle, au droit de l'inclusion.

En effet, alors que la réaction au niveau de son axe augmente, la pression normée à l'axe du bord de l'inclusion diminue.

Cette *redistribution* est interprétée comme la conséquence des premiers glissements apparaissant au sein du massif granulaire (cfr. § I.C.2.a).

Remarquons toutefois que la réaction au droit du massif compressible n'est pratiquement pas modifiée.

Enfin, l'application de l'incrément de chargement suivant (30 – 40 kPa) voit la répartition des pressions sous la dalle modifiée de manière brusque et importante.

En effet, la réaction du système à l'axe de l'inclusion est fortement diminuée (ce qui se traduit par la transition de la pression normée de 3.9 à 2.7), tandis que la réduction au niveau du bord de l'inclusion se poursuit.

D'un autre côté, la pression normée au droit du sol compressible augmente nettement.

Il apparaît donc un mécanisme de *redistribution* des réactions sous la dalle vers la zone située au dessus du massif de sol en place.

La suite de l'évolution des pressions mesurées en face inférieure de la fondation superficielle en fonction de sa mise en charge est présentée à la figure 122.

L'étape 30 – 40 kPa vient d'être commentée, et est reprise à titre de comparaison.

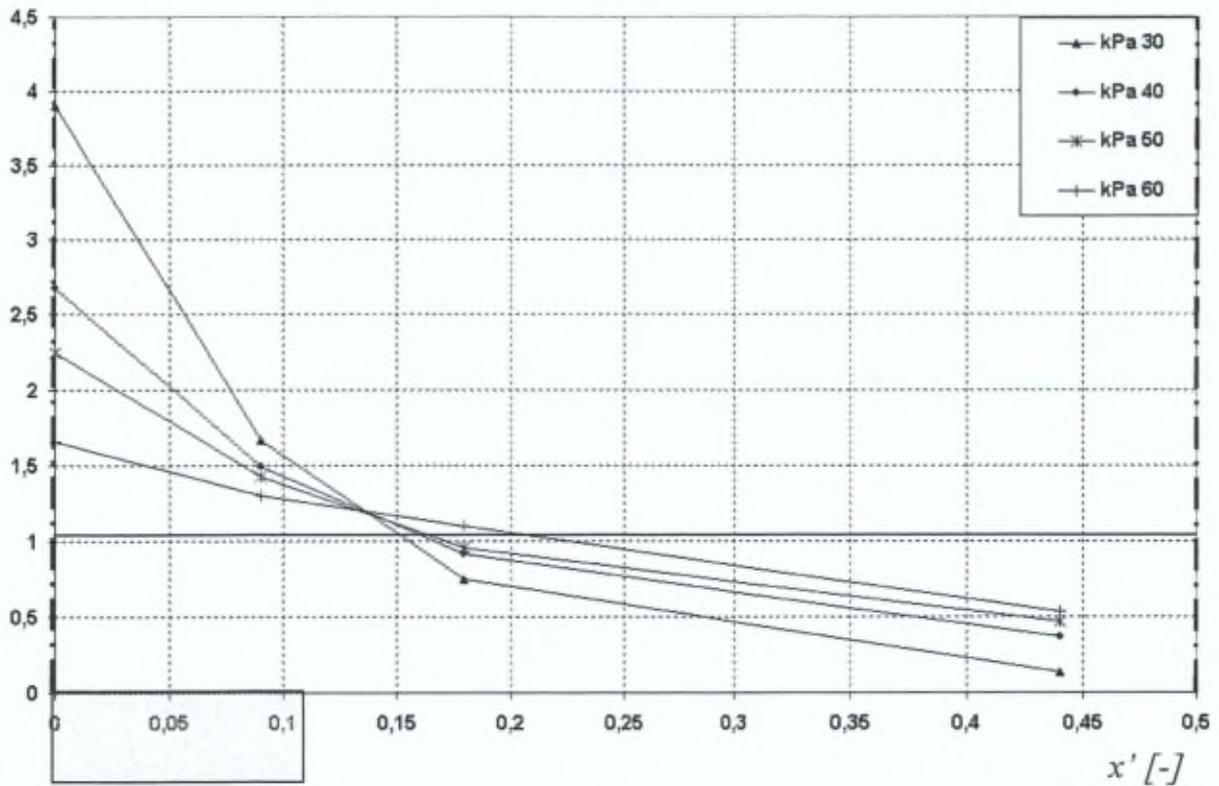
$P_{sd, n} [-]$ 

Figure 122 : simulation $H_R0.26_PSD$, valeurs normées de la pression mesurée en sous-face de la dalle [-] en fonction de la distance normée par rapport à l'axe des inclusions [-]. Paramètre : surcharge appliquée [kPa].

Les 2 itérations suivantes (40 – 50 kPa et 50 – 60 kPa) montrent une tendance qui se poursuit dans le sens de la *redistribution* des réactions sous la dalle vers la partie se trouvant au droit du massif compressible.

Remarquons que la réaction sous la dalle à l'axe de l'inclusion, normée par la sollicitation, atteint la valeur de 1.6 pour une surcharge extérieure égale à 60 kPa.

Il apparaît donc, avec le chargement, une uniformisation des réactions en face inférieure de la dalle.

Soulignons que si l'on couple cette observation avec le résultat obtenu en ce qui concerne le report de charge vers l'inclusion (cfr. point IV.A.1.a de ce chapitre), l'effet de l'intensité de la surcharge extérieure révèle, dans le cas considéré, un double avantage.

Afin de quantifier l'allure des profils de répartition de pression (normée) sous la dalle, il a été choisi d'examiner leur écart par rapport à la *loi normale gaussienne*, supposée centrée, et adaptée pour rendre compte du fait que la fonction tende vers une valeur non nulle entre 2 inclusions (équation 14).

$$p_{sd,n} = f \cdot e^{-\left(\frac{x'}{g}\right)^2} + h \quad (14)$$

Ainsi, au droit de l'inclusion ($x'=0$), la fonction vaut ($f+h$), tandis qu'elle tend vers h au centre de la maille ($x'=0.5$). Sur l'intervalle $[0; 0.5]$, l'allure est normale gaussienne. Le coefficient g traduit la largeur du pic.

La figure 123 montre la comparaison entre les points expérimentaux et le calage de la loi théorique supposée, pour le premier niveau de chargement (10 kPa).

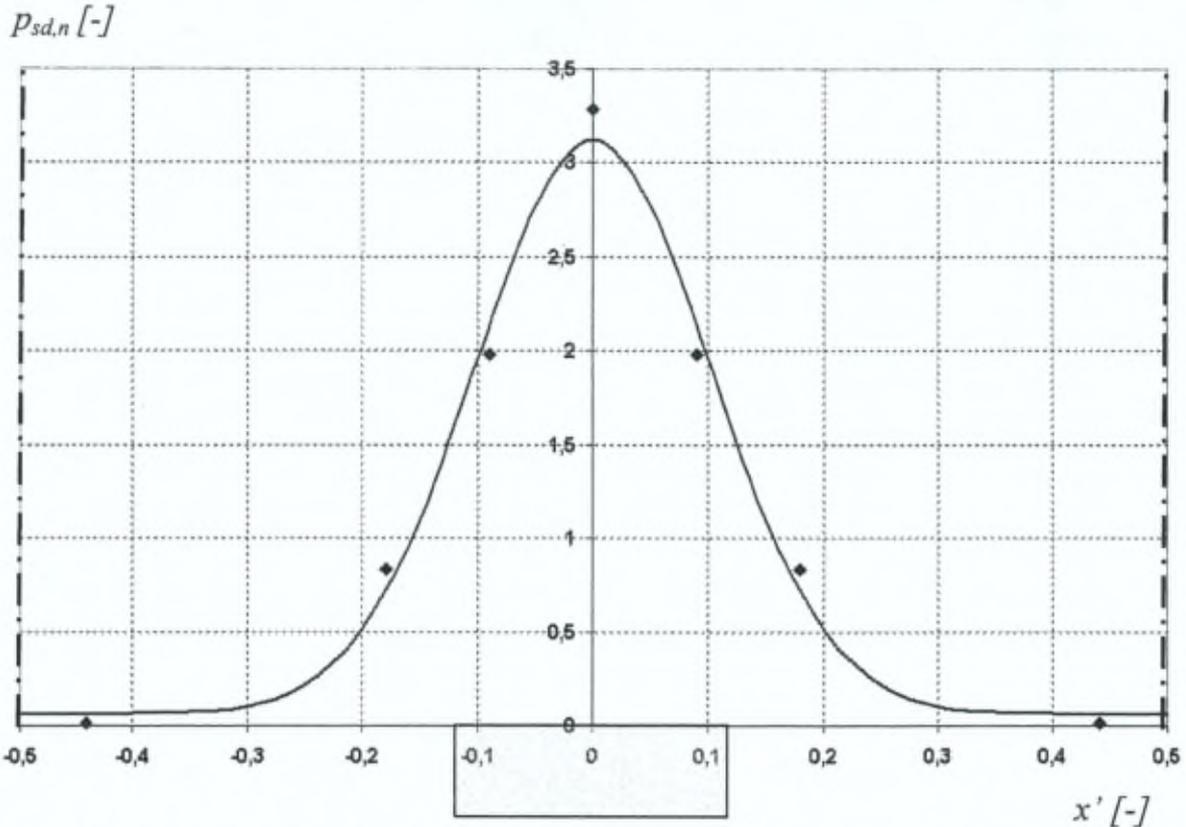


Figure 123 : simulation $H_{R0.26_PSD}$, palier de chargement 0 – 10 kPa, répartition des pressions normées sous la fondation superficielle $p_{sd,n}$ en fonction de la distance normée à l'axe de l'inclusion x' : comparaison des points expérimentaux et de la loi normale gaussienne adoptée.

Comme il peut être constaté au tableau 6, la régression est bonne et caractérisée par un coefficient R^2 supérieur à 0,95 pour l'ensemble des paliers de chargement considérés.

q [kPa]	f [-]	g [-]	h [-]	R^2 [-]
10	3,06	0,14	0,06	0,99
20	3,33	0,13	0,15	0,99
30	3,49	0,09	0,38	0,97
40	2,06	0,12	0,50	0,95
50	1,58	0,14	0,51	0,96
60	1,03	0,23	0,51	0,97

Tableau 6 : paramètres de la loi normale gaussienne centrée adoptée, calés sur les points expérimentaux.

La figure 124 expose l'évolution, en fonction de la surcharge appliquée q , des paramètres de la loi reflétant la valeur du pic ($f+h$) et sa largeur (g), obtenus par calage sur les valeurs expérimentales portées précédemment aux figures 121 & 122.

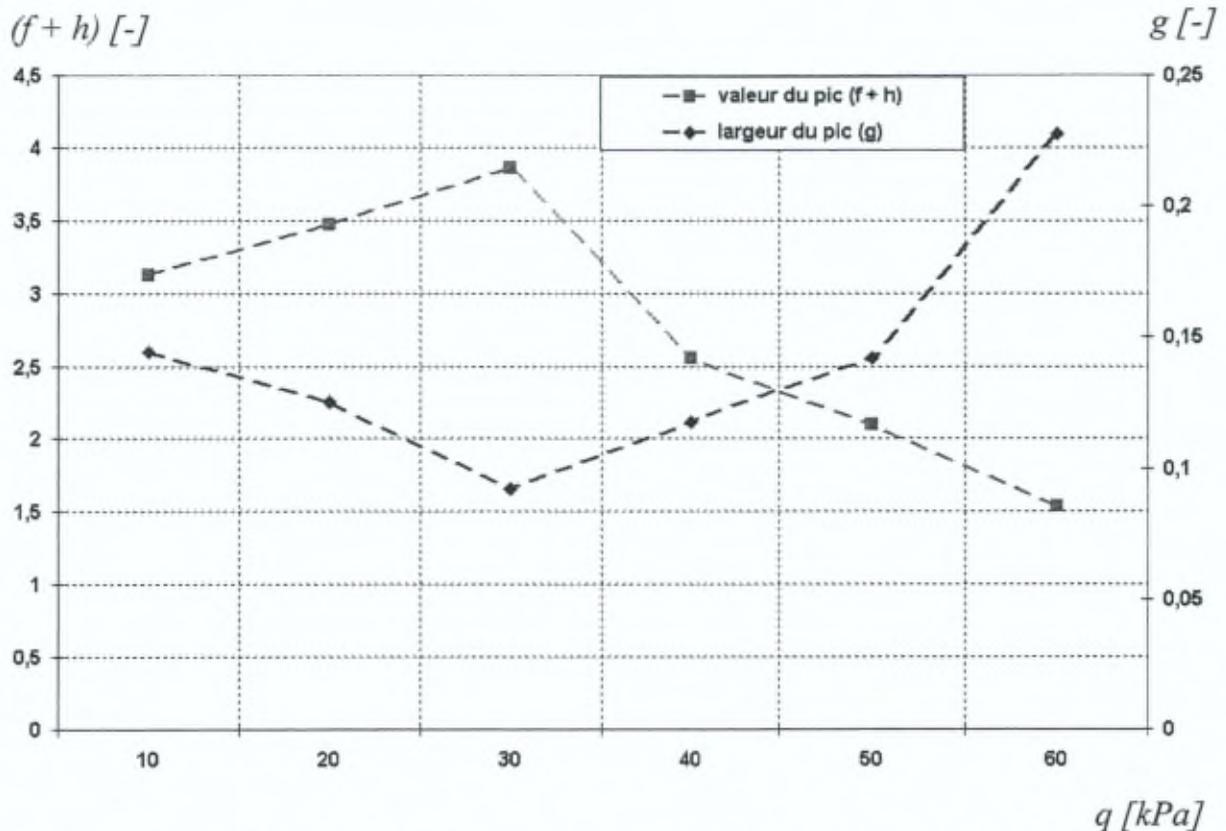


Figure 124 : simulation $H_{it}0.26_PSD$, paramètres de la loi normale gaussienne centrée adoptée pour représenter la répartition des pressions normées sous la dalle, en fonction de la surcharge extérieure q .

Il peut être constaté que ces 2 courbes traduisent la même tendance, à savoir, à partir de la situation initiale, un pic de plus en plus prononcé et étroit jusqu'à un niveau de chargement égal à 30 kPa , puis s'estompant au-delà.

Avec la mise en charge, retenons donc qu'il se produit, dans un premier temps, un mécanisme de concentration des réactions apportées par le matériau composite, jusqu'à une valeur pivot (dans ce cas-ci égale à 30 kPa), à partir de laquelle on observe ensuite une uniformisation croissant avec la surcharge.

Il est interprété que l'origine de cette redistribution des pressions sous la dalle est à attribuer aux *glissements* au sein du massif granulaire, qui jouent par conséquent un rôle bénéfique du point de vue des efforts sollicitant la fondation superficielle.

Ceci est illustré à la figure 125, où la loi normale gaussienne correspondant au dernier palier de chargement (60 kPa) montre une allure nettement plus « aplatie » que les précédentes.

$p_{sd,n} [-]$

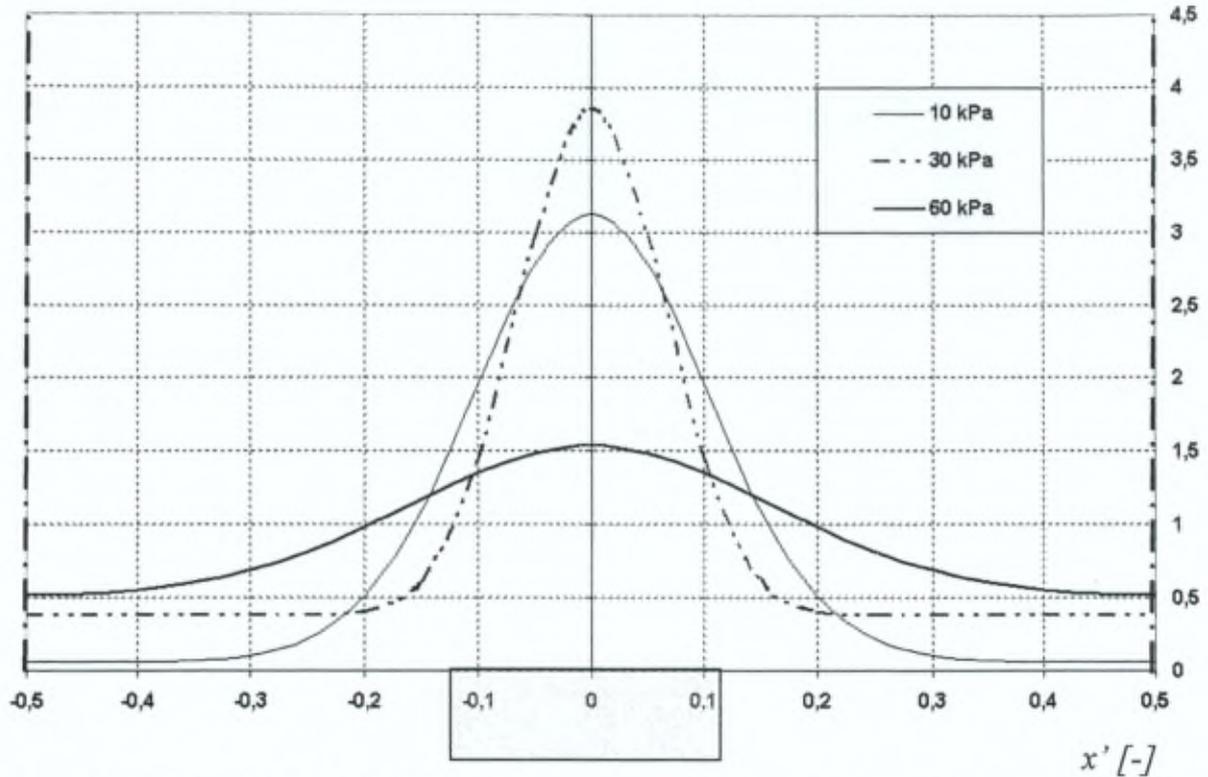


Figure 125 : simulation $H_{f0.26_PSD}$, loi normale gaussienne adoptée pour la répartition des pressions normalisées sous la fondation superficielle $p_{sd,n}$ en fonction de la distance normée à l'axe de l'inclusion x' , calée sur les mesures, paliers de chargement 10 – 30 – 60 kPa.

Enfin, observons que la régression linéaire, montrant un coefficient de régression R^2 égal à 0.98 pour le dernier palier de chargement considéré ($q=60$ kPa), apparaît valable pour les surcharges extérieures élevées, cfr. figure 126.

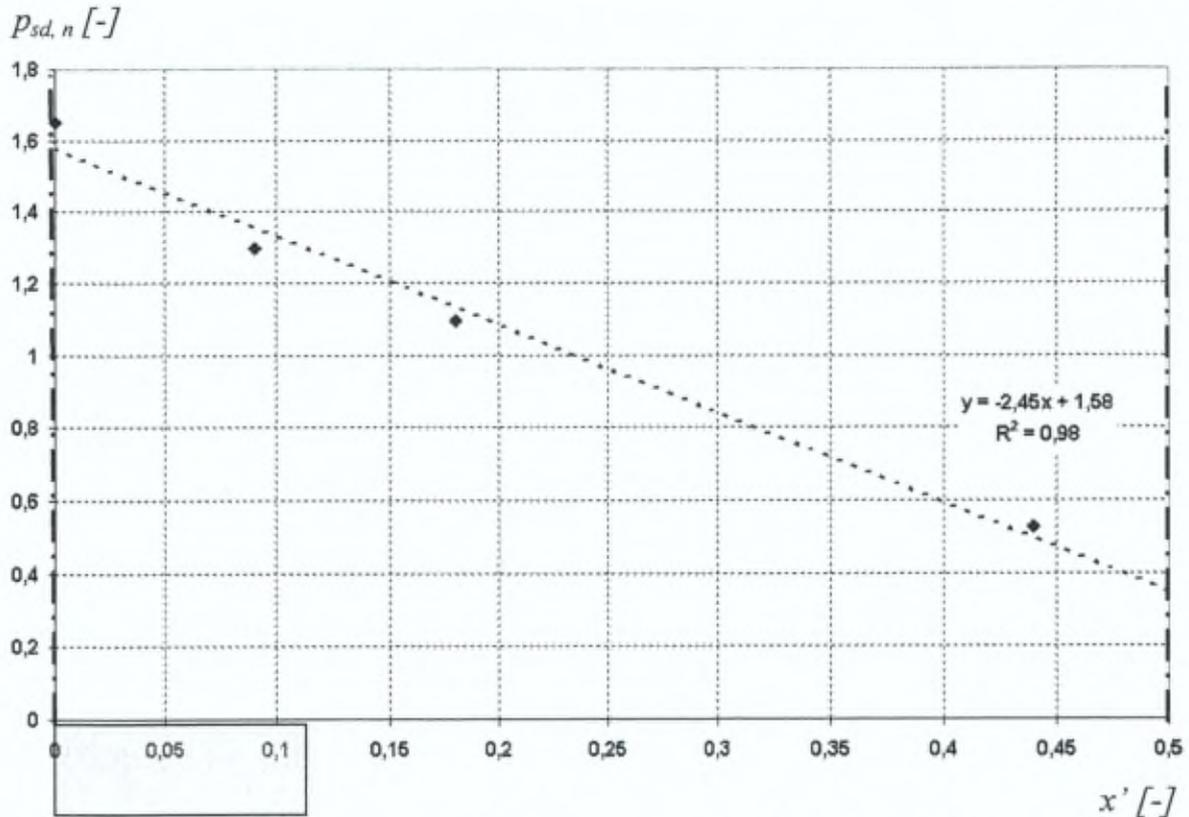


Figure 126 : simulation $H_R0.26_PSD$, pression en sous-face de la dalle (normée) en fonction de la distance par rapport à l'axe des inclusions (normée), surcharge appliquée $q = 60$ kPa.

Il peut donc être supposé, dans le cadre d'une approche alternative simplifiée, que pour les sollicitations *élevées* appliquées à la configuration considérée, la répartition de la pression sous la dalle p_{sd} normée par rapport à la surcharge extérieure q , tend vers l'expression 15.

$$p_{sd,n} = \frac{psd}{q} \approx -2.4 * x' + 1.6 \quad (15)$$

V.3) Discussion

Il est à souligner qu'il n'existe, dans la littérature consultée spécifique aux fondations superficielles sur massifs renforcés, que peu de publications concernant la répartition de pression sous ces éléments.

Il s'agit pourtant d'une des *clés* du problème relatif à cette conception.

Ainsi, Plumelle (1985) ne mesura pas les réactions sous les semelles isolées chargées dans la cuve de la station de fondations profondes du CEBTP.

D'un autre côté, van Eekelen & al. (2003) ne mesurèrent pas les réactions sous la dalle simulée, mais à la base du matelas granulaire.

Pour rappel, le plot expérimental d'*Agen* (Berthelot & al., 2003) est entaché d'incertitudes provenant de la fissuration de la première dalle suite à son chargement, ayant conduit à sa démolition et au coulage d'une nouvelle fondation (Simon, 2000).

Remarquons d'ailleurs, à la lumière des présents résultats, que les réactions mesurées par ces auteurs semblent peu fiables (figure 22).

En effet, la pression normée est proche de 1.5 au droit des inclusions, ce qui semble faible pour un cas tridimensionnel ; tandis que les valeurs obtenues au centre de la maille (comprises entre 0.8 et 1.2) sont supérieures à celles au quart de la portée (variant entre 0.5 et 0.8).

En outre, observons que ces mesures n'évoluent pratiquement pas avec la surcharge appliquée.

Rappelons que ces résultats ont été précédemment discutés au paragraphe I.A.2.a du second chapitre, page 28.

Ajoutons d'ailleurs que les champs de déplacement de la présente étude apportent un éclairage sur le comportement des remblais minces.

En l'absence de détermination des propriétés géomécaniques du matériau granulaire, il peut en effet être supposé que la faiblesse d'épaisseur du matelas de répartition a amené la fondation superficielle à entrer en contact avec la zone faisant corps avec l'inclusion, induisant une concentration de contrainte fatale pour la première dalle.

Ainsi, l'interprétation de ces résultats est jugée délicate, d'autant plus que ceux-ci contrastent avec les mesures obtenues sur l'autre expérimentation en vraie grandeur communiquée par les auteurs.

Les mesures relatives au plot expérimental de *Le Meux* (De Olivera, 2000) semblent rendre compte du comportement attendu de l'ouvrage, d'autant plus que son dimensionnement a été revu (du côté de la sécurité), et qu'il n'est pas signalé de fissuration à la fondation (cfr. chap. II, § I.A.2.b).

Remarquons que l'épaisseur relative de cette expérimentation en vraie grandeur est proche de celle de la simulation $H_R 0.26_N$, cfr. point I.C de ce chapitre.

Ainsi, il est interprété que l'augmentation de l'épaisseur du matelas granulaire a prévenu le contact direct entre la dalle et la zone faisant corps avec l'inclusion.

Fait non relevé de manière explicite par les auteurs (Berthelot & al., 2003), les pressions normées au droit de l'inclusion suggèrent une augmentation avec la mise en charge (figure 30).

Soulignons donc que les présents résultats, obtenus à partir d'un modèle réduit, viennent confirmer l'analyse de l'auteur à partir de mesures provenant de l'instrumentation d'un ouvrage en vraie grandeur.

Bien entendu, si la tendance décrite par ces deux expérimentations est similaire, les valeurs de pression normée obtenues ne sont pas équivalentes, du fait de la différence de dimensions des problèmes.

Rappelons que le caractère fini du réseau d'inclusions a été discuté précédemment, cfr. chap. II, § I.A.2.b.

Par ailleurs, une régression linéaire sur les données normées de pression sous la dalle $p_{sd, n}$ en fonction de la position à l'axe de l'inclusion x' , sur la maille centrale, est effectuée pour les 2 niveaux de chargement appliqués (27.5 & 50 kPa).

Une différence de réponse est remarquable entre les 2 axes du réseau. Alors que l'axe C1-C1-C3 montre un coefficient R^2 égal à 0.96 pour les 2 niveaux de chargement appliqués, l'axe C1-C6-C7 fournit quant à lui des valeurs respectivement égales à 0.84 et 0.83.

A partir de ces résultats, il semble difficile de tirer une conclusion solide. Rappelons tout de même que d'après Simon (2000), il s'agit des mesures parmi les plus difficiles à réaliser sur le terrain.

Les résultats de la présente étude viennent cependant éclairer l'allure et l'évolution des réactions apportées par le système de renforcement composite sous la fondation superficielle.

Au cours de la mise en charge, il apparaît en effet que la pression normée commence par *augmenter* à l'axe de l'inclusion, ce qui est observable également pour l'expérimentation en vraie grandeur.

Elle est ensuite susceptible de diminuer, en s'accompagnant d'une redistribution des réactions au droit du massif compressible, comportement qui n'a pas encore été mis en évidence.

En toute logique, cette observation est soit à attribuer au caractère bidimensionnel du modèle réduit, ou bien à une surcharge insuffisamment élevée pour provoquer les glissements nécessaires au sein du massif granulaire *in situ*.

Enfin, une question interpelle les auteurs ayant étudié la répartition de pression sous la dalle, en particulier au droit de l'inclusion centrale.

Dans son rapport, Simon (2000) note le fait qu'à cet endroit, la contrainte totale mesurée est plus élevée qu'en tête d'inclusion.

D'un autre côté, la première série d'expérimentations en vraie grandeur dans le cadre du projet national A.S.I.R.i, relative aux ouvrages sous dallage, montre que les valeurs de contraintes en ces 2 points sont très proches (Chevalier, 2008).

Soulignons qu'à la lumière de la présente étude expérimentale, ces résultats ne sont pas de nature à remettre en cause le report de charge vers la tête d'inclusion.

D'une part, il a été vu au point *IV* de ce chapitre que l'efficacité E augmente avec la mise en charge pour les sollicitations extérieures relativement faibles, et atteint ensuite un palier. Par conséquent, la contrainte verticale en tête d'inclusion $q_{incl, n}$ normée par rapport à la surcharge extérieure q suit la même tendance.

D'autre part, la mesure de la réaction du massif renforcé à l'axe de l'inclusion a permis de mettre en évidence que la pression normée $p_{sd, n}$ à cet endroit commence par augmenter avec la surcharge extérieure, atteint un maximum, puis diminue.

La figure 127 porte ces 2 variables en fonction de la surcharge appliquée, et permet de constater qu'au début du chargement de la dalle, la valeur de la réaction du matelas granulaire est supérieure à la contrainte en tête d'inclusion.

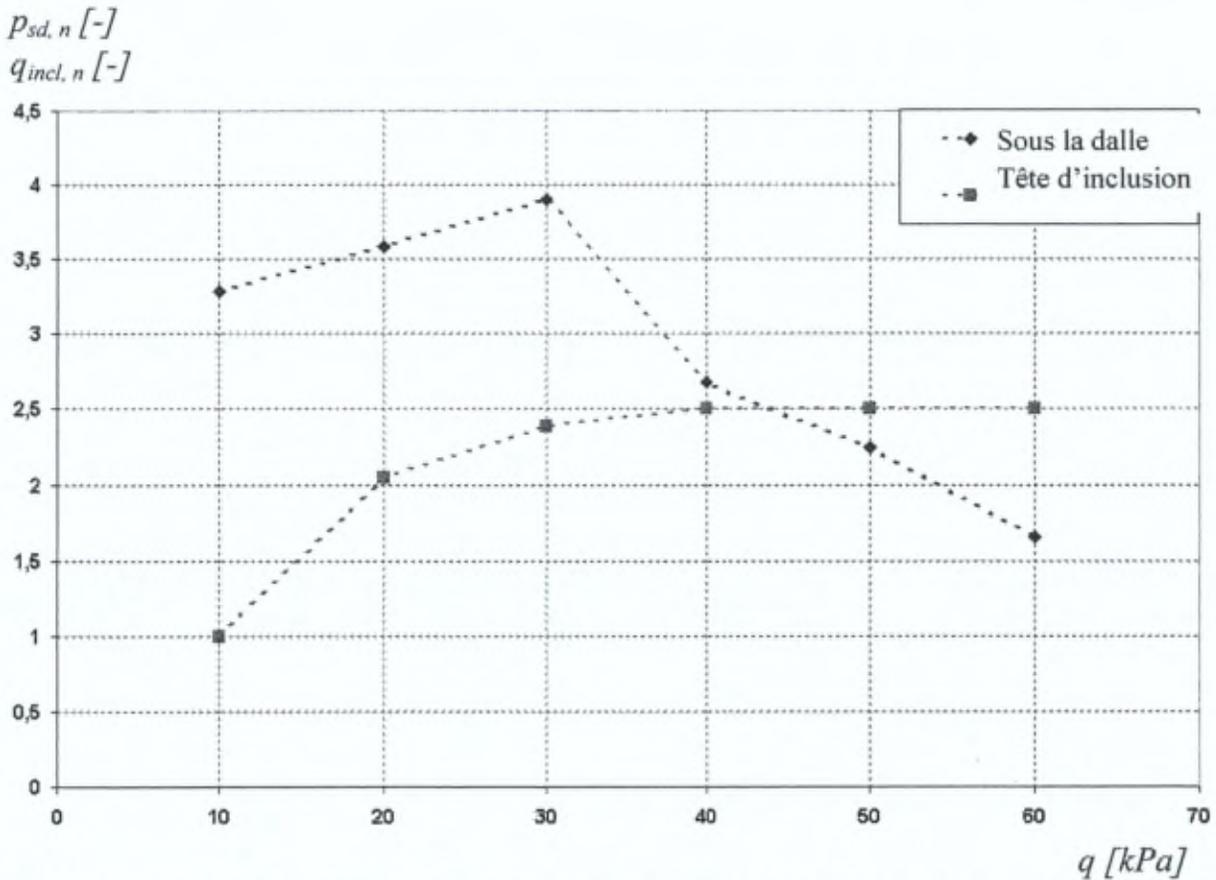


Figure 127 : simulation $H_R0.26_PSD$, pression en sous-face de la dalle (normée) et contrainte verticale (normée) en tête d'inclusion en fonction de la surcharge appliquée.

Au cours de la mise en charge, il faut attendre l'atteinte du palier de l'efficacité E et la redistribution des pressions sous la dalle pour voir la contrainte en tête d'inclusion q_{incl} dépasser la réaction du système p_{sd} sous la fondation superficielle (figure 127).

Acquis sur un modèle plan, ce résultat expérimental permet d'expliquer les mesures *in situ* par extrapolation au cas tridimensionnel.

Chapitre 7

Conclusion intermédiaire

La présente synthèse clôture la deuxième partie de ce mémoire, consacrée à l'approche personnelle ayant abordé la configuration des dalles fondées sur une couche peu épaisse remblayée au-dessus d'un terrain compressible renforcé par inclusions, par la voie expérimentale.

Le passage en revue de la littérature a fait le point sur les acquis provenant de l'expérimentation, et sur les zones d'ombres subsistant.

Il est apparu que l'interposition d'un matelas de répartition entre une fondation superficielle et un massif de sol renforcé est une variante déjà mise en œuvre couramment en pratique, alors que peu d'auteurs ont étudié la question par la voie expérimentale, que ce soit en laboratoire ou *in situ*.

Dès lors, le parti a été pris de concevoir un modèle physique instrumenté représentant de manière appropriée les divers milieux (continus et discrets) du système à étudier, leurs interactions, les conditions aux limites du problème, en s'affranchissant de l'effet d'échelle et en respectant au mieux les lois de similitudes.

La démarche suivie et le développement d'outils de recherche débouchent sur des résultats originaux, qui tantôt questionnent, tantôt complètent la littérature.

Revenons succinctement sur les mises en lumière essentielles se dégageant des simulations menées à partir de ce modèle physique.

En ce qui concerne les conditions d'appui de la fondation superficielle, il a été observé que le profil de répartition des pressions sous la dalle est sensible à l'intensité de la surcharge extérieure.

Suggéré par l'analyse de données expérimentales précédemment communiquées, un mécanisme de concentration de contrainte au niveau de l'axe de l'inclusion se confirme et dépend du niveau de chargement.

Ensuite, fait nouveau par rapport à l'état des connaissances actuelles, celui-ci fait place à une redistribution des réactions apportées par le matériau composite d'autant plus importante que la sollicitation est élevée.

Pourtant, il ne faudrait pas croire que ce comportement induit un transfert de charge vers le massif compressible.

Au contraire, les présentes mesures de report de charge vers les têtes d'inclusions montrent clairement que l'efficacité du matelas de répartition augmente avec la sollicitation, pour ensuite atteindre un palier.

L'explication de ces comportements réside dans la localisation des déformations au sein du massif granulaire, mise en évidence à partir de l'acquisition fine des champs de déplacements.

En fonction des nombreux facteurs dont dépend l'orientation des bandes de cisaillement, celles-ci découpent le remblai en blocs glissant les uns sur les autres, générant un mécanisme spécifique à chaque configuration.

Il est à souligner que des glissements apparaissent au sein des géomatériaux, ou aux frontières de ceux-ci, dès les plus faibles sollicitations.

Enfin, les champs de déplacement ou de déformation ont mis en évidence qu'une zone du massif granulaire faisait corps avec l'inclusion, tant pour les remblais épais que minces, et était stable sous la plage de chargement considérée.

Soulignons que l'observation de cette région particulière, de forme triangulaire, aboutit à la définition des reins de l'effet voûte dans les géomatériaux, voire de l'éventuelle voûte au sens architectural du terme.

La conséquence à caractère fondamental est la remise en question de la condition à la limite du problème du report de charge d'un massif soumis à un tassement différentiel à sa base, provoqué par une surcharge extérieure, et la définition d'une frontière du système différente de celle utilisée jusqu'ici par les auteurs ayant étudié la question.

Ainsi, le transfert de charge vers la tête d'inclusion a donc lieu par frottement sol – sol, le long de la bande de cisaillement au-dessus de l'inclusion, constituant le seul contact entre la zone faisant corps avec l'inclusion et le reste du remblai.

Troisième partie

Approche analytique
personnelle

Chapitre 8

Proposition d'un découpage en blocs et sa résolution analytique

La présente étude expérimentale bidimensionnelle aboutit à la mise en évidence de phénomènes physiques, qui seront notamment à la base d'un découpage en blocs, objet de ce chapitre.

Il est à noter que la prédiction du report de charge en tête d'inclusion constitue l'objectif premier du *modèle* développé, étant donné qu'il s'agit de la clé du fonctionnement du système, et qu'elle pose encore problème (cfr. chapitre VI, § IV, page 175).

Dans un premier temps, les hypothèses et les limitations du modèle analytique de blocs sont exposées, puis on compare les résultats des simulations analytiques effectuées aux mesures, et le cheminement des forces au sein du système est examiné. Enfin, une étude de sensibilité aux paramètres du modèle clôture ce chapitre.

I. HYPOTHESES DU MODELE

I.A Rigidité des blocs

D'après Desrues (1987), le milieu naturel, comme les ouvrages construits de main humaine, offrent de nombreux exemples de rupture par développement de glissements de blocs rigides en première approximation, le long de surfaces désignées généralement sous le nom de *surfaces de rupture*.

En outre, pour des échantillons à faible élancement, Desrues & Viggiani (2004) observent que durant la phase post-pic de l'essai, la déformation consiste clairement en des portions de spécimen, presque indéformées, glissant les unes sur les autres.

D'autre part, il a été vu aux figures 83 – 85 et 94 – 101 qu'au cours de la mise en charge, le massif granulaire présente une localisation des déformations.

Dès lors, les blocs du mécanisme proposé sont considérés comme *rigides*.

I.B Géométrie du poinçon

Premièrement, il se forme au sein du massif granulaire, qu'il soit *épais ou mince*, une zone triangulaire faisant corps avec l'inclusion (figure 128), *stable* sous l'ensemble de la plage de chargement appliquée (figures 80 - 82, et 89 - 93).

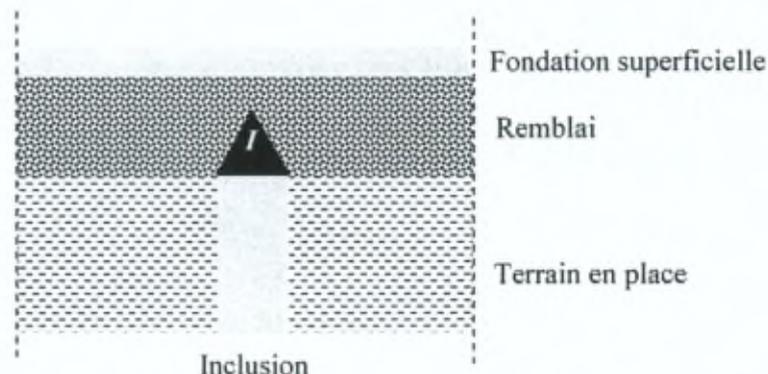


Figure 128 : illustration de la zone triangulaire faisant corps avec l'inclusion.

Rappelons que cette portion du remblai, dénommée bloc I par la suite, est responsable de son *poinçonnement*.

Il est à remarquer qu'il existe une zone *analogue* dans les théories classiques du comportement à la rupture des fondations superficielles proposées par Prandtl (1920), Terzaghi (1936), Meyerhof (1951), et al.

D'après Philipponnat & Hubert (2005), la zone I, située directement sous la fondation forme un *coin* qui se déplace avec celle-ci (figure 129). Le sol y est *fortement comprimé* et en *équilibre surabondant*.

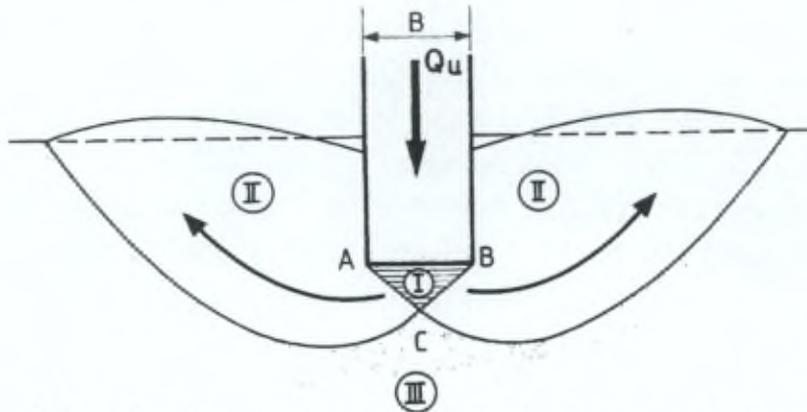


Figure 129 : schéma de rupture d'une semelle, d'après Philipponnat & Hubert (2005).

A la différence des fondations superficielles reposant sur un milieu semi-infini (figure 129), remarquons qu'il est essentiel de dimensionner correctement l'épaisseur du remblai par rapport à la hauteur de ce poinçon (figure 128).

En effet, le remblai peut être peu épais, mais il convient de lui donner une épaisseur suffisante pour que la fondation superficielle n'entre pas en *contact* avec la dite zone.

On parlera dans ce cas d'un remblai *mince*.

Dans cette configuration, la présente étude montre qu'il sera généré un mécanisme de déformation différent (figures 105 & 107), susceptible de provoquer une concentration de contrainte pouvant conduire, si la fondation superficielle n'est pas prévue pour cela, à des *désordres* importants.

Rappelons que la fissuration de la dalle sur le plot expérimental d'Agén a été rapportée par Simon (2000), sans qu'une explication ne soit avancée, cfr. § 'Analyse', page 28.

La définition de la géométrie de cette zone particulière du remblai revêt donc une importance cruciale quant au dimensionnement de ces ouvrages avec la *sécurité requise*.

Dans cette optique, si sa mise en évidence était fondamentale, la compréhension des facteurs influençant sa géométrie est désormais nécessaire.

Le paragraphe suivant traite de la naissance et de la propagation de la bande de cisaillement limitant cette zone en partie supérieure.

1.C Bandes de cisaillement

Les champs de déformation, obtenus dans le cadre de cette étude sur un massif de sol analogique, montrent le développement de *2 familles principales* de bande de cisaillement à partir des bords de l'inclusion, cfr. figures 83 - 84, et 94 - 99.

Cela est en concordance avec les observations de Vardoulakis (1982) et Desrues (1987) qui ont montré que la présence d'une inclusion dans un échantillon de sable implique l'*initialisation* de la localisation en ce point, cfr. figures *AVI_2 & 3*.

Si l'endroit de la naissance des bandes de cisaillement est connu, il faut désormais en préciser la propagation, c'est-à-dire l'*orientation* et le *niveau de déformation* auquel elles se forment.

A ce propos, il a été vu aux figures 83, 94, & 97 que la localisation des déformations est importante dès le premier incrément de chargement ($q = 10 \text{ kPa}$).

Il est donc supposé que le présent mécanisme de report de charge se développe dès l'application des premières surcharges, et sur toute la plage du chargement.

En ce qui concerne la question de l'orientation des bandes de cisaillement, notée β , celle-ci ne semble pas encore complètement élucidée, cfr. annexe VI, § A.

Par ailleurs, il est à souligner que le système étudié ici est composé de différents milieux en interaction, et que les conditions aux limites de la présente configuration ne correspondent pas vraiment à un essai biaxial classique.

Par conséquent, différentes orientations β potentielles sont adoptées dans le cadre de l'élaboration du présent modèle analytique (cfr. formules *AVI_1 & 4*) :

- la solution de Coulomb,
- la direction proposée par Roscoe (1970), qui d'après Duthilleul (1983) correspond bien au sol analogique de Schneebeli.

Concernant la question de l'éventuelle variation de la direction β des bandes de cisaillement au cours de leur propagation au sein du massif granulaire, on suppose, d'après les résultats de Dewoolkar & al. (2007), une propagation linéaire (figure *AI_34*).

En effet, tant pour le modèle physique que pour l'ouvrage, si le massif est peu épais, l'influence des contraintes géostatiques ne sera pas *prédominante*.

Il ne sera pas non plus considéré d'éventuelle variation d'orientation lors de la mise en charge.

I.D Découpage en blocs

Sur base de ce qui vient d'être exposé, il est donc supposé que dès la *mise en charge*, et si la fondation superficielle ne vient pas à entrer en *contact* avec la zone faisant corps avec l'inclusion, 2 familles principales de bandes de cisaillement se propagent *linéairement* au sein du massif granulaire, l'une vers le centre de l'inclusion (BC_1) – l'autre s'en éloignant (BC_2).

Celles-ci définissent, avec la fondation superficielle en partie supérieure, le deuxième bloc du mécanisme (figure 130).

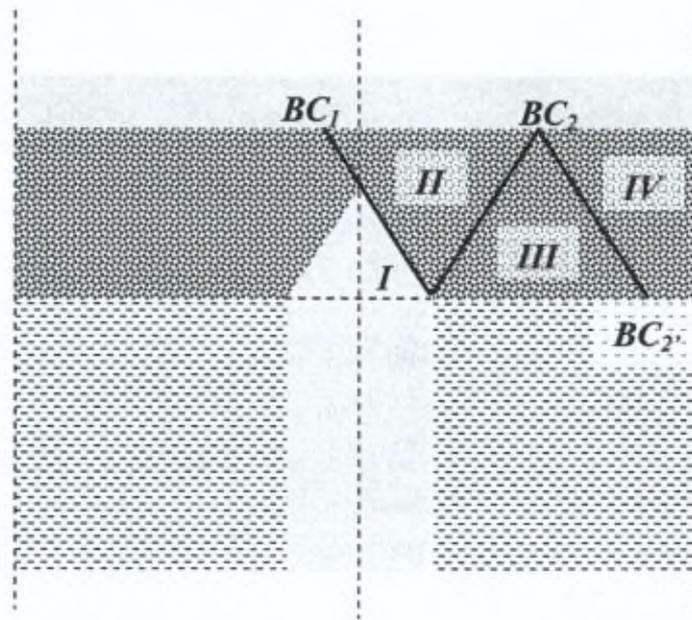


Figure 130 : illustration des 2 familles de bandes de cisaillement.

Si lors de sa propagation, une bande de cisaillement venait à rencontrer une frontière rigide, Desrues (1987) a observé son «*réfléchissement*» sur la surface (figure AVI_4).

Ceci implique que suite à sa propagation jusqu'à la fondation superficielle, la bande de cisaillement BC_2 est susceptible de s'y réfléchir (cfr. figure 99), définissant une nouvelle bande dénommée BC_2' (figure 130).

On aboutit alors au découpage du matelas granulaire en un mécanisme de quatre blocs, *glissant les uns sur les autres*, comme illustré à la figure 130.

Il est cependant à noter que la distinction entre les blocs *III* et *IV* importe peu pour l'objectif du présent modèle, puisque, compte tenu du mécanisme mis en évidence, et pour un matériau *puremment pulvérulent*, ceux-ci ne peuvent pas contribuer au report de charge vers la tête d'inclusion.

I.E Mécanisme de report de charge

Ainsi, au cours de la mise en charge, le bloc *II* glisse sur les blocs *I* et *III*.

Par conséquent, le report de charge vers la tête d'inclusion a *nécessairement* lieu le long de la bande de cisaillement BC_1 , sur la portion de contact entre les blocs *I* et *II*, par frottement *sol – sol*.

Cela implique que la résultante des réactions entre le bloc *II* et les blocs *I* ou *III*, respectivement dénommées R_I et R_{III} pour une demi-maille (figure 131), font un *angle* par rapport à la normale n à la bande de cisaillement égal à l'angle de frottement mobilisé φ_m .

D'après Vardoulakis & al. (1981), l'angle de frottement mobilisé à l'intérieur de la bande de cisaillement est égal à l'angle de frottement résiduel φ_r .

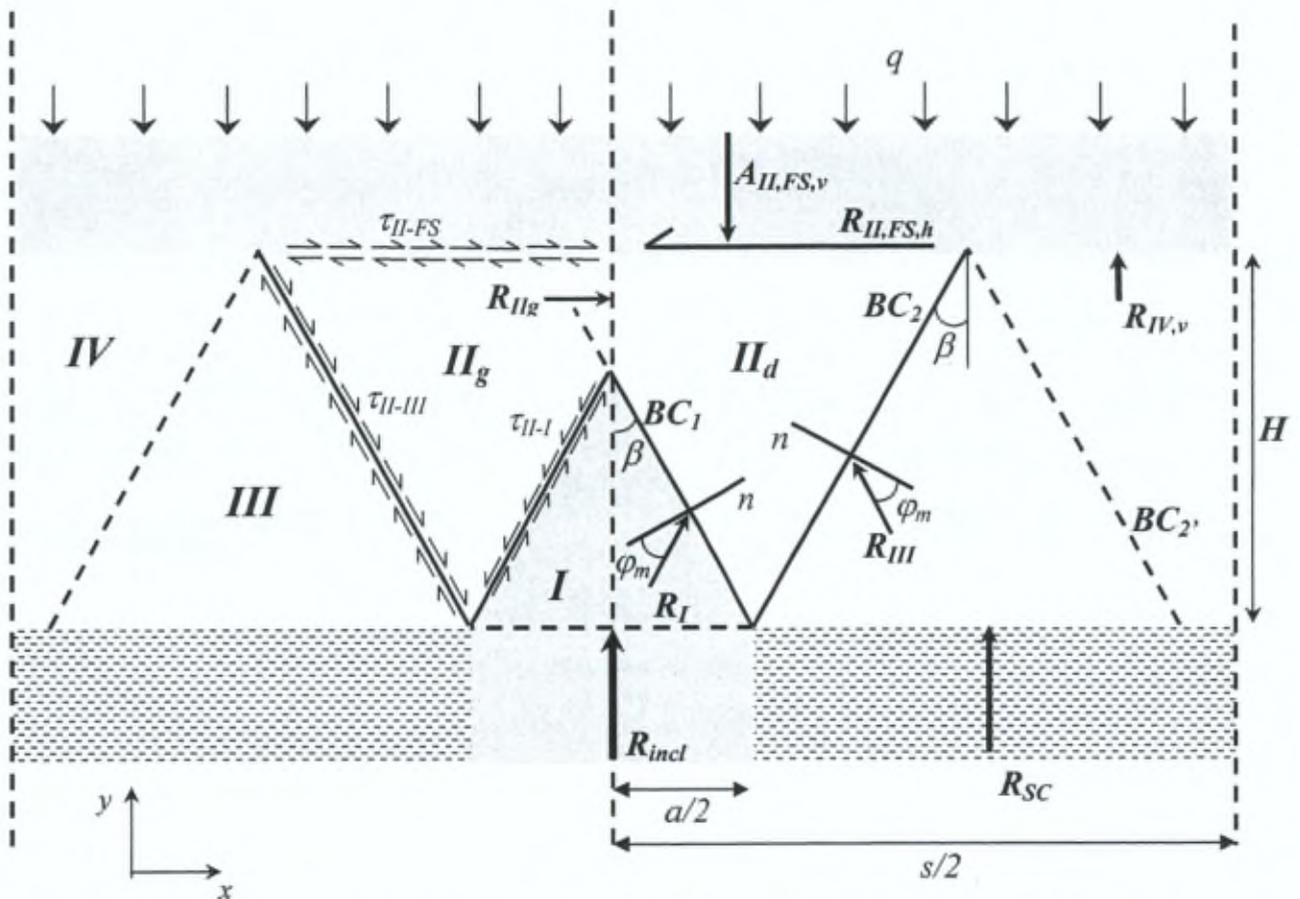


Figure 131 : schéma de principe du mécanisme de report de charge proposé pour les remblais minces.

Pour rappel, l'inconnue majeure du problème est la réaction verticale apportée par l'inclusion R_{incl} , à travers la zone triangulaire faisant corps avec celle-ci (bloc *I*).

Il est à noter que par symétrie, il n'est pas considéré de *tassement différentiel* à l'axe de l'inclusion suite au chargement, ce qui implique qu'aucun frottement n'est mobilisé à l'interface entre les blocs II_g et II_d .

En outre, si le matériau est *purement pulvérulent* et les blocs rigides, le bloc II_g n'apporte pas de réaction normale (horizontale) au bloc II_d (et inversement) lors du *poinçonnement* par le bloc I .

Par ailleurs, remarquons que la prise en compte de la *possible* propagation de la bande de cisaillement BC_1 jusqu'à la fondation superficielle, de même que son *éventuel* réfléchissement, ne sont pas de nature à induire un report de charge vers le terrain en place.

En conséquence, ces bandes de cisaillement, comme celles qui peuvent aussi naître au sein du bloc I , ne sont pas prises en compte.

L'orientation par rapport à la verticale des bandes de cisaillement BC_1 et BC_2 est supposé égale.

Finalement, connaissant la *direction* par rapport à la verticale β des bandes de cisaillement, et l'*angle* φ_m que font les résultantes des réactions par rapport à la normale à celles-ci, on peut projeter ces forces sur les axes vertical et horizontal.

$$\operatorname{tg}(\beta - \varphi_m) = \frac{R_{I,h}}{R_{I,v}} \quad (16)$$

$$\operatorname{tg}(\beta - \varphi_m) = \frac{R_{III,h}}{R_{III,v}} \quad (17)$$

En notant $A_{II,FS,v}$ l'action de la dalle sur le bloc II_d , l'équation d'équilibre vertical du bloc II_d s'écrit alors, pour une *demi-maille* :

$$R_{I,v} + R_{III,v} = A_{II,FS,v} = q \cdot \frac{s}{2} - R_{IV,v} \quad (18)$$

Afin d'estimer l'action verticale $A_{II,FS,v}$ exercée par la fondation superficielle sur le bloc II , une hypothèse supplémentaire du modèle réside dans la valeur de la réaction verticale apportée par le bloc IV .

On suppose que la pression p_{sd} appliquée par la fondation superficielle, normée par rapport à la surcharge extérieure uniformément répartie q , suit une allure linéaire décroissante par rapport à l'axe de l'inclusion, qui peut être correctement représentée par l'équation 15 (cfr. chapitre VI, point V, § 2).

$$p_{sd,n} = \frac{psd}{q} \approx -2.4 * x' + 1.6 \quad (15)$$

Ceci se justifie par le fait que l'on cherche en premier lieu à prédire l'efficacité du matelas granulaire pour des valeurs de surcharges *élevées*.

1.F Frottement mobilisé sous la fondation superficielle

Il a été vu aux figures 82 & 83 - 84, et 92 - 93 et 94 - 99 que le champ de *déplacement horizontal* et le champ de *distorsion* présentent respectivement des valeurs importantes à l'interface de la fondation superficielle et du remblai mince sur laquelle celle-ci est posée.

Cette constatation implique une réaction horizontale $R_{II,FS,h}$ de la dalle (figure 138), qui, pour rappel, n'a jamais été mentionnée dans la littérature consultée.

La conséquence à caractère *fondamental* de cette mise en évidence, et qui établit une différence majeure par rapport au cas sans dalle, est que le bloc **II** s'appuie a priori de manière équitable sur les blocs **I** et **III**, à la différence près de la réaction horizontale apportée par la fondation superficielle.

L'équation d'équilibre horizontal (19) traduit ce bilan, et nécessite donc une hypothèse supplémentaire afin d'estimer la valeur de cette réaction.

$$R_{I,h} = R_{III,h} + R_{II,FS,h} \quad (19)$$

S'agissant d'un frottement entre le sol et une structure, il est courant en géotechnique de considérer un angle de frottement à l'interface δ réduit pour $R_{II,FS,h}$.

Dès lors, il est posé, et l'influence de ce paramètre sera examinée ultérieurement :

$$\delta = \frac{2}{3} \cdot \varphi_m \quad (20)$$

Suite à l'hypothèse concernant la répartition de pression p_{sd} sous la dalle (15), l'action $A_{II,FS,v}$ de la fondation superficielle sur le bloc **II** est supposée connue (18), ce qui amène à l'évaluation voulue :

$$R_{II,FS,h} = \tan(\delta) \cdot A_{II,FS,v} \quad (21)$$

I.G Prise en compte du poids propre du remblai

En ce qui concerne la répartition des conditions d'appui des différents blocs du matelas granulaire sous leur propre poids, il est à noter qu'il est supposé le même découpage que sous chargement extérieur (figure 132).

Il est considéré que le poids de la zone triangulaire faisant corps avec l'inclusion PP_I agit directement sur la tête de celle-ci, tandis que les blocs **III** et **IV** reposent sur le terrain en place.

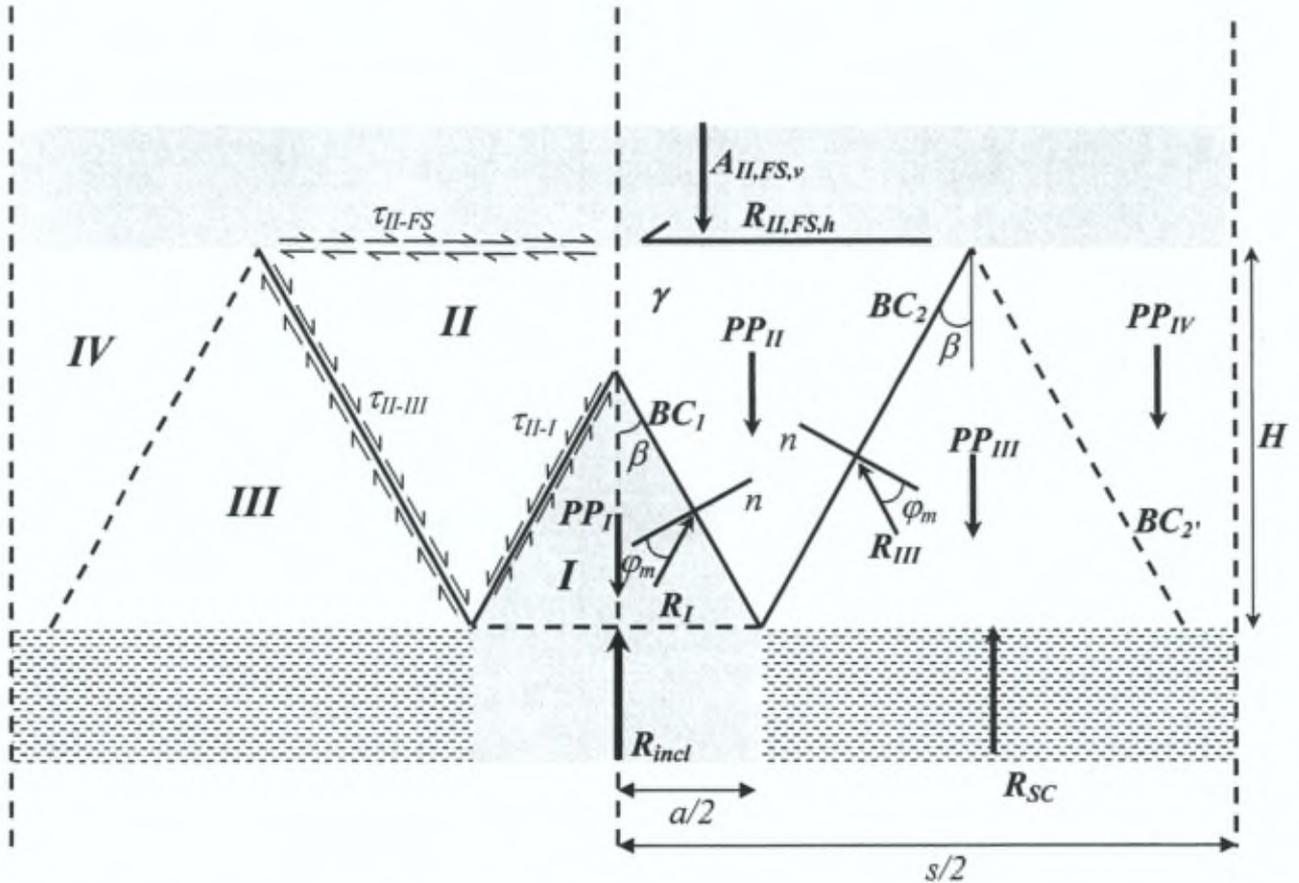


Figure 132 : schéma de principe du mécanisme de report de charge sous poids propre proposé pour les remblais minces.

La force PP_{II} , provenant du poids propre du bloc **II**, est supposée se répartir sur les blocs **I** et **III** de la même façon que le chargement extérieur q (figure 131).

L'équilibre vertical (18) devient

$$R_{I,v} + R_{III,v} = A_{II,FS,v} + PP_{II} \quad (22)$$

Finalement, suite à ces hypothèses, le système de 6 équations (15-16-17-19-21-22) à 6 inconnues ($R_{I,v}$ - $R_{III,v}$ - $A_{II,FS,v}$ - $R_{I,h}$ - $R_{III,h}$ - $R_{II,FS,h}$) est alors complètement déterminé,

et l'on est en mesure de calculer le report de charge du matelas granulaire pour un remblai *peu épais* pesant et supportant une fondation superficielle.

L'efficacité E du matelas granulaire est donnée par :

$$E = \frac{R_{INCL}}{\frac{s}{2} \cdot (q + \gamma \cdot H)} = \frac{R_{I,v} + PP_I}{\frac{s}{2} \cdot (q + \gamma \cdot H)}, \quad (23)$$

I.H Configuration 'remblai' sans fondation superficielle

Dans le cas du remblai ne supportant pas de fondation superficielle (figure 133), soumis à son propre poids, en supposant que le découpage proposé à la figure 132 reste valable, il vient :

$$R_{II,FS,h} = 0, \quad (24)$$

ce qui induira un mécanisme de report de charge simplifié, dont la modification essentielle se traduit par l'équation d'équilibre horizontal (19).

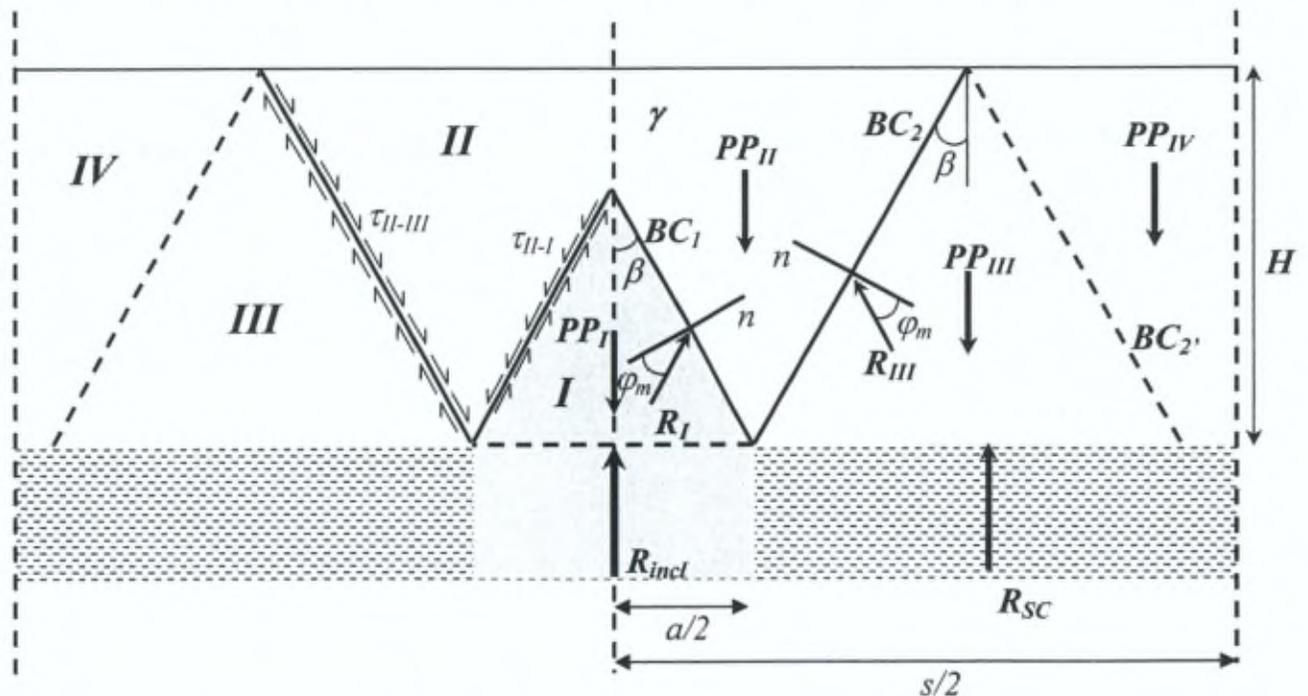


Figure 133 : schéma de principe du mécanisme de report de charge sous poids propre proposé pour les remblais sans fondation superficielle.

Le système se réduit alors à 4 inconnues ($R_{I,v}-R_{III,v}-R_{I,h}-R_{III,h}$) et 4 équations (16-17-19-22).

Rappelons que dans ce cas, d'après Zaeske & Kempfert (2002), l'application d'une surcharge uniformément répartie n'influence pas l'efficacité E du remblai.

1.1 Paramètres du modèle

Il est sans doute utile, à ce stade de l'exposé du modèle analytique bidimensionnel développé, d'en résumer les différents paramètres d'entrée, de rappeler brièvement leur intervention.

Le découpage du massif granulaire est induit par les bandes de cisaillement, et les grandeurs déterminant les blocs du mécanisme sont de 2 ordres :

3 variables géométriques

- l'entraxe s ,
- l'épaisseur du matelas H ,
- la largeur de la tête d'inclusion a ,
(définissant le taux de substitution α_{2D} et l'épaisseur relative H_R)

3 paramètres géomécaniques du matériau granulaire

- l'angle de frottement interne au pic φ_p (solution de Coulomb),
- l'angle de frottement interne résiduel φ_r (frottement mobilisé),
- l'angle de dilatance ψ (solution de Roscoe).

En outre, le modèle prend en compte :

1 paramètre d'interaction sol-structure

- l'angle de frottement mobilisé au contact de la fondation superficielle δ ,

et finalement, du côté des actions, on a :

- le poids volumique du remblai γ ,
- la surcharge extérieure uniformément répartie q .

II. DOMAINE DE VALIDITE DU MODELE

Dès l'atteinte d'un tassement différentiel en base du matelas granulaire suffisant pour induire les premiers glissements en son sein, il est supposé que l'influence de la compressibilité de l'horizon en place sur le report de charge en tête d'inclusion est négligeable.

Par ailleurs, dans la gamme des remblais peu épais, une épaisseur de remblai minimale H_{min} à mettre en œuvre est nécessaire, *sécurité non comprise*, pour que la fondation superficielle n'entre pas en contact avec la zone triangulaire faisant corps avec l'inclusion (remblai mince) :

$$H_{min} = \frac{a}{2 \cdot \tan(\beta_{min})}, \quad (25)$$

où

$$\beta_{min} = \min\left(45 - \frac{\varphi_p}{2}; 45 - \frac{\psi}{2}\right). \quad (26)$$

Enfin, rappelons que la cohésion éventuelle du matériau granulaire n'a pas été prise en compte dans les présents développements, qu'elle soit apportée par un *liant* ou représentant l'effet d'un *renforcement horizontal*,

III. RESULTATS DES SIMULATIONS

III.A Remblai peu épais surchargé

Les simulations effectuées à partir du présent outil de prédiction du report de charge sont ici comparées aux mesures réalisées sur le modèle physique, analysées au chapitre 6.IV, page 187.

En particulier, la réponse du modèle analytique en terme d'efficacité E du matelas granulaire, en fonction de la pression réduite p_r (équation 11, page 123), est confrontée aux résultats expérimentaux obtenus sur 2 configurations de remblai mince, caractérisées par une épaisseur relative H_R respectivement égale à 0.26 & 0.38, et un taux de substitution α de 22 %.

III.A.1) $H_R = 0.26$

III.A.1.a) Paramètres d'entrée

Pour rappel, la configuration géométrique reproduite par les simulations $H_{R_0.26_N}$, $H_{R_0.26_N_bis}$ & $H_{R_0.26_N_ter}$ est décrite au tableau 5, page 114.

Les paramètres physiques et géomécaniques du sol analogique utilisé ont été déterminés au chapitre 5, § II.4.a, page 95.

Le coefficient de frottement entre le massif granulaire et la fondation superficielle est pris égal à la valeur fournie par l'équation 20.

Ainsi, le jeu de données du modèle analytique est complet (tableau 7).

Symbole	Valeur	Unité
s	1	[m]
H	0.2	[m]
a	0.22	[m]
φ_p	30	[°]
φ_r	21	[°]
ψ	9	[°]
δ	14	[°]
γ	22	[kN/m ³]
q	0 - 200	[kPa]

Tableau 7 : jeu de données de la simulation analytique $H_R=0.26$.

La solution de Coulomb donne un angle β de 30°, tandis que d'après Roscoe, il vaut 40.5°, ce qui conduit aux découpages illustrés à la figure 140.

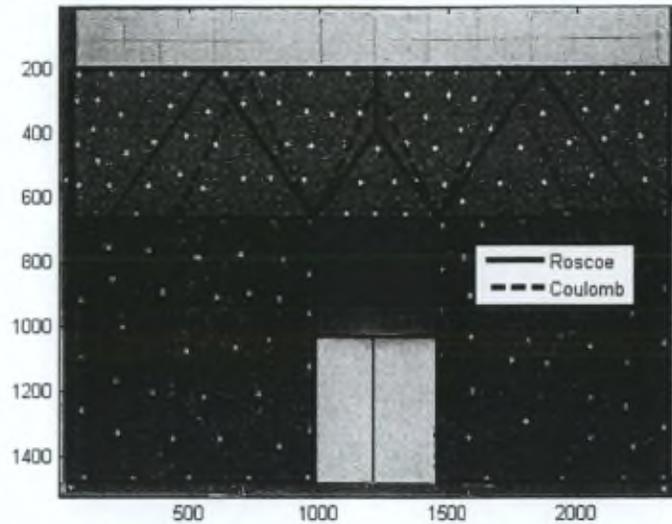


Figure 134 : mécanismes proposés correspondant aux solutions de Roscoe et Coulomb pour les simulations $H_{R_0.26_N}$, $H_{R_0.26_N_bis}$ & $H_{R_0.26_N_ter}$. Unités des axes : pixels.

III.A.1.b) Confrontation aux résultats expérimentaux

La figure 135 présente les résultats des simulations menées à partir du modèle analytique développée comparées aux données expérimentales.

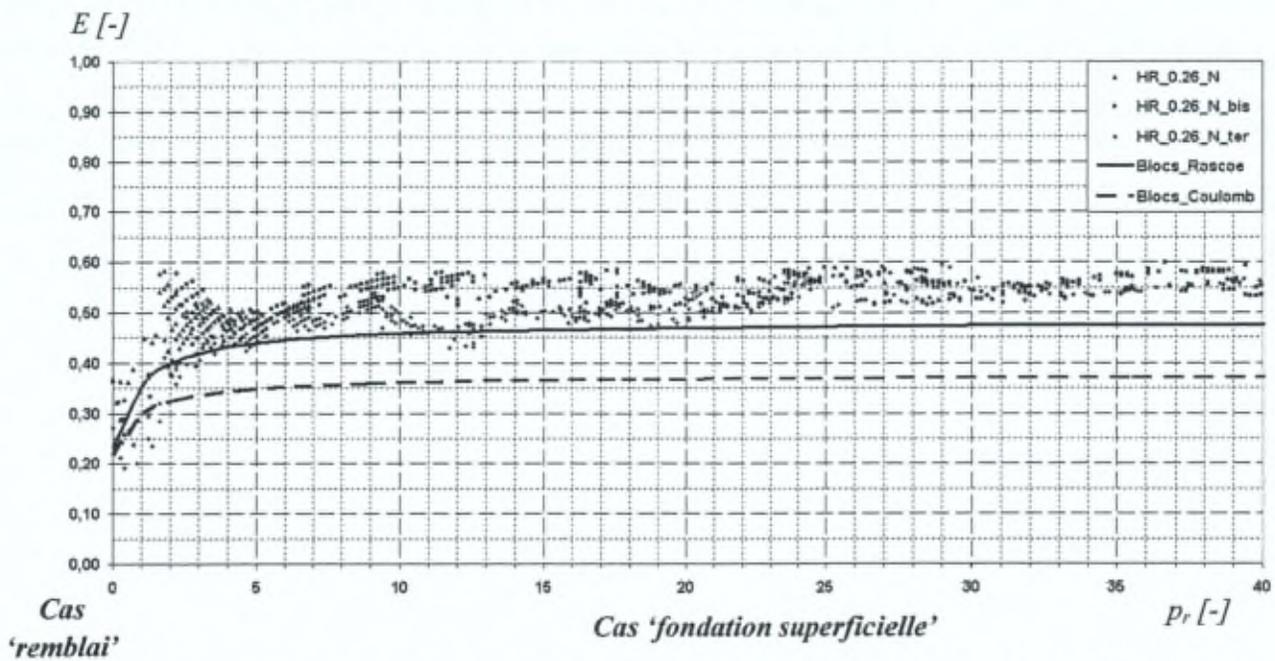


Figure 135 : comparaison entre l'efficacité E prédite par le présent modèle analytique (basé sur les solutions de Coulomb & Roscoe), et les mesures effectuées sur le modèle physique lors des simulations $HR_0.26_N$, $HR_0.26_N_bis$ & $HR_0.26_N_ter$, en fonction de la pression réduite p_r .

Tout d'abord, il apparaît une transition entre le cas 'remblai' (sans fondation superficielle, $q = 0$, cfr. figure 134) et le cas 'fondation superficielle' ($q \neq 0$, cfr. figure 131), en fonction de l'intensité de la surcharge appliquée.

Cette évolution s'explique par la prépondérance *progressive* du terme $R_{II,FS,h}$ dans l'équation d'équilibre horizontal (19).

Observons que l'allure générale du report de charge en fonction de la sollicitation extérieure est *correctement reproduite*, tout en restant *sécuritaire*.

Ensuite, il est constaté que l'efficacité E prédite par le modèle *tend* vers le taux de substitution α pour une surcharge nulle, condition nécessaire à sa validité.

Il est également à remarquer que le modèle prévoit l'atteinte du palier pour une pression réduite de l'ordre de 10, comme ce qui est observé, cfr. chapitre 6, § IV.A.1.b, page 193.

Finalement, il à noter que l'efficacité ultime obtenue par le modèle de blocs à partir de la solution de Coulomb est égale à 0.37, alors que cette valeur vaut 0.48 avec l'expression de Roscoe.

Il se confirme donc que la solution de Roscoe correspond mieux au sol analogue de Schneebeli, comme l'avait remarqué Duthilleul (1983).

Par conséquent, il apparaît que le modèle analytique développé donne une réponse coïncidant bien, tant qualitativement que quantitativement, aux données expérimentales, tout en se plaçant du côté de la sécurité.

III.A.1.c) Cheminement des charges

Il a paru intéressant d'examiner plus en détail le chemin des forces supposé par le présent modèle analytique (figures 132 et 133) depuis la face supérieure de la fondation jusqu'à la base du matelas granulaire.

Fournissant une réponse plus proche des valeurs expérimentales, la solution de Roscoe est présentée dans cette analyse (tableau 8).

Dans la configuration actuelle, et pour une surcharge uniformément répartie q de 50 kPa, soit une pression réduite p_r égale à 11.1, on a, sur une demi-maille, cfr. figures 132 & 133 :

Actions			
Poids propre	PP	2,25	kN
Surcharge	Q	25,00	kN
Total des actions	A_{TOT}	27,25	kN
Charges directement transmises			
<i>A l'inclusion</i>			
Poids propre Bloc I	PP_I	0,16	kN
<i>Au sol compressible</i>			
Poids propre Bloc III & IV	$PP_{III} + PP_{IV}$	1,37	kN
Action de la dalle sur le bloc IV	$R_{IV,v}$	7,88	kN
	Total	9,25	kN
<i>Charge transmise par le bloc II</i>			
Poids propre	PP_{II}	0,72	kN
Surcharge	$A_{II,FS,v}$	17,12	kN
Résolution des équations d'équilibre sur le bloc II			
<i>Réaction du bloc I</i>			
Composante verticale	$R_{I,v}$	12,41	kN
Composante horizontale	$R_{I,h}$	7,10	kN
Norme de la résultante	R_I	14,30	kN
<i>Réaction du bloc III</i>			
Composante verticale	$R_{III,v}$	5,43	kN
Composante horizontale	$R_{III,h}$	3,11	kN
Norme de la résultante	R_{III}	6,25	kN
<i>Réaction de la fondation superficielle</i>			
Composante horizontale	$R_{II,FS,h}$	4,00	kN

Tableau 8 : résultats de la simulation analytique Blocs_Roscoe_HR_0.26_α_0.22_q_50kPa.

Tout d'abord, lors de la transmission des charges verticales, *dans le cas présent*, une efficacité E du matelas granulaire égale à 45.5 % est obtenue :

$$E = \frac{R_I}{A_{TOT}} = \frac{12.41 \text{ kN}}{27.25 \text{ kN}} = 0.4554 \quad (27)$$

En outre, observons que les blocs **II** et **IV** reprennent respectivement 68.5 et 31.5 % de la surcharge appliquée :

$$\frac{A_{II,FS,v}}{Q} = \frac{17.12 \text{ kN}}{25 \text{ kN}} = 0.685 \quad (28)$$

$$\frac{R_{IV,v}}{Q} = \frac{7.88 \text{ kN}}{25 \text{ kN}} = 0.315 \quad (29)$$

Il est donc à remarquer que ce système de fondation, malgré la faible épaisseur (relative) du matelas granulaire ne reporte *directement vers le terrain en place* qu'environ un tiers de la surcharge.

Enfin, constatons que le bloc **II** présente une efficacité E_{II} égale à 72.5 % :

$$E_{II} = \frac{R_{I,v}}{A_{II,FS,v}} = \frac{12.41 \text{ kN}}{17.12 \text{ kN}} = 0.725 \quad (30)$$

Ensuite, concernant l'équilibre horizontal du bloc **II**, il est intéressant de constater que, *dans le cas présent*, la fondation superficielle joue un rôle essentiel, puisque celle-ci apporte une contribution du même ordre de grandeur, sinon plus importante, que le terrain en place :

$$R_{II,FS,h} = 4.00 \text{ kN} \geq 3.11 \text{ kN} = R_{III,h} \quad (31)$$

Il est conclu que l'avantage de cette technique alternative de fondation réside *notamment* dans le rôle particulier joué par le bloc **II**, clé du mécanisme de report de charge de la dalle vers le rein que constitue la zone triangulaire faisant corps avec l'inclusion (bloc **I**), par *effet voûte*.

III.A.2) $H_R = 0.38$

Toutes autres choses étant égales par ailleurs, la simulation $H_R_{0.38}_N$ a examiné l'effet de l'augmentation de l'épaisseur du matelas granulaire de 50 %, tout en restant dans la gamme des remblais minces, cfr. tableau 5, page 114.

Comme cela a été analysé au chapitre 6, § IV.B, page 202, la comparaison des mesures relatives à cette configuration et à la précédente n'a pas montré de différence significative.

Les mêmes conclusions qu'au point précédent naissent de la confrontation entre les résultats des simulations et les valeurs expérimentales (figure 136).

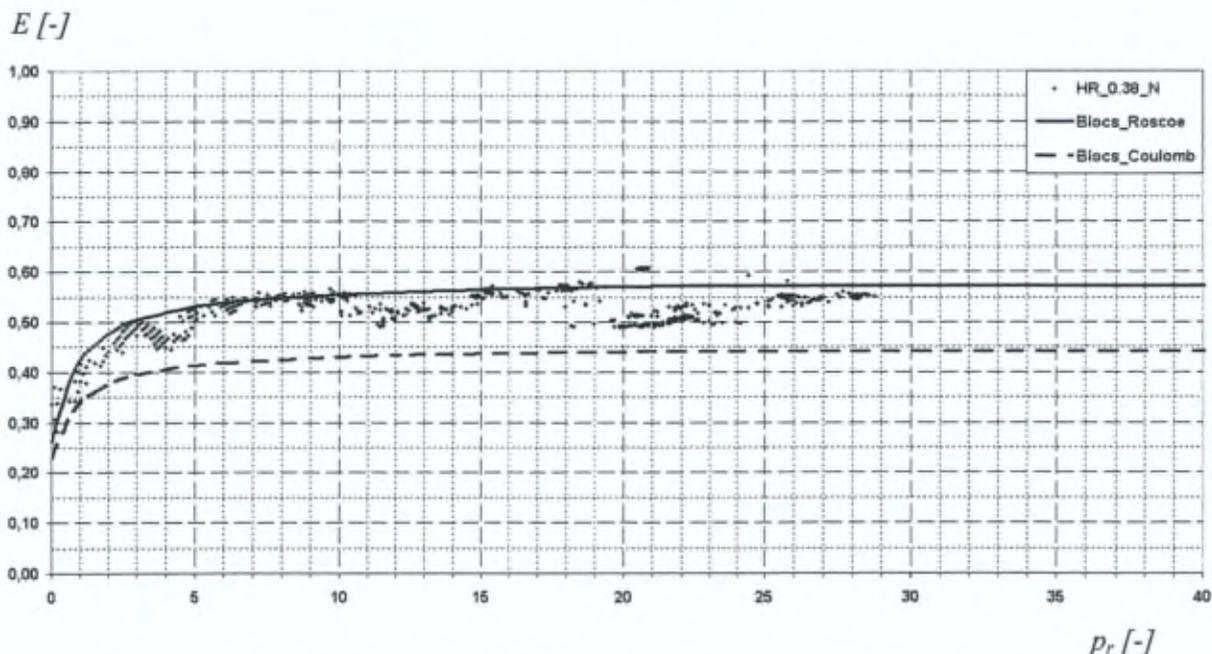


Figure 136 : comparaison entre l'efficacité E prédite par le présent modèle analytique (basé sur les solutions de Coulomb & Roscoe), et les mesures effectuées sur le modèle physique lors de la simulation $HR_{0.38}_N$, en fonction de la surcharge extérieure uniformément appliquée, q .

Il est cependant à noter que si l'efficacité ultime calculée par le modèle blocs à partir de la solution de Coulomb (0.45) sous-estime également les mesures, cette valeur vaut 0.57 en se basant sur Roscoe, ce qui permet à la courbe du modèle analytique de s'ajuster correctement sur les points expérimentaux.

III.B Remblai épais sous poids propre

Les parties expérimentale et numérique de la recherche doctorale de Jenck (2005) ont respectivement été exposées aux annexes 1 (§ C.1.d), et 3 (§ e).

Si la configuration étudiée par cet auteur (remblai à épaisseur croissante sous poids propre) diffère de la cible de la présente étude, des points communs ont cependant été trouvés entre les deux recherches.

Premièrement, comme déjà signalé précédemment, la zone faisant corps avec l'inclusion est distinguable sur les champs de déplacement mesurés par cet auteur (annexe 1, figure AI_13).

Ensuite, les champs de distorsion obtenus montrent également le développement de bandes de cisaillement prenant naissance aux bords des inclusions et se propageant en direction opposée à celles-ci (annexe 1, figure AI_14).

Les 2 hypothèses à la base du présent découpage en blocs coïncident donc avec les résultats expérimentaux bidimensionnels de Jenck (2005), ce qui rend pertinent le fait de confronter la réponse du modèle analytique développé aux mesures de cet auteur.

En outre, la réponse du modèle numérique CJS2 utilisé par Jenck (2005) est également mentionnée (figures 137 – 139).

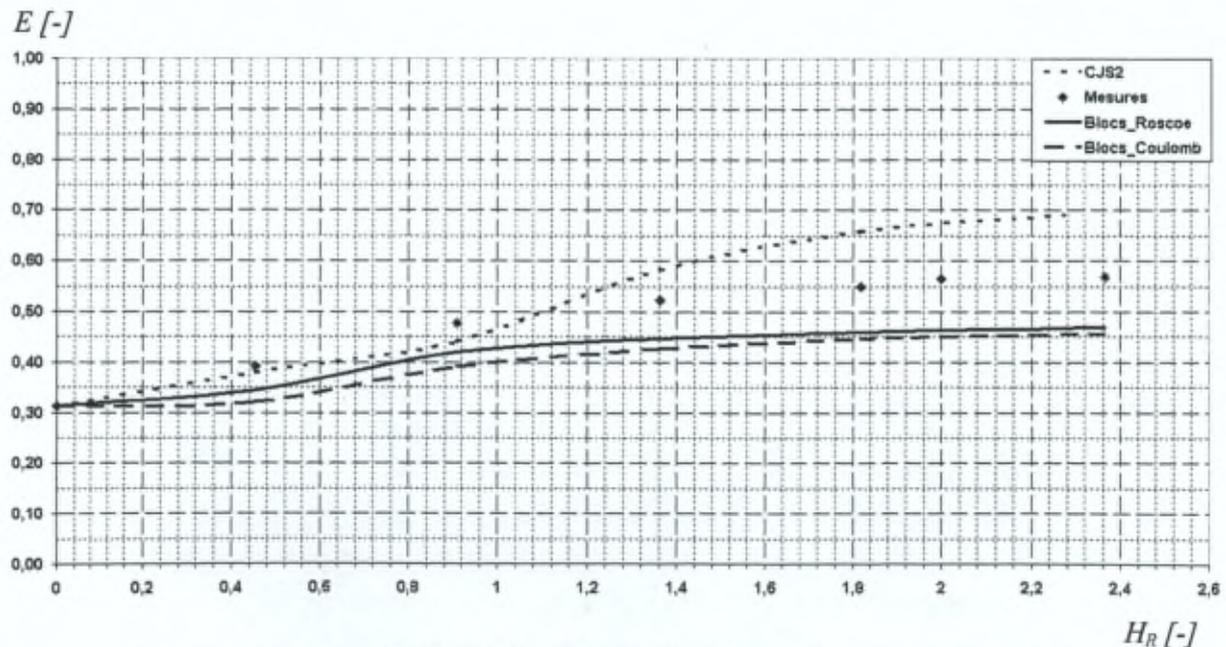


Figure 137 : comparaison entre l'efficacité E prédite par le modèle numérique CJS2 (d'après Jenck, 2005), mesurée (d'après Jenck, 2005), et obtenue par le présent modèle analytique (basé sur les solutions de Coulomb & Roscoe), en fonction de l'épaisseur relative H_R . Taux de substitution α : 31.1%.

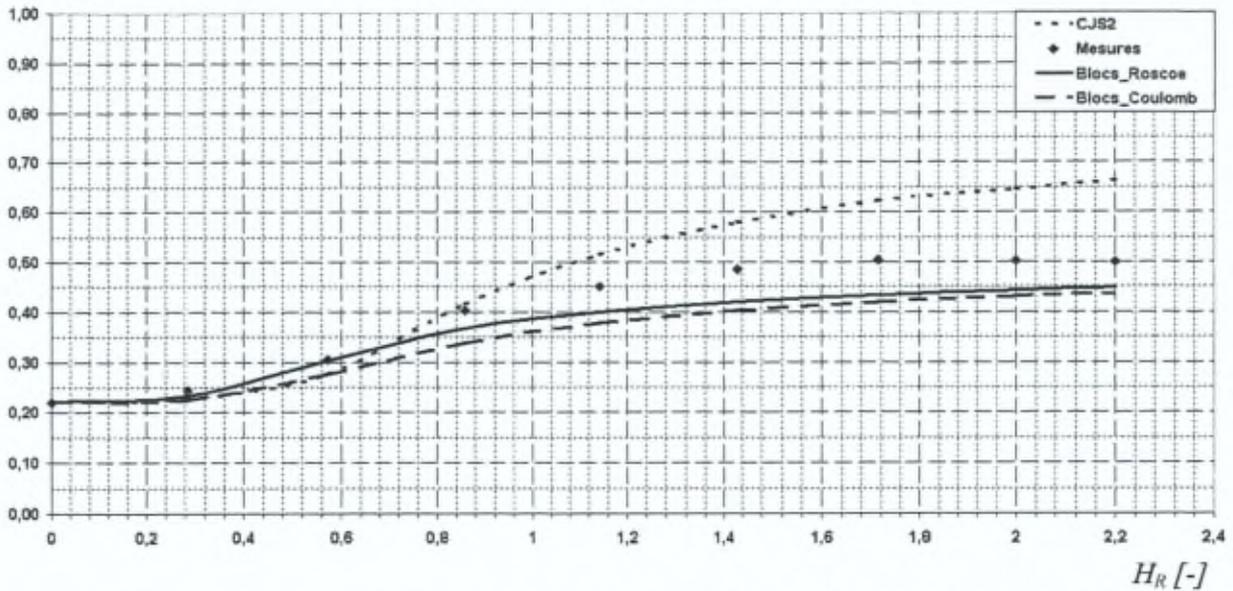
$E [-]$ 

Figure 138 : comparaison entre l'efficacité E prédite par le modèle numérique CJS2 (d'après Jenck, 2005), mesurée (d'après Jenck, 2005), et obtenue par le présent modèle analytique (basé sur les solutions de Coulomb & Roscoe), en fonction de l'épaisseur relative H_R . Taux de substitution α : 22.2%.

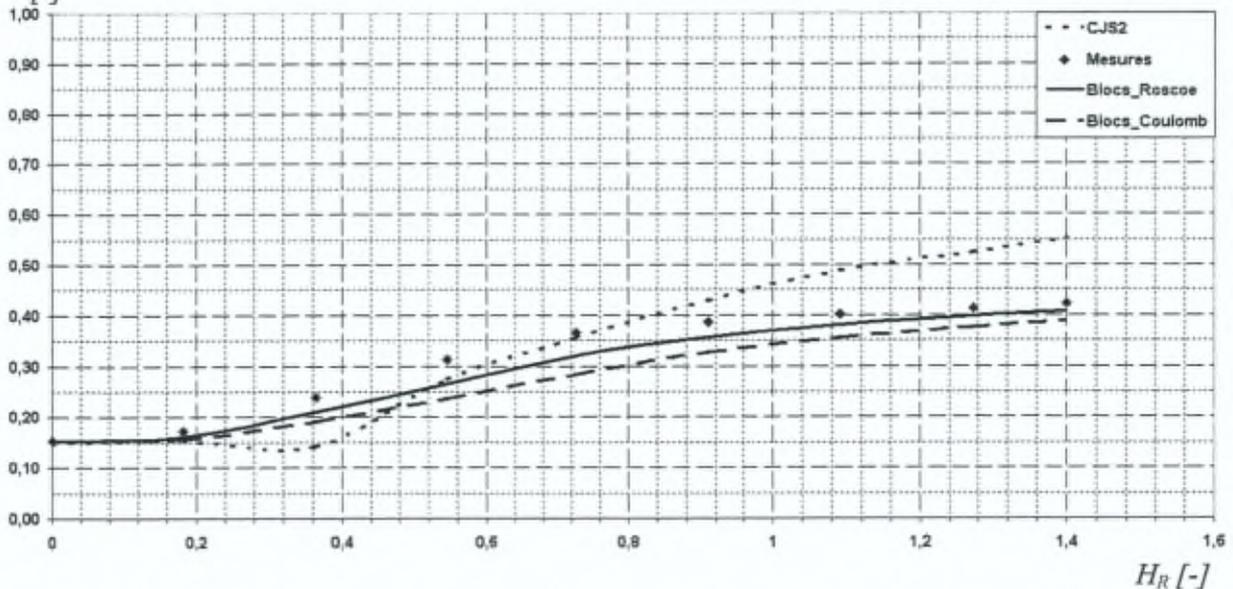
 $E [-]$ 

Figure 139 : comparaison entre l'efficacité E prédite par le modèle numérique CJS2 (d'après Jenck, 2005), mesurée (d'après Jenck, 2005), et obtenue par le présent modèle analytique (basé sur les solutions de Coulomb & Roscoe), en fonction de l'épaisseur relative H_R . Taux de substitution α : 15.4%.

La bonne correspondance aux résultats expérimentaux amène à conclure que le présent modèle analytique bidimensionnel fournit une prédiction du report de charge également valable dans la configuration du *remblai sous poids propre*, ou meilleure que le modèle numérique CJS2.

IV. ETUDE PARAMETRIQUE

Pour conclure ce chapitre, il est effectué une étude de sensibilité du modèle analytique développé aux paramètres pris en compte par celui-ci.

La configuration géométrique de base est caractérisée par un taux de substitution α_{2D} de à 22%, et une épaisseur relative H_R valant 0.26.

Sauf mention contraire, les paramètres de calcul sont ceux du tableau 7.

IV.1) Epaisseur

La figure 140 présente l'efficacité ultime E_{ult} , c'est-à-dire la valeur du palier atteint lors de l'augmentation de la surcharge uniforme q (cfr. figures 135 & 136), obtenue par le présent modèle analytique en fonction de l'épaisseur relative H_R du remblai.

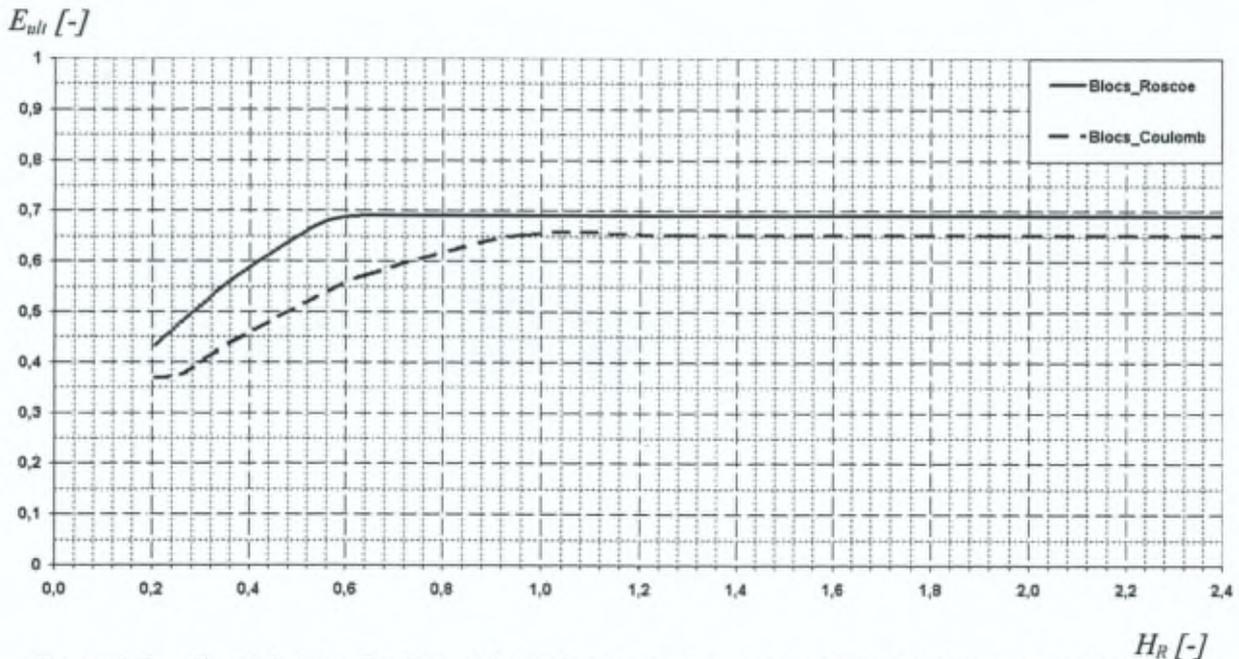


Figure 140 : efficacité ultime E_{ult} du remblai en fonction de l'épaisseur relative H_R d'après le présent modèle analytique (basé sur les solutions de Coulomb & Roscoe).

Il apparaît que l'efficacité ultime E_{ult} se stabilise pour une épaisseur relative H_R égale à

$$\tan\left(\frac{\pi}{4} - \beta\right)/2, \quad (32)$$

valeur qui correspond à l'épaisseur nécessaire pour que les bandes de cisaillement qui se propagent en direction opposée aux inclusions *se rejoignent* au centre de la maille.

Il s'ensuit que d'après ce modèle, il n'y a plus intérêt à augmenter ni la surcharge, ni l'épaisseur du remblai en vue d'améliorer le report de charge au-delà de ce stade.

IV.2) Taux de substitution

L'influence du taux de substitution bidimensionnel α_{2D} sur le report de charge, d'après le modèle blocs proposé (solution de Roscoe), est exposée à la figure 141, pour une épaisseur de remblai constante.

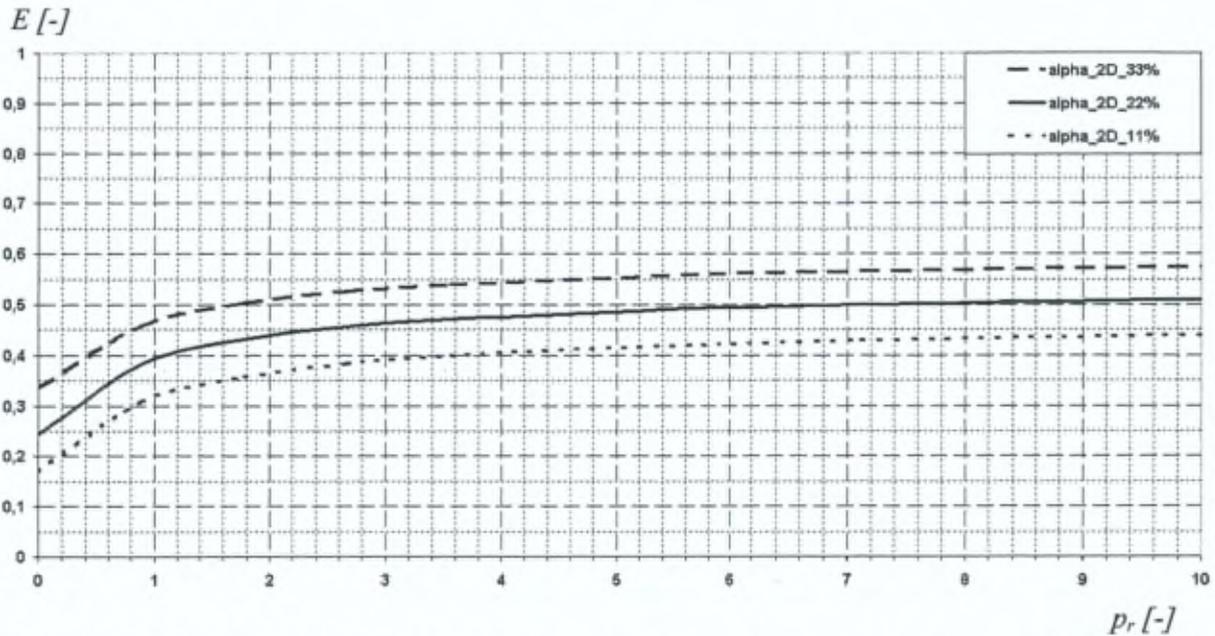


Figure 141 : efficacité E du remblai mince, à épaisseur constante, en fonction de la pression réduite p_r (d'après le présent modèle analytique, solution de Roscoe). En paramètre : taux de substitution bidimensionnel α_{2D} .

Comme l'on pouvait s'y attendre, l'efficacité E du remblai *augmente* en fonction du taux de substitution α_{2D} à pression réduite constante.

Il est cependant trouvé que le gain de report de charge ne compense pas la quantité de matière supplémentaire utilisée.

D'après ces résultats, on aurait plutôt intérêt à *diminuer* le taux de substitution, quitte à profiter d'une efficacité moindre.

Il convient cependant de garder une taille relative des particules constituant le remblai aux dimensions géométrique de l'ouvrage qui n'induit pas d'*effet d'échelle*.

IV.3) Frottement mobilisé sous la fondation superficielle

Le rôle de la résultante du frottement qui s'exerce à la face inférieure de la dalle est apparu essentiel dans le mécanisme de report de charge pour les remblais minces.

Dès lors, la figure 142 examine l'influence de l'angle de frottement mobilisé à l'interface du matelas granulaire et de la fondation superficielle sur la réponse du présent modèle de blocs, basé sur la solution de Roscoe.

En plus de la valeur donnée par l'équation 21, les valeurs suivantes ont été adoptées : $\delta = 0$ et $\delta = \varphi$, comme il est courant en géotechnique.

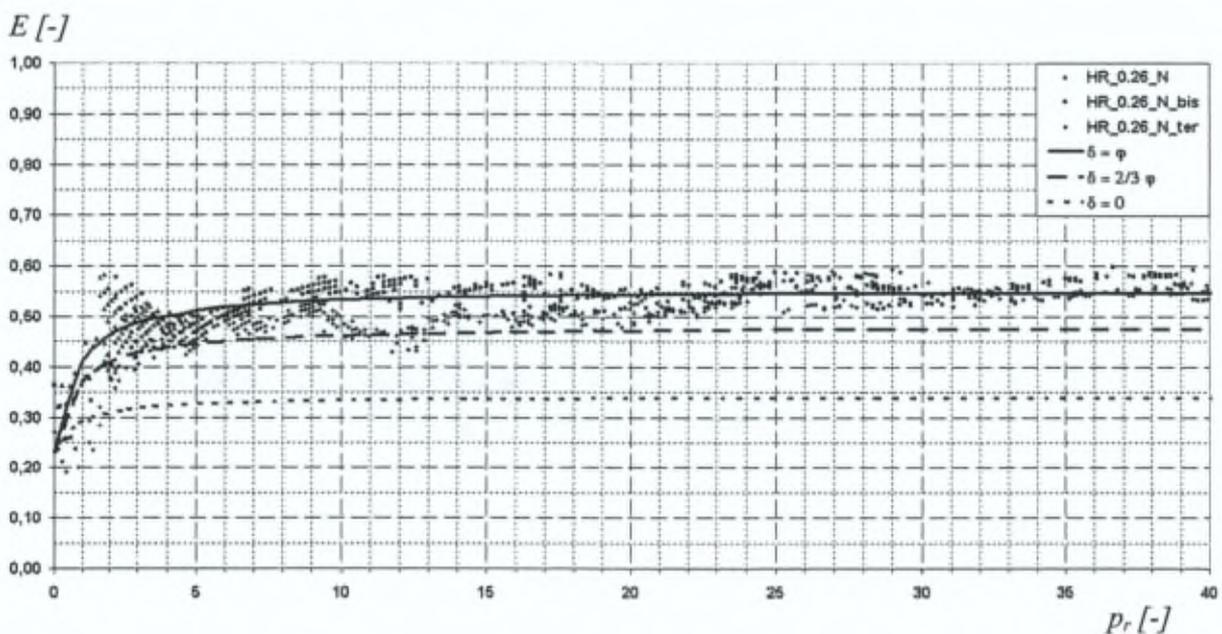


Figure 142 : efficacité E du remblai mince en fonction de la pression réduite p_r (d'après le présent modèle analytique, solution de Roscoe). En paramètre : frottement mobilisé entre le sol et la fondation superficielle.

Il apparaît que les courbes correspondant à $\delta = \varphi$ et $\delta = 2/3 * \varphi$, encadrent bien les valeurs expérimentales.

Remarquons que l'hypothèse $\delta = 2/3 * \varphi$ se situe du côté de la sécurité.

En conséquence, il y a avantage, lors d'une démarche de conception ou de mise en œuvre, à augmenter la rugosité du contact entre la fondation superficielle et le remblai.

IV.4) Paramètres géomécaniques du matériau granulaire

Il va de soi que la diminution de l'inclinaison par rapport à la verticale des bandes de cisaillement conduira à augmenter l'emprise de la fondation superficielle sur le bloc *II*, clé du mécanisme de report de charge.

D'après les solutions de Coulomb et Roscoe, cela implique que respectivement l'angle de frottement au pic φ_p et l'angle de dilataance ψ diminuent.

D'un autre côté, si l'angle de frottement mobilisé à l'intérieur des bandes de cisaillement φ_m est égal à l'angle de frottement résiduel φ_r , et si l'on suppose que ce dernier est proportionnel à l'angle de frottement au pic φ_p , on aboutit à une tendance contraire.

Ceci est illustré à la figure 149, où l'on a supposé que :

$$\varphi_r = 2/3 * \varphi_p \quad (33)$$

et
$$\psi = \varphi_p - 10^\circ. \quad (34)$$

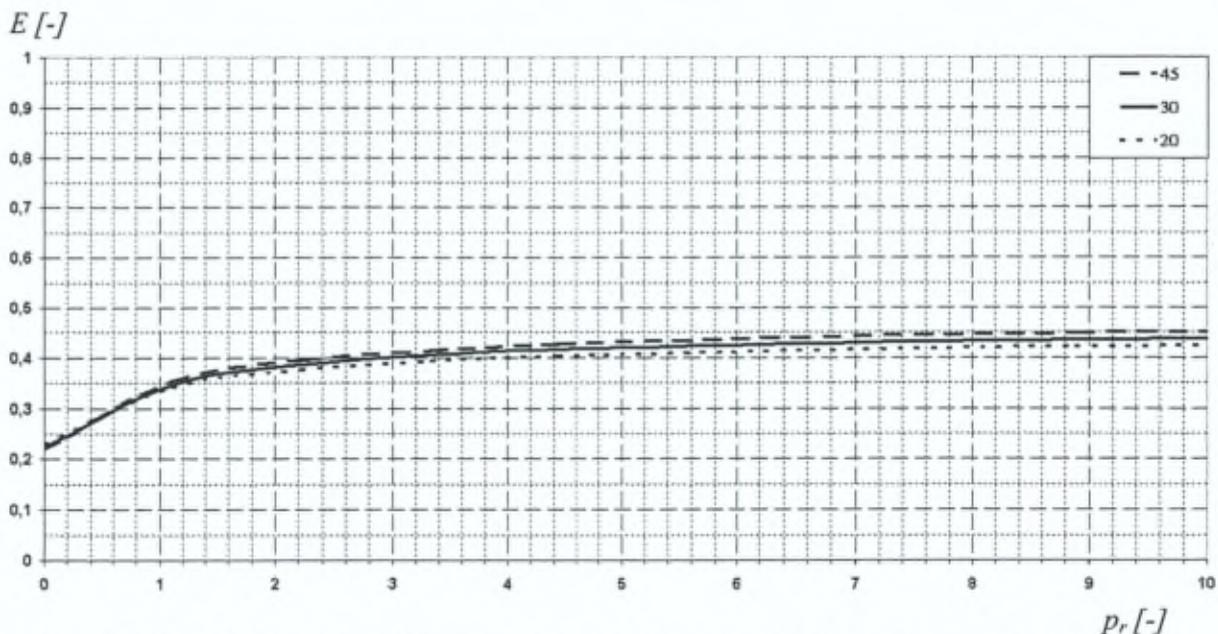


Figure 143 : efficacité E du remblai mince en fonction de la pression réduite p_r (d'après le présent modèle analytique, solution de Roscoe). En paramètres : paramètres géomécaniques du matériau granulaire, représentés par l'angle de frottement au pic φ_p .

En fonction des hypothèses prises, il semble donc que les influences se compensent.

V. DISCUSSION

Basé sur un découpage du massif granulaire par les bandes de cisaillement se propageant à partir des bords de l'inclusion, le modèle analytique bidimensionnel développé se révèle valable pour la prédiction du report de charge vers la tête d'inclusion dans la configuration d'une fondation superficielle posée sur un remblai mince renforcé au moyen d'inclusions.

L'allure expérimentale précédemment obtenue sur un modèle physique est correctement reproduite, en particulier le niveau du palier de l'efficacité en fonction de la surcharge uniforme appliquée, mais également la pression réduite à partir de laquelle celui-ci est atteint.

Il est à remarquer que l'on ne dispose pas, dans la littérature consultée, de données expérimentales complètes permettant une comparaison avec la réponse de ce nouvel outil d'aide à la conception.

Il est à noter qu'il s'agit probablement de la première intégration de la définition proposée des reins de l'effet voûte au sein d'un modèle analytique.

Soulignons également qu'une épaisseur de remblai mince minimale est avancée.

En outre, il est montré que la fondation superficielle occupe une fonction cruciale dans le mécanisme de report de charge via la réaction horizontale qu'elle apporte au matelas granulaire.

Enfin, l'analyse détaillée du cheminement des charges à travers le système met en évidence le rôle clé de la portion du matelas granulaire située entre la dalle et le rein de l'effet voûte situé en tête d'inclusion.

Par ailleurs, augmenter le taux de substitution ne semble pas présenter d'avantage quant à l'économie de matière, contrairement à la rugosité de la face inférieure de la fondation superficielle.

Enfin, l'influence des paramètres géomécaniques sur le report de charge questionne.

D'un autre côté, ce modèle apparaît également bien adapté à la prédiction du report de charge dans le cas des remblais sous poids propre, en fonction de leur épaisseur.

En particulier, il est retrouvé une tendance correspondant à la littérature scientifique spécifique à ce domaine, à savoir la stabilisation du report de charge pour une épaisseur relative de l'ordre de 2.

Cela implique que le mécanisme proposé est également valable pour une plage d'épaisseurs nettement supérieure à celle pour lequel il a été développé, et donne aussi une réponse cohérente lorsque la sollicitation est réduite au poids propre.

Il s'ensuit qu'il n'existe, dans la gamme des remblais peu épais à épais, non pas deux, mais un seul mécanisme de report de charge. Notons que cela répond à une question en suspend depuis plusieurs dizaines d'années au sein de la littérature spécifique.

Finalement, l'efficacité ultime prédite par ce modèle de blocs (représentant la valeur du palier obtenu lors de l'augmentation de la surcharge uniforme), paraît se stabiliser pour une certaine épaisseur relative.

Cela suggère qu'il existe un maximum global pour la surface décrite par le report de charge dans des axes épaisseur relative – surcharge (figure 144).

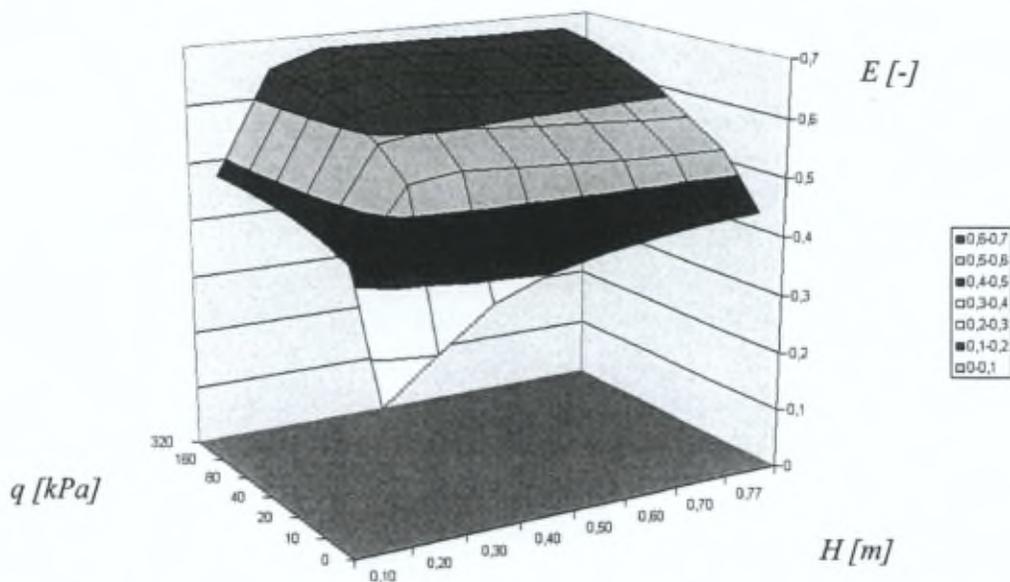


Figure 144 : efficacité E en fonction de la surcharge q et de l'épaisseur du remblai mince surchargé.

Il est à noter que cette proposition est tout à fait originale.

Chapitre 9

Conclusion

Cela fait plusieurs dizaines d'années que la littérature scientifique manque d'un critère distinguant les remblais épais et minces.

En outre, les mécanismes de report de charge proposés jusqu'ici pour les remblais épais ne sont pas complets, ou compatibles avec la cinématique.

Les expérimentations en vraie grandeur ne permettent pas l'observation fine des champs de déplacement, essentiellement à cause de leur caractère tridimensionnel, ou de mesurer précisément la diffusion des efforts, ni de mener des études paramétriques permettant de dégager des tendances.

De plus, ces essais sont entachés d'incertitudes provenant de l'hétérogénéité inévitable des couches naturelles ou anthropiques.

Cependant, elles fournissent des mesures *in situ* indispensables pour le contrôle de la validité des modèles développés.

On constate un faible nombre d'études expérimentales en laboratoire dédiées aux remblais minces, et l'absence de méthode de dimensionnement spécifique.

Dès lors, la modélisation physique en laboratoire, à l'aide de sols analogiques, a été choisie dans l'optique de déterminer et de quantifier le champ de déplacement d'un massif granulaire supportant une fondation superficielle chargée.

L'expérimentation développée permet de reproduire le plus fidèlement possible les différentes caractéristiques propres au système étudié, à savoir la distinction entre des milieux continus (dalle, inclusion) et des milieux discrets (matelas granulaire, horizon compressible), l'interaction entre des éléments de rigidités très différentes, les conditions particulières aux limites du problème, des surcharges potentiellement importantes, entraînant de grandes déformations dans les géomatériaux, en s'affranchissant de l'effet d'échelle, et en respectant au mieux les lois de similitudes : l'influence prépondérante de la surcharge par rapport au poids propre renforce la validité du modèle.

Plusieurs mises en évidence, complétant ou questionnant la littérature, se dégagent de l'approche expérimentale suivie :

Premièrement, les champs de déplacement acquis par analyse d'images numériques (Particle Tracking Velocity) montrent le développement d'une zone faisant corps avec l'inclusion, responsable du poinçonnement du remblai, développant un frottement sol – sol, et constituant les reins de l'effet voûte.

Ainsi, la forme de cette région particulière du massif granulaire a été précisée, et reliée aux paramètres géométrique et géomécaniques du matériau remblayé.

Cela remet en question des modèles ne tenant pas compte de cette condition à la limite du problème.

Cette zone reste stable tant que la fondation superficielle n'entre pas en contact avec elle.

Il a été montré qu'une épaisseur de remblai inférieure à la hauteur de cette zone triangulaire produit un mode de déformation différent, qui établit selon l'auteur la distinction entre les remblais épais et minces, et est susceptible de conduire à des désordres de l'ouvrage.

Certains auteurs ont proposé une distinction, fonction de la distance entre deux inclusions. Ceci paraît insuffisant.

Ensuite, phénomène nouveau par rapport à la littérature, des valeurs importantes de déplacement horizontal et de distorsion ont été constatées à l'interface du matelas de répartition et de la fondation superficielle, impliquant une réaction par frottement, à prendre en compte à l'avenir.

Une allure expérimentale inédite de l'efficacité du matelas granulaire a été obtenue en fonction de la surcharge appliquée, montrant que l'on tend vers une autre valeur ultime en augmentant la surcharge appliquée à la fondation superficielle.

L'effet de la mise en charge de la fondation superficielle, non encore explorée dans la littérature, a permis d'ajouter un axe aux courbes du report de charge en fonction de l'épaisseur du matelas granulaire, et ainsi de l'étendre à une surface, dont un palier est remarquable.

L'évolution du report de charge est gouvernée par le poinçonnement du massif granulaire par l'inclusion – et plus précisément la zone faisant corps avec celle-ci – et est à relier à la granulométrie du remblai.

Par conséquent, l'influence de la sollicitation extérieure (surcharge ou poids propre du massif granulaire) est indirecte.

De surcroît, les mesures de pression sous la fondation superficielle montrent un phénomène de concentration – uniformisation des réactions du système composé par le remblai, les inclusions et le terrain en place.

Cela permet d'expliquer pourquoi l'on est susceptible de rencontrer des pressions sous la dalle, au droit de l'inclusion, supérieures à celle en tête d'inclusion.

L'introduction d'une grandeur réduite, rapport de la surcharge uniforme appliquée et des contraintes géostatiques moyennes à la base du matelas, permet d'estimer le niveau de chargement où se produit l'atteinte du palier de report de charge et la redistribution des pressions sous la dalle.

Enfin, il apparaît une localisation de la déformation en bandes de cisaillement, suggérant un découpage du massif en blocs glissant les uns sur les autres.

Sa traduction en un mécanisme de report de charge, dont la résolution analytique des équations d'équilibre permet de prédire le report de charge en fonction de la géométrie, des paramètres géomécaniques du matelas granulaire, de la sollicitation appliquée, ou de l'épaisseur du remblai laisse penser qu'il n'existe, dans la gamme des remblais peu épais à épais, qu'un mécanisme de report de charge, mis en évidence par la présente étude.

BIBLIOGRAPHIE

ALI (1990), « A model study on embankment piles », Proc of piletalk International, Jakarta, pp 35-40.

ANTOINE P-C & MEIREMAN P. (2008), « Colonnes ballastées et inclusions : définition, champ d'application, principe de fonctionnement, dimensionnement, exécution et exemples », support de la formation « Techniques d'amélioration et de renforcement des sols », donnée pour le compte du Groupement Belge de Mécanique des Sols et de la Géotechnique, le 22 avril 2008, 47 pages.

ANTOINE P-C, POHL E., VANDERCRUISEN J-P, VERBRUGGE J-C (2003), « Study of deep compaction in order to its application to deep foundations », Proc. XIII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Prague, août 2003, Vol 2, 5 p.

ARTHUR J.R.F., DUNSTAN T., AL-ANI Q.A.J.L. & ASSADI A. (1977), « Plastic deformation and failure in granular media », *Geotechnique* 27, N° 1, pp 53-74.

BAUDOIN G., THOREL L., RAULT G., GARNIER J. (2007), « Renforcement de sols compressibles par inclusions rigides : dispositif pour la modélisation en centrifugeuse d'une maille élémentaire », 25èmes rencontres de l'A.U.G.C., Bordeaux.

BENNIACOUB F. (2002), « Interprétation d'essais sur des pieux-colonnes en vue de l'analyse des paramètres de dimensionnement », Mémoire de fin d'études, Faculté des Sciences Appliquées, ULB, année académique 2002 – 2003.

BERGDAHL U., LINGFORS R. & NORDSTRAND P. (1979), « The mechanics of piled embankment – a study incl. model tests », n° SG3-79, Swedish Geotechnical Institute, pp 310-320.

BERTHELOT P., PEZOT B. & LIAUSU P. (2003), « Amélioration des sols naturels ou anthropiques par colonnes semi-rigides : le procédé CMC », Proc. XIII ECSMGE, Prague.

BOLTON M. D. (1986), « The strength and dilatancy of sands », *Geotechnique* 36, n° 1, pp 65-78.

BOUASSIDA M., DE BUHAN P. & DORMIEUX L. (2003), « Estimation par une approche variationnelle du tassement d'une fondation rigide sur sol renforcé par colonnes », *Revue Française de Géotechnique* n° 102.

BOUASSIDA M., DE BUHAN P. & DORMIEUX L. (1995), « Bearing capacity of a fondation resting on a soil reinforced by a group of columns », *Geotechnique* n° 45.

BOUASSIDA (1996), « Etude expérimentale du renforcement de la vase de Tunis par des colonnes de sable – Application pour la validation de la résistance en compression théorique d'une cellule composite confinée », *Revue française de Géotechnique* n° 75.

BRIANCON L. (2002), « Renforcement des sols par inclusions rigides : état de l'art en France et à l'étranger », IREX, Paris, 185 p.

BRANDT E.W. (1968), « Concentration Factors for Stress Distribution in Soils », SOLS SOILS n° 21.

BROMS B. (1975), « Problems and solutions to construction in soft clay », proc. 6th Asian Regional Geotechnical Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol 2, p. 3-38.

BROMS B. (2002), « Stabilisation of soil with lime columns », Foundation Engineering Handbook, 6th printing, Kluwer Academic Publisher Group, Doordrecht, pp 833-855.

British Standard Institution (1995), « BS8006:1995, Code of practice for strengthened / reinforced soils and other fills. Section 8 : design of embankments with reinforced soil foundation on poor ground », pp 122-150.

CARLSSON B. (1987), « Armerad jord – beräkningsprinciper för bankar på palar », Linköping, Terratema AB.

CHEVALIER B. (2008), « Etudes expérimentale et numérique des transferts de charge dans les matériaux granulaires : application aux renforcements de sols par inclusions rigides », Thèse présentée à l'Université Grenoble 1 – Joseph FOURRIER.

CLAUDIN P. (1999), « La physique des tas de sable », Annales de Physique 24, vol 2, 1-207.

COMBARIEU O., GESTIN & PIOLINE (1994), « Remblais sur sols améliorés par inclusions rigides, premiers chantiers », B.L. L.C.P.C. n° 191.

COMBARIEU O. (1990), « Fondations superficielles sur sol amélioré par des inclusions rigides verticales », Revue française de Géotechnique, n° 53.

COMBARIEU O. (1988), « Amélioration des sols par inclusions rigides verticales, application à l'édification de remblais sur sols médiocres », Revue française de Géotechnique, n° 44.

COMBARIEU O. (1985), « Frottement négatif sur les pieux », Rapport de recherche L.P.C. n° 136, 144 p..

COMBARIEU O. & EVRARD H. (1979), « Les fondations mixtes, semelle - pieux », B.L. L.C.P.C. n° 102.

COMBARIEU O. (1974), « Effet d'accrochage et méthode d'évaluation du frottement négatif », B.L. L.C.P.C. n° 71.

Civiltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving (2002), « Gewapende granulaatmatras op palen : toepassing, ontwerp- en uitvoeringsaspecten », rapport 2002-7, stichting CUR, Gouda.

DELUZARCHE R. & CAMBOU B. (2006), « Discrete numerical modelling of rockfill dams », Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech. N° 30, pp 1075-1096.

DEMERDASH M. (1996), « An experimental study of piled embankments incorporating geosynthetic basal reinforcement », Thesis, University of Newcastle-upon-Tyne, Department of civil engineering, 196 p.

De OLIVERA M. & GIRARD C. (2001), « Site expérimental de Le Meux, Essai de chargement sur un groupe de colonnes semi-rigides, Rapport de suivi des mesures », Rincet BTP Services, Agence de Senart, document interne, 5p + annexes.

DESRUES J. & VIGGIANI G. (2004), « Strain localisation in sand : an overview of the experimental results obtained in Grenoble using stereophotogrammetry », Int. Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 28 : 279-321.

DESRUES J. (1987), « Naissance des bandes de cisaillement dans les milieux granulaires : expérience et théorie », dans DARVE F., « Manuel de rhéologie des géomatériaux », Presses des Ponts et Chaussées, Paris.

DEWOOLKAR M. M., SANTICHAIANANT K. & KO H.-Y. (2007), « Centrifuge modeling of granular soil response over active circular trapdoors », Soils and Foundations, Vol. 47, n° 5, 833-843, Japanese Geotechnical Society.

EUROSOILSTAB (2002), « Design guide : soft soil stabilisation », Building Research Establishment, Watford, 76p + annexes.

EL AMADIEH (2007), « Etude des colonnes ballastées », Mémoire de fin d'études, Service BATIr, Faculté des Sciences Appliquées, ULB, année académique 2006 – 2007.

FROIHO F., VIGGIANI G. & LAOUAFA F. (2002), « Numerical Photogrammetry in laboratory experiences on 2D slopes », International Workshop of Young Doctors in Geomechanics, De Gennaro & Delage, ENPC Champs-sur-Marne.

FROSSARD A. & GLANDY M. (2003), « Justification d'une fondation superficielle sur un sol renforcé d'inclusions », Proc. XIII ECSMGE, Prague., vol. 2, pp 147-154.

GAVROT G. (2007), « Prédétermination de la courbe charge – enfoncement de pieux vissés à partir des résultats de l'essai CPT », Mémoire de fin d'études, Service BATIr, Faculté des Sciences Appliquées, ULB, année académique 2006 – 2007.

GILBERT C. (1995), « Une nouvelle approche des calculs d'interaction sol-structure », Revue Française de Géotechnique, N° 72, pp 3-9.

HAN (1999), « Design and construction of embankments on geosynthetic reinforced platforms supported by piles », 1999 ASCE/PaDOT Geotechnical Seminar in Hersey, PA, USA, april 1999.

HAN J. & GABR M.A. (2002), « Numerical analysis of geosynthetic reinforced and pile supported earth platforms over soft soil », ASCE Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, vol. 128, pp 44-53.

HANDY R. L. (1985), « The arch in soil arching », ASCE Journal of Geotechnical Engineering, vol. 111, n° 3, pp 302-318.

HEWLETT W.J. & RANDOLPH M.A. (1988), « Analysis of piled embankments », Ground Engineering, april 1988, pp 12-18.

HETENYI M. (1971), « Beams on elastic foundation, theory with application in the fields of civil and mechanical engineering », the University of Michigan press, 9th edition.

HEYMAN J. (1995), « The stone skeleton, Structural Engineering of Masonry Architecture », Cambridge University Press.

HIRAKONA J. & HIRAI T., WATANABE Y. & OTANI J. (2007), « Load transfer and failure mechanisms in the reinforced ground beyond vertically loaded pile », Advances in Deep Foundations – KIKUCHI, OTANI, KIMURA & MORIKAWA (eds), Taylor & Francis Group, London.

HOLEYMAN A. (2001), « Screw Piles - Installation and design in stiff clays », Balkema Publishers, Lisse, The Netherlands, 323 p..

HONG W. P., LEE J. H. & LEE K. W. (2007), « Load transfer by soil arching in pile-supported embankments », Soils and Foundations, Vol. 47, n° 5, 833-843, Japanese Geotechnical Society.

HORGAN G.J. & SARSBY R.W. (2002), « The arching effect of soils over voids incorporating geosynthetic reinforcement », DELMAS, GOURC, Proc of the 7th Int Conf on Geosynthetics 2002, Nice, Swets & Zeitlinger, pp 373-378

HORIKOSHI K. & RANDOLPH M. F. (1996), « Centrifuge modelling of piled raft foundations on clay », Geotechnique 46, n° 4, pp 741-752.

HUAT B. B. K., CRAIG W.H. & ALI F. (1994), « The mechanics of piled embankment », FHWA International Conference on Design and Construction of Deep Foundations, vol 2, pp 1069-1082.

JAMES R.G. (1972), « Some aspects of soil mechanics model testing », Proc. Of Stress-strain behaviour of soils. Roscoe Memorial Symposium, Parry R. H. G. Ed., Cambridge, pp 417-440.

JENCK O. (2005), « Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales. Modélisation physique et numérique », thèse présentée devant l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, Unité de Recherche en Génie Civil.

JENCK O., DIAS D. & KASTNER R. (2005), « Soft ground improvement by vertical rigid piles : two-dimensional physical modelling and comparison with current design methods », Soils and Foundations, Vol. 45, N° 6, pp 15-30, Japanese Geotechnical Society.

KEMPFERT H.-G. (2003), « Ground improvement methods with special emphasis on column-type techniques », Int. Workshop on Geotechnics of Soft Soils – Theory and Practice. Vermeer, Schweiger, Karstunnen & Cudny (eds.).

KEMPTON G., RUSSEL D., PIERPOINT N.D. & JONES C.J.F.P. (1998), « Two and three dimensional numerical analysis of the performance of piled embankments », ROWE, Proc of the 6th Int Conf on Geosynthetics, Atlanta, pp 767-772

LACAZEDIEU M., PLOMPTEUX C., CORBET S., SHAW-SMITH E. (2005), « Intensive Ground Improvement using the CMC technique for the Newport Southern Distributor Road in Newport (Wales) », Proc. of the 16th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Millpress Rotterdam, Vol 3, pp 1215-1218.

LIAUSU P. (2002), « Colonnes à Module Contrôle (CMC) : Cahier des charges », Ménard SolTraitement, Document interne, Nozay.

LOW B.K., TANG S.K. & CHOA V. (1994), « Arching in piled embankments », ASCE, Journal of geotechnical engineering, vol 120, pp 1917-1938.

MAERTENS J. & HUYBRECHTS N. (2003), « Belgian Screw Pile Technology - Design and Recent Developments », Swets & Zeitlinger, Lisse, The Netherlands, 328 p.

MANDEL J. & SALENCON J. (1972), « Force portante d'un sol sur une assise rigide (étude théorique) », Géotechnique 22, n° 1, pp 79-93.

MARSTON A. & ANDERSON A.O. (1913), « The theory of loads on pipes in ditches, and tests of cement and clay drain tile and sewer pipe », Iowa state college of agriculture and mechanic arts, bulletin n° 31, Engineering experimental station, Iowa, Ames.

McKELVEY III J.A. (1994), « The anatomy of soil arching », Geotextiles and geomembranes 13, Elsevier Science Limited, pp 317-329.

MICHAELIS D., FRAHNERT H. & STACIKI B. (2004), « Accuracy of combined 3D surface deformation measurement and 3D position tracking in a wind tunnel », ICEM12, International Conference on Experimental Mechanics, Bari, Italy.

MUIR WOOD D. (2004), « Geotechnical Modelling », Spon Press, Taylor & Francis Group, London.

MYSLIVEC A. & KYSELA Z. (1978), « The bearing capacity of building foundations », Developments in Geotechnical Engineering Vol. 21, Elsevier, Amsterdam.

ODA M., KONISHI J. & NEMAT-NASSER S. (1983), « Experimental micromechanical evaluation of the strength of granular materials : effects of particle rolling », JENKINS J.T. and SATAKE M. (eds), Mechanics of Granular materials : new models and constitutive relations, Elsevier Science Publishers, Amsterdam, pp 21-30.

OTANI J., MIYAMOTO K., MUKUNOKI T. & HIRAI T. (2001), « Visualization of interaction behaviour between soil and reinforcement using X-ray CT », Landmarks in Earth Reinforcement, Ochiai et al. (eds), Swets & Zeitlinger.

PECKER A., TEYSSANDIER J-P, GUYOT T., COMBAULT J. (1996), « Seismic design for the foundations of the Rion-Antirion bridge », 15th Congress of the International Association for Bridge and Structural Engineering, June 16-20, Copenhagen, pp 831-842.

PHILIPONNAT G. & HUBERT B. (2005), « Fondations et ouvrages en terre », Editions Eyrolles, cinquième tirage.

PLUMELLE C. (1985), « Renforcement d'un sol lâche par inclusion de micropieux », Revue française de géotechnique, n° 30, pp 47-57.

QUIGLEY P., O'MALLEY J. & RODGERS M. (2003), « Performance of a trial piled embankment constructed on soft compressible estuarine deposits at Shannon, Ireland », Int. Workshop on Geotechnics of Soft Soils – Theory and Practice. Vermeer, Schweiger, Karstunnen & Cudny, VGE.

RATHMAYER H. (1975), « Piled embankment supported by single pile caps », Proc. of the Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Istanbul, pp 283-290.

RAJU V.R. (2004), « Ground Improvement Techniques for Railway Embankments », Technical paper 10-59E, Keller Grundbau GmbH.

ROGBECK Y., GUSTAVSON S., SÖDERGREN I. & LINDQUIST D. (1998), « Reinforced piled embankments in Sweden, design aspect », ROWE, Proc of the 6th Int Conf on Geosynthetics, Atlanta, pp 755-762.

ROGBECK Y., ALEN C., FRANZEN G., KJELD A., ODEN K., RATHMAYER H., WATN A. & OISETH E. (2004), « Nordic guidelines for reinforced soils and fills », Nordic Geosynthetic Group, A section of Nordic Geosynthetical Societies, Nordic Industrial Fund, revision A.

SCHNEEBELI G. (1956), « Une mécanique pour les terres sans cohésion », Compte-rendus des séances de l'Académie des Sciences, 243:2647-2673.

SIMON B. (2000), « Colonnes CMC, Plot expérimental d'Agen sud, Interprétation des mesures », TERRASOL, Paris, Rapport interne, 23p + annexes.

SOYEZ (1985), « Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées », BL LCPC 135.

SVANØ G., ILSTAD T., EIKSUND G., WATN A. (2000), « Alternative calculation principle for design of piled embankments with base reinforcement », Proc. of the 4th Int. Conf. of Ground Improvement Geosystem, H. RATHMAYER, Finnish Geotechnical Society (ed), Helsinki.

TERZAGHI K. (1936), « Theoretical Soil Mechanics », John Wiley & sons, New York.

TING W. H., TOH C.T., CHAN S.F. (1983), « Pile supported fill », Recent Developments in Laboratory and Field Tests and Analysis of Geotechnical Problems, Bangkok.

TOMLINSON M. J. (1987), « Pile design and construction practice », Viewpoint publications.

TOURNIER J.-P. & MILOVIC D.M. (1977), « Etude expérimentale de la capacité portante d'une couche compressible d'épaisseur limitée », *Géotechnique* 27, n° 2, pp 111-123.

VAN DUIJVENBODE J.D. & JANSEN H.L. (2001), « Van NO-RECESS naar SI² », *Geotechniek*, april 2001, pp 32-45.

VAN DUIJVENBODE J.D., WOLDRINGH R.F. & VENMANS A.M.M. (1999), « No-Recess test site Hoeksche Waard (Netherlands) », *Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure*, Barends & al., Balkema, Rotterdam.

VAN EEKELEN S. (2009), « De Nederlandse CUR Ontwerprichtlijn voor Paalmatrassystemen », *Geotechniek*, Nummer 5, November 2009.

VAN EEKELEN S.J.M., BEZUIJEN A. & ALEXIEW D. (2008), « Piled embankments in the Netherlands, a full-scale test, comparing 2 years of measurements with design calculations », 4th European Geosynthetics Conference, Edinburgh.

VAN EEKELEN S.J.M., BEZUIJEN A. (2008), « Op weg naar een Nederlandse ontwerprichtlijn voor paalmatrassen (2) : Vergelijking ontwerpmodellen met veldmetingen aan de Kyotoweg », *GEOkunst* n° 4, pp 72-76.

VAN EEKELEN S.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.

VAN EEKELEN S.J.M., ALEXIEW D. (2007), « Die Kyoto-Straße : Ein Großversuch, Messungen und Berechnungen », *Proc. FS-Kunststoffe in der Geotechnik*.

VAN EEKELEN S.J.M., BEZUIJEN A. & OUNG O. (2003), « Arching in piled embankments : experiments and design calculations », *Foundations : Innovations, observations, design and practice*. Thomas Telford, London.

VAN EEKELEN S.J.M. (2001), « Arching in piled embankments : literature review », *GeoDelft Report* n° CO 511290/01.

VARDOULAKIS I.G. & GRAF B. (1982), « Imperfection sensitivity of the biaxial test on dry sand », *IUTAM Conference on Deformation and Failure of Granular Materials*, Delft.

VARDOULAKIS I, GRAF B. & GUDEHUS G. (1981), « Trap-door problem with dry sand : a statical approach based upon model test kinematics », *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol 5, 57-78.

WEBER J.D. (1971), « Les applications de la similitude physique aux problèmes de la mécanique des sols », Editions Eyrolles, Editions Gauthier-Villars, Paris.

ZAESKE D. & KEMPFERT H-G. (2002), « Berechnung und Wirkungsweise von unbewehrten und bewehrten mineralischen Tragschichten über punkt- und linienförmigen Traggliedern », Bauingenieur, n° 77, Februar 2002, pp 80-86.

LISTE DES SYMBOLES

Les symboles utilisés dans le texte, les figures et les équations sont ici présentés et définis dans leur ordre d'apparition.

1. INTRODUCTION

Figure 2

H épaisseur de l'horizon compressible

Figure 5

A, B extrémités de la poutre

a, b, c points d'application des surcharges ponctuelle et répartie

p, q surcharges ponctuelle et répartie

w tassement

k module de réaction

Figure 6

H épaisseur du remblai

s' distance entre deux inclusions

Figure 7

H épaisseur du remblai

p surcharge

H_c hauteur critique, nécessaire au développement de l'effet voûte complet

Figure 9

g gravité

Figure 10

Q_T charge verticale en tête d'inclusion

L longueur de l'inclusion

F_n résultante des frottements négatifs

h_c hauteur d'action du frottement négatif

F_p résultante des frottements positifs

Q_p effort en pointe de l'inclusion

Figure 13

p	surcharge uniformément répartie
Q	force ponctuelle

2. ANALYSE DES EXPERIMENTATIONS

Figure 15

Q	charge à reprendre
-----	--------------------

Figure 17

Q	effort dans l'inclusion
L	profondeur dans l'inclusion

Figure 18

E_M	module pressiométrique
p_l	pression limite
α	coefficient du sol

Figure 22

H	épaisseur du remblai surchargeant la dalle
-----	--

3. ANALYSE DES MODELES ANALYTIQUES

Figure 40, équation 3

$Q_{L, INC}, w_{INC}$	force portante et tassement de la semelle sur inclusions
$Q_{L, FS}, w_{FS}$	force portante et tassement de la semelle sans inclusions
$Q_{L, FM}, w_{FM}$	force portante et tassement de la fondation mixte
B	largeur de la fondation superficielle

Equation 4, figure 41

Q_{ens}	force portante de l'ensemble du système
Q_{sem}	force portante de la semelle
Q_{inc}	force portante des n inclusions

Equation 5, figure 41

$q_{adm, sem}$	contrainte admissible par le sol sous la semelle,
----------------	---

A'_{sem}	aire réduite de la semelle,
p_{le}	pression limite équivalente,
k_s	facteur de portance,
F_S	coefficient de sécurité
A_{inc}	aire d'une inclusion.

Equation 6, figure 41

δ	coefficient réducteur dû à l'effet de groupe,
$Q_{P,inc}$	résistance en pointe d'une inclusion, associée à un coefficient de sécurité F_P ,
$Q_{F,inc}$	résistance en frottement d'une inclusion, associée à un coefficient de sécurité F_P ,
$q_{adm,inc}$	minimum de la contrainte admissible en compression de chacun des éléments (inclusion, remblai).

Figure 43, tableau 3

ε	orientation par rapport à l'horizontale des prismes de report de charge
---------------	---

Figure 45

h	épaisseur du remblai
s_d	entraxe des inclusions
d	diamètre d'une inclusion

4. ANALYSE DES MODELES NUMERIQUES

Figure 46

C_i, C_j	centre des particules
r_i, r_j	rayon des particules
k_n, k_t	rigidités normale et tangentielle du contact
μ	coefficient de frottement local (Coulomb)

Equation 8

q_t	contrainte moyenne à la base du remblai
γ	poids volumique du remblai
q	surcharge

Figure 48

K_c module de réaction du sol support

Figure 50

θ angle du prisme de report de charge par rapport à la verticale

Figure 52

δ_{inf} tassement différentiel en base du matelas

Figure 53

p_{sd} contrainte verticale sous le dallage

q_{incl} contrainte verticale exercée en tête d'inclusion

5. DEMARCHE ADOPTEE

Tableau 4

$E_{matelas}$ module de déformation du matelas

E_{sol} module de déformation de l'horizon compressible

E_{incl} module de déformation de l'inclusion

6. ANALYSE DES RESULTATS OBTENUS SUR LE MODELE PHYSIQUE BIDIMENSIONNEL

Equation 9

R_{TI} rapport de tassement incrémental

R_{TC} rapport de tassement cumulé

Equation 10

γ poids volumique du remblai

σ_{gve} contrainte géostatique verticale équivalente

Equation 11

q surcharge uniformément répartie

p_r pression réduite

Figure 72

- z profondeur dans le massif granulaire
 δ déplacements horizontaux à l'axe de symétrie du modèle

Figure 73 et suivantes

- $I_{2\varepsilon}$ second invariant du tenseur des déformations (distorsion)

Figure 76 et suivantes

- $I_{1\varepsilon}$ premier invariant du tenseur des déformations (déformation volumique)

Figure 86 et suivantes

- ε_v déformation volumique moyenne

Figure 110 et suivantes

- E Efficacité du matelas granulaire

Figure 113

- s_d tassement de la dalle

Figure 118

- x position sur l'axe horizontal par rapport à l'axe de l'inclusion

Figure 119

- q_{incl} contrainte verticale exercée en tête d'inclusion
 p_{sd} pression (mesurée) à la face inférieure de la dalle

Equations 12 & 13, figures 121 et suivantes

- $p_{sd,n}$ pression sous la dalle normée par rapport à la surcharge
 x' abscisse normée par rapport à l'entraxe

Equation 14

- f, g, h paramètres de l'équation

Figure 127

- $q_{incl,n}$ contrainte verticale en tête d'inclusion normée par rapport à la surcharge

8. PROPOSITION D'UN DECOUPAGE EN BLOCS ET SA RESOLUTION ANALYTIQUE

Figure 129

B	largeur de la semelle
Q_u	charge de rupture

Figure 131 et suivantes, équations 16 à 23

R_{incl}, R_{SC}	réactions de l'inclusion et du sol compressible
R_I, R_{III}	résultantes des réactions des blocs I & III
$A_{II,FS,v}$	action verticale de la fondation superficielle sur le bloc II
$R_{II,FS,h}$	réaction horizontale de la fondation superficielle sur le bloc II
φ_m	angle de frottement mobilisé
φ_r	angle de frottement résiduel
τ_{i-j}	frottement mobilisé au contact des blocs $i - j$
β	direction par rapport à la verticale des bandes de cisaillement
δ	angle de frottement à l'interface sol - structure
PP_{II}	poids propre du bloc II

Equation 26

φ_p	angle de frottement au pic
ψ	angle de dilatance

Equation 30

E_{II}	efficacité du bloc II
----------	-----------------------

Figures 140 et suivantes, équation 32

E_{ult}	efficacité ultime (valeur du palier)
-----------	--------------------------------------

