

**Université des Sciences et Technologies de Lille**

**THESE DE DOCTORAT**

*Discipline : Génie Civil*

**Comportement en zone sismique des inclusions rigides  
Analyse de l'interaction  
sol-inclusion-matelas de répartition – structure**

*Préparée au*

**Laboratoire de Mécanique de Lille UMR CNRS 8107**

**Alia HATEM**

Directeur de thèse : **Isam SHAHROUR**, Professeur, Université Lille I

Membres du jury :

<b>Daniel DIAS</b>	MCF, Habilité à Diriger des Recherches, INSA LYON	rapporteur
<b>Serge LAMBERT</b>	Ingénieur, KELLER Fondation Spéciales	examineur
<b>Mohamed ROUAINIA</b>	Professeur, université de Newcastle, Grande Bretagne	rapporteur
<b>Mohammad SOULI</b>	Professeur, Université Lille I	examineur

Tirage provisoire pour membres du jury

*Année 2009*

# SOMMAIRE

## Résumé

<b>Introduction générale .....</b>	<b>i</b>
------------------------------------	----------

# CHAPITRE I

## Analyse bibliographique

<b>1.1 Technologie de renforcement des sols par inclusions rigides .....</b>	<b>6</b>
1.1.1 Principe et mode de fonctionnement .....	6
1.1.2 Les inclusions rigides.....	8
1.1.3 Le matelas de transfert de charge.....	9
1.1.4. Les nappes de renforcement .....	10
1.1.5. Domaines d'utilisation des inclusions rigides.....	10
1.1.6. Dimensionnement des inclusions rigides.....	11
<b>1.2 Comportement sismique.....</b>	<b>16</b>
1.2.1 Action sismique .....	16
1.2.2 Comportement des sols.....	18
1.2.3. Méthodes d'analyse de l'interaction sol-fondation-structure.....	19
1.2.4. Comportement sismique des pieux.....	24
1.2.4.1. Influence du profil du sol .....	24
1.2.4.2. Influence des conditions aux extrémités des pieux .....	28
1.2.5. Comportement sismique des inclusions rigides .....	28
<b>1.3 Conclusion .....</b>	<b>32</b>

## CHAPITRE II

### **Analyse de l'interaction cinématique du système sol-matelas de répartition –inclusions rigides-structure**

<b>2.1 Introduction .....</b>	<b>34</b>
<b>2.2 Modèle numérique .....</b>	<b>35</b>
2.2.1 présentation du code utilisé .....	35
2.2.2 Maillage et discrétisation temporelle .....	36
2.2.3 Amortissement .....	37
2.2.4 Eléments de frontière.....	41
2.2.5 Eléments d'interface.....	42
2.2.6 Eléments de structure.....	44
2.2.7 Chargement.....	45
<b>2.3 Etude de la réponse d'un groupe de 2x2 inclusions.....</b>	<b>46</b>
2.3.1 Présentation.....	46
2.3.2 Résultats.....	49
<b>2.4 Etude paramétrique .....</b>	<b>56</b>
2.4.1 Influence de l'épaisseur du matelas de répartition.....	56
2.4.2 Influence de l'amplitude du chargement.....	59
<b>2.4 Conclusion.....</b>	<b>61</b>

## CHAPITRE III

### **Analyse de l'interaction inertielle du système sol-matelas de répartition –inclusions rigides-structure**

<b>3.1. Introduction .....</b>	<b>63</b>
<b>3.2. Influence de la présence de la superstructure.....</b>	<b>64</b>
3.2.1 Présentation .....	64
3.2.2 résultats.....	66
<b>3.3 Influence des caractéristiques du matelas de répartition.....</b>	<b>70</b>
3.3.1 Influence de l'épaisseur du matelas de répartition.....	70
3.3.2 Influence de la largeur d'extension du matelas par rapport à la semelle.....	76
3.3.3. Influence de propriétés mécaniques du matelas de répartition.....	78
- <i>module de déformation</i>	78
- <i>angle de frottement</i>	80
<b>3.4 Influence de la liaison entre l'IR et le matelas de répartition.....</b>	<b>82</b>
<b>3.5 Influence de rigidité de l'inclusion .....</b>	<b>84</b>
<b>3.6 Influence du chargement</b>	<b>86</b>
3.6.1. Influence de l'amplitude du chargement.....	86
<b>3.7 Comparaison avec les colonnes à module mixte (CMM)</b>	<b>88</b>
<b>3.8 Comparaison avec les groupes de pieux</b>	<b>91</b>
<b>3.9 Conclusions.....</b>	<b>94</b>

## Figures

<b>Figure</b>	<b>Titre</b>	<b>page</b>
1.1	Renforcement par des inclusions rigides .....	7
1.2	Mécanismes de transfert de charge (Berthelot <i>et al.</i> 2003).....	8
1.3	Détermination de maillage d'inclusions .....	13
1.4	Principe du fonctionnement d'une inclusion isolée .....	14
1.5	Groupe d'inclusions (cas d'un dallage ou radier souple).....	15
1.6	Exemple de spectre de réponse réel pour un séisme de magnitude 5.5 (San Salvador 1986), et d'un spectre de réponse utilisé dans l'EC8.....	17
1.7	Domaines de comportement des sols.....	19
1.8	Problème d'interaction sol-structure.....	21
1.9	Principe de superposition pour l'interaction sol-structure.....	22
1.10	Relation entre les accélérations maximales et les différent conditions des sols mous (Idriss, 1990,1991).....	25
1.11	Enveloppes du moment fléchissant pour des pieux libre et encasté en tête. (Mylonakis et al, 1997).....	26
1.12	Influence de la variation du module de Young sur la réponse d'un groupe de 4 pieux (Sadek 2003).....	27
1.13	Réponse sismique d'un sol renforcé par inclusions rigides. (d'après Moryal et al).....	29
1.14	Spectre d'accélération en surface de sol au centre de massif renforcé (Rangel Núñez et al, 2006).....	30
1.15	Spectre d'accélération pour un de sol mou renforcé par un groupe d'inclusions rigides (Rangel Núñez et al. 2006)	30
2.1	Cycle de base de calcul par la méthode explicite utilisée dans le code FLAC3D (Billaux, 1993).....	36
2.2	Variation de l'amortissement avec la fréquence.....	38
2.3	Sélection de l'amortissement de Rayleigh.....	39
2.4	Éléments d'interface .....	42
2.5	Dimension de la zone utilisée pour le calcul des raideurs (Itasca, 1994).....	43

2.6	Nomenclature pour un élément poutre .....	44
2.8	Chargement utilisé : enregistrement de Tabas (Iran).....	45
2.9	Spectre de l'enregistrement utilisé (Tabas, Iran).....	45
2.10	Exemple traité: sol renforcé par quatre inclusions rigides.....	47
2.11	Maillage utilisé dans la modélisation du groupe de 2x2 inclusions (30144 zones à 8 nœuds ; 35405 nœuds).....	48
2.12	Groupe de 2x2 inclusions: Variation du déplacement et de la vitesse à la surface.....	50
2.13	Déplacements latéraux de l'inclusion rigide, du sol au centre du groupe d'inclusions de et en champ libre .....	51
2.14	Groupe de 2x2 inclusions : Analyse de Fourier de la vitesse.....	52
2.15	Groupe de 2x2 inclusions: Efforts induits dans les inclusions à différents instants.....	53
2.16	Groupe de 2x2 inclusions: Enveloppe des efforts induits dans les inclusions.	54
2.17	Comparaison entre les efforts induits dans une inclusion isolée et dans un groupe de 2x2 inclusions .....	55
2.18	Influence de l'épaisseur du matelas de répartition sur la charge appliquée au niveau de la surface du sol.....	57
2.19	Influence de l'épaisseur du matelas de répartition sur le spectre de réponse au niveau de surface du sol.....	58
2.20	Influence de l'épaisseur du matelas sur les efforts internes dans le groupe de 2x2 inclusions .....	58
2.21	Influence de l'amplitude du chargement sur le spectre de réponse au niveau de la surface du sol.....	60
2.22	Influence de l'amplitude du chargement sur la réponse du groupe de 2x2 inclusions.....	60
3.1	Exemple traité: sol renforcé par quatre inclusions rigides.....	65
3.2	Maillage utilisé dans la modélisation du groupe de 2x2 inclusions (30148 zones à 8 nœuds ; 35423 nœuds).....	66
3.3	Réponse du système sol-inclusions-matelas-structure : vitesse en différents points.....	67
3.4	Analyse de Fourier de la vitesse en différents points.....	68
3.5	Enveloppes des efforts induits dans les inclusions rigides.....	68
3.6	Influence de la présence de la structure sur le moment fléchissant dans les inclusions.....	69

3.7	Influence de l'épaisseur du matelas sur les efforts induits dans l'inclusion....	71
3.8	Influence de l'épaisseur du matelas sur les contraintes maximales de compression et d'extension).....	73
3.9	Influence de l'épaisseur du matelas sur les efforts normalisés dans les inclusions .....	74
3.10	Influence de débordes du matelas sur les efforts normalisés dans les inclusions .....	77
3.11	Influence du module de Young de matelas sur les efforts normalisés dans les inclusions.....	79
3.12	Influence du frottement du matelas sur les efforts dans les inclusions rigides ( $H_r=0,5m$ ).....	81
3.13	Configurations utilisées pour étudier Influence des conditions de liaison inclusions-matelas sur la réponse sismique du sol renforcé par inclusions rigides.....	82
3.14	Influence des conditions de liaison inclusions-matelas sur les efforts dynamiques normalisés dans les inclusions ( $H_r=1m$ ).....	83
3.15	Influence de la rigidité des inclusions sur les efforts internes normalisés ( $H_r=0,5m$ ).....	85
3.16	Influence de l'amplitude de la vitesse du chargement sur les efforts dynamiques dans les inclusions ( $H_r=0,5m$ ).....	87
3.18	Comparaison des réponses sismiques des sols renforcés par inclusions rigides et par colonnes à module mixte.....	89
3.19	Comparaison des réponses sismiques des sols renforcés par inclusions rigides et des colonnes à module mixte.....	90
3.20	Comparaison inclusions rigides-groupe de pieux ( $H_r=0,5 m$ ).....	92
3.21	Comparaison inclusions rigides -groupe de pieux. ( $H_r=0,5 m$ ).....	93

## Tableaux

<b>Tableau</b>	<b>Titre</b>	<b>Page</b>
1.1	Principaux types d'inclusions rigides (Briançon 2002).....	9
1.2	Domaine de comportement des sols.....	18
1.3	Approches utilisées dans la résolution des problèmes d'interaction sol-structure (Gazetas et al. 1993 et Gazetas et Mylonakis 1998).....	23
1.4	accélérations maximales dans San Francisco (d'après AFPS, 1990).....	25
2.1	Informations relatives à l'enregistrement utilisé .....	45
2.2	Pic majeur de l'enregistrement utilisé.....	45
2.3	Propriétés du sol.....	47
2.4	Propriétés des inclusions rigides.....	47
2.5	Groupe de 2x2 inclusions: Amplification dynamique .....	51
2.6	Groupe de 2x2 inclusions: Pic majeur .....	52
2.7	Valeurs maximales de la vitesse et du déplacement en tête des inclusions....	55
2.8	Influence de l'épaisseur de matelas de répartition sur la réponse d'un groupe de 2x2 inclusions.....	57
2.9	Influence de l'amplitude du chargement sur l'amplification du mouvement sismique .....	59
3.1	Propriétés du sol.....	65
3.2	Propriétés des inclusions rigides.....	65
3.3	Influence de l'épaisseur du matelas sur l'amplification dynamique.....	70
3.4a	Influence de l'épaisseur du matelas sur les efforts dynamiques dans les inclusions .....	72



3.4b	Influence de l'épaisseur de matelas sur le transfert de l'effort inertiel.....	72
3.5	Influence de l'épaisseur du matelas sur les efforts dynamiques normalisés.....	75
3.6a	Influence de l'extension du matelas sur le mouvement de la superstructure.	76
3.6b	Influence de l'extension du matelas sur les efforts dynamiques dans les inclusions .....	76
3.7a	Influence du module de déformations du matelas sur le mouvement de la superstructure.....	78
3.7b	Influence du module de déformations du matelas sur les efforts dynamiques dans les inclusions .....	78
3.8a	Influence de l'angle de frottement sur le mouvement de la superstructure....	80
3.8b	Influence de l'angle de frottement sur les efforts dynamiques dans les inclusions.....	81
3.9a	Influence des conditions de liaison inclusions-matelas sur le mouvement de la superstructure ( $H_r=1m$ ).....	83
3.9b	Influence des conditions de liaison inclusions-matelas frottement sur les efforts dynamiques dans les inclusions ( $H_r=1m$ ).....	83
3.10a	Influence du module de déformations des inclusions sur le mouvement de la superstructure ( $H_r=0,5m$ ).....	84
3.10b	Influence du module de déformations des inclusions sur les efforts dynamiques dans les inclusions ( $H_r=0,5m$ ).....	84
3.11	Influence de l'amplitude de la vitesse de chargement sur le mouvement de la superstructure ( $H_r=0,5m$ ).....	86
3.12	Influence de l'amplitude de la vitesse du chargement sur les efforts dynamiques dans les inclusions ( $H_r=0,5m$ ).....	87
3.13a	Comparaison des réponses sismiques des sols renforcés par inclusions rigides et par colonnes à module mixte ( $H_r=1,5 m$ ).....	88
3.13b	Comparaison des réponses sismiques des sols renforcés par inclusions rigides et par colonnes à module mixte ( $H_r=1,5 m$ ).....	89
3.14a	Comparaison inclusions rigides -groupe de pieux. ( $H_r=0,5 m$ ). Amplification du mouvement de la superstructure.....	91
3.14b	Comparaison inclusions rigides - groupe de pieux ( $H_r=0,5 m$ ) –Effort induits dans les inclusions.....	91

## Résumé

Le présent travail comporte une analyse du comportement sismique des sols renforcés par des inclusions rigides. L'étude est effectuée à l'aide d'une modélisation numérique tridimensionnelle par différences finies de l'interaction sol-matelas-inclusions-structure. Le comportement du sol est supposé de type élastoplastique avec un amortissement de type Rayleigh. Le travail est présenté en trois chapitres.

Le premier chapitre comporte une synthèse des travaux réalisés sur les inclusions rigides et sur l'analyse de leur comportement en zone sismique. Il présente d'abord la technologie de renforcement par inclusions rigides ainsi que son utilisation et les méthodes de calcul sous chargement statique. Ensuite, il donne une synthèse des approches utilisées pour l'analyse de l'interaction sol-structure sous chargement sismique, et plus particulièrement pour les groupes de pieux et les inclusions rigides.

Le second chapitre est consacré à l'analyse de l'interaction cinématique du système sol-matelas-inclusions. L'analyse est effectuée à l'aide d'une approche globale qui consiste à calculer la réponse de l'ensemble des éléments du système à un chargement sismique. Elle est réalisée à l'aide d'une modélisation tridimensionnelle et non linéaire du système de renforcement. Le chapitre est composé de trois parties. La première expose le modèle numérique utilisé, la seconde présente une analyse d'un sol renforcé par un groupe de 2x2 inclusions rigides, la dernière est consacrée à une étude de l'influence de principaux paramètres sur la réponse sismique du groupe d'inclusions rigides.

Le dernier chapitre est consacré à l'étude de l'influence de la présence de la structure sur l'interaction sol-matelas-inclusions-structure. L'accent est mis sur l'influence des paramètres majeurs tels que les caractéristiques géométriques et mécaniques du matelas, la rigidité des inclusions, les conditions de liaison inclusions-matelas et l'amplitude du chargement. Ce chapitre donne aussi une comparaison entre le comportement sismique des inclusions rigides avec celui d'un groupe de colonnes de module mixte (CMM) et d'un groupe de pieux.

Mots clés : inclusions rigides, interaction, sol-structure, matelas , sismique, tridimensionnelle non linéaire, colonnes à modules mixtes, plasticité, pieux.

## **Introduction générale**

Le renforcement des sols compressibles par des inclusions rigides constitue une solution intéressante sur le plan économique et technique. Leur grand intérêt réside dans une réduction importante des tassements tout en conservant le sol compressible en place, ce qui constitue un avantage économique et environnemental non négligeable (Combarieu, 1988 ; Briançon et al, 2004 ; Jenck et al, 2005 ; Simon et Schlosser, 2006). La technique de renforcement par inclusions rigides consiste à mettre en place un réseau d'inclusions à travers l'horizon compressible afin de transférer les charges vers un horizon plus rigide. Une couche en sol frottant, formant un matelas de transfert de charge est intercalée entre la superstructure et les têtes des inclusions rigides. Le matelas contribue au transfert des charges vers les inclusions par la formation de voûtes. Il permet la réduction et l'homogénéisation des tassements en surface du massif de fondation. Le renforcement peut être complété par des nappes de géosynthétique à la base du matelas, ces nappes contribuant au report de charges par effet membrane.

L'utilisation des inclusions rigides en zones à risque sismique présente un concept intéressant. Vis-à-vis d'un chargement sismique, ce système de renforcement s'apparente à un système d'isolation à la base de l'ouvrage. Le matelas de transfert de charge constitue une zone de dissipation d'énergie transmise entre la structure et les éléments rigides du renforcement et vis versa, réduisant l'effet inertiel de la superstructure (Pecker et Garnier, 1999 ; Pecker et Salençon, 1999 ; Dorby et al, 2003). Ce type de renforcement a été mis en œuvre pour le pont Rion-Antirion (Pecker et Teyssandier, 1998).

Le comportement sismique des inclusions rigides fait intervenir de nombreux paramètres, notamment le comportement de sol, les conditions de liaison entre les inclusions, le matelas et le sol, les caractéristiques de chargement, l'interaction entre les inclusions,

l'interaction entre les inclusions et le matelas et enfin l'interaction entre l'ensemble sol-matelas-inclusions et la structure. Il est à noter également que les efforts sismiques dépendent d'une manière sensible des fréquences mises en jeu telles que la fréquence du chargement et les fréquences de la structure et du massif du sol.

Peux de travaux ont été consacrés à l'analyse de l'interaction sol-inclusions-matelas-structure, mais on peut bénéficier pour cette étude d'une littérature abondante sur l'interaction dynamique sol-pieux-structure (Tajimi, 1969; Novak et Aboul-Ella, 1978; Kagawa et Kraft, 1980; Mizuno et al, 1984; Tazoh et al, 1987; Kaynia et Kausel, 1982; Gazetas et Dobry, 1984 ; et Shahrour et al, 1995).

Compte tenu de la complexité du problème d'interaction sol-matelas-inclusion-structure et de forte couplage entre les différents éléments composant ce système de renforcement, on propose une analyse globale de ce problème, en effectuant une modélisation numérique tridimensionnelle par différences finies intégrant en un seul calcul le sol, les inclusions, le matelas de répartition et la structure. Cette modélisation nous permet également d'analyser des aspects particuliers du problème, notamment l'effet de groupe, l'interaction cinématique, l'interaction inertielle, les conditions de liaison inclusion- matelas. Le travail de thèse est présenté en trois chapitres.

Le premier chapitre comporte une synthèse des travaux réalisés sur les inclusions rigides et sur l'analyse de leur comportement en zone sismique. Il présente d'abord la technologie de renforcement par inclusions rigides ainsi que son utilisation et les méthodes de calcul sous chargement statique. Ensuite, il donne une synthèse des approches utilisées pour l'analyse de l'interaction sol-structure sous chargement sismique, et plus particulièrement pour les groupes de pieux et les inclusions rigides.

Le second chapitre est consacré à l'analyse de l'interaction cinématique du système sol-matelas-inclusions-structure. L'analyse est effectuée à l'aide d'une approche globale qui consiste à calculer la réponse de l'ensemble des éléments du système à un chargement sismique. Elle est réalisée à l'aide d'une modélisation tridimensionnelle et non linéaire du système de renforcement. Le chapitre est composé de trois parties. La première expose le modèle numérique utilisé, la seconde présente une analyse d'un sol renforcé par un groupe de 2x2 inclusions rigides, la dernière est consacrée à une étude de l'influence de principaux paramètres sur la réponse sismique du groupe d'inclusions rigides.

Le dernier chapitre est consacré à l'étude de l'influence de la présence de la structure sur l'interaction sol-matelas-inclusions-structure. L'accent est mis sur l'influence des paramètres majeurs tels que les caractéristiques géométriques et mécaniques du matelas, la rigidité des inclusions, les conditions de liaison inclusions-matelas et l'amplitude du chargement. Ce chapitre donne aussi une comparaison entre le comportement sismique des inclusions rigides avec celui d'un groupe de colonnes de module mixte (CMM) et d'un groupe de pieux.

**Comportement sismique des sols renforcés par  
inclusions rigides :  
Analyse bibliographique**

## **Chapitre I**

### **Comportement sismique des sols renforcés par inclusions rigides : Analyse bibliographique**

#### **1.2. Technologie de renforcement des sols par inclusions rigides**

1.2.4. Principe et mode de fonctionnement

1.2.5. Les inclusions rigides

1.2.6. Le matelas de transfert de charge

1.2.7. Les nappes de renforcement

1.2.8. Domaines d'utilisation des inclusions rigides

1.2.9. Dimensionnement des inclusions rigides

#### **1.3. Comportement sismique**

1.3.4. Action sismique

1.3.5. Comportement des sols

1.3.6. Méthodes d'analyse de l'interaction sol-fondation-structure

1.3.7. Comportement sismique des pieux

1.2.4.1. Influence du profil du sol

1.2.4.2. Influence des conditions aux extrémités des pieux

1.3.8. Comportements sismiques des inclusions rigides

#### **1.4. Conclusion**

## Chapitre I

### Comportement sismique des sols renforcés par inclusions rigides : Analyse bibliographique

*Ce chapitre comporte une synthèse des travaux réalisés sur les inclusions rigides et sur l'analyse de leur comportement en zone sismique. Il est organisé en deux parties. La première présente la technologie de renforcement par inclusions rigides ainsi que son utilisation et les méthodes de calcul sous chargement statique. La seconde partie est consacrée à l'analyse sismique. Elle présente les approches utilisées pour l'analyse de l'interaction sol-structure sous chargement sismique, ensuite elle traite le cas des pieux et des inclusions rigides.*

#### 1.1. Technologie de renforcement de sols par inclusions rigides

##### 1.1.1. Principe et mode de fonctionnement

La figure 1.1 illustre le principe de renforcement des sols par inclusions rigides. Cette technique consiste dans l'introduction dans les sols compressibles d'inclusions verticales descendant à un horizon porteur. Les inclusions ont pour rôle de transmettre les charges dues au poids de l'ouvrage et aux charges en service vers le substratum rigide. Pour cela, elles sont posées sur une couche dure ou légèrement ancrées dans celle-ci. Les inclusions peuvent être surmontées d'une dalle afin d'augmenter la surface de reprise de charge.



Un matelas de transfert de charge est généralement intercalé entre l'ouvrage et les têtes d'inclusions. Le développement de mécanismes de cisaillement au sein de ce matelas assure la répartition de la charge appliquée vers les têtes des inclusions, et permet ainsi de soulager le sol compressible et de réduire et d'homogénéiser les tassements sous l'ouvrage. Le matelas peut être composé des matériaux traités (à la chaux ou au ciment) ou non traités. Ses caractéristiques mécaniques et géométriques sont des facteurs essentiels dans la formation des mécanismes de transfert de charge. Des nappes horizontales de renforcement peuvent être placées au dessus des inclusions rigides. Elles permettent d'améliorer le report de charge vers les têtes d'inclusions lors de sa mise en tension due aux tassements différentiels entre les têtes d'inclusions et le sol compressible (effet membrane).

La mobilisation du cisaillement (formation de voûte) dans le matelas de transfert de charge favorise le report de charge vers les têtes des inclusions. La partie haute des inclusions est mobilisée par un frottement négatif résultant du déplacement relatif sol - inclusion important au niveau de tête des inclusions. Du frottement positif est induit sur la partie inférieure des inclusions puisque celles-ci poinçonnent le substratum rigide. Un effet de pointe est aussi présent au niveau de la base des inclusions.

La figure 1.2 montre les mécanismes de transfert de charge dans un sol renforcé par des inclusions rigides.

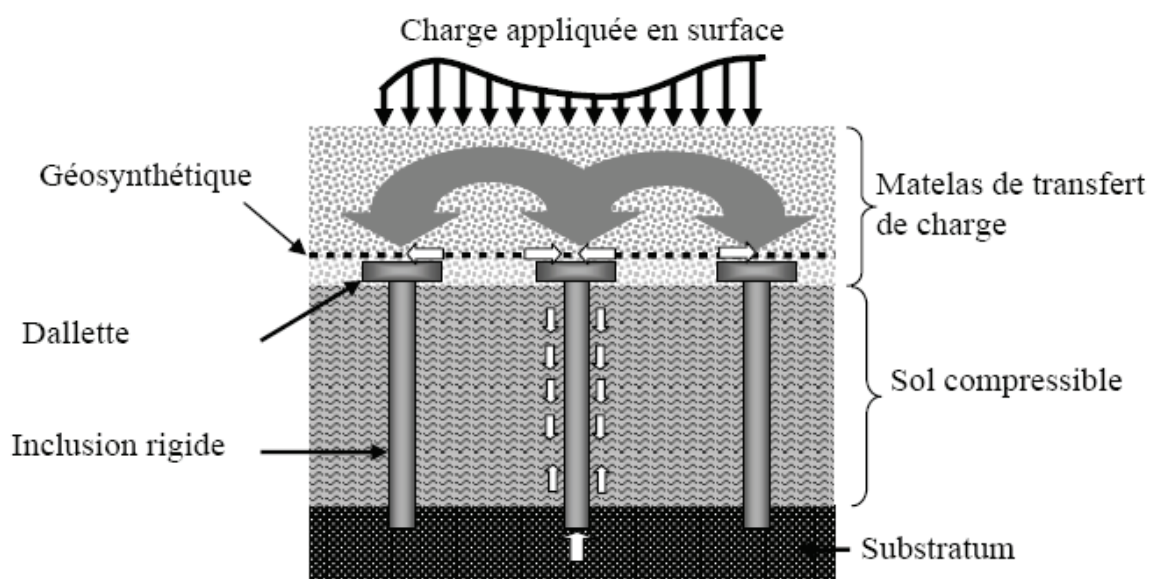


Figure 1.1. Renforcement par des inclusions rigides

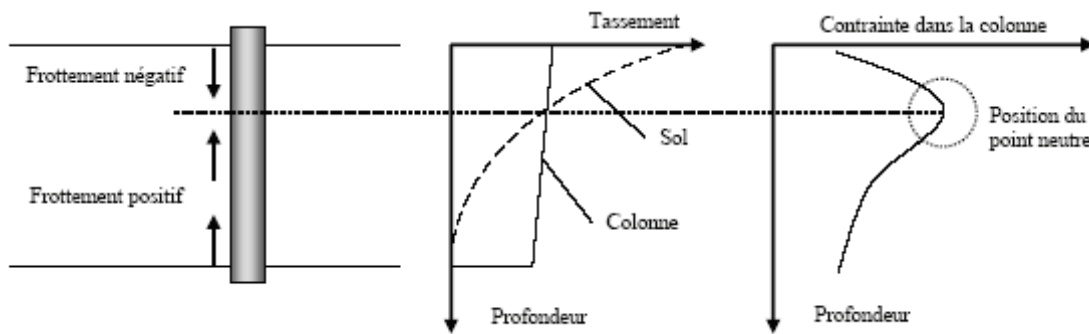


Figure 1.2. Mécanismes de transfert de charge (Berthelot *et al.* 2003)

### 1.1.2. Les inclusions rigides

Les inclusions rigides sont classées selon leurs natures, leurs modes de réalisation, et mécanismes de transfert de charge. Le module de déformation des inclusions varie entre 10 MPa (inclusions de type Vibre concrete Column) et 200GPa (pieux métalliques). Les inclusions sont généralement classées en deux catégories :

- Inclusions préfabriquées : on peut distinguer des pieux bois, des profilés en acier, et des pieux en béton ; ce type d'inclusions est battu ou enfoncé en place.
- Inclusions construites *in situ* : on peut encore les grouper en deux familles : les inclusions de type pieux et les inclusions fabriquées par mélange d'un liant avec le sol en place. Parmi les inclusions de type pieux, on distingue les pieux forés, les pieux battus tubés (pieux en béton armé), les pieux de type « Vibro Concrcte Column », Colonnes à module contrôlé,...). La plupart des inclusions de type pieu sont non armées. Le mélange de liants hydrauliques avec un sol argileux ou limoneux permet de réaliser des colonnes qui peuvent, d'une part, s'apparenter aux inclusions rigides et, d'autre part, servir à stabiliser le sol. Différentes techniques sont utilisées pour la réalisation de ces colonnes, notamment le « Jet Grouting », le « Soil Mixing », le « Deep Cement Mixing (DCM) », le « Deep Soil Mixing (DSM) », le « Lime Columns (LC » et le « Lime Cement Columns (LCC) ».

Les techniques de construction des inclusions rigides sont décrites par Briançon (2002) et Kempfert (2003). Le tableau 1.1 résume les différents types d'inclusions d'après leur module de déformation. Les principaux avantages et inconvénients de ces différents types d'inclusions sont donnés par Tomlinson (1978).

D'après Briançon (2002), les méthodes de dimensionnement des inclusions rigides se différencient par leur concept :

- Les inclusions reprennent totalement la charge appliquée ; la réaction du sol de fondation est négligée.
- Les inclusions supportent partiellement la charge en surface, la contribution du sol compressible est prise en compte dans le dimensionnement.

Tableau 1.1. Principaux types d'inclusions rigides (Briançon 2002).

Type d'inclusion		E (MPa)	
Pieux préfabriqués	Pieux bois	14 000	
	Pieux métalliques	200 000	
	Pieux béton	10 000-20 000*	
Inclusions fabriquées in situ	Pieux battus et forés	Battus	Mortier : 2000 7400 Béton B15 : 9000 Béton B25 : 10 815
		Forés Simples	
		Forés tubés	
		A la carrière	
		Starsol	
	VCC	10 000	
	CMC	500- 20 000 **	
	Par mixing	COLMIX	50-300 ***
		Jet grouting	
		LCC	20-200

\* fonction de la nature du béton et du renforcement.

\*\* fonction de la nature du colis.

\*\*\* fonction de la nature du liant et du sol.

### 1.1.3. Le matelas de transfert de charge

Le matelas de transfert de charge est généralement constitué des matériaux nobles comme des graves ou des ballasts. Il peut être renforcé par liants (Dano et al, 2004) ou par des nappes géosynthétiques. Une synthèse bibliographique met en évidence un manque de connaissances approfondies sur les caractéristiques mécaniques des matériaux du matelas

(Briançon *et al*, 2004, Jenck *et al*, 2005). Une étude menée par le LCPC pour caractériser des graves non traités (GNT) a montré que ce matériau a un comportement élastique non linéaire dépendant des contraintes appliquées (Paute *et al*, 1994).

#### 1.1.4. Les nappes de renforcement

Les nappes de renforcement peuvent être en géosynthétique ou en treillis. Le rôle de ces nappes dépend de leurs dispositions dans le matelas de transfert de charge :

- Une seule nappe de géosynthétique est placée au dessus des inclusions, elle participe au rapport de charge vers les têtes des inclusions par l'effet membrane.
- Une ou plusieurs nappes de géosynthétique sont disposées au sein du matelas pour assurer le transfert de charge et améliorer la rigidité du matelas (Guido *et al*, 1978 ; Bell *et al*, 1994 ; Seiler, 1995 ; Collin, 2004, Briançon *et al*, 2002 ; Jenck *et al*, 2004).

L'utilisation des nappes fait l'objet de la norme anglaise BS 8006 (1995) et des recommandations allemandes (EBGEO, 2001).

#### 1.1.5. Domaine d'application des inclusions rigides

La technique de renforcement par inclusions rigides s'applique aux sols meubles (sols alluvionnaires, limons, silts, etc.). Elle est utilisée principalement pour deux types d'ouvrages, à savoir les remblais et les fondations des ouvrages industriels.

##### *(i) Les remblais*

L'utilisation des inclusions rigides permet de réduire le temps de construction, et de réduire et contrôler les tassements différentiels. On distingue deux types de remblais :

- les remblais de section courante ; les remblais routiers ou ferroviaires ;
- les remblais de sections particulières comme les remblais d'accès des ouvrages d'art.

Généralement, on n'utilise pas de matelas de répartition pour les remblais.

**(ii) Les fondations des ouvrages industriels**

Ce type d'ouvrages nécessite la mise en place d'un matelas granulaire entre l'ouvrage et les têtes des inclusions. Le renforcement par inclusions rigides permet de réduire et d'uniformiser les tassements sous l'ouvrage.

**1.1.6. Dimensionnement du renforcement par inclusions rigides**

Des méthodes analytiques ont été développées afin de déterminer le transfert de charge dans le matelas granulaire en cas d'une force statique verticale. Certaines de ces méthodes prennent en considération un renforcement par géosynthétique du matelas.

Des nombreux travaux ont été consacrés à comprendre les mécanismes régissant le transfert de charge au sein du matelas de transfert de charge afin de déterminer la répartition des charges entre ce qui est transmise directement à la couche compressible et ce qui transite par les inclusions. Des méthodes analytiques ont été proposées pour le mécanisme de transfert de charge ; elles sont basées sur les concepts suivants :

- le concept de Marston et Anderson (1913)
- la théorie de Terzaghi (1943)
- les modèles analytiques de voûte.
- le frottement négatif.

L'annexe (A) donne une synthèse des méthodes analytiques proposées pour le dimensionnement des inclusions rigides. On décrit ci-dessous le principe de la méthode proposée par Combarieu (1974, 1988).

Combarieu (1988) considère des éléments fictifs surmontant les têtes des inclusions, ayant la même section et traversant le remblai. Ces éléments sont chargés par un frottement négatif mobilisé par le fait que le sol compressible tasse moins que les inclusions. La charge totale en tête d'une inclusion est la somme du poids de l'élément fictif et du frottement négatif mobilisé. La charge est répartie comme suit :

$$Q = \pi \cdot R^2 \cdot \gamma_r \cdot h_r + F_{nr} \quad (Eq.1.1)$$

avec  $R$  : rayon de l'inclusion

$\gamma_r, h_r$  : Poids volumique et hauteur du remblai

$F_m$  : Frottement négatif développé sur le fût de rayon  $R$  et sur une hauteur  $h_r$

La fraction des contraintes appliquées par le poids du matelas sur la couche compressible est estimée en tenant compte de l'effet d'accrochage :

$$q_0' = \frac{\gamma_r}{m_r} \cdot (1 - e^{-m_r \cdot h_r}) \quad (Eq.1.2)$$

$m_r$  : Fonction du maillage et relié au coefficient numérique  $\mu_r$  par la formule :

$$\mu_r = m_r \cdot \frac{R}{K \cdot \tan \phi_r} \quad (Eq.1.3)$$

Le coefficient  $\mu_r$  est déterminé à l'aide d'un abaque développé pour les pieux. Ce coefficient est relié à la valeur  $\lambda_r$  du coefficient d'accrochage  $\lambda$  correspondant aux caractéristiques du remblai. Il est déterminé également à l'aide du rapport  $b/R$  définissant le maillage du réseau d'inclusions ( $b$  étant le rayon efficace d'une inclusion).

La charge transmise en tête des inclusions est égale à la différence entre la charge totale induite par le poids du matelas et celle appliquée à la surface de la couche compressible :

$$Q = \pi \cdot b^2 \cdot \gamma_r \cdot h_r - \pi \cdot (b^2 - R^2) \cdot q_0' \quad (Eq.1.4)$$

Combarieu (1988) définit un critère de tassement admissible dans la couche compressible. Ce critère peut être respecté en se fixant une valeur limite du paramètre  $\alpha$ :

$$\alpha = \frac{q_0'}{\gamma_r \cdot h_r} \quad (Eq.1.5)$$

Pour une faible valeur de  $\alpha$ , et pour un remblai caractérisé par sa hauteur  $h_r$  et par le terme  $(k \tan \phi_r)$ , le maillage peut être déterminé avec l'abaque de la figure 1.3.

Afin de calculer les tassements des sols compressibles par la méthode des tranches, il faut déterminer la contrainte moyenne  $q_{moy}$  à chaque profondeur ( $z$ ). Cette contrainte est donnée par :

$$q_{moy}(z) = q'_0 + \gamma'.z - (q'_0 + \gamma'.z - q(z, R)) \cdot \frac{m_0}{m_\lambda} \quad (Eq.1.6)$$

Où :

$\gamma'$  : Poids volumique déjaugé de la couche compressible.

$q(z, R)$  : Contrainte verticale le long du fût de l'inclusion. Elle est donnée par :

$$q(z, R) = \frac{\gamma'}{m_\lambda} + \left( q'_0 - \frac{\gamma'}{m_\lambda} \right) \cdot e^{-m_\lambda \cdot z} \quad (Eq.1.7)$$

$m_0$  : valeur de coefficient m pour  $\lambda=0$  et pour le maillage b/R.

$m_\lambda$  : valeur du coefficient m pour la valeur de  $\lambda$  dans la couche compressible et toujours pour le maillage b/R.

Les valeurs des coefficients  $m_0, m_\lambda$  sont déterminées à partir de l'abaque qui fournit le coefficient  $\mu$ . Le relation entre m et  $\mu$  est donnée par:

$$\mu = m \cdot \frac{R}{K \cdot \tan \delta} \quad (Eq.1.8)$$

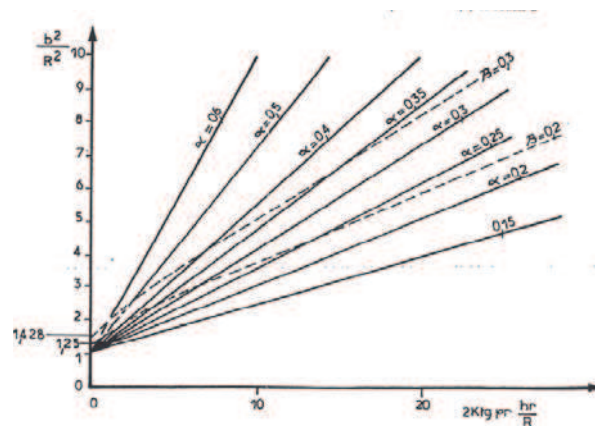


Figure 1.3. Détermination de maillage d'inclusions

Chaque inclusion est soumise en tête à la force  $F = F_{nr} + \pi R^2 \gamma_r h_r$ . Sur le fût, l'inclusion est chargée par un frottement négatif dû aux tassements de la couche compressible jusqu'au point neutre. Les deux derniers efforts sont appelés efforts moteurs. Des efforts résistants sont également développés. Ces efforts résultent du frottement positif en dessous du point neutre, et de résistance de pointe à la base de l'inclusion. Les différents efforts sont illustrés sur la figure 1.4.

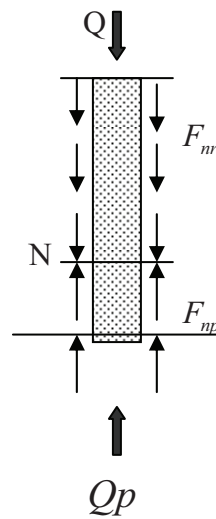


Figure 1.4. Principe du fonctionnement d'une inclusion isolée

Si la position du point neutre et les efforts  $Q$ ,  $F_{mr}$  sont connus, il convient de vérifier l'équilibre des efforts moteurs et des efforts résistants.

L'inclusion est généralement dimensionnée de sorte que sa résistance de pointe soit légèrement inférieure à sa charge de fluage ( $Q_c$ ). Il faut vérifier également la résistance intrinsèque des inclusions sous les différentes actions.

Dans la pratique, on trouve que des plaques horizontales de rayon  $R_1 > R$ . Elles fournissent une amélioration de l'effet de pointe à la base du matelas et une réduction du coût d'inclusions dont le diamètre courant est surabondante. Le terme  $Q$  est alors calculé à partir de  $R_1$  ; le terme  $F_{ns}$  est réduit par le présence de cette plaque. Il est calculé en considérant le rapport  $b/R$  et une contrainte moyenne en tête  $q_0''$  :

$$q_0'' = q_0' \cdot \frac{b^2 - R_1^2}{b^2 - R^2} \quad (Eq.1.9)$$

Pour les groupes d'inclusions (dallage ou radier souple), on utilise la méthode exposée ci-dessus avec une adaptation (figure 1.5) pour les cas suivants :



(i) Matelas de répartition dépourvue de cohésion :

$$q'_0 = p.e^{-m_r.h_r} + \frac{\gamma_r}{m_r}(1 - e^{-m_r.h_r}) \quad (Eq.1.10)$$

(ii) Matelas de répartition avec une forte cohésion (matériau traité aux liants hydrauliques ou en incorporant des géosynthétiques) :

$$q'_0 = p.e^{-m_r.h_r} + \left( \frac{\gamma_r}{m_r} - \frac{c_r}{K \cdot \tan \varphi_r} \right) \cdot (1 - e^{-m_r.h_r}) \quad (Eq.1.11)$$

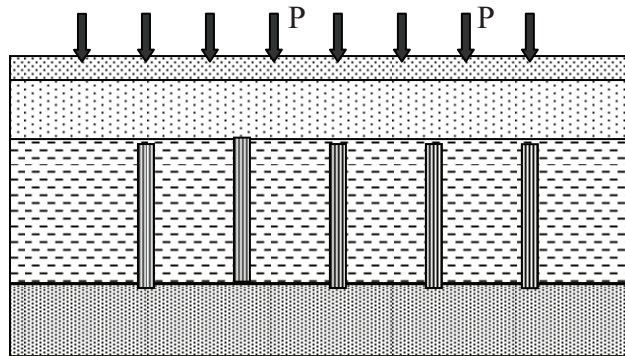


Figure 1.5. Groupe d'inclusions (cas d'un dallage ou radier souple)

## 1.2. Comportement sismique

L'étude du comportement des inclusions rigides sous chargement sismique nécessite la résolution d'un problème d'interaction sol-structure prenant en compte les différents éléments du système de renforcement par inclusions rigides, à savoir le sol, les inclusions, le matelas de répartition et la structure. On présente ci-dessous les approches utilisées dans la résolution du problème d'interaction sol-structure, en particulier pour le calcul de pieux, ensuite on présente une synthèse des travaux réalisés sur le sol renforcé par des inclusions rigides.

Bien que les codes de constructions parasismiques actuelles consistent à calculer la réponse sismique d'une structure en considérant que la structure est encadrée à sa base. L'analyse du comportement dynamique de la structure dans son environnement montre que la présence de la structure peut apporter une modification du mouvement de sol au voisinage de la structure par rapport à celui en champ libre. Il est par conséquent nécessaire d'étudier la réponse sismique d'un ouvrage en prenant en compte l'interaction entre le sol, la fondation et la structure, car l'interaction entre ces éléments peut être l'origine des dommages induits lors du chargement sismique.

Avant de présenter les méthodes d'analyse de l'interaction sol-structure, on présente la modélisation de l'action sismique.

### 1.2.1. Action sismique

Deux approches sont utilisées pour la modélisation de l'action sismique :

- Une approche temporelle qui donne la variation temporelle des sollicitations à partir des enregistrements réels ou de la modélisation.
- Une approche par spectres, qui donne les caractéristiques spectrales des mouvements sismiques. La figure 1.6 donne le spectre de réponse réel pour un séisme de magnitude 5.5 (San Salvador 1986) et un spectre de réponse en accélération utilisé dans la réglementation parasismique.

Le mouvement sismique est défini par ses trois composantes : deux composantes horizontales orthogonales, indépendantes et représentées par le même spectre, et une composante verticale, qui peut être représentée par le spectre de la composante horizontale, mais avec une intensité égale à 70% de celle de la composante horizontale. Le mouvement sismique subit des variations spatiales et temporelles lors de sa propagation. Les modifications spatiales et temporelles du mouvement sismique peuvent avoir des effets d'amplification ou d'atténuation du mouvement. A titre d'exemple, les accélérations maximales du séisme de Lorma Pieta 1989, enregistrées sur les sites rocheux de la ville de San Francisco sont deux ou trois fois plus importantes que celles enregistrées dans les sites alluvionnaires.

La réglementation française considère l'effet de site d'une façon simplifiée. Elle introduit un coefficient d'amplification topographique qui ne prend en compte que les conditions géologiques de surface. Elle indique que la durée conventionnelle du mouvement sismique est de l'ordre :

- 20 secondes en zone I (zone de faible sismicité)
- 30 secondes en zone II (zone de sismicité moyenne)
- 40 secondes en zone III (zone de forte sismicité).

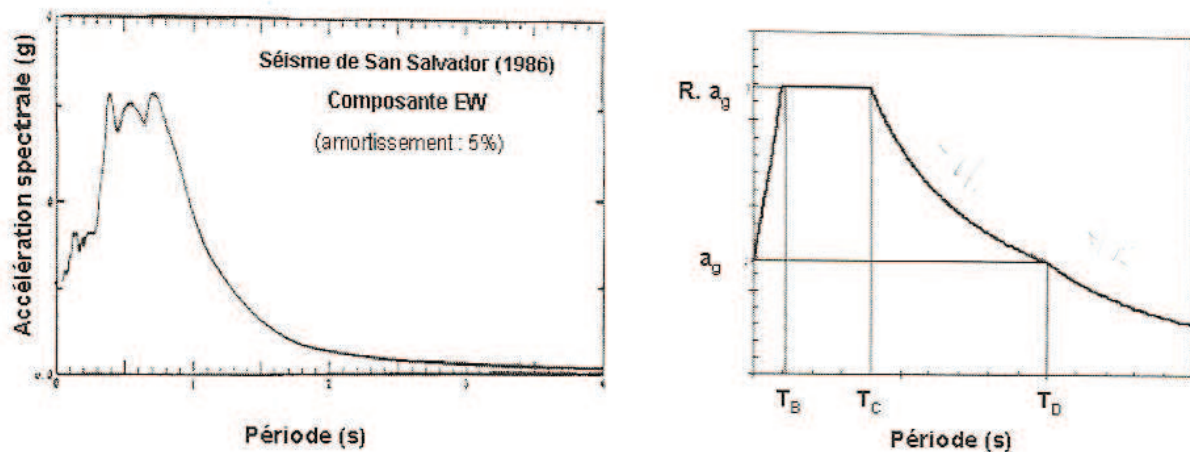


Figure 1.6 Exemple de spectre de réponse réel pour un séisme de magnitude 5.5 (San Salvador 1986), et d'un spectre de réponse utilisé dans l'EC8

### 1.2.2 Comportement des sols

L'étude de l'interaction sol-structure est souvent effectuée en utilisant un comportement élastique ou viscoélastique équivalent pour le sol. La non-linéarité de sol est considérée en prenant en compte des caractéristiques (module de cisaillement  $G$  et amortissement  $\beta$ ) compatibles avec la déformation moyenne induite par la sollicitation sismique (Idriss et Seed, 1968). Un inconvénient de cette modélisation réside dans la sous-estimation des non-linéarités liées à l'interaction sol-structure. Le tableau 1.2 et la figure 1.7 définissent les domaines de comportement de sol en fonction du niveau de cisaillement. Pour des niveaux de déformation élevés, il faut considérer le comportement non linéaire et irréversible des sols. Des modèles de comportement élastoplastique avec écrouissage sont alors nécessaires pour décrire correctement le comportement des sols sous chargement sismique, notamment pour la partie des déformations volumiques.

Tableau 1.2. Domaine de comportement des sols

déformation de cisaillement cyclique $\gamma$		Linéarité du comportement	Elasticité et plasticité	Dégradation cyclique pour sols saturés	Méthodes d'analyse
Très faible	$0 \leq \gamma \leq \gamma_s$	Pratiquement linéaire	Pratiquement élastique	Non dégradable	Linéaire
Faible	$\gamma_s \leq \gamma \leq \gamma_w$	Non-linéaire	Faiblement Elasto-plastique	Pratiquement Non-dégradable	Linéaire équivalent
Moyenne A large	$\gamma_s \leq \gamma$	Non-linéaire	Elasto-plastique	Dégradable	Non-linéaire

$\gamma_s, \gamma_w$  les seuils d'apparition de non linéarités réversibles ou quasi réversibles et non linéarités irréversibles, respectivement.

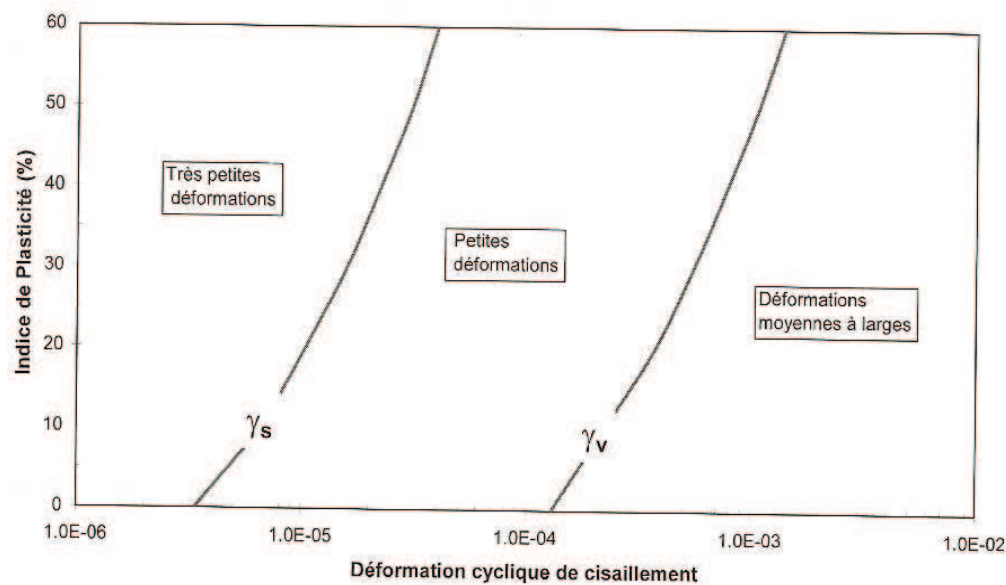


Figure 1.7 : Domaines de comportement des sols

### 1.2.3 Méthodes d'analyse de l'interaction sol-fondation-structure

La figure 1.8 illustre les éléments à considérer lors de l'analyse du système sol-fondation-structure sous chargement sismique. Cette analyse fait généralement intervenir deux types d'interaction (Gazetas et Mylonakis, 1998) :

- L'interaction cinématique, qui correspond à la réponse de la fondation en l'absence de la structure. Cette phase est nécessaire pour déterminer la sollicitation imposée à la base de la structure, car la rigidité de la fondation peut modifier la réponse du système sol-fondation. Le mouvement obtenu peut être ainsi différent de celui en champ libre.
- L'interaction inertielle, qui consiste à déterminer la réponse du système fondation-structure à la sollicitation déterminée par l'analyse cinématique. Sous l'effet du mouvement imposé à la fondation, la structure génère des forces d'inertie qui se traduisent par des efforts dynamiques supplémentaires appliqués au système sol-fondation.

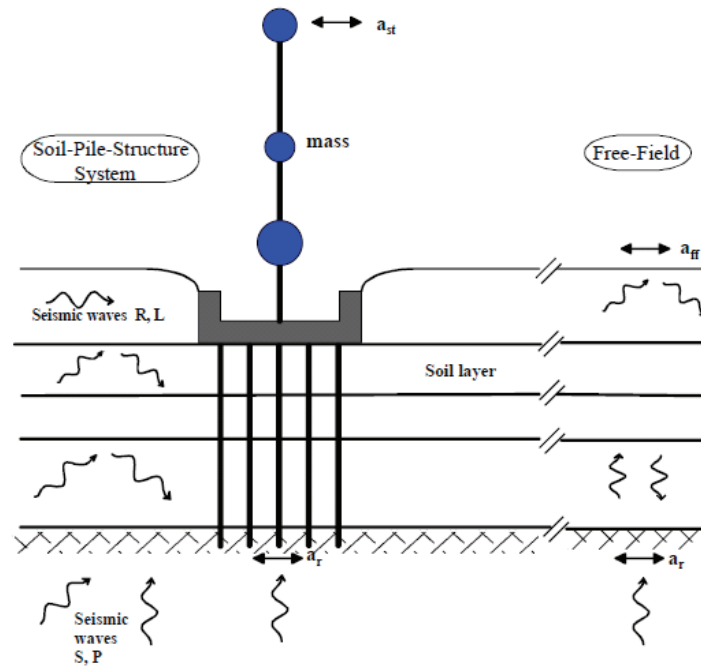


Figure 1.8. Problème d'interaction sol-structure

Ces deux phénomènes se produisent avec un petit décalage de temps. Pour un système sol-fondation-structure linéaire, la réponse dynamique peut être obtenue par la superposition de ces deux phénomènes. En général, les approches proposées pour l'analyse de l'interaction sol-structure peuvent être classées en deux catégories :

- Les approches globales où les éléments sol, fondation et structure sont considérés avec leur comportement et conditions de contact dans la même analyse. Le calcul est effectué en une seule étape. Ces approches permettent de prendre en compte des aspects importants de l'interaction sol-structure, notamment l'hétérogénéité du sol, la présence de l'eau, le comportement non linéaire et irréversible des géomatériaux et les conditions de contact sol-structure. Cette approche sera utilisée dans ce travail.
- Les approches basées sur la notion de sous-structures, qui consiste à traiter le problème en plusieurs étapes dont chacune est plus facile à traiter que le problème global (figure 1.9). Cette approche découple généralement les analyses cinématique et inertielle. Le calcul s'effectue en deux étapes :
  - (i) Détermination du mouvement de la fondation par la résolution du problème d'interaction cinématique (masse de la superstructure égale à zéro).

(ii) Analyse de l'interaction inertielle par la détermination de la réponse de la structure sous la sollicitation déterminée à partir de l'analyse cinématique.

L'analyse de l'interaction inertielle est effectuée en deux étapes :

- Calcul des matrices d'impédance dynamique au niveau de la fondation, ces matrices comportent une partie réelle et une partie imaginaire, toutes deux dépendantes de la fréquence. La rigidité et l'amortissement sont estimés à partir des expressions approchées ou à l'aide des abaques construits en utilisant des méthodes analytiques ou numériques (Luco 1974, Kausel et Roesset 1975, Gazetas 1983, Wong et Luco 1985, Dobry et Gazetas 1988, Makris et al. 1994).
- Analyse de la réponse dynamique de la superstructure et du système sol-fondation modélisé par son impédance dynamique sous l'effet du mouvement déterminé par l'analyse cinématique.

Le tableau 1.3 donne une synthèse des modèles qu'on peut utiliser dans les différentes phases d'analyse.

Il est à noter que l'interaction cinématique est souvent négligée dans les codes parasismiques. Ces derniers utilisent généralement une procédure simplifiée, qui consiste à évaluer les efforts sismiques induits dans les fondations à partir des forces inertielles. L'Eurocode 8 impose de considérer l'interaction cinématique dans les cas où au moins deux des conditions suivantes se produisent:

- Le profil du sol de fondation appartient à la classe C (sol mou), ou est de moins bonne qualité et comporte des couches successives ayant des raideurs très différentes.
- Il s'agit d'une zone de sismicité modérée ou forte ( $\alpha > 0,1$ ).
- La superstructure appartient à la catégorie d'importance I ou II.

Pour les sols renforcés par des inclusions rigides, on note l'importance de prendre en compte l'interaction cinématique, car le sol à renforcer est généralement très mou avec un fort contraste de raideur avec la couche de forme.

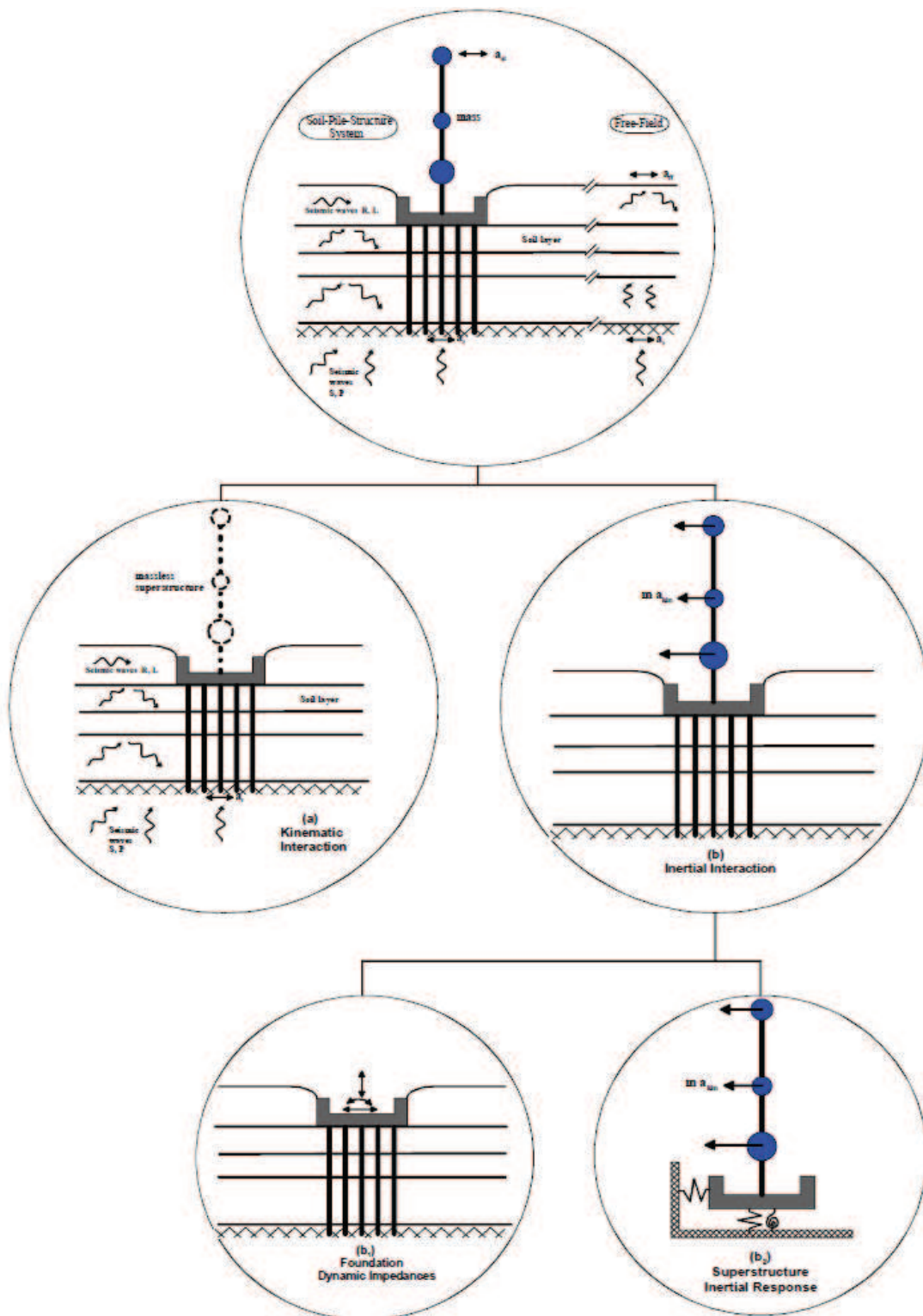


Figure 1.9 Principe de superposition pour l'interaction sol-structure



Tableau 1.3 : Approches utilisées dans la résolution des problèmes d'interaction sol-structure (Gazetas et al. 1993 et Gazetas et Mylonakis 1998)

<p><b>1. Détermination de la réponse en champ libre :</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- théories de la propagation des ondes élastiques ou inélastiques (1-D)</li> <li>- théories de la propagation des ondes élastiques (2-D et 3-D)</li> <li>- connaissances empiriques</li> </ul> <p><b>2. Détermination de la réponse cinématique :</b></p> <p><i>(a) Réponse du pieu isolé :</i></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- modèle BDWF (Beam-on-Dynamic-Winkler-Foundation)</li> <li>- formulation Tajimi étendue</li> <li>- formulations des éléments finis</li> <li>- formulations semi-analytique et du type des éléments de frontière</li> </ul> <p><i>(b) Réponse de groupe des pieux :</i></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- modèle d'onde-transmission simplifiée</li> <li>- formulation Tajimi étendue</li> <li>- formulations semi-analytiques et du type des éléments de frontière.</li> </ul> <p><b>3. Détermination des impédances en tête du pieu :</b></p> <p><i>(a) pieu isolé :</i></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- expressions simples</li> <li>- formulation Tajimi étendue</li> <li>- modèle BDWF</li> <li>- formulation de déformation plane de Novak</li> <li>- formulation de révolution de Novak-Nogami</li> <li>- formulations des éléments finis</li> <li>- formulations semi-analytique et du type des éléments de frontière</li> </ul> <p><i>(b) groupe de pieux :</i></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- méthode de superposition (utilisant les facteurs d'interaction dynamique)</li> <li>- formulation Tajimi étendue</li> <li>- formulations des éléments finis</li> <li>- autres solutions simplifiées</li> <li>- formulations semi-analytique et du type des éléments de frontière</li> </ul> <p><b>4. Détermination de la réponse de superstructure :</b></p> <p>calcul de la structure en utilisant les impédances (ressorts et amortisseurs) déterminées dans la phase 3 et le mouvement induit au niveau de la fondation déterminée dans la phase 2.</p>
---

#### 1.2.4. Comportement sismique des pieux

Les travaux menés sur le comportement sismique des pieux montrent que ce comportement est régi par des mécanismes complexes d'interaction entre le sol, la structure et les pieux (Tajimi, 1969; Novak et Aboul-Ella, 1978; Kagawa et Kraft, 1980; Mizuno et al, 1984; Tazoh et al, 1987; Kaynia et Kausel, 1982; Gazetas et Dobry, 1984 ; et Shahrour et al, 1994). Différentes méthodes ont été proposées pour l'analyse du comportement sismique des groupes de pieux. Ces méthodes peuvent être classées d'après la modélisation du sol, soit à l'aide des éléments ressorts avec des impédances prenant en compte la rigidité et l'amortissement du sol, soit par un milieu continu doté d'un comportement adéquat (linéaire, visqueux, non linéaire, irréversible,..) en fonction du niveau des sollicitations. Des méthodes analytiques ou numériques sont utilisées pour la résolution des équations régissant l'interaction sol-pieux-structure.

L'interaction sol-pieux-structure dépend des caractéristiques mécaniques et géométriques des éléments du système sol-pieux-structure. On présente ci-dessous l'influence sur le comportement sismique des pieux des éléments suivants : le profil du sol et les conditions de liaison aux extrémités des pieux.

##### 1.2.4.1 Influence du profil du sol

Le tableau 1.4 donne les accélérations enregistrées dans différents sites lors du séisme de Loma Prieta. On note que les accélérations maximales enregistrées dépendent d'une manière sensible de la nature du sous sol. Pour le séisme de 1957, elles varient entre 0,04g et 0,13g ; pour le séisme de 1989, elles varient entre 0,09g et 0,26g. Les enregistrements sur les sites alluvionnaires font apparaître des pics importants à basses fréquences.

Les divers codes parasismiques et les différentes études analytiques, empiriques et numériques reconnaissant la nécessité de prendre en compte les conditions géotechniques du sol dans la définition des sollicitations sismiques (Seed et al, 1976 ; Idriss, 1990 ; Gazetas et al, 1998 ; Mylonakis et al, 2005, etc.). Cette prise en compte se traduit par la définition des spectres de réponse selon la nature du sous-sol, qui est caractérisée par la vitesse de

propagation moyenne des ondes de cisaillement sur les 30 mètres supérieurs de la couche de sol.

Tableau 1.4 Accélérations maximales dans San Francisco (d'après AFPS, 1990)

Station	Stratigraphie	Accélération maximale du sol	
		1957	1989
Golden Gate park	Rocher	0,13	
Market/Guerrero St	Rocher	0,12	
State Building	Sable + Sable argileux (60 m)	0,10	
Mason/Pine St	Rocher	0,10	
Alexander Building	Silt argileux+ Sable (45m)	0,07	0,17
Southern Pacific B.	Argile molle	0,05	0,20
Rincon Hill	Rocher	0,10	0,09
Oakland City Hall	Argile, Sable (30 m) + Argile raide (270 m)	0,04	0,26

A partir des enregistrements réels (Mexico city, 1985 et Loma Prieta, 1989), Idriss (1990) a proposé une courbe d'amplification des accélérations pour des différents types de sols (figure 1.10). On note que le facteur d'amplification dépend des propriétés des sols et du niveau d'accélération.

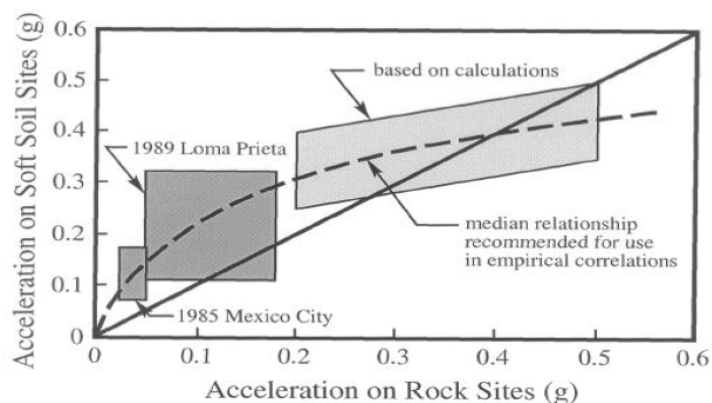


Figure 1.10. Relation entre les accélérations maximales et les différentes conditions des sols mous (Idriss, 1990,1991)

Le caractère multicouche des sols est également très important. En effet, le comportement sismique des pieux implantés dans des sols multicouches dépend sensiblement du contraste des propriétés mécaniques entre les couches. La figure 1.11 montre la réponse de pieux dans un sol multicouche (Mylonakis, 1998). On note la présence d'efforts internes importants au voisinage des interfaces entre les couches et une forte influence du rapport des vitesses des couches de sol sur les efforts induits dans les pieux.

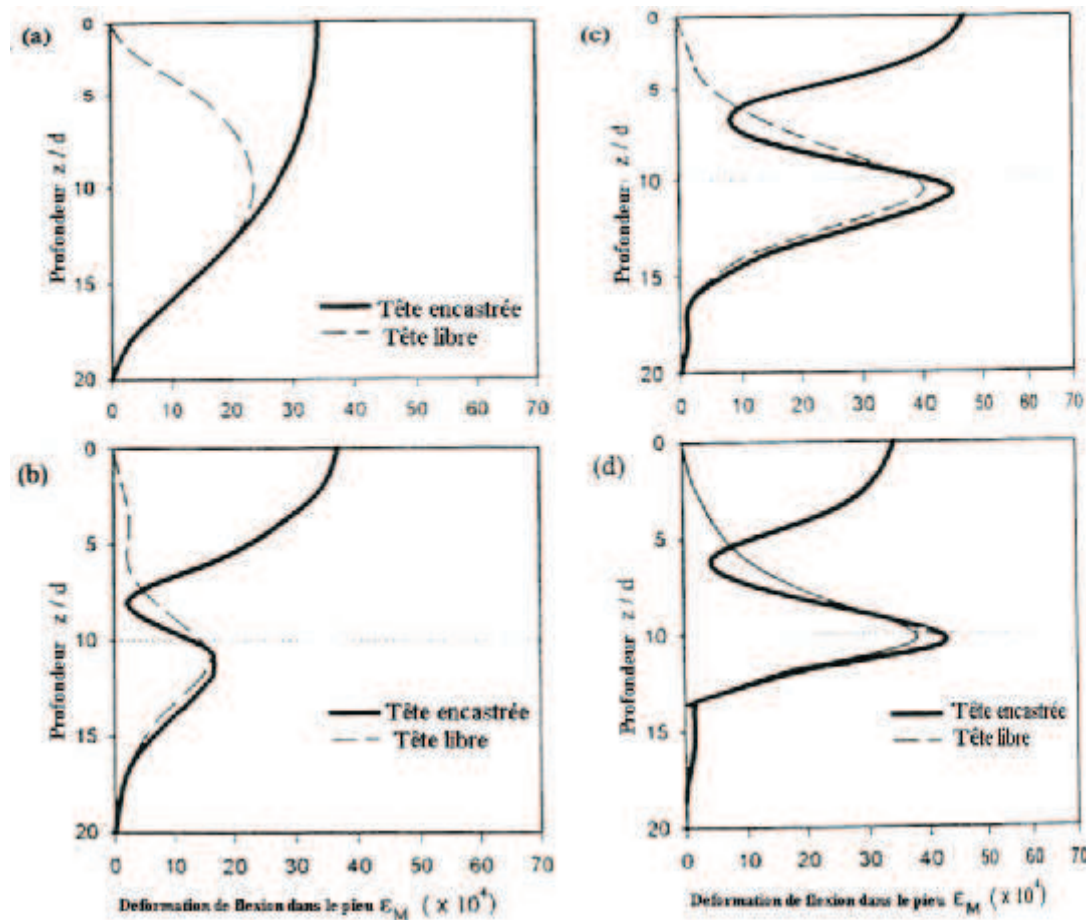


Figure 1.11 Enveloppes du moment fléchissant pour des pieux libre et encastré en tête ;  $L/D=20$ ,  $E_p/E_s=5000$ , (a) sol homogène ; (b) sol bicouche avec  $V1/V2=1/2$  ; (c) sol bicouche avec  $V1/V2=1/4$  ; (d) sol bicouche avec  $V1/V2=1/1$  à (Mylonakis et al, 1997).

L'influence de la variation de la rigidité du sol avec la profondeur sur la réponse sismique des pieux a été également analysée. La figure 1.12 montre la réponse sismique d'un group de pieux implantés dans un sol sableux à rigidité constante et celle dans un sol dont la rigidité croît avec la profondeur (Sadek 2003). On constate que, pour le même chargement, les pieux implantés dans un sol à module de déformation croissant avec la profondeur subissent des efforts internes (flexion et effort normal) largement supérieurs à ceux implantés dans un sol à

module de déformation constant. Ceci est dû à la faible rigidité du sol au voisinage de la surface dans le cas du sol à module variable. Il est par conséquent nécessaire de prendre en compte l'augmentation de la rigidité des sols avec la profondeur dans le calcul des pieux en site sismique.

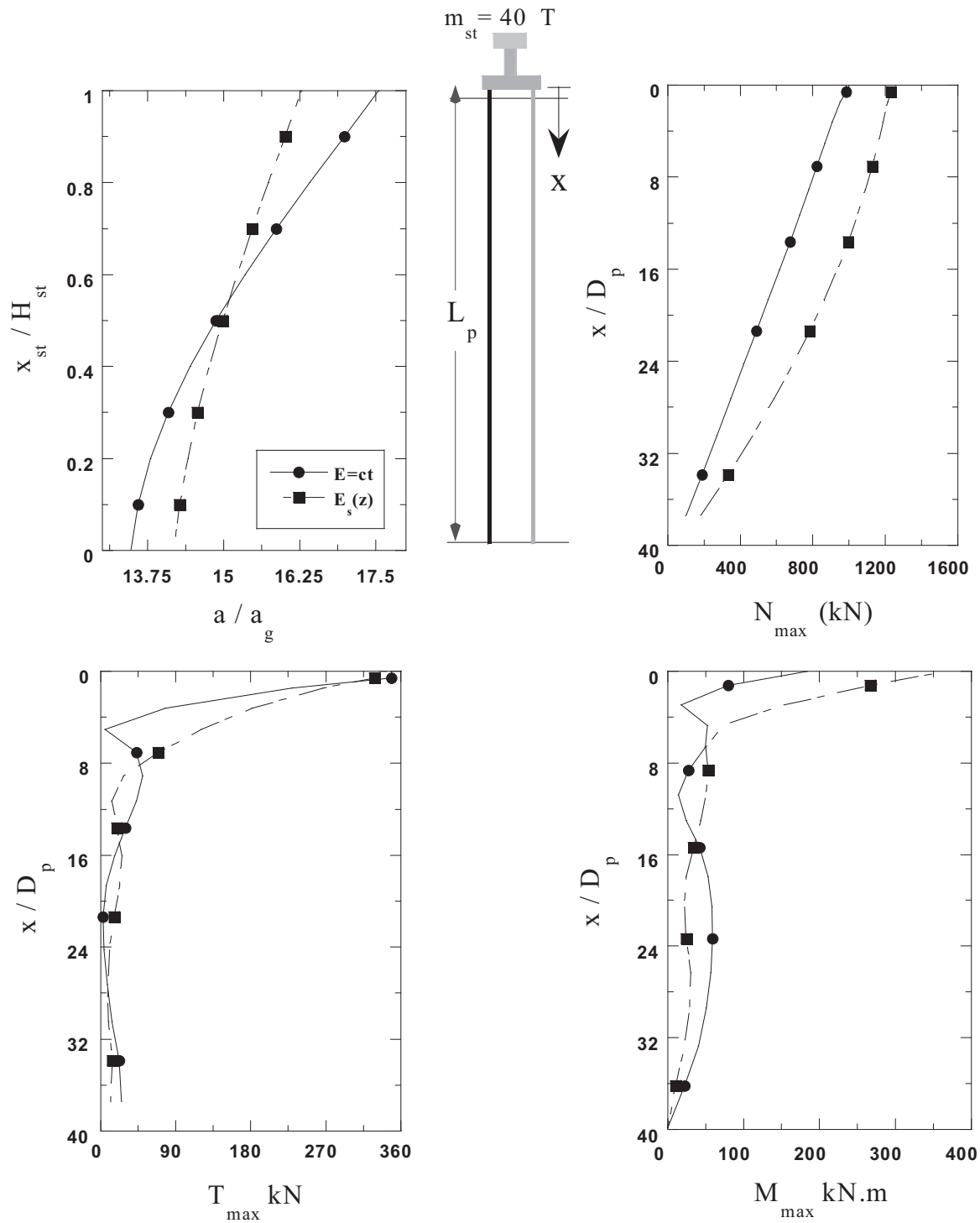


Figure 1.12. Influence de la variation du module de Young sur la réponse d'un groupe de 4 pieux (Sadek 2003)

### 1.2.4.2 Influence des conditions aux extrémités des pieux

Les observations post-sismiques montrent que les sollicitations induites au voisinage de la tête de pieux sont l'une des principales causes de rupture des pieux durant les tremblements de terre. Sadek et Shahrour (2003 et 2006) ont examiné l'influence d'une articulation en tête des micropieux sur l'interaction sol-micropieux-structure. Ils constatent que dans le cas de micropieux verticaux ou inclinés l'articulation conduit à une augmentation de l'amplification du mouvement de la superstructure et de l'effort tranchant normalisé et à une diminution de l'effort normal et du moment fléchissant normalisés. A noter que la diminution du moment fléchissant normalisé est plus significative dans le cas de micropieux inclinés.

Zacek (1996) conseille de limiter l'encastrement des pieux dans un bon sol afin de conserver une flexibilité et une possibilité de rotation des pieux en pointe, sinon, le moment fléchissant et l'effort tranchant induits dans les pieux sous une charge latérale sont doublés et quadruplés, respectivement. Sadek (2003) confirme cette recommandation pour les micropieux. Une étude sur un group 2x2 micropieux supportant une superstructure montre que l'encastrement de micropieux verticaux dans un substratum rigide augmente l'amplification dynamique. L'encastrement induit des fortes sollicitations en tête des pieux et au niveau de l'encastrement dans la couche rigide. Cela indique que la zone d'encastrement présente une zone critique en flexion et en cisaillement.

### 1.2.5 Comportement sismiques des inclusions rigides

Le renforcement des sols par des inclusions rigides présente des avantages pour la construction en zones sismiques. Vis-à-vis d'un chargement sismique, ce type renforcement s'apparente à un système d'isolation à la base de l'ouvrage. Le matelas de transfert constitue une zone de dissipation d'énergie entre la structure et les éléments rigides. Ceci conduit à réduire les forces inertielles. Ce concept a été mis en œuvre pour le pont Rion-Antirion construit dans une zone à fort risque sismique (Pecker et Teyssandier, 1998).

L'analyse du comportement des inclusions rigides en zone sismique a fait l'objet de peu de travaux de recherche. Du fait que ce type de renforcement présente des similarités avec les fondations sur pieux, on va mettre à profit les recherches effectuées sur les pieux pour l'investigation des mécanismes d'interaction sol-structure mis en jeu lors du chargement sismique du système sol-inclusion-matelas-structure.

Mayoral et al. (2006) ont étudié à l'aide d'une modélisation 2D la réponse dynamique d'une inclusion isolée implantée dans un sol représentatif des conditions géotechniques de Mexico. Ils montrent que le système matelas-inclusions permet une réduction de l'ordre de 17% de l'accélération en surface. Ils montrent qu'une partie importante de cette réduction est apportée par le matelas de répartition et que les inclusions n'apportent que 1% de réduction de l'accélération (Figure 1.13).

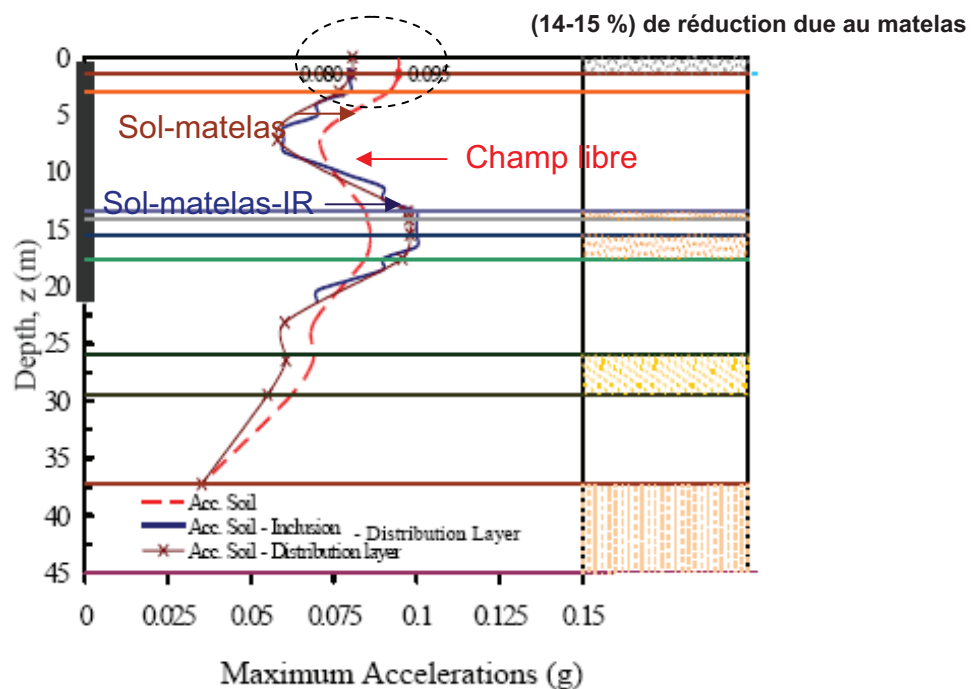


Figure 1.13 : Réponse sismique d'un sol renforcé par inclusions rigides

Rangel Núñez et al. (2006) ont réalisée une étude 2D par la méthode d'éléments finis du comportement sismique de deux sections de sols renforcés par un groupe d'inclusions rigides. Les deux sections sont représentatives des sols de Mexico. Pour les périodes supérieures à 1,5s, on note une augmentation du spectre d'accélération avec la diminution de l'espacement entre les inclusions. Une tendance inverse est observée pour les périodes plus courtes.



L'influence des conditions de liaison en tête et en pied des inclusions sur la réponse dynamique a été également étudiée. Ils montrent, pour les inclusions encastrées à leur base, une augmentation du spectre d'accélération pour les périodes courtes. Les analyses effectuées montrent également une réduction du spectre au voisinage de la résonance lorsque la largeur de la zone renforcée augmente au delà de 1,5 fois la hauteur de la couche (figures 1.14 et 1.15).

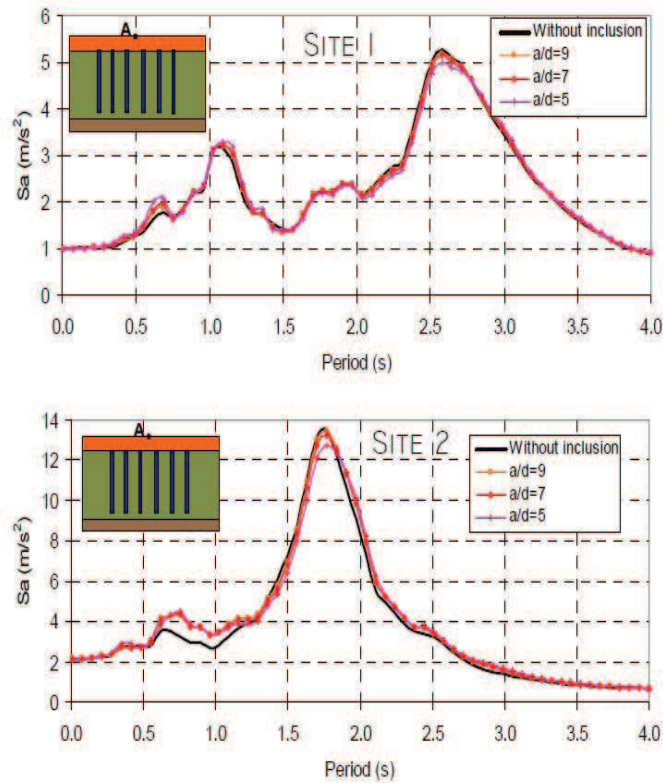


Figure 1.14 Spectre d'accélération en surface de sol au centre de massif renforcé (Rangel Núñez et al, 2006)

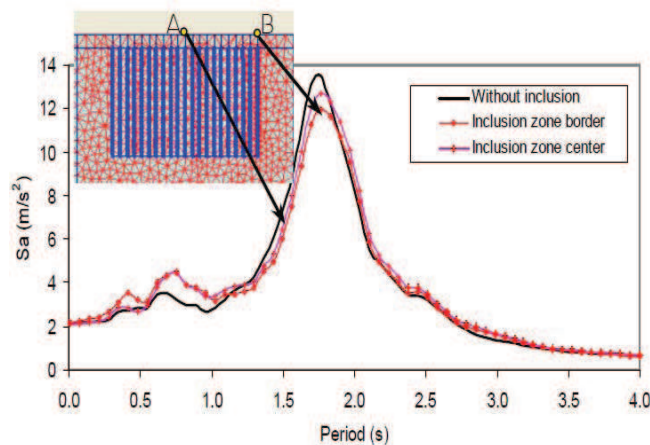


Figure 1.15. Spectre d'accélération pour un de sol mou renforcé par un groupe d'inclusions rigides (Rangel Núñez et al. 2006)



Le projet de Rion-Antirion en Grèce est un exemple intéressant d'application du concept d'inclusions rigides en site sismique (Pecker et Tyssandier, 1998). Le pont a été conçu pour des conditions environnementales sévères qui sont dues en particulier à des dépôts d'alluvions de caractéristiques mécaniques médiocres et de forte épaisseur ( $H > 500\text{m}$ ) et à une forte profondeur d'eau (65m). Par ailleurs, le pont est situé dans l'une des zones les plus sismiques d'Europe où l'accélération maximale du sol est égale à 0,48 g. Par ailleurs, le pont peut subir un déplacement tectonique différentiel de 2m entre deux piles adjacentes.

Les fondations du pont sont soumises à des charges statiques et sismiques exceptionnelles (effort tranchant 500MN, moment de renversement 18 000 MN.m pour chaque pile). L'étude de fondation a conduit à une solution en caissons gravitaires reposant sur un terrain naturel renforcé. Le renforcement du sol est composé de tubes acier de 2 m de diamètre et de 25 à 30 m de longueur. Entre 150-200 inclusions sont battues sous chaque pile. Une couche de gravier de 2,8 m d'épaisseur est placée entre le caisson et le sol renforcé. Cette couche agit en cas de séisme comme une couche limitant l'effort tranchant transmis à l'interface. Elle permet une dissipation d'énergie par translation et favorise un mode de rupture par translation horizontale, en éliminant les modes de rupture plus sévères comme celui par rotation.

Des résultats numériques et des essais en centrifuge ont confirmé la validité de ce système de renforcement en site sismique (Pecker et Garnier, 1999, Pecker et Salençon, 1999, Dorby et al, 2003).

### 1.3 Conclusion

Le renforcement des sols par inclusions rigides présente des avantages pour la construction en zone sismique. Vis-à-vis d'un chargement sismique, ce type renforcement joue un rôle d'isolation à la base de l'ouvrage. Le matelas de transfert constitue une zone de dissipation d'énergie entre la structure et les éléments rigides. Ceci conduit à réduire la transmission, d'une part, du mouvement de sol transmis vers la structure et, d'autre part, des forces inertielles vers le système sols-inclusions. Ce concept a été mis en œuvre pour le pont Rion-Antirion, qui a été construit dans une zone à fort risque sismique.

L'analyse du comportement du sol renforcé par des inclusions rigides en zone sismique a fait l'objet de peu de travaux de recherche. Du fait que ce type de renforcement présente des similarités avec les fondations sur pieux, on va mettre à profit les recherches effectuées sur les pieux pour l'analyse des mécanismes d'interaction mis en jeu lors du chargement sismique du système sol-inclusion-matelas-structure.

Deux aspects importants doivent être considérés dans l'analyse du comportement sismique du sol renforcé par des inclusions rigides. Tout d'abord la présence du matelas de répartition qui joue un rôle important dans la transmission d'efforts entre la structure et les inclusions et le fait que les inclusions sont généralement libres en tête, ce qui réduit d'une manière importante le moment de flexion dans la partie supérieure.

Dans les chapitres suivants nous allons appliquer les méthodes d'analyse de la réponse sismique des pieux pour étudier l'interaction sol-inclusions-matelas-structure sous des enregistrements sismiques réels. Dans un premier temps, on présente l'interaction cinématique en négligeant la présence de la structure (chapitre 2), puis on étudie l'interaction inertielle en considérant tous les éléments du système, à savoir le sol, les inclusions, le matelas de répartition et la structure (chapitre 3).

## **Chapitre II**

### **Analyse de l'interaction cinématique du système sol-matelas de répartition –inclusions rigides-structure**

#### **2.1. Introduction**

#### **2.2. Modèle numérique**

2.2.1. Présentation de code utilisé

2.2.2. Maillage et discrétisation temporelle

2.2.3. Amortissement

2.2.4. Eléments de frontière

2.2.5. Eléments d'interface

2.2.6. Eléments de structure

2.2.7. Chargement

#### **2.3. Etude de la réponse d'un groupe de 2x2 inclusions**

2.3.1. Présentation

2.3.2. Résultats

#### **2.4. Etude paramétrique**

2.4.1. Influence de l'épaisseur du matelas de répartition

2.4.2. Influence de l'amplitude du chargement

#### **2.5. Conclusion**

## **Chapitre 2**

### **Analyse de l'interaction cinématique du système sol-matelas de répartition –inclusions rigides-structure**

#### **2.1 Introduction**

Ce chapitre est consacré à l'analyse de l'interaction cinématique du système sol-matelas-inclusions-structure. L'analyse est effectuée à l'aide d'une approche globale qui consiste à calculer la réponse de l'ensemble des éléments du système à un chargement sismique. Elle est réalisée à l'aide d'une modélisation tridimensionnelle et non linéaire du système de renforcement. Cette analyse fait partie de l'approche généralement utilisée en analyse parasismique, qui vise à étudier l'influence de la présence de la structure dans la modification des ondes sismiques dans le massif du sol. Elle est intéressante si on souhaite effectuer une analyse découplée du système qui consiste à déterminer dans un premier temps la sollicitation à la base de la structure, ensuite d'appliquer cette sollicitation pour déterminer la réponse de la structure.

Le code FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions) est utilisé dans ce travail. Ce code utilise la méthode explicite de différences finies pour résoudre les équations d'équilibre.

Le chapitre est composé de trois parties. La première expose le modèle numérique utilisé, la seconde présente une analyse d'un sol renforcé par un groupe de 2x2 inclusions

rigides, la dernière partie est consacrée à une étude de l'influence de principaux paramètres sur la réponse sismique du groupe.

## 2.2. Modèle numérique

Le problème étudié concerne l'étude numérique de la réponse sismique d'un groupe d'inclusions rigides implantés dans un sol et supportant une superstructure. Cette étude nécessite des méthodes spécifiques qui doivent prendre en compte l'interaction sol-matelas-inclusions rigides-structure, le comportement non linéaire du sol, le chargement sismique et le caractère tridimensionnel du problème posé.

### 2.2.1. Présentation du code utilisé

Les analyses numériques ont été effectuées à l'aide du code FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions). Ce code consiste en une application non traditionnelle de la méthode des différences finies explicite ; il utilise l'approche lagrangienne (Billiaux et Cundall, 1993). Il résout les problèmes statiques/quasi-statiques ou dynamiques par l'intermédiaire de l'équation d'équilibre dynamique. Basé sur le fait que dans la réalité, une partie de l'énergie de déformation accumulée par le système est convertie en énergie cinétique qui va se propager et se dissiper dans le matériau environnant, le schéma de résolution explicite intègre ce phénomène en prenant en compte les équations d'équilibre dynamique. Le déséquilibre induit en une zone va se propager dans l'ensemble de massif. Le mode incrémental de résolution assure la stabilité du schéma numérique puisque, même si le système est instable à certains instants, les chemins de contraintes et de déformation sont respectés à chaque pas.

La figure 2.1 présente une séquence basique de calcul. La procédure commence en utilisant les équations d'équilibre dynamique pour calculer de nouvelles vitesses et donc de nouveaux déplacements à partir des contraintes et forces en jeu. Puis, les taux de déformations sont obtenus à partir de ces vitesses, et des nouvelles contraintes sont ensuite calculées. Chaque cycle représente un pas de temps  $\Delta t$ . Chacune des boîtes remet à jour les variables qu'elle doit traiter à partir des valeurs connues et qui restent fixées durant le pas de temps  $\Delta t$ . Ainsi, le calcul de nouvelles contraintes n'affecte pas les vitesses calculées dans la boîte

précédente. Afin de justifier cette hypothèse, il est nécessaire que la vitesse de l'« onde de calcul » soit plus grande que celle des ondes physiques, pour cela le choix du pas de temps est important. Normalement, il doit être plus petit qu'un pas de temps critique (Baillaux, 1993).

Le critère de convergence pour contrôler la fin d'un cycle de calcul est basé sur l'état d'équilibre de l'ensemble des éléments. Le programme teste pour chacun des éléments le déséquilibre de forces et retient la force maximale non équilibrée.

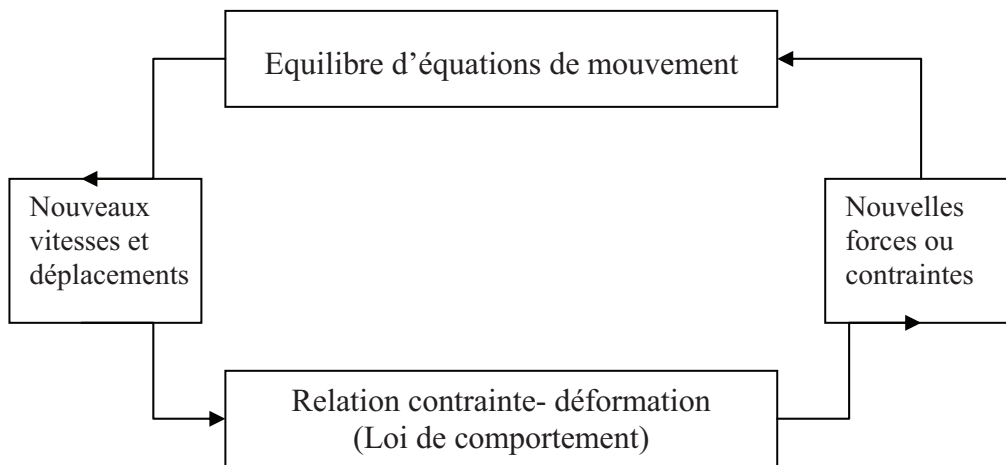


Figure 2.1. Cycle de base de calcul par la méthode explicite utilisée dans le code FLAC3D (Baillaux, 1993)

### 2.2.2. Maillage et discrétisation temporelle

Le code utilise la technique mixte de discrétisation proposée par Marti et Cundall (1982). Chaque zone est constituée de deux couches et chaque couche contient 5 tétraèdres superposés pour une zone à 8 nœuds. La taille de l'élément du maillage doit être suffisamment petite pour que le maillage puisse transmettre les ondes d'une façon appropriée et sans distorsion numérique de ces ondes. Cette taille dépend des fréquences mises en jeu et de la vitesse de propagation des ondes :

$$f = \frac{V_s}{\lambda} \quad (Eq.2.1)$$

$V_s$  est la vitesse de propagation des ondes. La longueur caractéristique d'onde  $\lambda$  est associée au système étudié. Elle dépend des conditions aux frontières. Dans le cas d'un système

particulier où la fréquence fondamentale n'est pas déterminée directement, une simulation préliminaire doit être réalisée pour déterminer la période naturelle du système.

La distorsion numérique de la propagation des ondes dans un domaine peut se produire en fonction du maillage utilisé. Les fréquences de chargement et la vitesse de propagation des ondes affectent la précision de la solution numérique. Kuhlemeyer et Lysmer (1973) montrent que la taille de l'élément  $\Delta l$  doit être plus petite qu'un huitième à un dixième de la longueur d'onde  $\lambda$ . Par conséquent, la fréquence maximale qui peut être modélisée correctement pour un maillage est donnée par :

$$f = \frac{V_s}{10 \cdot \Delta l} \quad (\text{Eq.2.2})$$

### 2.2.3. Amortissement

Le code utilise deux types d'amortissement : l'amortissement de Rayleigh et l'amortissement local.

#### *Amortissement de Rayleigh*

L'amortissement de Rayleigh est utilisé dans l'analyse d'un milieu continu élastique linéaire et non linéaire. La matrice d'amortissement  $C$  est construite par une combinaison des matrices de rigidités  $K$  et de masse  $M$  sous la forme :

$$C = \alpha \cdot M + \beta \cdot K \quad (\text{Eq.2.3})$$

$\alpha$  et  $\beta$  désignent les contributions de la masse et de la rigidité, respectivement. Ces deux coefficients dépendent des caractéristiques d'amortissement du matériau.

Pour un système à  $N$  degrés de liberté, cette construction conduit à (Bathe et Wilson 1976) :

$$\alpha + \beta \cdot \omega_i^2 = 2 \cdot \omega_i \cdot \xi_i \quad (\text{Eq.2.4a})$$

$$\xi_i = \frac{1}{2} \left( \frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \cdot \omega_i \right) \quad (\text{Eq.2.4b})$$

$\xi_i$  est le taux critique d'amortissement pour le mode  $i$  de vibration avec la fréquence angulaire  $\omega_i$ .

La figure 2.2 donne la variation du taux d'amortissement normalisé en fonction de la fréquence angulaire pour trois cas : la composante de la masse  $\beta = 0$ , celle de la rigidité  $\alpha = 0$  et

une combinaison des deux. On peut constater que la contribution de la masse à l'amortissement est beaucoup plus importante pour les basses fréquences tandis que la contribution de la rigidité est dominante pour les hautes fréquences. La courbe qui représente l'amortissement total (masse et rigidité) atteint une valeur minimale qui permet de déterminer le centre fréquentiel de l'amortissement de Rayleigh :

$$f_{\min} = \omega_{\min} / 2\pi \quad (\text{Eq.2.5})$$

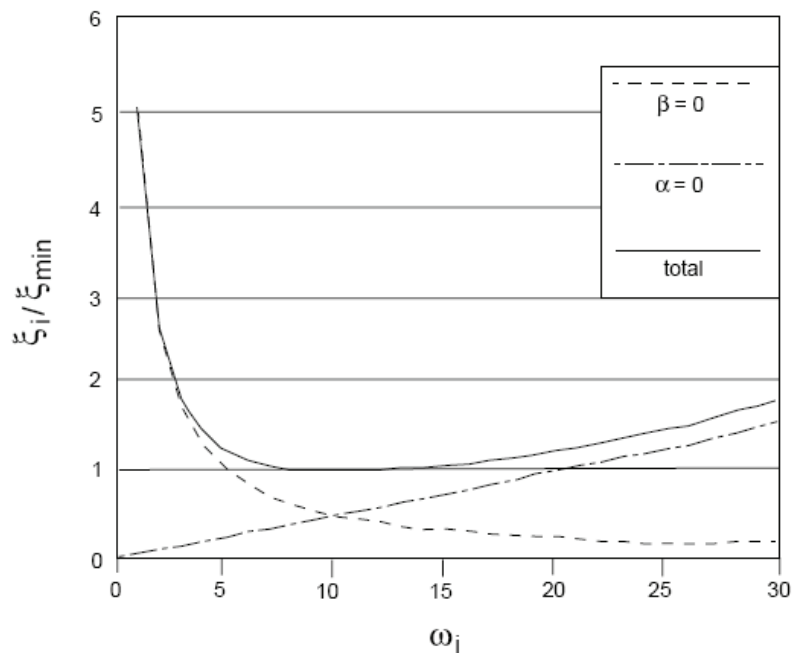


Figure 2.2. Variation de l'amortissement avec la fréquence

Il est intéressant de signaler que pour  $f_{\min}$  et seulement à cette fréquence la contribution de chaque composante de l'amortissement est égale à l'autre. A noter que la portion de l'amortissement qui dépend de la rigidité cause une diminution du pas de temps de calcul.

Dans une analyse dynamique, on cherche à reproduire un niveau correct d'amortissement indépendant de la fréquence. Un comportement élastique d'un matériau nécessite l'utilisation d'un amortissement matériel pour dissiper un certain pourcentage de l'énergie. On utilise généralement un amortissement entre 2 et 10% pour les géomatériaux. Néanmoins, dans le cadre de la plasticité, il est connu qu'une quantité de l'énergie se dissipe lors de la mise en plasticité du matériau ; par conséquent, un faible amortissement est



nécessaire pour éviter la résonance irréaliste du système en petites déformations pendant la propagation des ondes.

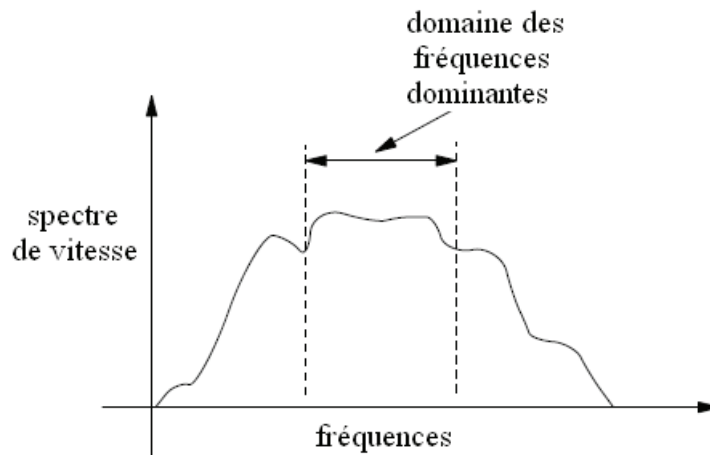


Figure 2.3. Sélection de l'amortissement de Rayleigh.

La sélection de l'amortissement est plus critique dans une analyse linéaire que dans une analyse nonlinéaire. D'autre part, il est évident que la portion de l'énergie dissipée par l'amortissement de Rayleigh dépend de la fréquence mise en jeu. Néanmoins, cet amortissement a un domaine pour lequel la réponse est pratiquement indépendante de la fréquence, comme le montre la figure 2.2. Un chargement sismique contient des centaines, voir des milliers des fréquences. Dans un cas où un pic très élevé de la vitesse associé à une courte période se présente dans le chargement sismique, l'équation de détermination de taille de l'élément conduit à un maillage trop fin et un pas de temps très petit. Dans des cas comme celui-ci, il est possible de reconnaître le domaine qui contient l'énergie la plus importante dans le séisme par la transformation de Fourier (FFT) et faire une filtration de ces fréquences pour éliminer les hautes fréquences qui ne contribuent que très peu au chargement. Cela permet d'obtenir un maillage raisonnable et de diminuer le temps de calcul sans effet important sur les résultats.

Dans le cas d'un chargement harmonique à une fréquence donnée, la détermination de la fréquence de cet amortissement est relativement simple étant donné que la fréquence du chargement domine le mouvement. Un chargement sismique réel présente plus de difficultés en ce qui concerne la détermination de cette fréquence. En effet, dans ce cas, un grand nombre de fréquences affectent le système ; il est par conséquent difficile à priori de déterminer la fréquence de cet amortissement. Une estimation préliminaire peut être réalisée par une analyse de Fourier du chargement et en connaissant les fréquences propres du site (Figure

2.3). Ensuite, la fréquence de cet amortissement peut être déterminée à la base d'une colonne de sol comme suit : on applique le séisme sur le modèle et on fait varier la fréquence d'amortissement (dans le domaine intéressé), les réponses montrent généralement un domaine sur lequel leur variation est négligeable. Notons que cette procédure ne prend pas en compte la structure et sa fondation. Cependant, la détermination de la fréquence de cet amortissement avec une telle précision nécessite l'exécution de plusieurs calculs du modèle sol-matelas de répartition-inclusion rigide-structure dans son intégralité.

### ***Amortissement local***

L'amortissement local a été initialement développé pour assurer l'équilibre des simulations statiques ou quasi-statiques. Il fonctionne en ajoutant ou en soustrayant la masse à partir d'un nœud à certains moments au cours d'un cycle d'oscillation. Puisque la quantité ajoutée est égale à la somme soustraite, la masse globale est conservée. La masse est ajoutée lorsque la vitesse change son signe et soustrait quand elle passe par un maximum ou minimum point. La quantité d'énergie enlevée ( $\Delta W$ ) est proportionnelle au maximum d'énergie de déformations transitoire ( $W$ ). Le ratio  $\Delta W/W$  est lié à la fraction d'amortissement critique  $D$  (Kolsky, 1963) par l'expression suivante :

$$\hat{\mathcal{O}}_L = \pi D \quad (\text{Eq.2.6})$$

$\hat{\mathcal{O}}_L$  est le coefficient d'amortissement « local », sa valeur par défaut est de 0,8.

L'utilisation de l'amortissement local est plus simple que celle de l'amortissement de Rayleigh car nous n'avons pas besoin de spécifier une fréquence. Cela semble intéressant dans notre modélisation, car les éléments structurels (inclusions rigides, fondation superficielles) représentent des zones où la vitesse de propagation des ondes sismiques est très élevée, ce qui conduit à un pas de temps très petit si on utilise un amortissement de type Rayleigh. Notons que généralement l'amortissement dans les éléments rigides a une influence négligeable sur les réponses sismiques des ouvrages en sol renforcé.

## 2.2.4. Frontières du modèle

### *Frontières absorbantes*

La modélisation dans le domaine de géomécanique nécessite souvent un domaine relativement grand. Par exemple, lors de la modélisation d'une excavation dans un tunnel, on suppose qu'il est entouré par un domaine infini. Et dans le cas d'une structure en surface, celle-ci repose sur un domaine semi infini. La modélisation par une méthode numérique se fait, par contre, pour un domaine limité. Dans le cas statique, on fixe des frontières artificielles à certaine distance de la zone d'intérêt. Dans le cas dynamique, ces frontières causent des réflexions des ondes et empêchent la radiation de l'énergie. L'utilisation d'un grand domaine, toutefois, réduit cet effet car la majorité de l'énergie se dissipe dans le domaine. Cependant, un grand modèle augmente le temps de calcul. On peut surmonter cette difficulté par l'utilisation des frontières absorbantes. Le code FLAC3D utilise les frontières visqueuses développées par Lysmer et Kuhlemeyer (1969). La méthode est basée sur l'utilisation d'une série d'amortisseurs indépendants attachés aux frontières dans les directions normale et tangentielle. Ces frontières sont efficaces pour absorber des ondes qui arrivent avec un angle d'incidence supérieur à  $30^\circ$  ; l'absorption de l'énergie est indépendante des fréquences.

### *Frontières pour Champ Libre*

La présence d'une structure en surface cause une grande perturbation de la propagation des ondes. Loin de la structure, on doit retrouver le mouvement en champ libre. Lors de la modélisation dynamique d'une structure, les frontières doivent être placées suffisamment loin de la structure pour minimiser la réflexion des ondes. Lorsque l'amortissement est très grand, cette distance est relativement faible (Seed et al, 1975). Par contre, quand l'amortissement est faible, cette distance peut être très grande, ce qui conduit à un modèle largement grand et irraisonnable. La solution est donc de forcer ces frontières à produire le mouvement de champ libre en absorbant les ondes venant de la structure. Le code utilise la technique développée par Cundall et al. (1980). La méthode est basée sur l'exécution d'un calcul de champ libre en parallèle à celui qui contient la structure. Le domaine de champ

libre est couplé au domaine principal par des frontières absorbantes (présentées précédemment) et les forces non équilibrées de champ libre sont appliquées sur le domaine principal. Ce type de frontières est utilisé dans ce travail.

### 2.2.5. Eléments d'interface

Les éléments d'interface sont utilisés pour représenter le comportement des zones de localisation des déformations en cisaillement (surface de glissement) ou en traction entre des domaines ayant une forte différence de rigidité (Figure 2.4)

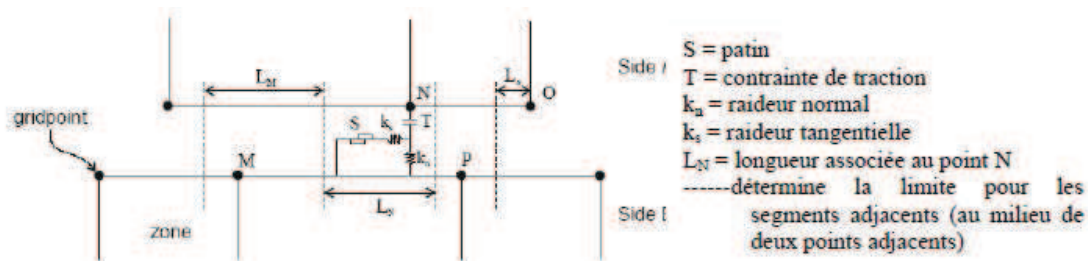


Figure 2.4. Eléments d'interface

Les éléments d'interface sont caractérisés par les paramètres de rigidité et de plasticité suivants :

- La raideur normale  $K_n$  (contrainte/déplacement)
- La raideur tangentielle  $K_s$  (contrainte/déplacement)
- La cohésion  $c$  (contrainte)
- L'angle de dilatance,
- L'angle de frottement  $\varphi$ ,
- La résistance à la traction  $T$  (force).

Le critère de Coulomb est adopté. La force de cisaillement sur un élément de longueur  $L$  est limitée par la relation :

$$F_{s\max} = c.L + \tan \varphi.F_n \quad (\text{Eq.2.7})$$

Où  $F_n$  est la force normale. Si le critère est atteint,  $F_s = F_{s\max}$  avec conservation du signe.

Pour les caractéristiques de frottement, de cohésion, de dilatance et de traction limite, on prend généralement celles du matériau le moins résistant. Les raideurs  $K_n$  et  $K_s$  sont plus difficiles à estimer. Afin de limiter les temps de calcul, FLAC propose la règle suivante : prendre des valeurs de raideurs  $K_n$  et  $K_s$  égales à dix fois la valeur de rigidité équivalente de la région voisine la plus rigide. La rigidité apparente d'une zone, exprimée en contrainte par unité de longueur est :

$$\max \left[ \frac{K + \frac{4}{3}G}{\Delta z_{\min}} \right] \quad (Eq.2.8)$$

Où  $K$  et  $G$  sont respectivement les modules volumiques et de cisaillement et  $\Delta z_{\min}$  est la plus petite dimension dans la direction normale des zones adjacentes.

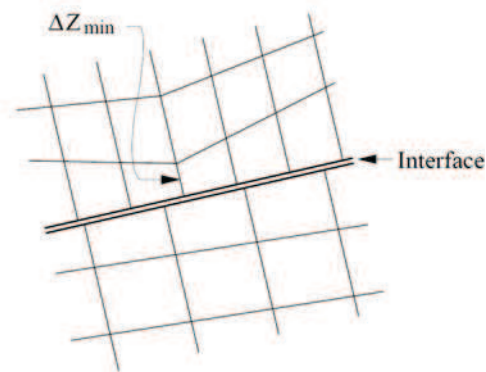


Figure 2.5. Dimension de la zone utilisée pour le calcul des raideurs (Itasca, 1994)

L'analyse globale de comportement statique de sols renforcés par inclusions rigides s'intéresse à la bonne représentation de l'interaction entre le sol compressible et les inclusions, et donc le report de charge par frottement négatif. La prise en compte d'une interface entre ces deux éléments permet une meilleure représentation des déplacements relatifs. Les analyses bidimensionnelles et tridimensionnelles menées par Laurent (2002), et Jenck (2005) montrent que la présence d'interface a une faible influence sur ce frottement, ils justifient ce constant par la faiblesse des déplacements relatifs.

En analyse dynamique, l'influence de l'interface sur les déplacements relatifs (sol compressible/inclusion) est moins importante qu'en analyse statique. Pour cette raison, ce travail n'a pas pris en compte les éléments d'interface.

### 2.2.6. Eléments de structure

La superstructure est modélisée comme une colonne supportant une masse en tête. L'élément poutre est utilisé afin de modéliser la colonne de superstructure (Figure 2.6). Cet élément est généralement utilisé pour représenter des éléments de structure pour lesquels la résistance à la flexion est significative.

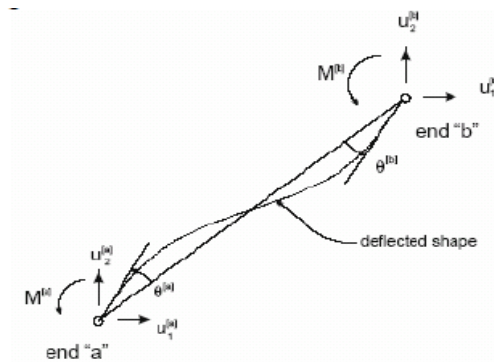


Figure 2.6. Nomenclature pour un élément poutre

Dans ce travail, l'inclusion rigide est modélisée comme un élément massif. Les contraintes normales extrêmes dans les inclusions rigides sollicitées en flexion composée (effort axial  $N$  et moment de flexion  $M$ ) sont données par la formule suivante :

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I/v} \quad (Eq.2.9)$$

- $S$  : Surface de section
- $I$  : moment d'inertie

Les contraintes de cisaillement dans les inclusions rigides sollicitées en effort tranchant  $Tu$  sont alors données par la formule suivante :

$$\tau = \frac{1.4 * Tu}{bo * B} \text{ ou } \dots Tu / (0.75 * S) \quad (Eq.2.10)$$

Le calcul FLAC3D donne les contraintes dans les sections de l'inclusion rigide. À partir ces contraintes, on peut par intégration sur la section d'inclusion calculer les efforts internes dans : effort normal, effort tranchant et moment fléchissant.

### 2.2.7. Chargement

Le chargement est appliqué sous forme de vitesse imposée à la base du massif de sol qui est considérée rigide. L'enregistrement du séisme de Tabas (Iran) est utilisé dans ce travail. La Figure 2.8 et le tableau 2.1 donnent les informations relatives à cet enregistrement (PEER Strong Motion Database). La figure 2.9 montre le spectre en cet enregistrement. Son énergie est concentrée entre 0,2 à 2Hz. Le pic principal de l'enregistrement correspond à la fréquence  $f = 0,5$  Hz. Le tableau 2.2 donne des informations sur le pic majeur de cet enregistrement.

Tableau 2.1 Informations relatives à l'enregistrement utilisé

Enregistrement	date	station	durée (sec)
Tabas, Iran	16/09/1978	FERDOWS	8

Tableau 2.2 Pic majeur de l'enregistrement utilisé

Enregistrement	Fréquence (Hz)	Amplitude (10 <sup>-4</sup> )
Tabas, Iran	0,50	4,04

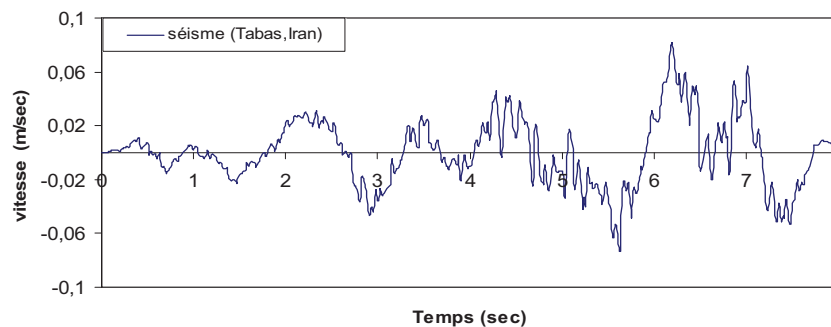


Figure 2.8. Chargement utilisé : enregistrement de Tabas (Iran)

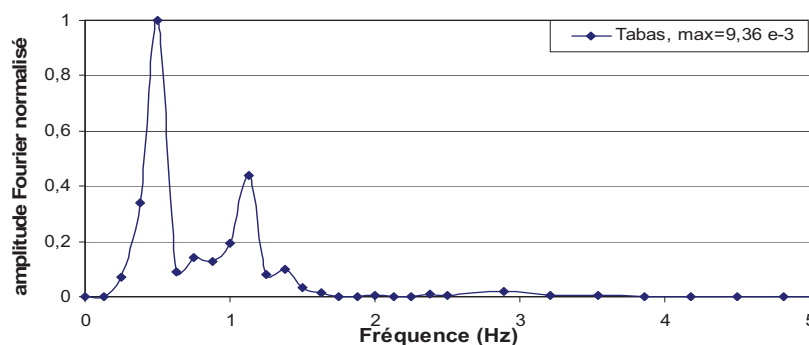


Figure 2.9. Spectre de l'enregistrement utilisé (Tabas, Iran)

## 2.3. Analyse du comportement d'un groupe de 2x2 inclusions

### 2.3.1. Présentation

L'exemple concerne un groupe de 2x2 inclusions rigides de longueur  $L=6,5$  m. Le groupe est implanté dans une couche de sol ayant des propriétés mécaniques uniformes avec la profondeur. Les inclusions ont un diamètre de 34 cm. Elles reposent sur une base rigide de 5 m d'épaisseur. L'espacement entre les inclusions est de  $S=1,7$  m ( $S/D=5$ ,  $D$  est le diamètre de l'inclusion). Le matelas de répartition est directement sous la semelle et débordé de celle-ci de 17 cm de chaque côté. Les inclusions rigides ne sont pas ancrées dans le matelas de répartition (Figure 2.10). Les caractéristiques du sol et des inclusions sont données dans les tableaux 2.3 et 2.4. Le choix de ces propriétés a été effectué à partir d'une recherche bibliographique (Russell et Pierpoint, 1998, Laurent, 2003, Stewart et Filz, 2005, Jenck et al, 2005, etc.) et les pratiques de Keller Fondations Spéciales.

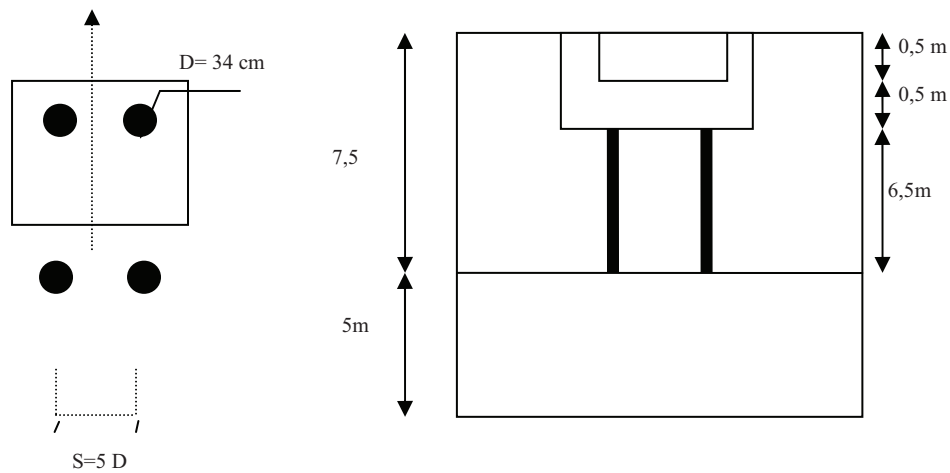
Le sol a un module de Young  $E_s = 6$  MPa, un coefficient de Poisson  $\nu_s = 0,3$  et une masse volumique  $\rho_s = 1700$  kg/m<sup>3</sup>. Le matelas a les propriétés suivantes : un module de Young  $E_m = 50$  MPa, un coefficient de Poisson  $\nu_m = 0,3$  et une masse volumique  $\rho_m = 2200$  kg/m<sup>3</sup>. La fréquence fondamentale de la couche de sol est égale à 1,2 Hz. Le comportement du sol, du matelas et de la base rigide est décrit par un modèle élastoplastique utilisant le critère de Mohr-Coulomb.

L'inclusion est constituée de béton armé. Son comportement est supposé élastique linéaire. Aucune interface n'est prise en compte entre l'inclusion et le sol compressible. Un amortissement de type Rayleigh est considéré pour le sol mou et de type « amortissement local » pour l'ensemble les éléments structurels. La fraction d'amortissement est de 5% pour le sol et de 2% pour les éléments de structure. Le calcul est effectué avec l'enregistrement de Tabas avec une amplitude de vitesse de 8 cm/s. (Figures 2.8 et 2.9).

Le maillage retenu est illustré dans la figure 2.11. Il comporte 30144 zones à 8 nœuds (chaque zone est constituée de deux couches et chaque couche contient 5 éléments tétraèdres superposés). Il est raffiné autour des inclusions rigides où le chargement induit des fortes déformations. Ce maillage a été retenu après une analyse de sensibilité des résultats par rapport au maillage.



Les contraintes initiales sont déterminées par un calcul statique qui a été effectué sous l'effet de la force de gravité avec des déplacements bloqués dans la direction normale sur les côtés latéraux et sur la base du massif du sol.



Charge sismique appliquée à  
la base de massif du sol



Figure 2.10. Exemple traité: sol renforcé par quatre inclusions rigides.

Tableau 2.3 Propriétés du sol.

Horizon	$\rho_s$ (kg/m <sup>3</sup> )	$E_s$ (MPa)	$\nu_s$	$\varphi$ (°)	C	$K_0$
Sol mou	1700	6	0,3	10	30	0,5
Matelas de répartition	2200	50	0,3	35	0	0,5
Base rigide	2200	120	0,3	0	50	0,5

Tableau 2.4 Propriétés des inclusions rigides

D (cm)	$\rho_m$ (kg/m <sup>3</sup> )	$E_m$ (MPa)	$\nu_m$
34	2500	24 000	0,3

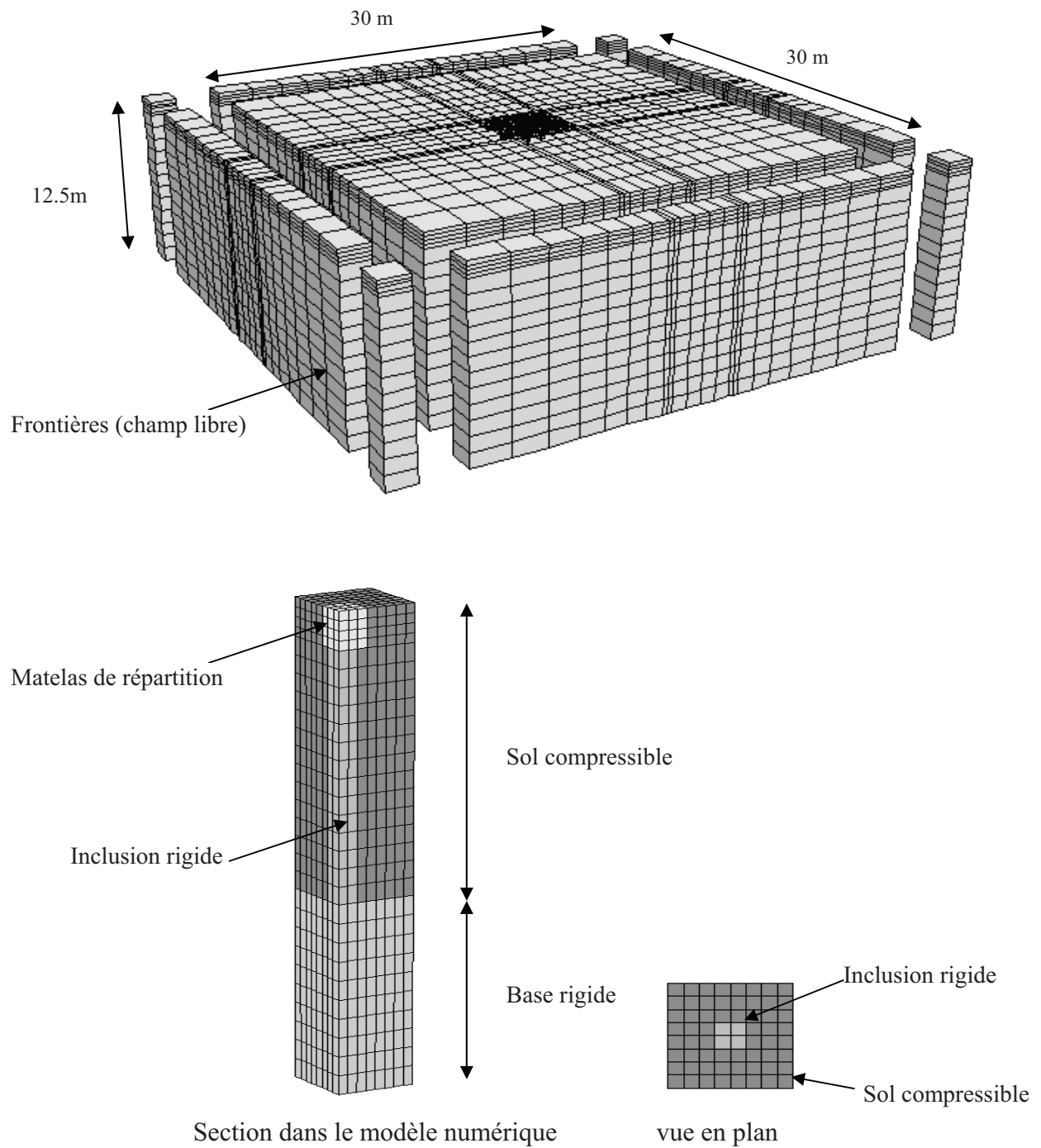


Figure 2.11. Maillage utilisé dans la modélisation du groupe de 2x2 inclusions (30144 zones à 8 nœuds ; 35405 nœuds).

### 2.3.2. Résultats

Les figures 2.12a et 2.12b montrent les variations du déplacement et de la vitesse en tête des inclusions rigides et en champ libre. On constate une amplification importante du mouvement en tête des inclusions et à la surface du sol. La vitesse en tête des inclusions atteint 26,4 cm/s à comparer avec la vitesse maximale de la sollicitation à la base du massif qui est égale à 8 cm/sec. Les valeurs maximales de la vitesse et du déplacement en tête des inclusions et à la surface du sol sont résumées dans le tableau 2.5. On note que le mouvement en tête de l'inclusion est proche de celui à la surface du sol.

La figure 2.13 donne une comparaison entre le déplacement au centre du groupe et celui en champ libre. On note que l'inclusion suit le mouvement de sol sauf au voisinage de la tête de l'inclusion où la présence du matelas réduit la déformée de l'inclusion.

L'analyse de Fourier des réponses au niveau de la surface de sol et en tête des inclusions est illustrée dans la figure 2.14. On note la présence d'un pic majeur dans la réponse à la fréquence  $f = 1,2$  Hz qui correspond à la première fréquence du massif du sol et au second pic du chargement. On observe un second pic moins important à la fréquence  $f = 0,5$  Hz qui correspond au pic majeur du chargement.

Les figures 2.15 et 2.16 montrent les efforts internes induits dans les inclusions. La figure 2.15 montre les profils des efforts à différents instants du chargement. On note que le moment fléchissant présente un profil classique avec un maximum dans la partie centrale de l'inclusion qui atteint 15 kN.m. L'effort normal augmente avec la profondeur, ce qui traduit une tendance de tassement du sol par rapport à l'inclusion. La valeur maximale est de l'ordre de 20kN. La contrainte normale aux extrémités de la section montre un profil proche de celui du moment fléchissant, ce qui montre la prédominance de la flexion. Les valeurs maximales de contraintes de compression et de traction sont de l'ordre de 3MPa et 2 MPa, respectivement. Ces valeurs sont admissibles pour le béton.

La contrainte de cisaillement présente un profil cohérent avec celui du moment fléchissant : positive dans la partie supérieure et négative dans la partie inférieure, ce qui est cohérent avec la variation du moment fléchissant : croissant dans la partie supérieure et décroissant dans la partie inférieure.

La figure 2.16 montre l'enveloppe des efforts internes : le moment fléchissant atteint son maximum au centre ; l'effort normal croît avec la profondeur ; les contraintes ont un profil proche de celui du moment fléchissant ; le cisaillement décroît avec la profondeur : positive dans la partie supérieure, s'annule dans la partie centrale et négative dans la partie inférieure.

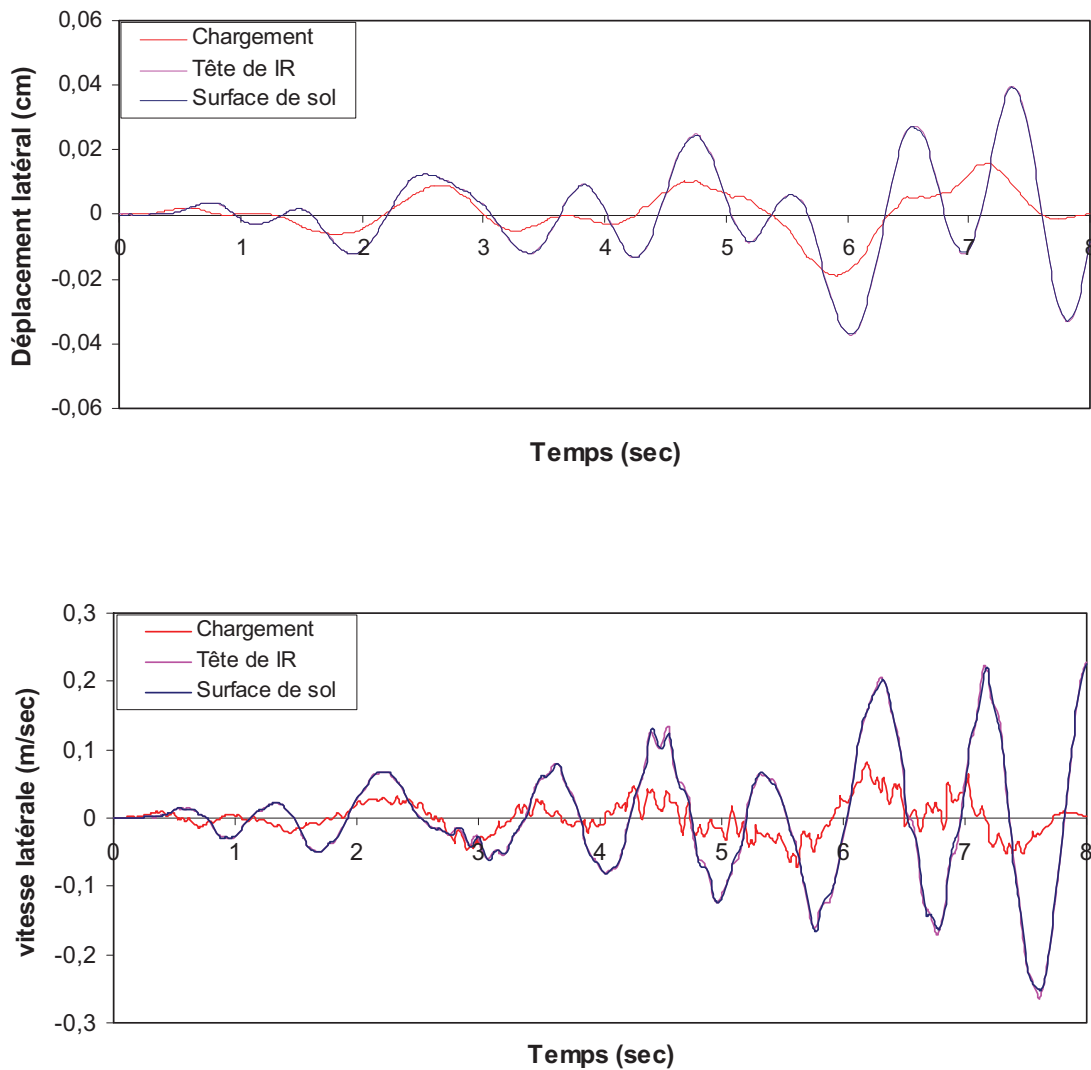


Figure 2.12. Groupe de 2x2 inclusions: Variation du déplacement et de la vitesse à la surface

Tableau 2.5. Groupe de 2x2 inclusions: Amplification dynamique

Epaisseur de matelas (m)	$V_{(a)}$ (cm/s)	$U_{(a)}$ (cm)	$V_{(b)}$ (cm/s)	$U_{(b)}$ (cm)
0,5	26,45	3,97	25,25	3,93
Champ libre			25,12	3,68

a) au niveau de tête de l'inclusion

b).au niveau de surface de sol

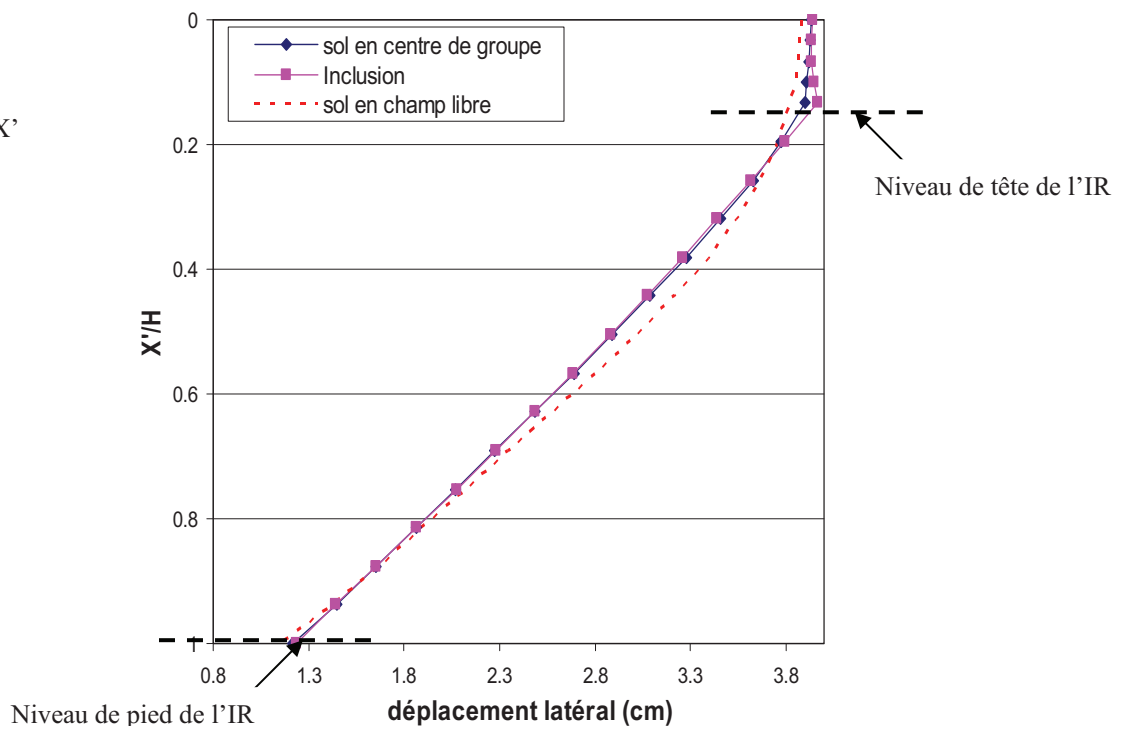
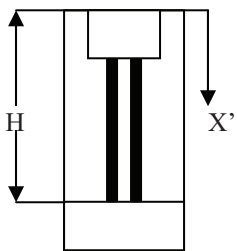


Figure 2.13. Déplacements latéraux de l'inclusion rigide, du sol au centre du groupe d'inclusions et en champ libre.

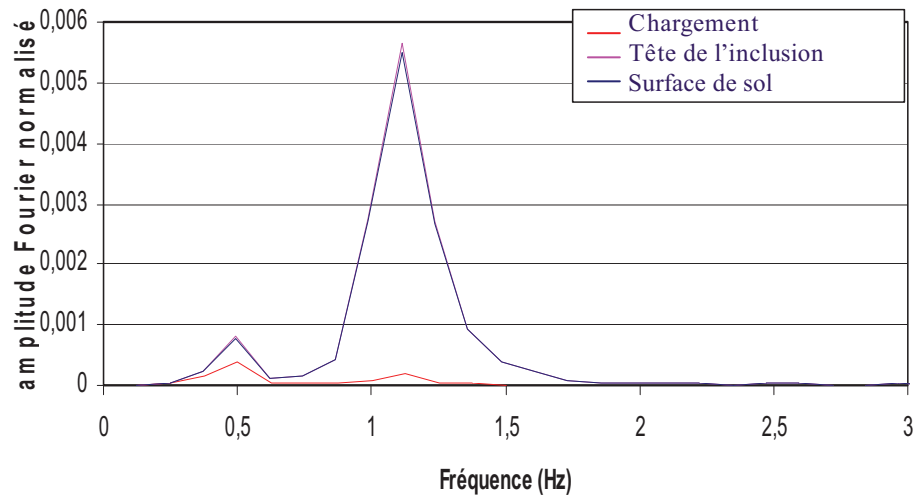
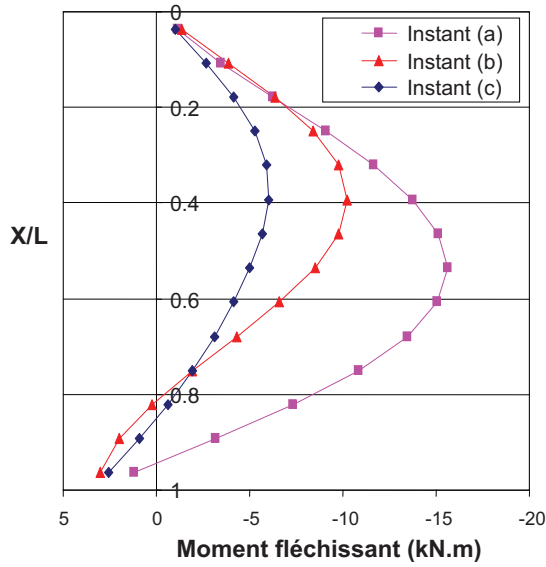


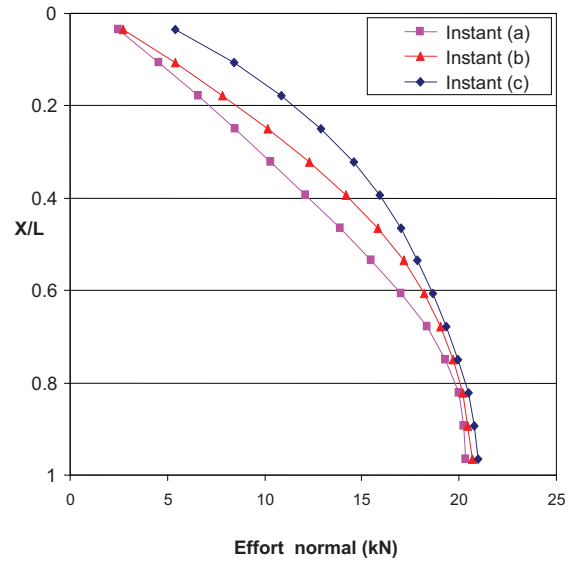
Figure 2.14 Groupe de 2x2 inclusions : Analyse de Fourier de la vitesse

Tableau 2.6. Groupe de 2x2 inclusions: Pic majeur

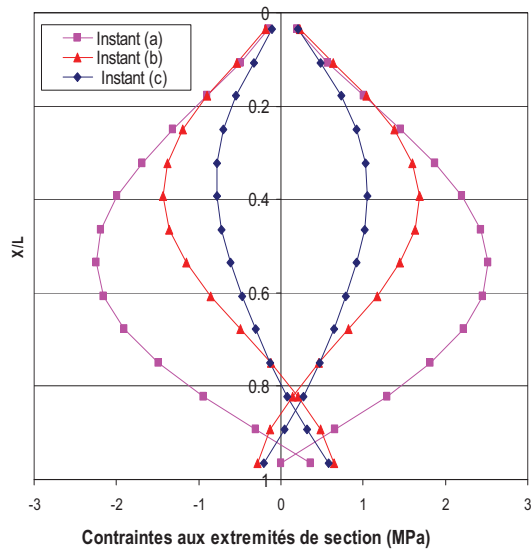
Epaisseur du matelas (m)	Amplitude (10 E-3)
Base	0,404
Tête de l'IR	5,64
Surface de sol	5,51



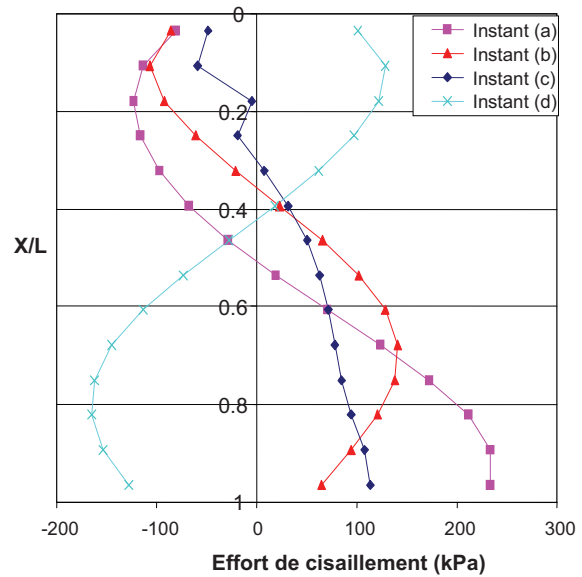
a) Moment fléchissant (kN.m)



b) Effort normal (kN)



c) Contraintes aux extrémités de la section (MPa)



d). Cisaillement (kPa)

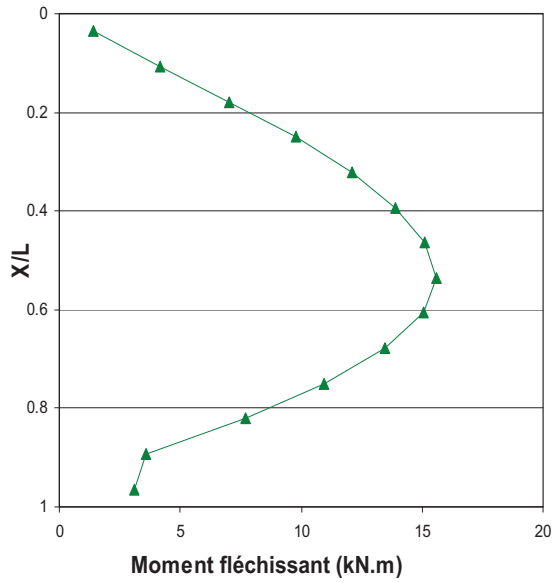
Figure 2.15. Groupe de 2x2 inclusions: Efforts induits dans les inclusions à différents instants:

Instant (a) : Vitesse horizontale prend sa valeur maximale en tête de l'IR/surface de sol.

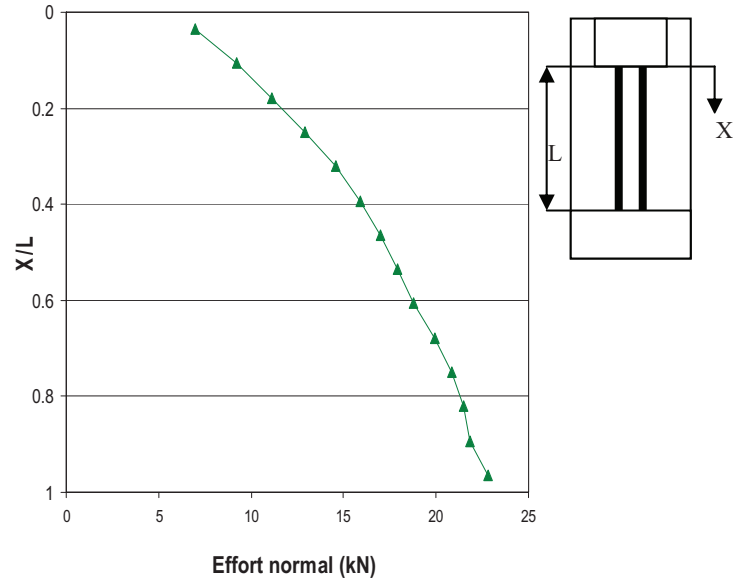
Instant (b) : Déplacement/accélération prend sa valeur maximal en tête de l'IR/surface de sol

Instant (c) : Moment fléchissant maximal se produit dans l'IR

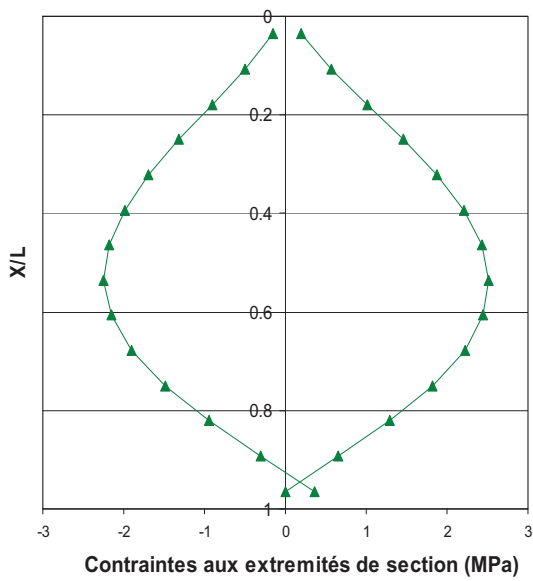
Instant (d) : Effort de cisaillement maximal se produit en tête de l'IR.



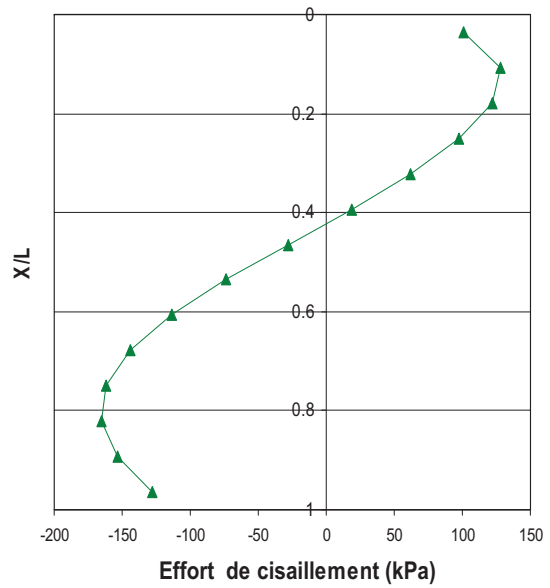
a) Enveloppe du moment fléchissant (kN.m)



b) Enveloppe de l'effort normal (kN)



c) Enveloppe des contraintes normales (MPa)



d) Enveloppe du Cisaillement (kPa)

Figure 2.16. Groupe de 2x2 inclusions: Enveloppe des efforts induits dans les inclusions



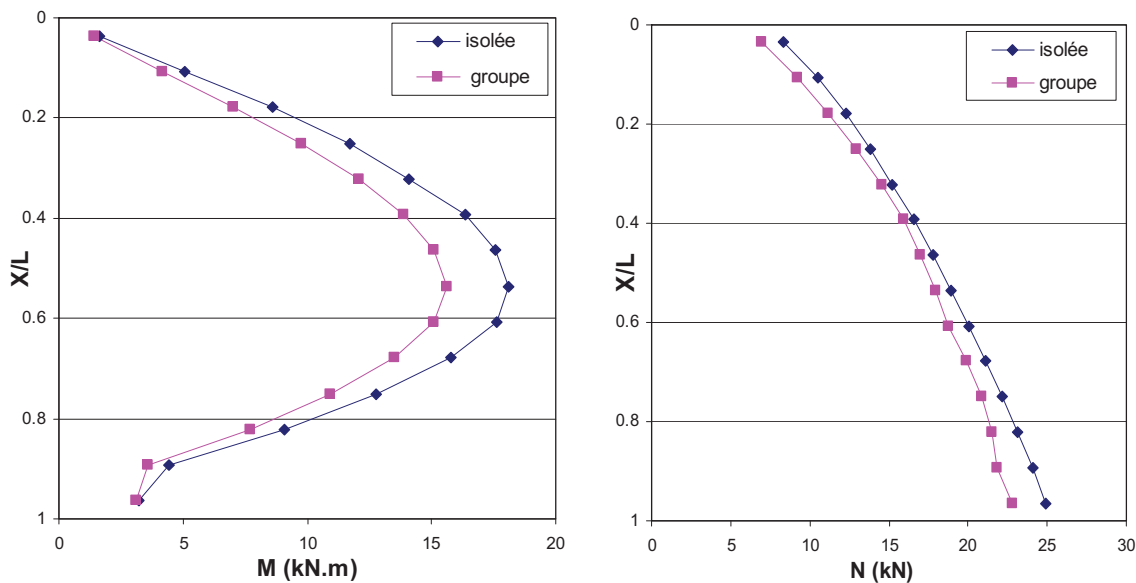
**Effet de groupe**

Afin d'étudier l'effet de groupe, un calcul avec une inclusion isolée a été réalisée. La figure 2.17 montre une comparaison entre les efforts internes de l'inclusion isolée et du groupe de 2x2 inclusions. On note que le moment fléchissant de l'inclusion isolée est de 20% supérieur à celui du groupe d'inclusions. L'effort normal dans l'inclusion isolée est supérieur de 13% à celui induit dans le groupe d'inclusions. Ceci montre la présence d'un effet de groupe positif. Ce résultat a été observé pour les groupes des micropieux (Ousta et al., 1998 ; Shahrour et al., 2001, Alsaleh et al., 2006).

Le tableau 2.7 montre les valeurs maximales de la vitesse et du déplacement en tête d'inclusion pour l'inclusion isolée et le groupe d'inclusions. On note que les valeurs obtenues pour les deux configurations sont très proches.

Tableau 2.7. Valeurs maximales de la vitesse et du déplacement en tête des inclusions

Type d'inclusion	$V_{(b)}$ (cm/s)	$U_{(b)}$ (cm)
Isolée	25,26	3,89
Élément d'un groupe	25,25	3,93



a) Enveloppe du moment fléchissant (kN.m)

b) Enveloppe de l'effort normal (kN)

Figure 2.17. Comparaison entre les efforts induits dans une inclusion isolée et dans un groupe de 2x2 inclusions

## 2.4 Analyse paramétrique

Cette section comporte une analyse de l'influence de l'épaisseur du matelas de répartition et du chargement sur l'interaction cinématique sol-matelas de répartition-inclusions.

### 2.4.1 Influence de l'épaisseur du matelas

La réponse du groupe de 2\*2 inclusions rigides a été étudiée en faisant varier l'épaisseur du matelas de répartition ( $H_r$  0,5, 1, 1,5 m). La longueur de l'inclusion a été modifiée afin de garder la géométrie initiale du modèle numérique. Les autres paramètres sont identiques à ceux du groupe étudié dans la section 2.3.

La figure 2.18 et le tableau 2.8 montrent l'influence de l'épaisseur du matelas sur la réponse sismique du groupe d'inclusions. On note que l'augmentation de l'épaisseur du matelas de répartition de  $H_r = 0,5$  m à 1,5 m conduit à une très faible diminution (de l'ordre de 4%) de la vitesse et du déplacement en tête de l'inclusion et à la surface du sol.

La figure 2.19 montre l'analyse de Fourier des réponses obtenues (vitesse à la surface du sol) avec les différentes épaisseurs du matelas de répartition. On note une très faible influence de l'épaisseur du matelas sur les spectres.

La figure 2.20 montre l'influence de l'épaisseur du matelas sur le moment fléchissant et l'effort tranchant. On constate que la variation de l'épaisseur du matelas a une influence significative sur les efforts dans l'inclusion rigide: le moment fléchissant maximal pour une épaisseur  $H_r = 1,5$  m est de 20 % inférieur à celui obtenu avec  $H_r = 0,5$  m. L'effort normal maximal augmente de 16% quand l'épaisseur croit de 0,5 m à 1,5 m.

Tableau 2.8. Influence de l'épaisseur de matelas de répartition sur la réponse d'un groupe de 2x2 inclusions

Epaisseur du matelas (m)	V <sub>(a)</sub> (cm/s)	U <sub>(a)</sub> (cm)	V <sub>(b)</sub> (cm/s)	U <sub>(b)</sub> (cm)
0,5	26,45	3,97	25,25	3,93
1	26,08	3,86	25,03	3,90
1,5	25,16	3,72	24,51	3,86
Champ libre			25,12	3,68

a). au niveau de tête de l'inclusion  
 b). au niveau de la surface du sol

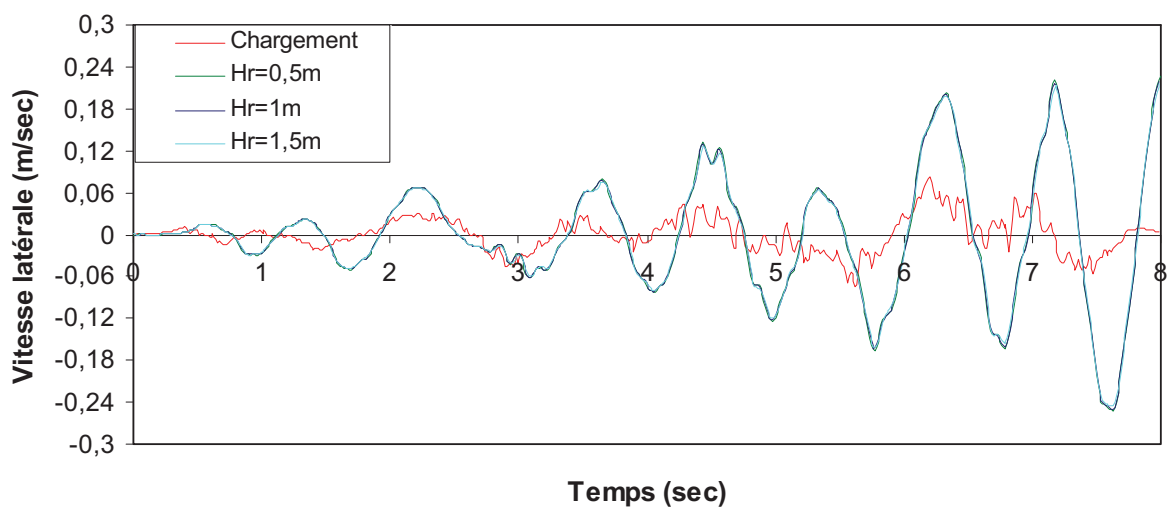
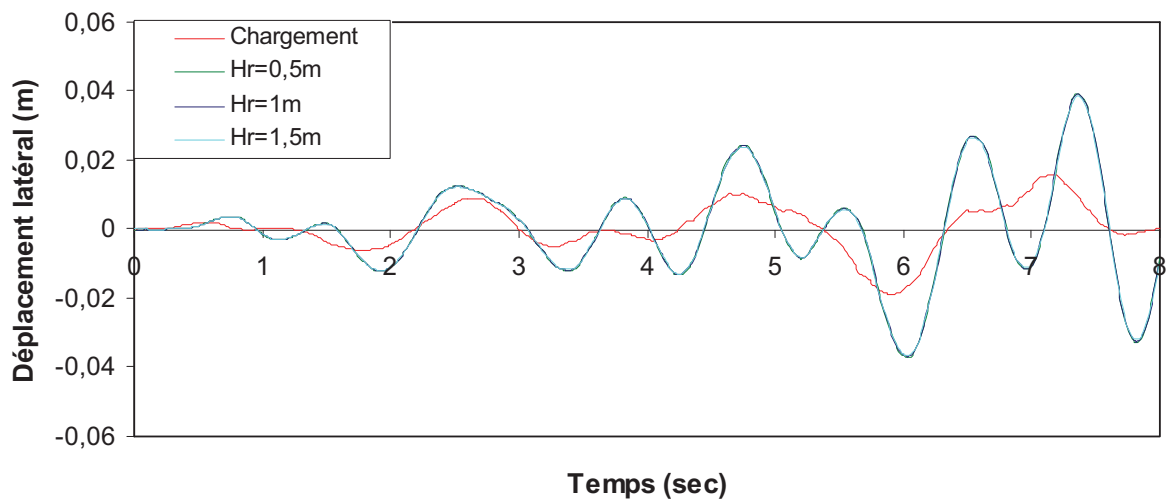


Figure 2.18. Influence de l'épaisseur du matelas de répartition sur la charge appliquée au niveau de la surface du sol

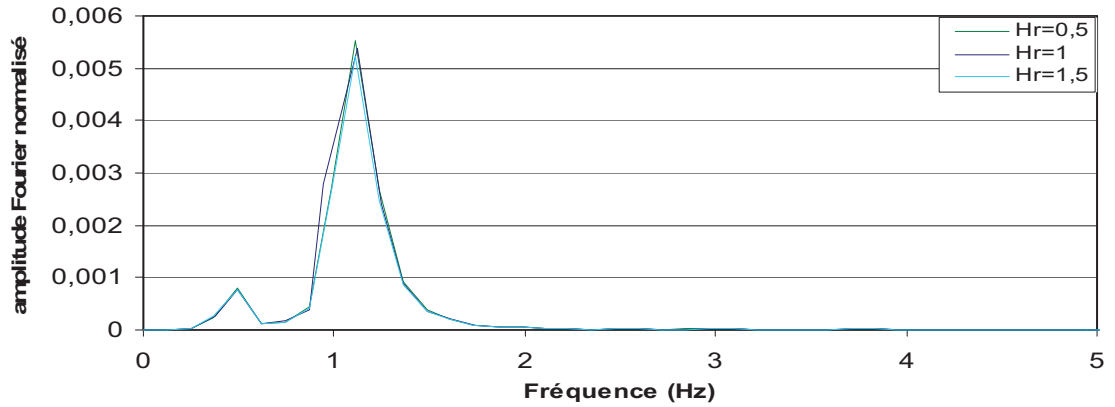
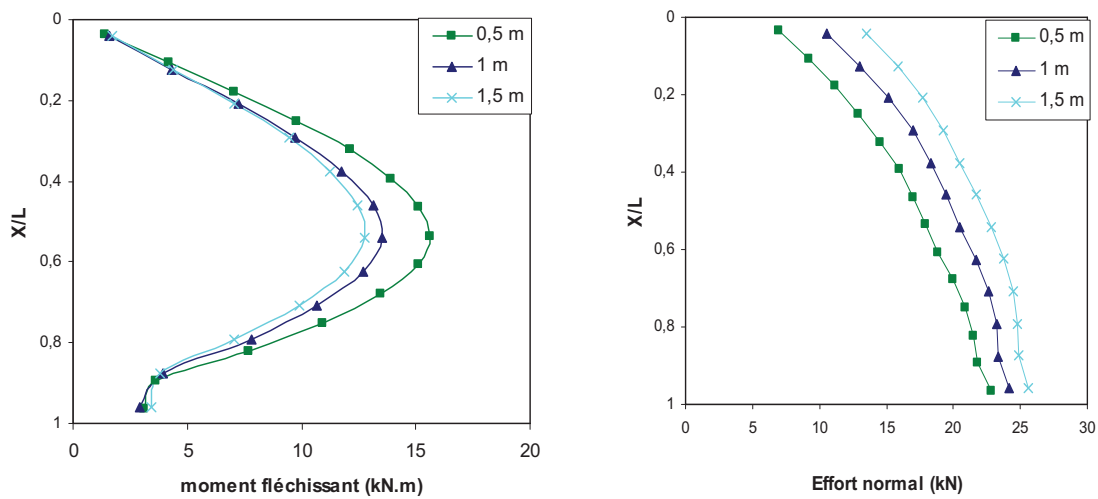


Figure 2.19. Influence de l'épaisseur du matelas de répartition sur le spectre de réponse au niveau de surface du sol



a) Enveloppe du moment fléchissant (kN.m)

b) Enveloppe de l'effort normal (kN)

Figure 2.20. Influence de l'épaisseur du matelas sur les efforts internes dans le groupe de 2x2 inclusions

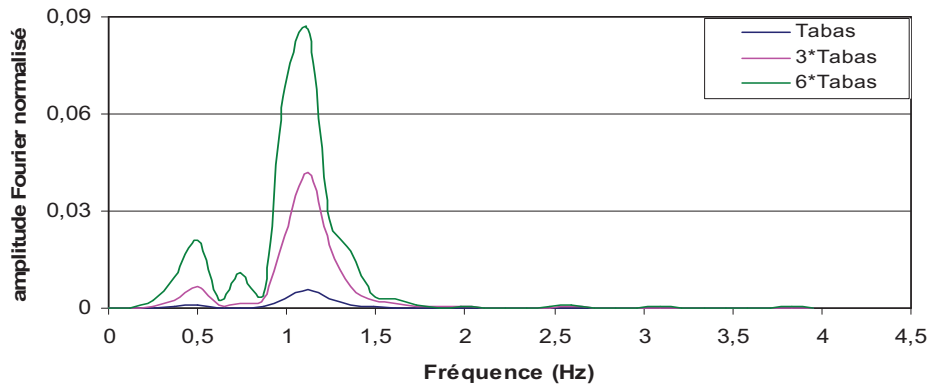
### 2.4.2. Influence de l'amplitude du chargement

On présente dans cette section une analyse de l'influence de l'amplitude du chargement sur l'interaction cinématique du système sol-matelas - inclusions rigides. Des analyses ont été effectuées pour trois valeurs de l'amplitude de vitesse (8, 24 et 48 cm/sec). Le tableau 2.9 et la figure 2.21 donnent les résultats de ces analyses. On note que l'amplitude du chargement n'a pas d'effet sur le contenu fréquentiel de la réponse du système sol-inclusions-matelas. L'augmentation de l'amplitude du chargement de 8 à 48 cm/sec (multiplication par 6) se traduit par une augmentation de l'ordre de 300% de l'amplification dynamique au niveau de la surface sol. Ceci s'explique dans ce cas par le fait que l'augmentation de l'amplitude du chargement conduit à une augmentation de la plasticité induite, qui a pour effet de réduire l'amplification dynamique à cause de la dissipation d'énergie par déformations plastiques et du seuil imposée par la plasticité pour le transfert des contraintes. En ce qui concerne les efforts internes, on note que l'augmentation de l'amplitude du chargement de 8 à 48 cm/sec conduit à une augmentation de l'ordre de 220% du moment fléchissant et de 300% de l'effort normal.

Tableau 2.9. Influence de l'amplitude du chargement sur l'amplification du mouvement sismique

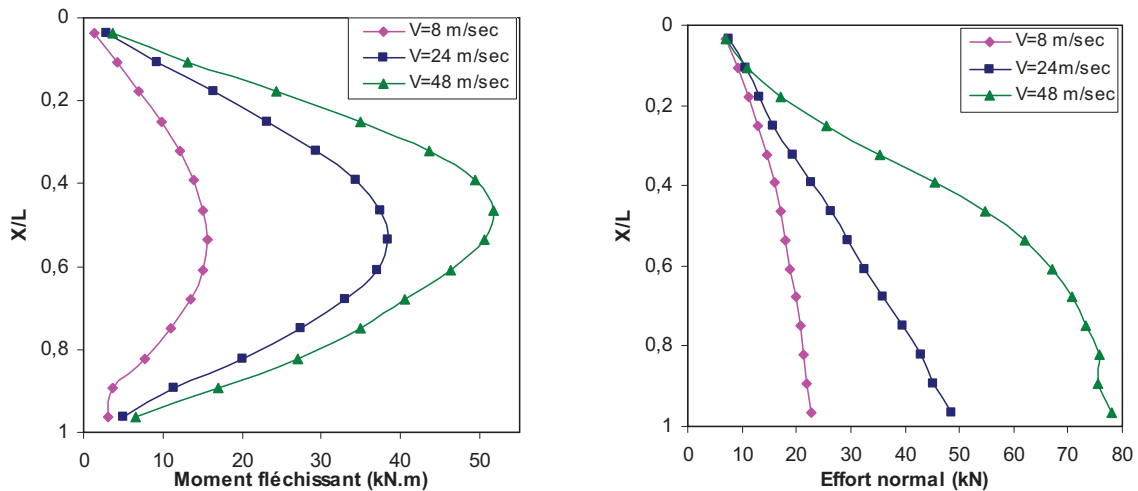
Vitesse (cm/ces)	V <sub>(a)</sub> (cm/s)	U <sub>(a)</sub> (cm)	V <sub>(b)</sub> (cm/s)	U <sub>(b)</sub> (cm)
8	26,45	3,97	25,25	3,93
24	66,22	11,17	69,97	11,30
48	101	19,442	102,18	19,61

- a). au niveau de tête de l'inclusion  
b). au niveau de surface du sol



Vitesse (cm/ces)	Amplitude (10-2)
8	0,5513
24	4,214
48	8,635

Figure 2.21. Influence de l'amplitude du chargement sur le spectre de réponse au niveau de la surface du sol



a) Enveloppe de moment fléchissant (kN.m)

b) Enveloppe de l'effort normal (kN)

Figure 2.22. Influence de l'amplitude du chargement sur la réponse du groupe de 2x2 inclusions

## **2.5 Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons présenté une analyse tridimensionnelle par différences finies de l'interaction cinématique de système sol-matelas-inclusions-structure. Les analyses montrent que les inclusions rigides suivent le mouvement du sol sauf au voisinage de la tête où la présence du matelas de répartition modifie légèrement la déformée des inclusions.

Les sollicitations sismiques induisent des contraintes de compression et d'extension dans les inclusions rigides dont l'amplitude dépend de plusieurs facteurs, notamment l'amplitude du chargement et des propriétés des sols, de l'inclusion et du matelas.

Les résultats montrent un effet de groupe positif pour les inclusions rigides. Cet effet se traduit par une réduction des efforts internes dans les inclusions qui atteint 20% pour le moment fléchissant. Ce résultat est en accord avec des analyses effectuées sur les micropieux (Ousta et al, 1998, Shahrour et al, 2001, Alsaleh et al, 2006).

L'augmentation de l'épaisseur du matelas a un effet bénéfique sur le moment fléchissant dans les inclusions. L'exemple traité montre une réduction de l'ordre de 20% du moment fléchissant lorsque l'épaisseur du matelas croît de 0,5 à 1,5m.

## Chapitre III

### Analyse de l'interaction inertielle du système sol-matelas de répartition –inclusions rigides-structure

#### 3.1.Introduction

#### 3.2.Influence de la présence de la superstructure

3.2.1. présentation

3.2.2. résultats

#### 3.3.Influence de caractéristiques de matelas de répartition

3.3.1. Influence de l'épaisseur de matelas de répartition

3.3.2. Influence de la largeur d'extension du matelas par rapport à la semelle

3.3.3. Influence de propriétés mécaniques du matelas de répartition

*-module de déformation*

*- angle de frottement*

#### 3.4.Influence de liaison entre l'IR et le matelas de répartition

#### 3.5.Influence de rigidité de l'inclusion.

#### 3.6.Influence du chargement

##### 3.6.1 Influence de l'amplitude du chargement

#### 3.7.Comparaison avec les colonnes à module mixte (CMM)

#### 3.8.Comparaison avec les groupes de pieux

#### 3.9. Conclusions



## **Chapitre III**

### **Analyse de l'interaction inertielle du système sol-matelas de répartition –inclusions rigides-structure**

#### **3.1 Introduction**

L'utilisation des inclusions rigides pour supporter des structures en zone sismique nécessite une analyse fine de l'interaction sol-inclusion-matelas-structure afin de comprendre, d'une part, le rôle du matelas dans le transfert du mouvement sismique vers la structure et, d'autre part, le rôle de ce matelas dans le transfert des efforts inertiels vers le système sol-inclusions.

Ce chapitre a pour but d'analyser cette interaction à l'aide d'une analyse globale qui intègre dans une modélisation tridimensionnelle les différents éléments du système, à savoir le sol, les inclusions rigides, le matelas de répartition et la structure. Le chapitre donne également une analyse de l'influence de principaux paramètres sur l'interaction sol-inclusion-matelas-structure, notamment les propriétés du matelas (épaisseur, débord sur le côté, module de déformations et angle de frottement), la rigidité des inclusions, les conditions de liaison matelas – inclusions, la non linéarité du comportement du sol et le chargement sismique. On donne également une comparaison des performances de cette technique avec la technique de renforcement par colonnes à module mixte (CMM).

## 3.2. Analyse du mécanisme d'interaction sol-inclusion-matelas-structure

### 3.2.1. Présentation de l'exemple traité

L'analyse de l'interaction sol-inclusion-matelas-structure est effectuée sur le système présenté dans la figure 3.1. Ce système concerne un groupe de 2x2 inclusions rigides de longueur  $L=6,5$  m supportant une colonne de 2,5 m de hauteur et une masse de 100 tonnes. La colonne est fixée dans un chevêtre rigide de 0,5 m d'épaisseur.

Le groupe d'inclusions rigides est implanté dans une couche de sol ayant des propriétés mécaniques uniformes avec la profondeur. Les inclusions ont un diamètre de 34 cm. Elles reposent sur une base rigide de 5 m d'épaisseur. L'espacement entre les inclusions est de  $S=1,7$  m ( $S/D=5$ ,  $D$  est le diamètre de l'inclusion). Le matelas de répartition est directement sous la semelle et déborde de celle-ci de 17 cm de chaque côté.

Les caractéristiques du sol et des inclusions sont données dans les tableaux 3.1 et 3.2. Le choix de ces propriétés a été justifié au second chapitre. Le sol a un module de Young  $E_s = 6$  MPa, un coefficient de Poisson  $\nu_s = 0,3$  et une masse volumique  $\rho_s = 1700$  kg/m<sup>3</sup>. Le matelas a les propriétés suivantes : un module de Young  $E_m = 50$  MPa, un coefficient de Poisson  $\nu_m = 0,3$  et une masse volumique  $\rho_m = 2200$  kg/m<sup>3</sup>. La fréquence fondamentale de la couche du sol est égale à 1,2 Hz. Le comportement du sol, du matelas et de base rigide est décrit par un modèle élastoplastique parfait utilisant le critère de Mohr-Coulomb. L'inclusion est constituée de béton non armé. Son comportement est assumé élastique-linéaire. Aucune interface n'est prise en compte entre l'inclusion et le sol compressible.

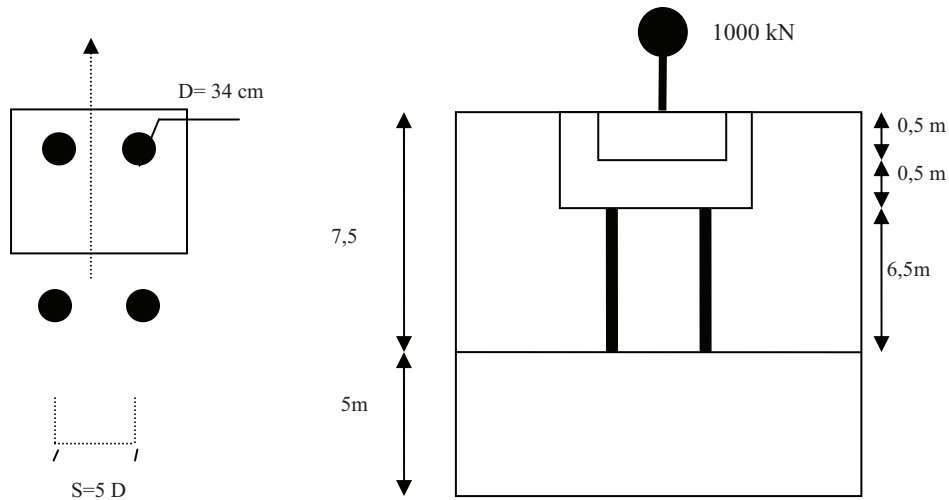
Les contraintes initiales sont déterminées par un calcul statique qui a été effectué sous l'effet de la force de gravitation avec des déplacements bloqués dans la direction normale sur les côtés latéraux et sur la base du massif du sol. Le calcul est effectué avec l'enregistrement de Tabas avec une amplitude de vitesse de 8 cm/s. (Figures 2.8 et 2.9).

La figure 3.2 montre le maillage retenu. Il comporte 30148 zones à 8 nœuds. Les simulations sont effectuées avec les conditions présentées au chapitre précédent.

La superstructure est modélisée par un système à un seul degré de liberté. La rigidité de la superstructure et sa fréquence (supposée encastree à sa base) sont déterminées par les expressions suivantes :

$$K_{st} = \frac{3(E_{st} \cdot I_{st})}{H_{st}^3}, f_{st} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K_{st}}{m_{st}}} \quad (Eq.3.1)$$

La fréquence de la superstructure, calculée d'après l'expression 3.1, est égale à 4,2 Hz



Charge sismique appliquée à la base de massif du sol



Figure 3.1. Exemple traité: sol renforcé par quatre inclusions rigides

Tableau 3.1. Propriétés du sol

Horizon	$\rho_s$ (kg/m <sup>3</sup> )	$E_s$ (MPa)	$\nu_s$	$\phi$ (°)	C	$K_0$
Sol mou	1700	6	0,3	10	30	0,5
Matelas de répartition	2200	50	0,3	35	0	0,5
Base rigide	2200	120	0,3	0	50	0,5

Tableau 3.2. Propriétés des inclusions rigides

D (cm)	$\rho_m$ (kg/m <sup>3</sup> )	$E_m$ (MPa)	$\nu_m$
34	2500	24 000	0,3

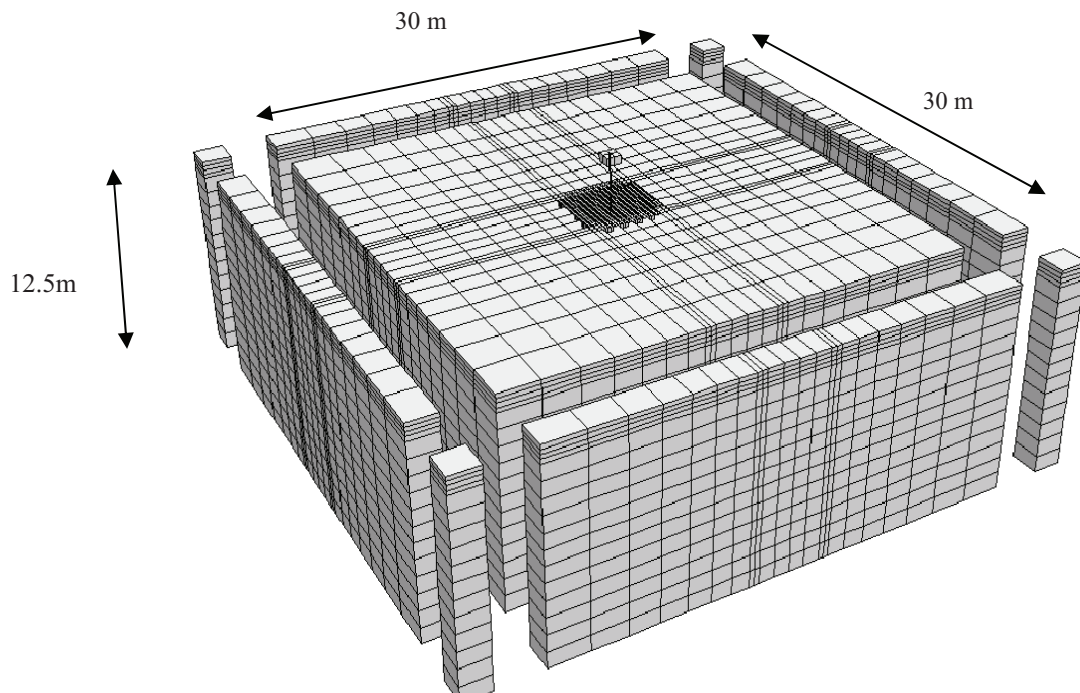


Figure 3.2. Maillage utilisé dans la modélisation du groupe de 2x2 inclusions (30148 zones à 8 nœuds ; 35423 nœuds).

### 3.2.2. Résultats

La figure 3.3 montre les variations de la vitesse au niveau du chevêtre et de la superstructure. On constate une amplification importante du mouvement. La vitesse au niveau du chevêtre atteint 20,5 cm/s, à comparer avec la vitesse maximale de la sollicitation à la base du massif qui est égale à 8 cm/sec. La valeur maximale de la vitesse de la superstructure est égale à 26,02 cm/s, ce qui correspond à une amplification de l'ordre de 320% par rapport au chargement. L'analyse de Fourier des réponses en champ libre et au niveau de la structure est illustrée dans la figure 3.4. La réponse en champ libre montre un pic majeur à la fréquence  $f = 1,2$  Hz qui correspond à la première fréquence du massif du sol et au second pic du chargement. Pour la structure, on note la présence de deux pics aux fréquences  $f = 1$  et 0,75 Hz, qui sont inférieures à la fréquence du pic majeur du sol en champ libre.

La figure 3.5 montre les efforts internes induits dans les inclusions. On note que le moment fléchissant présente un profil avec un maximum dans la partie centrale de l'inclusion

qui atteint 27,7 kN.m. L'effort normal induit par le chargement dynamique (figure 3.5c) décroît avec la profondeur, ce qui traduit une tendance au tassement des inclusions, qui est dû à l'effet inertiel. La valeur maximale de l'effort normal est de 84 kN. La contrainte de cisaillement présente un profil cohérent avec celui du moment fléchissant : positive dans la partie supérieure et négative dans la partie inférieure, ce qui est cohérent avec la variation du moment fléchissant : croissant dans la partie supérieure et décroissant dans la partie inférieure.

L'effort tranchant maximal en tête de l'inclusion est de 26,07 kN, ceci correspond à un effort latéral repris par le groupe de 4 inclusions de 95,97 kN. Cette valeur représente 57% de l'effort inertiel maximal, ce qui signifie que le groupe d'inclusions supporte 57% de l'effort inertiel, l'autre partie est transmis par frottement entre le matelas de répartition et le massif du sol.

La figure 3.6 montre une comparaison du moment fléchissant avec celui obtenu avec l'analyse cinématique (en l'absence de la structure). On note que le moment fléchissant obtenu en présence de la structure est égal au double de celui obtenu avec l'analyse cinématique. Ce résultat indique clairement la présence d'un effet inertiel important.

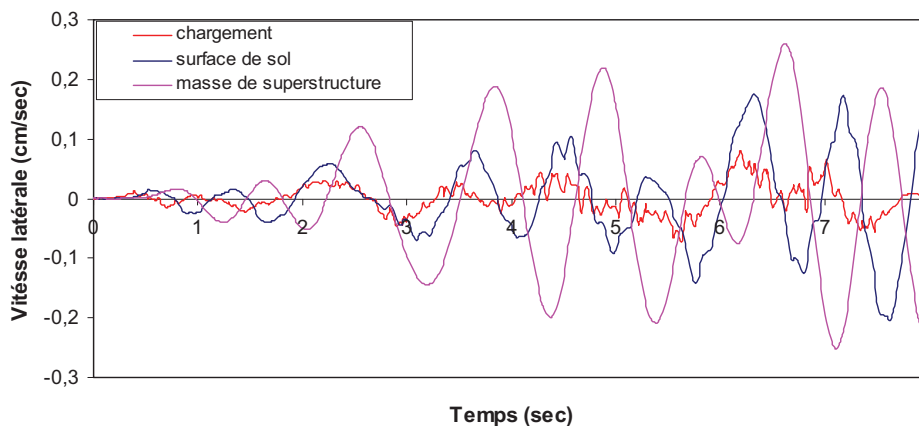


Figure 3.3. Réponse du système sol-inclusions-matelas-structure : vitesse en différents points

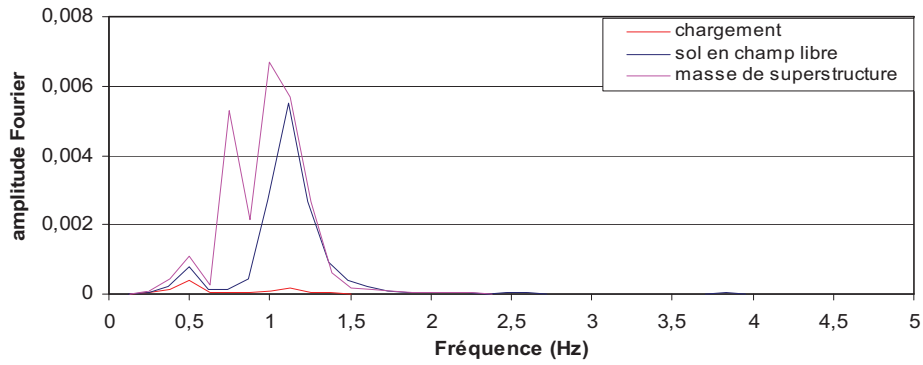
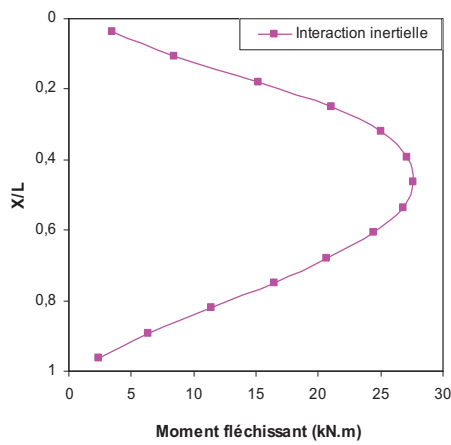
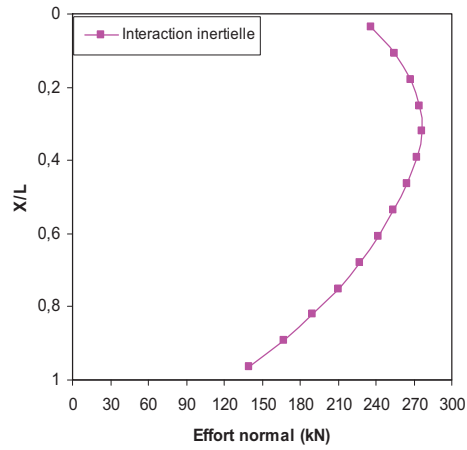


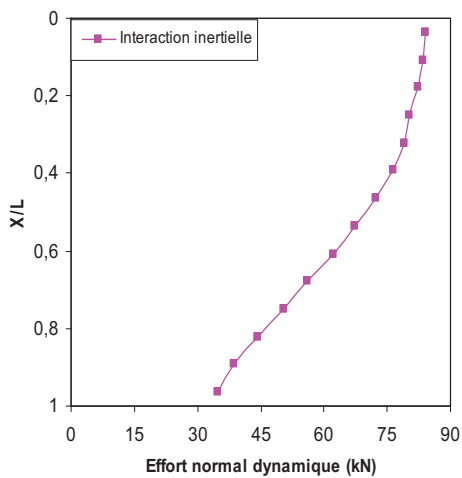
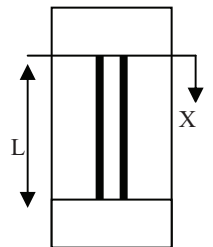
Figure 3.4 Analyse de Fourier de la vitesse en différents points



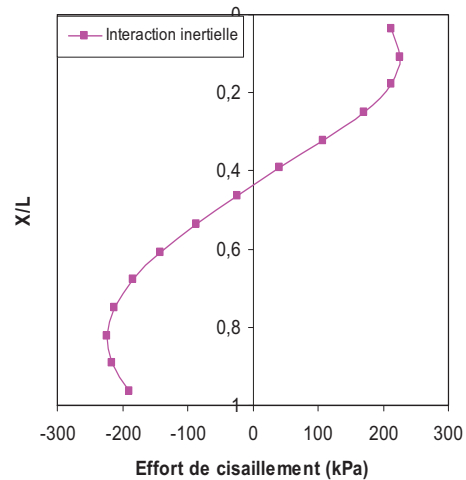
a) Enveloppe du moment fléchissant (kN.m)



b) Enveloppe de l'effort normal (kN)



c) Effort normal dû à la charge dynamique (kN)



d) Effort de cisaillement (kPa)

Figure 3.5. Enveloppes des efforts induits dans les inclusions rigides

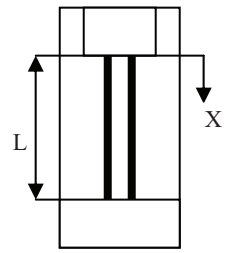
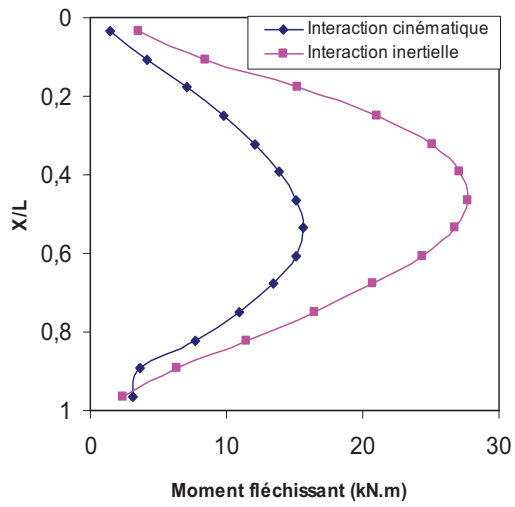


Figure 3.6. Influence de la présence de la structure sur le moment fléchissant dans les inclusions

### 3.3. Influence des caractéristiques du matelas de répartition

#### 3.3.1. Influence de l'épaisseur de matelas

Afin d'étudier l'influence de l'épaisseur du matelas sur l'interaction sol-inclusions-matelas-structure, des analyses ont été effectuées pour quatre valeurs de l'épaisseur du matelas ( $H_r = 0,5 ; 1 ; 1,5$  m). La longueur de l'inclusion a été modifiée afin de garder la géométrie du modèle numérique.

Le tableau 3.3 présente l'influence de l'épaisseur du matelas sur le mouvement induit au niveau du chevêtre et de la masse. On note que l'augmentation de  $H_r$  se traduit par une diminution de l'amplification du mouvement au niveau du chevêtre et de la superstructure. L'augmentation de  $H_r$  de 0,5 m à 1,5 m se traduit par une réduction de l'ordre de 13% de l'amplification de la superstructure. On note également une réduction de l'ordre de 15% de l'accélération au niveau du chevêtre. Cet exemple montre un rôle positif de l'augmentation de l'épaisseur du matelas dans la réduction de l'amplification dynamique. Ce résultat ne peut pas être généralisé, car il dépend des contenus fréquentiels de la charge et du système sol-inclusions-matelas-structure.

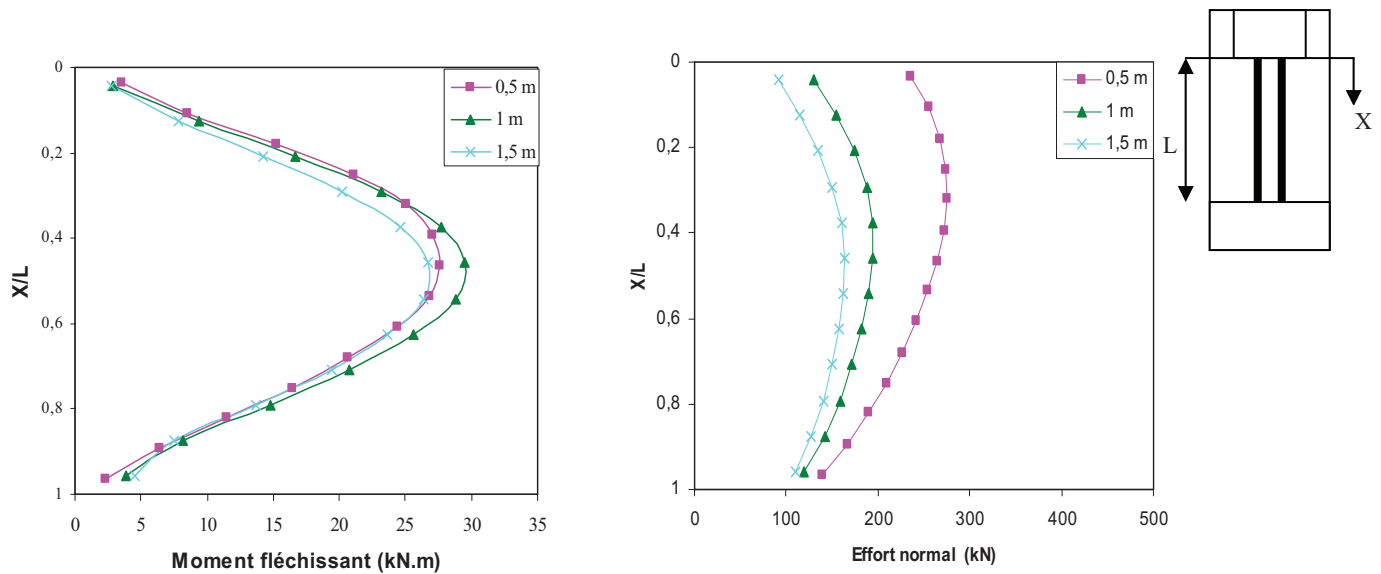
Tableau 3.3. Influence de l'épaisseur du matelas sur l'amplification dynamique

<b>Epaisseur de matelas (m)</b>	$acc_{masse}$ (m/sec <sup>2</sup> )	$V_{masse}$ (cm/s)	$U_{masse}$ (cm)	$acc_{chevêtre}$ (m/sec <sup>2</sup> )	$V_{chevêtre}$ (cm/sec)	$U_{chevêtre}$ (cm)
<b>0,5</b>	1,67	26,02	5,8	2,15	20,5	3,42
<b>1</b>	1,45	24,72	5,34	2,09	20,18	3,39
<b>1,5</b>	1,43	24,81	5,56	1,86	19,19	3,38
<b>Champ libre</b>				1,87	25,12	3,68

Les figures 3.7a-d et le tableau 3.4a montrent l'influence de l'épaisseur du matelas sur les efforts internes induits dans les inclusions. On note que l'augmentation de cette épaisseur n'affecte pas l'allure des efforts internes. Elle induit une augmentation du moment fléchissant lorsque l'épaisseur augmente de 0,5m à 1,00 m suivie par une diminution du moment fléchissant lorsque  $H_r$  passe de 1,00 à 1,5m. Cette variation est liée à une combinaison

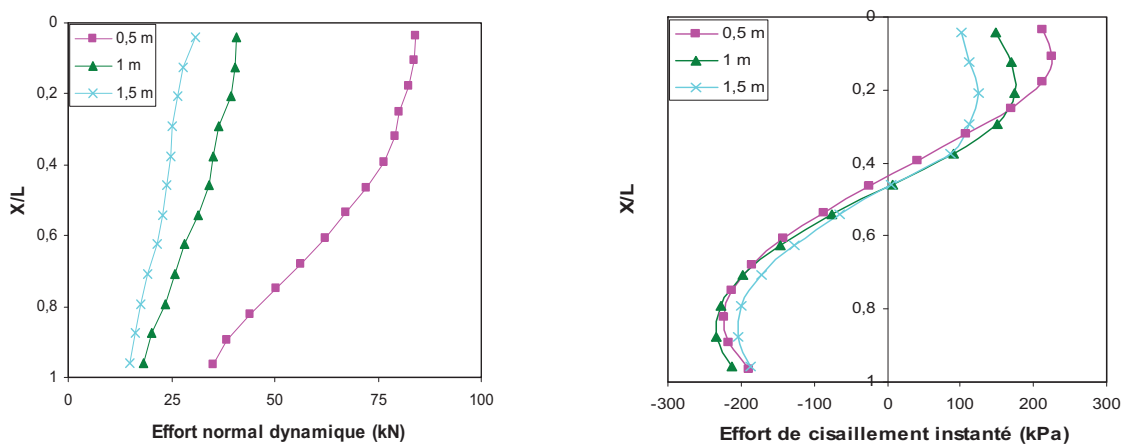


complexe de l'effet de l'épaisseur du matelas sur l'amplification du mouvement dynamique et la réduction de la longueur des inclusions rigides qui affecte leur rigidité. En ce qui concerne l'effort normal (figure 3.7c) et l'effort tranchant (figure 3.7d), on note que l'augmentation de l'épaisseur du matelas induit une réduction assez importante de ces efforts. Cette réduction atteint 64 % pour l'effort normal dynamique et 10% pour l'effort tranchant en tête des inclusions



a) Enveloppe du moment fléchissant (kN.m)

b) Enveloppe de l'effort normal (kN)



c) Enveloppe de l'effort normal dynamique (kN)

d) Effort de cisaillement (kPa)

Figure 3.7. Influence de l'épaisseur du matelas sur les efforts induits dans l'inclusion

Le tableau 3. 4b donne l'influence de l'épaisseur du matelas sur le mécanisme de transfert des forces inertielles vers le sol et les inclusions. On note que le transfert de charge décroît d'une manière importante avec l'épaisseur du matelas : il décroît de 58 % à 36% lorsque l'épaisseur du matelas croit de 0,5 à 1,5m.

Tableau 3.4a. Influence de l'épaisseur du matelas sur les efforts dynamiques dans les inclusions

Epaisseur de matelas (m)	Effort inertiel $T_{st}$ (kN)	$N_{max}$ (kN)	$T_{max}$ (kN)	$M_{max}$ (kN.m)
0,5	165,7	84,01	26,07	27,66
1	139,5	40,57	26,96	29,52
1,5	140,4	30,65	23,61	26,75

Tableau 3.4b. Influence de l'épaisseur de matelas sur le transfert de l'effort inertiel

Epaisseur de matelas (m)	Effort inertiel $T_{st}$ (kN)	Effort repris par les inclusions $T_{inc}$ (kN)	$T_{inc}/T_{st}$ (%)
0,5	165,7	95,97	57,91
1	139,5	69,23	49,63
1,5	140,4	50,8	36,18

La figure 3.8 donne les contraintes maximales de compression et d'extension le long de l'inclusion. On remarque que l'augmentation de l'épaisseur du matelas de répartition réduit les contraintes de compression. La contrainte de compression obtenue pour une épaisseur de 1,5m est de l'ordre de 85% de celle obtenue avec  $H_f = 0,5m$ . Cependant, une tendance inverse est observée pour la contrainte de traction. Les valeurs maximales de contraintes de compression et de traction sont de l'ordre de 6 MPa et 3 MPa, respectivement.

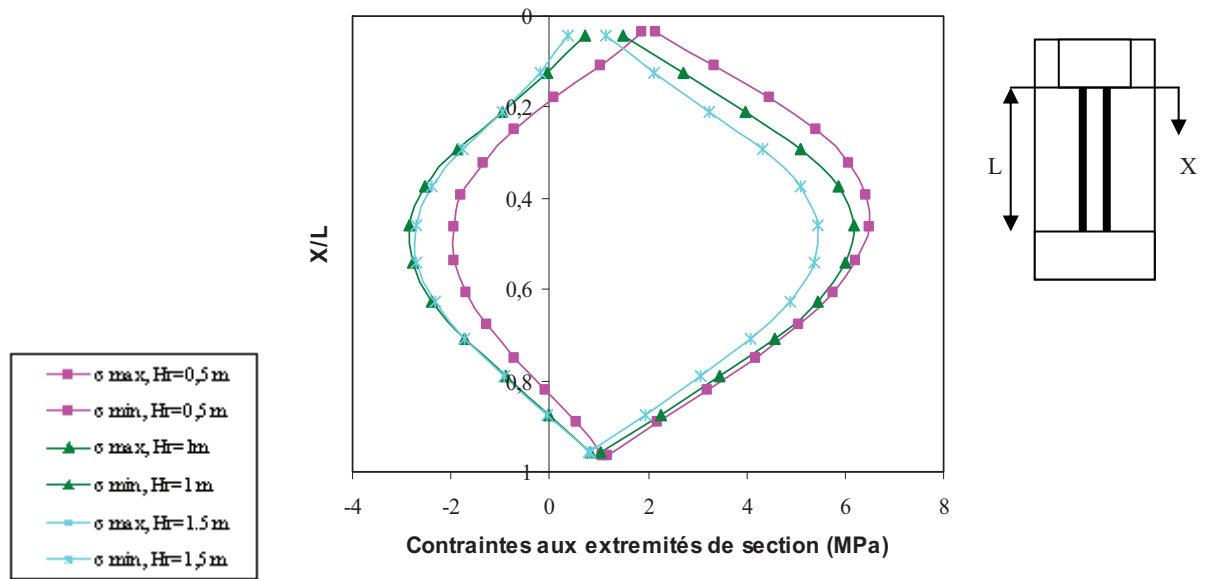


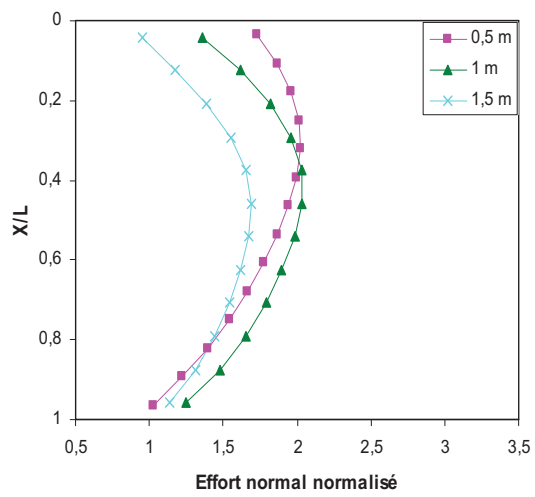
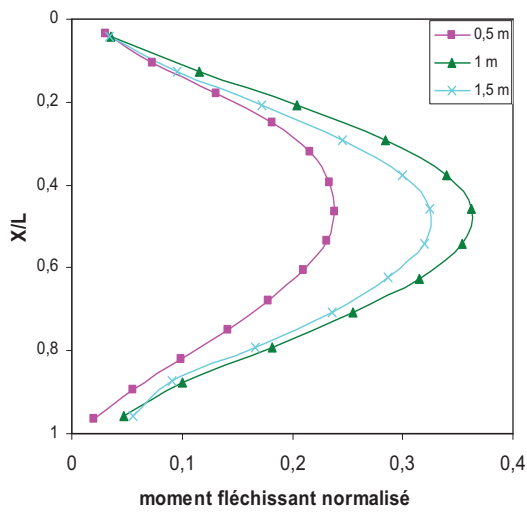
Figure 3.8. Influence de l'épaisseur du matelas sur les contraintes maximales de compression et d'extension.

Afin de tenir compte de l'influence de l'amplification dynamique sur les efforts internes, on présente ci-dessous une analyse de l'influence de l'épaisseur du matelas sur les efforts dynamiques normalisés par rapport aux forces inertielles:

$$\begin{aligned}
 N^* &= N / (M_{st} \cdot x_i / \sum x_i^2) \\
 M^* &= n \cdot M / M_{st} \\
 T^* &= n \cdot T / T_{st}
 \end{aligned}
 \tag{Eq.3.2}$$

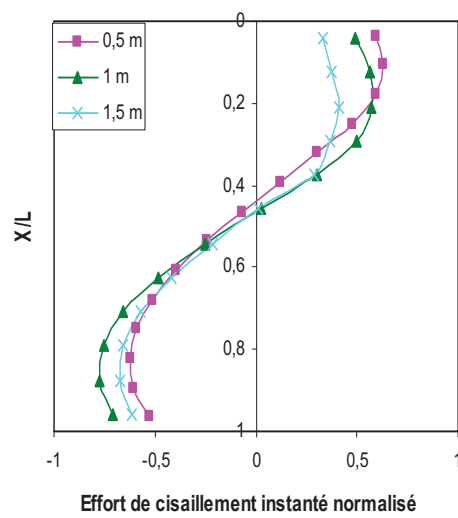
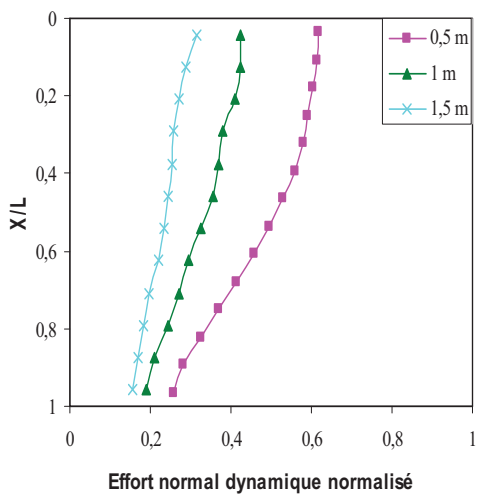
$M_{st}$  et  $T_{st}$  sont le moment fléchissant et l'effort tranchant à la base de la superstructure, n est le nombre des inclusions ;  $x_i$  est la distance dans la direction de chargement entre l'axe d'une inclusion et l'axe du groupe. Pour l'exemple traité n = 4, S=1,7m et  $x_i$ =0,85 m.

Les figures 3.9a-d et le tableau 3.5 montrent l'influence de l'épaisseur du matelas sur les efforts normalisés. On note les tendances exposées ci-dessus avec une amplification pour le moment fléchissant.



a) Enveloppe du moment fléchissant normalisé

b) Enveloppe de l'effort normal normalisé



c). Enveloppe de l'effort normal dynamique normalisé

d) Effort de cisaillement normalisé

Figure 3.9 Influence de l'épaisseur du matelas sur les efforts normalisés dans les inclusions

Tableau 3.5 Influence de l'épaisseur du matelas sur les efforts dynamiques normalisés

Épaisseur de matelas (m)	Efforts normalisés		
	$N^*$	$T^*$	$M^*$
<b>0,5</b>	0,62	0,63	0,29
<b>1</b>	0,42	0,77	0,36
<b>1,5</b>	0,32	0,6	0,27

### 3.3.2. Influence de la largeur d'extension du matelas par rapport à la semelle

Dans le modèle précédent, le matelas de répartition sous la semelle dépasse cette dernière de 17cm de chaque côté. Dans le pratique, le matelas dépasse la semelle d'une largeur ( $L_{dep}$ ) égale à sa moitié. Dans cette section, on étudie l'influence de l'extension du matelas sur l'interaction sol-inclusions-matelas-structure en analysant la réponse du système avec une épaisseur  $H_r = 1,0$  pour 3 valeurs de  $L_{dep}$  (0 ; 17, 50 cm ( $H_r/2$ )).

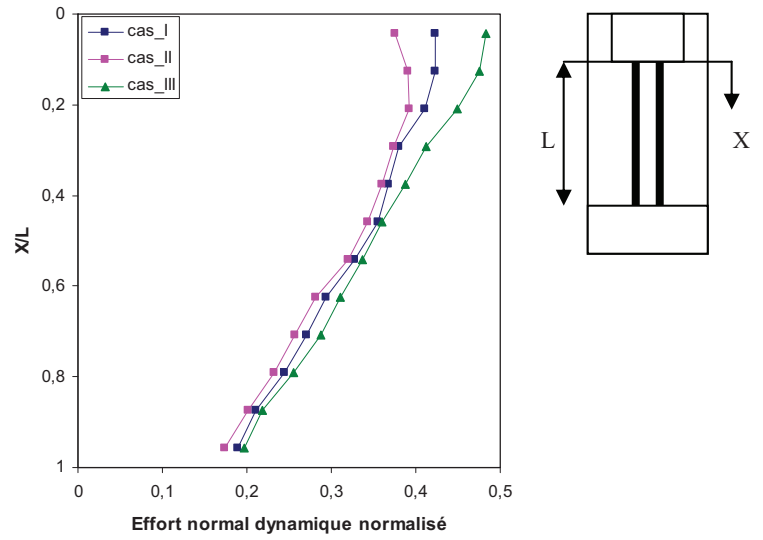
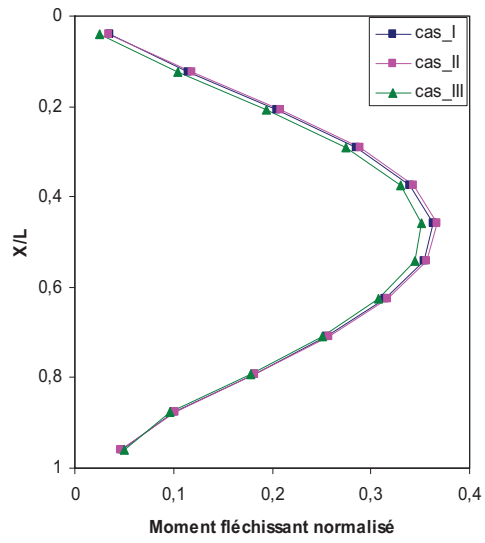
Les tableaux 3.6a-b et les figures 3.10a-c montrent l'influence de  $L_{dep}$  sur la réponse du sol renforcé par des inclusions. On note que l'augmentation de  $L_{dep}$  de 0 à 50 cm se traduit par une augmentation de l'ordre de 10% de l'amplification dynamique. L'influence de  $L_{dep}$  sur l'effort en tête des inclusions est négligeable alors que son augmentation de 0 à 50 cm induit une réduction de l'ordre de 15% de l'effort normal et une augmentation du même ordre du moment fléchissant. Ce résultat ne peut pas être généralisé car, il dépend des contenus fréquentiels du chargement et des fréquences propres du système sol-inclusions-matelas-structure. On peut cependant, conclure que l'effet de l'extension du matelas est modéré.

Tableau 3.6a Influence de l'extension du matelas sur le mouvement de la superstructure

Extension $L_{dep}$ (Cm)	Accélération maximale ( $m/sec^2$ )	Vitesse maximale (cm/sec)
0	1,34	23,55
17	1,45	24,72
50	1,49	25,22

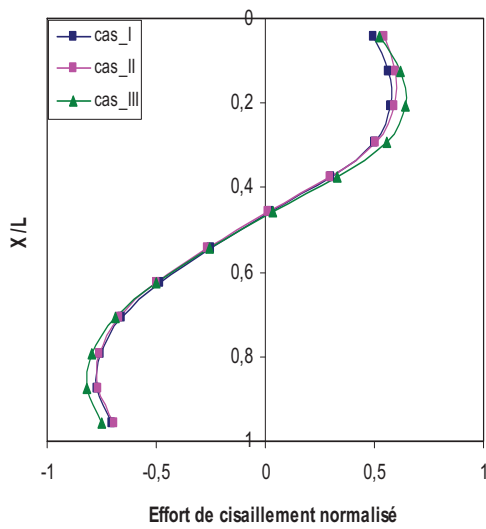
Tableau 3.6b Influence de l'extension du matelas sur les efforts dynamiques dans les inclusions

Extension $L_{dep}$ (Cm)	Effort inertiel $T_{st}$ (kN)	$N_{max}$ (kN)	$T_{max}$ (kN)	$M_{max}$ (kN.m)
0	128,7	43,23	26,29	26,72
17	139,5	40,57	26,96	29,52
50	142,9	36,7	27,48	30,52



a). Enveloppe du moment fléchissant normalisé

b). Enveloppe de l'effort normal dynamique normalisé



c). Effort de cisaillement normalisé

Figure 3.10 Influence de débordes du matelas sur les efforts normalisés dans les inclusions

### 3.3.3 Influence des propriétés mécaniques du matelas de répartition

Cette section comporte une analyse de l'influence des propriétés mécaniques du matelas (module de déformations et angle de frottement) sur l'interaction sol-inclusions-matelas-structure

#### *Module de déformations*

Des analyses ont été effectuées pour trois valeurs du module de déformation du matelas ( $E_s = 50, 75, 100$  MPa). Les autres paramètres sont identiques à ceux de l'exemple de référence. Les résultats des analyses sont donnés dans les tableaux 3.7a-b et la figure 3.11. On note que l'augmentation du module de déformation du matelas affecte d'une manière modérée la réponse du système sol-inclusions-matelas-structure. Son augmentation de 50 à 100 MPa induit une augmentation de l'ordre de 10% de l'effort inertiel et de l'effort normal et de 6% du moment fléchissant maximal. Son influence sur l'effort tranchant en tête des inclusions est très faible.

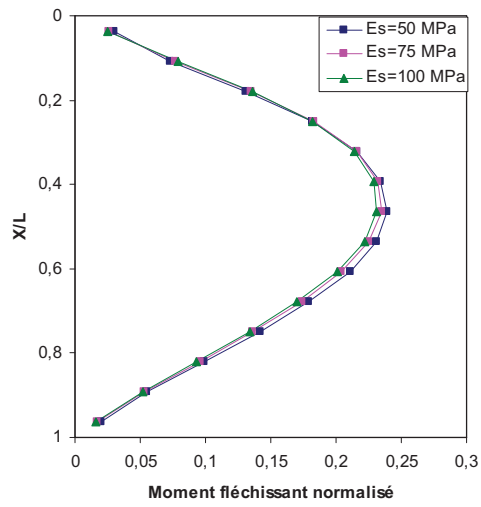
Tableau 3.7a Influence du module de déformations du matelas sur le mouvement de la superstructure

Module de déformation $E_s$ (MPa)	Accélération maximale (m/sec <sup>2</sup> )	Vitesse maximale (cm/sec)
50	1,67	26,02
75	1,75	27,01
100	1,85	27,95

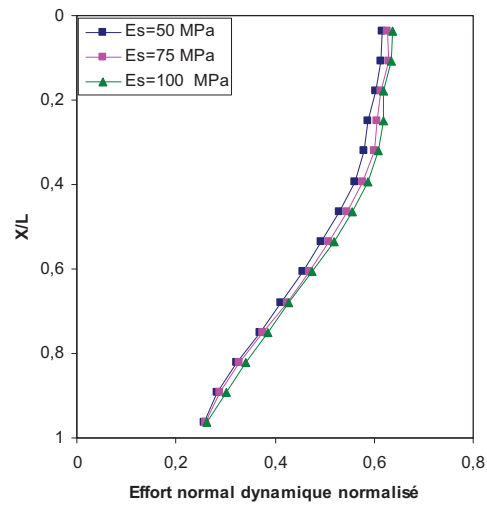
Tableau 3.7b Influence du module de déformations du matelas sur les efforts dynamiques dans les inclusions

Module de déformation $E_s$ (MPa)	Effort inertiel $T_{st}$ (kN)	$N_{max}$ (kN)	$T_{max}$ (kN)	$M_{max}$ (kN.m)
50	165,7	84,01	25,11	27,66
75	175	90,11	26,33	28,71
100	181,1	95,05	25,58	29,33





a). Enveloppe du moment fléchissant normalisé



b). Enveloppe de l'effort normal dynamique normalisé

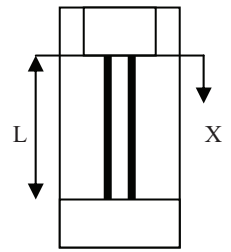


Figure 3.11 Influence du module de Young de matelas sur les efforts normalisés dans les inclusions

***Influence de l'angle de frottement***

Des analyses ont été effectuées pour trois valeurs de l'angle de frottement du matelas de répartition ( $\varphi = 25, 35, 50^\circ$ ). Les autres paramètres sont identiques à ceux de l'exemple de référence. Les résultats des analyses sont donnés dans les tableaux 3.8a-b et la figure 3.12. On constate que l'angle de frottement du matelas affecte d'une manière importante la réponse sismique du système sol-inclusions-matelas-structure. Son augmentation traduit une amélioration de sa résistance et donc une réduction de la plasticité induite par le chargement sismique. L'augmentation de l'angle de frottement de 25 à 50° conduit à une augmentation de l'ordre de 50% de l'amplification dynamique au niveau de la superstructure et de l'effort inertiel. Ce résultat est cohérent avec l'influence de la plasticité sur la réponse sismique dans les problèmes d'interaction sol-structure où on note généralement que la plasticité réduit l'amplification dynamique à cause de la dissipation par déformations plastiques et de l'imposition d'un seuil des contraintes.

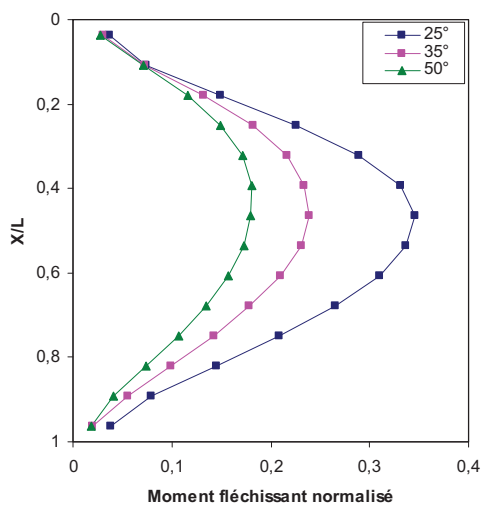
L'influence de l'angle de frottement sur les efforts internes est également significative. Son augmentation de 25 à 50° se traduit par une augmentation de l'ordre de 90% de l'effort normal et de 12% sur l'effort tranchant en tête des inclusions, mais elle induit une réduction de l'ordre de 20% du moment fléchissant maximal.

Tableau 3.8a Influence de l'angle de frottement sur le mouvement de la superstructure

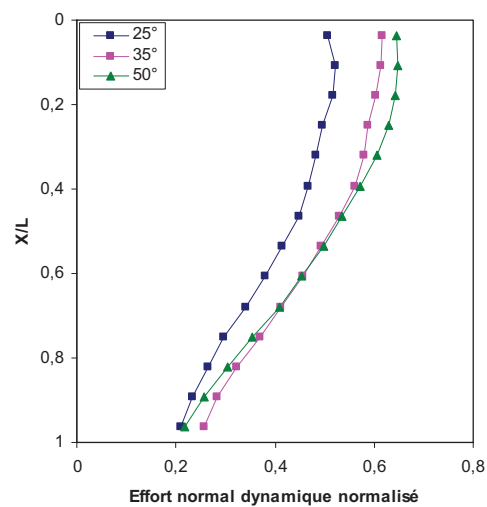
Angle de frottement $\varphi$ (°)	Accélération maximale (m/sec <sup>2</sup> )	Vitesse maximale (cm/sec)
25	1,357	23,64
35	1,67	26,02
50	2,024	29,46

Tableau 3.8b Influence de l'angle de frottement sur les efforts dynamiques dans les inclusions

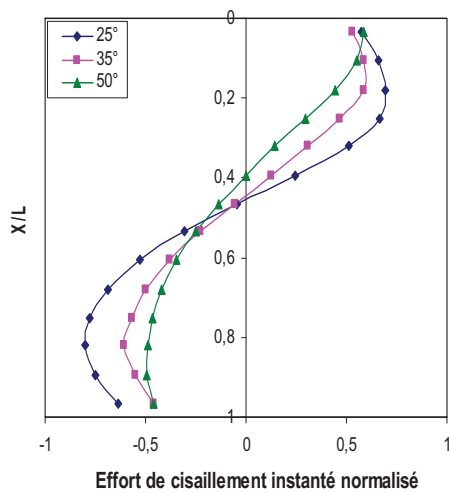
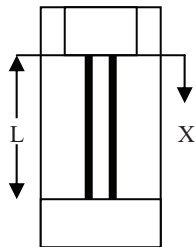
Angle de frottement $\varphi$ (°)	Effort inertiel $T_{st}$ (kN)	$N_{max}$ (kN)	$T_{max}$ (kN)	$M_{max}$ (kN.m)
25	127,5	54,68	25,47	30,85
35	165,7	84,01	25,11	27,66
50	194	104,38	28,4	24,86



a) Enveloppe de moment fléchissant normalisé



b) Enveloppe de l'effort normal dynamique normalisé



c). Effort de cisaillement normalisé

Figure 3.12 Influence du frottement du matelas sur les efforts dans les inclusions rigides ( $H_r=0,5m$ )

### 3.4. Influence des conditions de liaison entre les inclusions et le matelas de répartition

Cette section présente l'influence de l'encastrement de l'inclusion rigide dans le matelas de répartition. Deux analyses sont comparées. La première correspond à l'état de référence où le matelas est posé sur les inclusions rigides. La seconde configuration correspond à un système avec un encastrement de 25 cm des inclusions dans le matelas de répartition (Figure 3.13).

Les résultats de comparaison sont donnés dans les tableaux 3.9a-b et dans la figure 3.14. On note que l'encastrement des inclusions induit une augmentation de l'ordre de 20% de l'accélération de la superstructure et par conséquent des forces d'inertie. Cette influence doit être liée à l'augmentation de la rigidité du système qui est due à l'encastrement des inclusions dans le matelas de répartition. L'influence de l'encastrement sur le moment fléchissant est négligeable, mais elle est très sensible pour l'effort normal et l'effort tranchant en tête des inclusions. En effet, l'encastrement des inclusions dans le matelas conduit à une augmentation de l'ordre de 100% de l'effort normal et de 40% de l'effort tranchant en tête des inclusions.

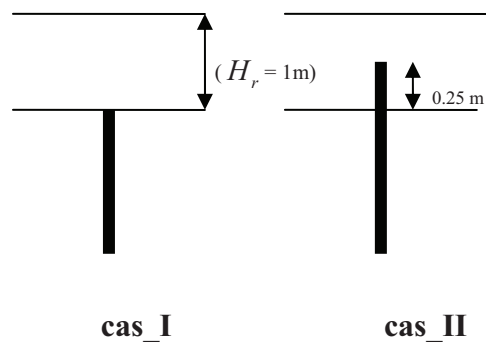


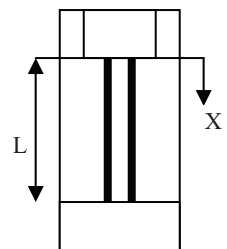
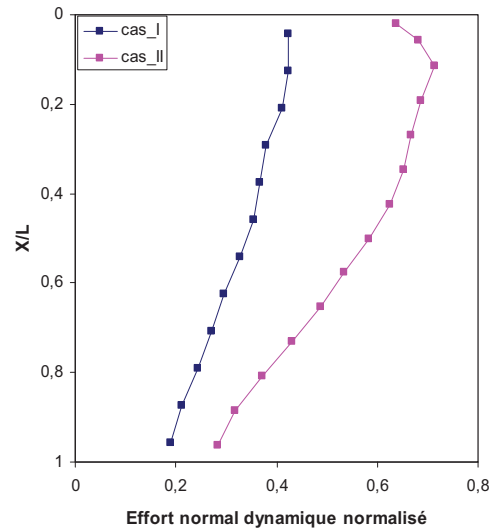
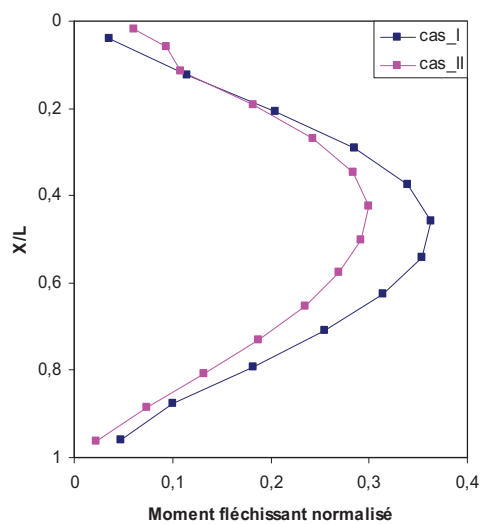
Figure 3.13. Configurations utilisées pour étudier Influence des conditions de liaison inclusions-matelas sur la réponse sismique du sol renforcé par inclusions rigides

Tableau 3.9a Influence des conditions de liaison inclusions-matelas sur le mouvement de la superstructure ( $H_r=1m$ )

Condition de liaison	Accélération maximale (m/sec <sup>2</sup> )	Vitesse maximale (cm/sec)
Sans encastrement	1,45	24,72
Avec encastrement	1,76	26,72

Tableau 3.9b Influence des conditions de liaison inclusions-matelas frottement sur les efforts dynamiques dans les inclusions ( $H_r=1m$ )

Condition de liaison	Effort inertiel $T_{st}$ (kN)	$N_{max}$ (kN)	$T_{max}$ (kN)	$M_{max}$ (kN.m)
Sans encastrement	139,5	40,57	26,96	29,52
Avec encastrement	175,5	84,82	36,88	30,23



a). Enveloppe de moment fléchissant normalisé

b). Enveloppe de l'effort normal normalisé

Figure 3.14 Influence des conditions de liaison inclusions-matelas sur les efforts dynamiques normalisés dans les inclusions ( $H_r=1m$ )

### 3.5. Influence de la rigidité des inclusions

L'influence de la rigidité de l'inclusion est étudiée à travers des analyses effectuées avec trois valeurs du module de Young de l'inclusion ( $E_{inc}=10, 14, 24$  GPa).

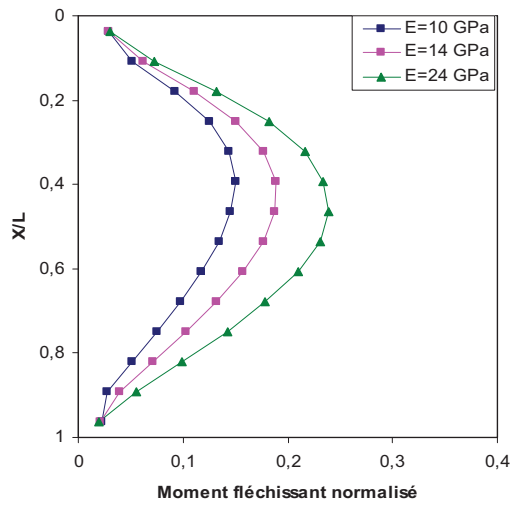
Les résultats des analyses sont illustrés dans les tableaux 3.10a-b et dans la figure 3.15. On note que la variation du module de déformation de l'inclusion ( $E_{inc}$ ) a une faible influence sur l'amplification du mouvement sismique. Son influence est également très faible sur l'effort normal, mais elle est significative sur le moment fléchissant et l'effort tranchant. En effet, l'augmentation du module de déformation des inclusions de 10 à 24 GPa se traduit par une augmentation de 60% l'effort tranchant et de 35% du moment fléchissant.

Tableau 3.10a Influence du module de déformations des inclusions sur le mouvement de la superstructure ( $H_r=0,5m$ )

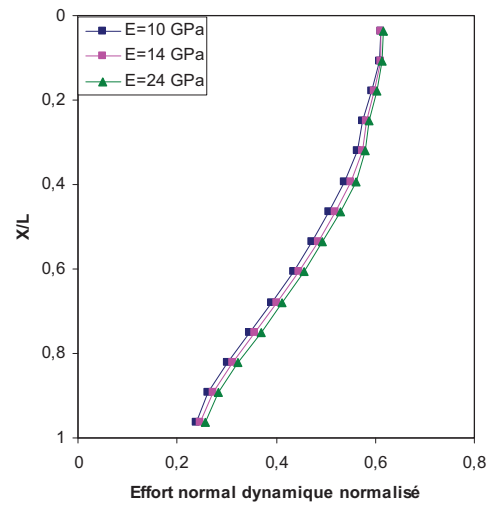
Module de déformation des inclusions ( $E_{inc}$ ) (GPa)	Accélération maximale (m/sec <sup>2</sup> )	Vitesse maximale (cm/sec)
10	1,64	25,57
14	1,66	25,8
24	1,67	26,02

Tableau 3.10b Influence du module de déformations des inclusions sur les efforts dynamiques dans les inclusions ( $H_r=0,5m$ )

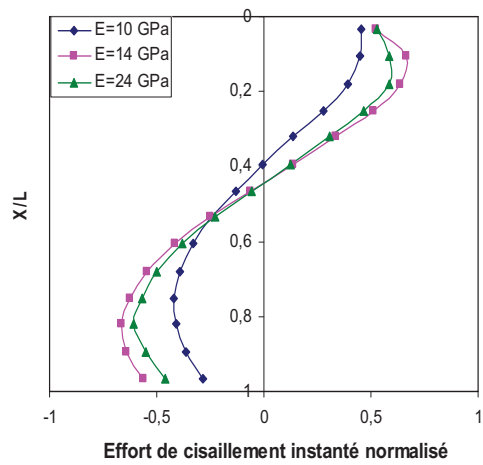
Module de déformation des inclusions (GPa)	Effort inertiel $T_{st}$ (kN)	$N_{max}$ (kN)	$T_{max}$ (kN)	$M_{max}$ (kN.m)
10	161,8	82,71	18,35	17,27
14	163,9	83,15	37,34	21,72
24	165,7	84,01	25,11	27,66



a) Enveloppe du moment fléchissant normalisé



b). Enveloppe de l'effort normal normalisé



c) Effort de cisaillement normalisé

Figure 3.15 Influence de la rigidité des inclusions sur les efforts internes normalisés ( $H_r=0,5m$ )

### 3.6. Influence de l'amplitude du chargement

L'étude est effectuée à partir des analyses effectuées avec l'enregistrement de Tabas pour 3 valeurs de l'amplitude de la vitesse du chargement (8, 24 et 48 cm/sec).

Les résultats des analyses sont illustrés dans les tableaux 3.11a-b et dans la figure 3.16. On note que l'augmentation de l'amplitude du chargement de 8 à 48 cm/sec (multiplication par 6) se traduit par une augmentation de 80% de l'amplification dynamique au niveau de la superstructure et par conséquent de l'effort inertiel. Ceci s'explique dans ce cas par le fait que l'augmentation de l'amplitude du chargement conduit à une augmentation de la plasticité induite, qui a pour effet de réduire l'amplification dynamique à cause de la dissipation d'énergie par déformations plastiques et du seuil imposée par la plasticité pour le transfert des contraintes. En ce qui concerne les efforts internes, on note également un résultat similaire à l'amplification dynamique. La multiplication par 6 de l'amplitude du chargement conduit à une augmentation de l'ordre de 110% pour l'effort normal en tête des inclusions et du moment fléchissant maximal et de l'ordre de 135% de l'effort tranchant maximal en tête.

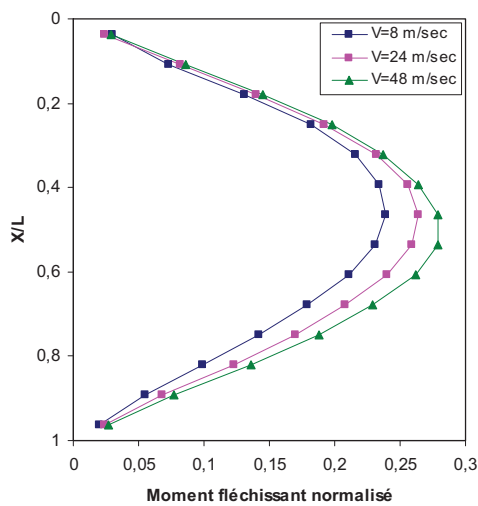
Tableau 3.11a. Influence de l'amplitude de la vitesse de chargement sur le mouvement de la superstructure ( $H_r=0,5m$ )

Amplitude de la vitesse de sollicitation (cm)	Accélération maximale (m/sec <sup>2</sup> )	Vitesse maximale (cm/sec)
8	1,67	26,02
24	2,75	55,62
48	3,03	64,13

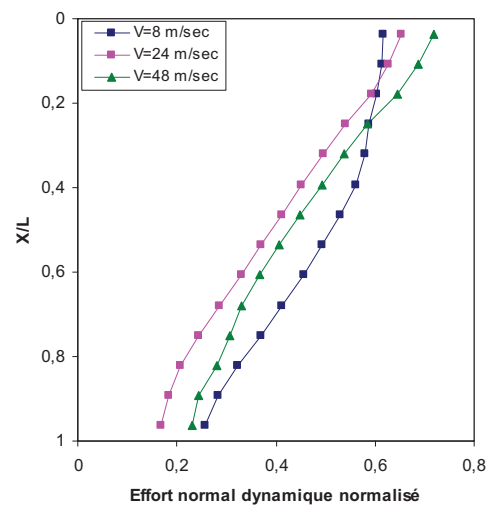


Tableau 3.11b. Influence de l'amplitude de la vitesse du chargement sur les efforts dynamiques dans les inclusions ( $H_r=0,5m$ )

Amplitude de la vitesse de sollicitation (cm)	Effort inertiel $T_{st}$ (kN)	$N_{max}$ (kN)	$T_{max}$ (kN)	$M_{max}$ (kN.m)
8	165,7	84,01	25,11	27,66
24	258,3	143,7	48,58	49,28
48	303,6	174,12	59,02	57,6



a) Enveloppe du moment fléchissant normalisé



b) Enveloppe de l'effort normal normalisé

Figure 3.16. Influence de l'amplitude de la vitesse du chargement sur les efforts dynamiques dans les inclusions ( $H_r=0,5m$ )

### 3.7. Comparaison avec les colonnes à module mixte (CMM)

Le comportement sismique d'un groupe d'inclusions rigides est confronté à celui d'un groupe de colonnes à module mixte CMM. La Colonne à Module Mixte est une technique de renforcement de sol combinant une inclusion rigide en partie inférieure et une colonne en gravier refoulé en partie supérieure. Les analyses sont effectuées avec une épaisseur  $H_r=1,5$  m. Les caractéristiques mécaniques et géométriques sont identiques à celles utilisées dans l'exemple de référence.

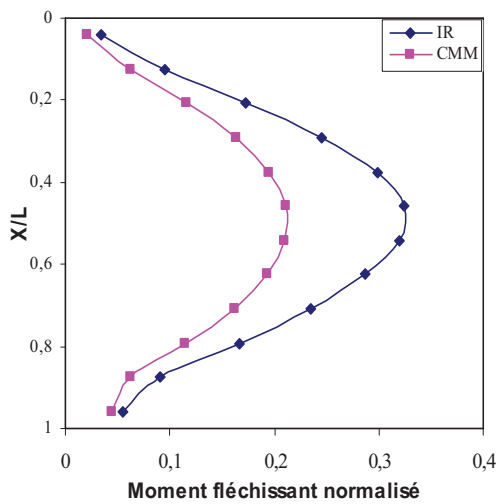
Les résultats obtenus sont présentés dans les tableaux 3.13a-b et la figure 3.18. L'analyse de ces résultats montre que les deux systèmes de renforcement donnent des amplifications dynamiques très proches. En ce qui concerne les efforts internes, les deux systèmes donnent des valeurs proches pour l'effort normal et l'effort tranchant en tête des inclusions ; mais le renforcement par CMM donne un moment fléchissant inférieur de 30% à celui obtenu avec les inclusions rigides. La figure 3.19 donne les contraintes maximales de compression et de traction dans les inclusions. On note que les contraintes de compression et de traction obtenues avec le système CCM sont inférieures à celles obtenues avec les inclusions rigides. La valeur maximale de la contrainte maximale de traction avec le système CMM est de 1,5 MPa alors que cette valeur est égale à 2,7MPa avec le système d'inclusions rigides.

Tableau 3.13a Comparaison des réponses sismiques des sols renforcés par inclusions rigides et par colonnes à module mixte ( $H_r=1,5$  m)

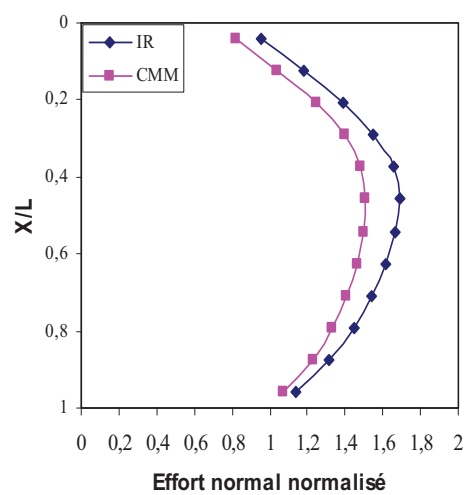
Système de renforcement	$acc_{masse}$ (m/sec <sup>2</sup> )	$V_{masse}$ (cm/s)	$U_{masse}$ (cm)	$acc_{chevêtre}$ (m/sec <sup>2</sup> )	$V_{chevêtre}$ (cm/sec)	$U_{chevêtre}$ (cm)
<b>IR</b>	1,43	24,81	5,56	1,86	19,19	3,38
<b>CMM</b>	1,47	24,76	5,75	1,81	20,44	3,41

Tableau 3.13b Comparaison des réponses sismiques des sols renforcés par inclusions rigides et par colonnes à module mixte ( $H_f=1,5$  m)

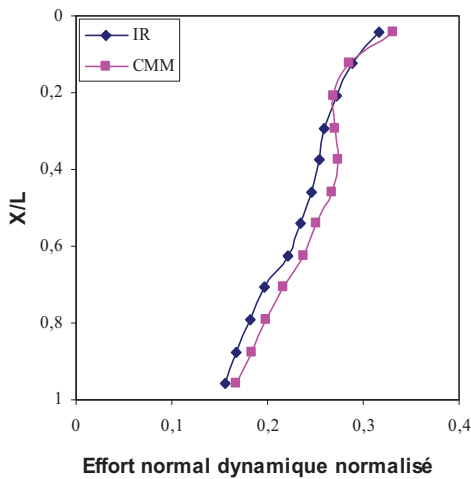
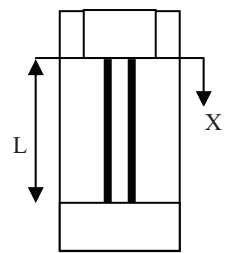
Système de renforcement	Effort inertiel $T_{st}$ (kN)	$N_{max}$ (kN)	$T_{max}$ (kN)	$M_{max}$ (kN.m)
IR	140,4	30,65	23,61	26,75
CMM	141,8	32,95	22,32	17,93



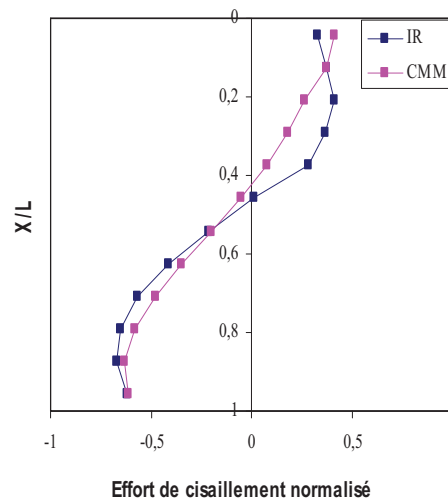
a) Enveloppe du moment fléchissant normalisé



b) Enveloppe de l'effort normal normalisé



c) Enveloppe de l'effort normal dynamique normalisé



d) Effort de cisaillement normalisé

Figure 3.18. Comparaison des réponses sismiques des sols renforcés par inclusions rigides et par colonnes à module mixte

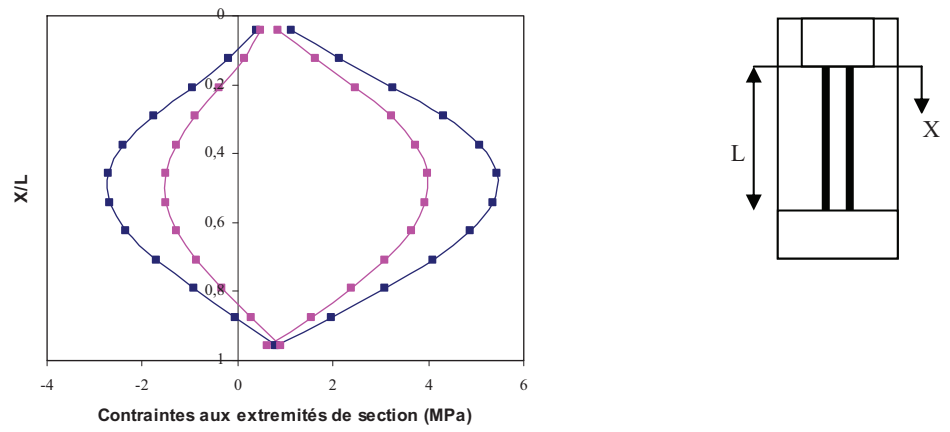


Figure 3.19. Comparaison des réponses sismiques des sols renforcés par inclusions rigides et des colonnes à module mixte

### 3.8. Comparaison avec un groupe de pieux

Afin de mieux comprendre le rôle du matelas de répartition, on présente dans cette section une comparaison du comportement sismique du système de 2x2 inclusions rigides avec celui d'un groupe de 2x2 pieux. Les analyses sont effectuées avec les données utilisées dans l'exemple de référence.

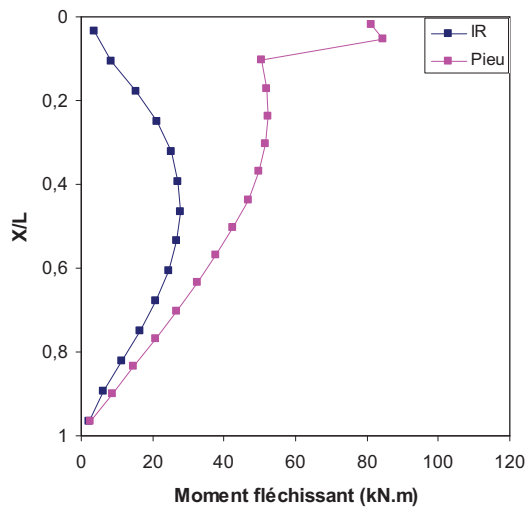
Les tableaux 3.14a-b et les figures 3.20 et 3.21 présentent les résultats de comparaison. On note que le système de pieux donne une amplification dynamique largement supérieure à celle obtenue avec le système d'inclusions rigides. L'accélération de la superstructure obtenue avec les pieux est égale à  $4,44 \text{ m/sec}^2$  à comparer avec celle des inclusions rigides ( $1,67 \text{ m/sec}^2$ ). Ceci conduit à un résultat similaire pour l'effort inertiel. En ce qui concerne les efforts internes, on note une différence importante à la fois qualitative et quantitative entre les pieux et les inclusions. Le moment fléchissant maximal dans les pieux est observé à la liaison pieux-semelle. Sa valeur est égale à 310% du moment maximal obtenu avec les inclusions rigides. On note un résultat similaire pour l'effort normal. L'effort tranchant maximal obtenu avec les pieux est égal à 220% de celui obtenu avec les inclusions rigides. Ce résultat montre que le système d'inclusions rigides présente des avantages en zone sismique, notamment par son rôle de limiter le transfert de mouvement vers la superstructure, ce qui réduit d'une manière sensible les efforts inertiels.

Tableau 3.14a. Comparaison inclusions rigides - groupe de pieux ( $H_r = 0,5 \text{ m}$ ) -Amplification du mouvement de la superstructure.

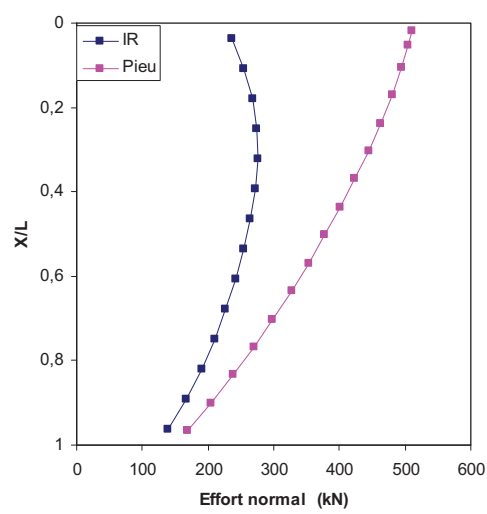
Système	Accélération maximale ( $\text{m/sec}^2$ )	Vitesse maximale ( $\text{cm/sec}$ )
Inclusions	1,67	26,02
Pieux	4,44	60,1

Tableau 3.14b. Comparaison inclusions rigides - groupe de pieux ( $H_r = 0,5 \text{ m}$ ) –Effort induits dans les inclusions.

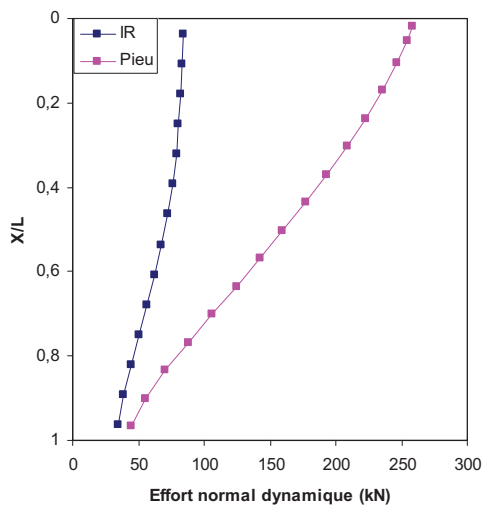
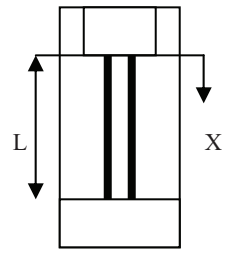
Système	Effort inertiel $T_{st}$ (kN)	$N_{\max}$ (kN)	$T_{\max}$ (kN)	$M_{\max}$ (kN.m)
Inclusions	165,7	84,01	25,11	27,66
Pieux	425	258,53	55,15	84,35



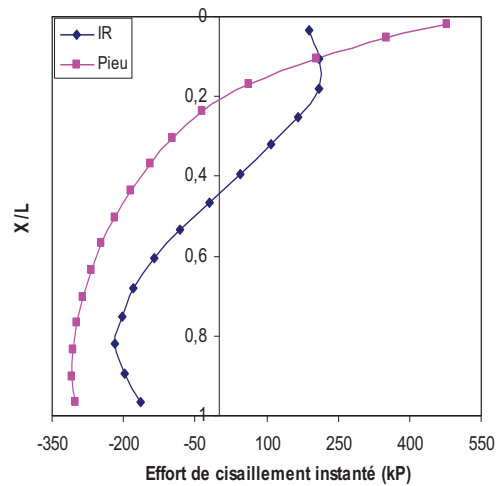
a) Enveloppe du Moment fléchissant (kN.m)



b) Enveloppe de l'effort normal (kN)

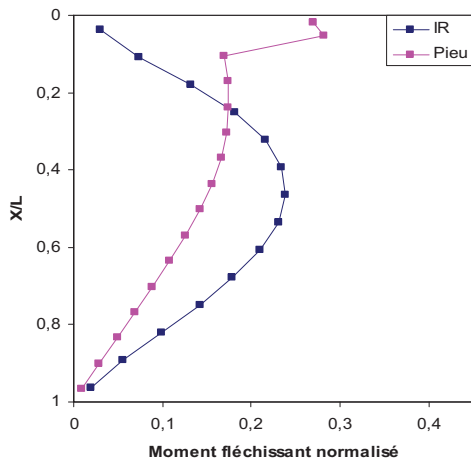


c) Enveloppe de l'effort normal dynamique (kN)

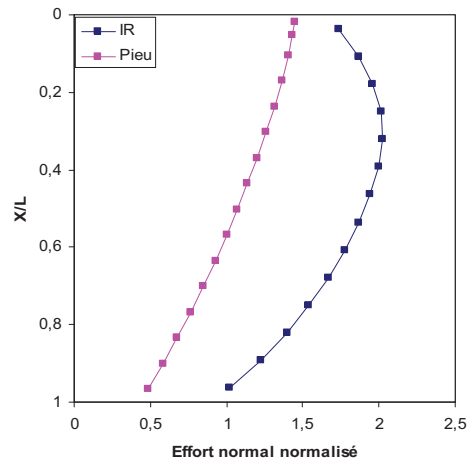


d) Effort de cisaillement (kPa)

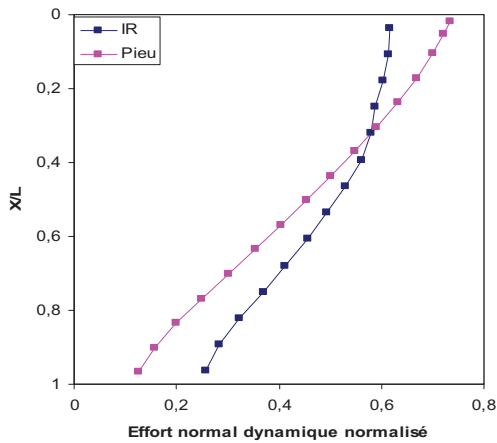
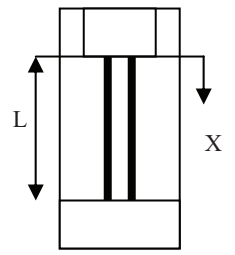
Figure 3.20. Comparaison inclusions rigides-groupe de pieux ( $H_r = 0,5$  m)



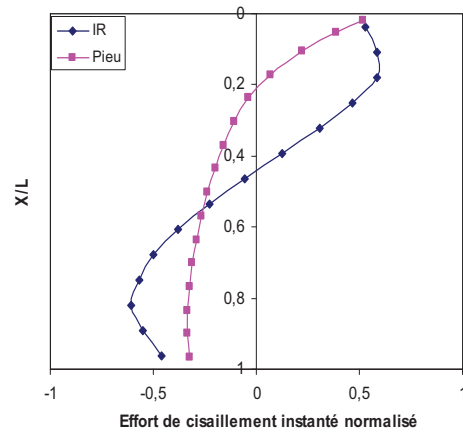
a) Enveloppe du moment fléchissant normalisé



b) Enveloppe de l'effort normal normalisé



c) Enveloppe de l'effort normal dynamique normalisé



d) Effort de cisaillement normalisé

Figure 3.21. Comparaison inclusions rigides -groupe de pieux. ( $H_r = 0,5$  m)

### 3.9 Conclusion

Ce chapitre a comporté une étude de l'influence de la présence de la structure sur l'interaction sol-inclusions-matelas-structure. L'étude a été effectuée à l'aide d'une analyse globale intégrant dans le même calcul les différents éléments du système, à savoir le sol, les inclusions rigides, le matelas de répartition et la structure.

L'analyse a montré que la présence de la structure conduit à une forte augmentation des efforts internes en comparaison avec l'analyse cinématique. Pour l'exemple étudié, cette augmentation atteint 100% pour le moment fléchissant.

Le matelas de transfert assure une répartition des efforts inertiels entre les inclusions et le massif du sol. La fraction d'effort inertiel transmis aux inclusions dépend de l'épaisseur du matelas. Pour l'exemple étudié, cette fraction décroît de 58% à 36% lorsque l'épaisseur du matelas croît de 0,5 m à 1,5m.

L'encastrement des inclusions rigides dans le matelas de répartition nécessite des précautions particulières, car il conduit à une augmentation de l'amplification du mouvement de la superstructure et à une augmentation de l'effort normal et de l'effort tranchant en tête des inclusions.

La variation du module de déformation de l'inclusion a une faible influence sur l'amplification du mouvement sismique et l'effort normal, et une influence significative sur le moment fléchissant et l'effort tranchant. Pour l'exemple étudié, l'augmentation du module de déformation des inclusions de 10 à 24 GPa se traduit par une augmentation de 60% de l'effort tranchant et de 35% du moment fléchissant.

L'angle de frottement du matelas affecte d'une manière importante la réponse sismique du système sol-inclusions-matelas-structure. Son augmentation traduit une amélioration de sa résistance et donc une réduction de la plasticité induite par le chargement sismique. Dans l'exemple traité, l'augmentation de l'angle de frottement de 25 à 50° conduit à une augmentation de l'ordre de 50% de l'effort inertiel. Ce résultat est cohérent avec l'influence de la plasticité sur la réponse sismique dans les problèmes d'interaction sol-



structure où on note généralement que la plasticité réduit l'amplification dynamique à cause de la dissipation par déformations plastiques et de l'imposition d'un seuil des contraintes.

La comparaison du système de renforcement par inclusions rigides avec un système de renforcement par colonnes à module mixte (CMM) montre que les deux systèmes de renforcement donnent des amplifications dynamiques très proches. Ils donnent aussi des valeurs proches pour l'effort normal et l'effort tranchant; mais le renforcement par CMM donne un moment fléchissant inférieur à celui obtenu avec les inclusions rigides.

La comparaison du système de renforcement par inclusions rigides avec un groupe de pieux montre que ce dernier donne une amplification dynamique largement supérieure à celle des inclusions rigides. On note aussi une différence importante à la fois qualitative et quantitative entre les efforts sismiques induits dans les pieux et les inclusions. Le moment fléchissant maximal dans les pieux est observé à la liaison pieux-semelle. Dans l'exemple traité, sa valeur est égale à 310% du moment maximal obtenu avec les inclusions rigides. On note un résultat similaire pour l'effort normal.

## **Conclusion générale**

Ce travail a comporté une étude du comportement sismique de sols renforcés par inclusions rigides à l'aide d'une modélisation numérique tridimensionnelle de l'interaction sol-matelas-inclusions-structure.

L'analyse de la réponse sismiques des inclusions rigides en l'absence de la superstructure montre que les inclusions rigides suivent la déformation du sol, sauf au voisinage de la tête des inclusions où la présence de matelas modifie légèrement la déformé des inclusions. Les résultats obtenus montrent un effet de groupe positif pour les inclusions rigides. Pour l'exemple traité, cet effet se traduit par une réduction des efforts internes dans les inclusions qui atteint 20% pour le moment fléchissant. Ce résultat est en accord ceux obtenus pour les micropieux (Ousta et al, 1998, Shahrour et al, 2001, Alsaleh et al, 2006).

L'analyse de l'influence de la présence de la structure sur l'interaction sol-inclusions-matelas-structure montre que cette présence induit une forte augmentation des efforts internes en comparaison avec l'analyse cinématique. Pour l'exemple étudié, cette augmentation atteint 100% pour le moment fléchissant. Le matelas de transfert assure une répartition des efforts inertiels entre les inclusions et le massif du sol. La fraction d'effort inertiel transmise aux inclusions dépend de l'épaisseur du matelas. Pour l'exemple étudié, cette fraction décroît de 58% à 36% lorsque l'épaisseur du matelas croît de 0,5 m à 1,5m. L'encastrement des inclusions rigides dans le matelas de répartition nécessite des précautions particulières, car il conduit à une augmentation de l'amplification du mouvement de la superstructure et à une augmentation de l'effort normal et de l'effort tranchant en tête des inclusions.

L'angle de frottement du matelas affecte d'une manière importante la réponse sismique du système sol-inclusions-matelas-structure. Son augmentation traduit une amélioration de sa résistance et donc une réduction de la plasticité induite par le chargement sismique. Dans l'exemple traité, l'augmentation de l'angle de frottement de 25 à 50° conduit à une augmentation de l'ordre de 50% de l'effort inertiel. Ce résultat est cohérent avec l'influence de la plasticité sur la réponse sismique dans les problèmes d'interaction sol-structure où on note généralement que la plasticité réduit l'amplification dynamique à cause de la dissipation par déformations plastiques et de l'imposition d'un seuil des contraintes.

La comparaison du système de renforcement par inclusions rigides avec le système de renforcement par colonnes à module mixte (CMM) montre que les deux systèmes de renforcement donnent des amplifications dynamiques très proches. Ils donnent aussi des valeurs proches pour l'effort normal et l'effort tranchant; mais le renforcement par CMM donne un moment fléchissant à inférieure à celui obtenu avec les inclusions rigides.

La comparaison du système de renforcement par inclusions rigides avec un groupe de pieux montre que ce dernier donne une amplification dynamique largement supérieure à celle des inclusions rigides. On note aussi une différence importante à la fois qualitative et quantitative entre les efforts sismiques induits dans les pieux et les inclusions. Le moment fléchissant maximal dans les pieux est observé à la liaison pieux-semelle. Dans l'exemple traité, sa valeur est égale à 310% du moment maximal obtenu avec les inclusions rigides.

La présente étude a été réalisée avec le même chargement, il sera intéressant dans l'avenir d'étudier ce problème avec d'autres enregistrements afin de mieux comprendre l'influence du contenu fréquentiel du chargement sur la réponse sismique des inclusions rigides. Il serait également intéressant d'étendre cette étude à des configurations comportant un nombre plus élevé d'inclusions rigides.

## Références

1. AFPS; Association française de Génie parasismique. Recommandations AFPS 92, Presses des Ponts et Chaussées, 1992AASHTO, 1993.
2. AFPS; Collectif, AFPS, Rapport de mission, Séisme de Loma Prieta, 1990
3. Alsaleh H., Shahrour I., “Influence of plasticity on the seismic soil–micropiles–structure interaction”, *Soil Dyn. Earthquake Eng.*, Vol. 29, Issue 3, PP 574-578, 2009.
4. Bell A. L., Jenner C. G., Maddison J. D., Vignoles. “Embankment support using geogrids with vibro concrete columns”. In: Karunaratne G. P., Chew S. H., Wong K. S. Eds. Proc. of the 5<sup>th</sup> Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, 5-9 septembre 1994, Singapour. Vol. 1, pp 335-338
5. Berthelot P., Pezot B., Liausu P. “Amélioration des sols naturels ou anthropiques par colonnes semi-rigides: Le procédé CMC”. In: Vanick I., Barvinek R., Bohac J., Jettmar J., Jirasko D., Salak J. Eds. Proc. of the 13<sup>th</sup> European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (XIII ECSMGE), 25-29 août 2003, Prague. Rotterdam : Balkema, 2003.
5. Billiaux D., Cundall P. “Simulation des géomatériaux par la méthode des éléments Lagrangiens”. *Revue Française de Géotechnique*, 1993, vol. 63, pp 9-21
6. Briançon L. “Renforcement des sols par inclusions rigides - Etat de l'art”. IREX, Paris, 2002. 185p.
7. Briançon L., Kastner R., Simon B., Dias D. “Etat des connaissances - Amélioration des sols par inclusions rigides”. *Symp. Int. Sur l'Amélioration des Sols en Place. ASEP-GI*, 9-10 septembre 2004, Paris, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2004, pp 15-44.
8. British standard BS 8006 1995. “Strengthened / reinforced soils and other fills”. Section 8: design of embankments with reinforced soil foundation on poor groundp.98-121
9. Bustamante M, Lambert S., Pacheco J. “Etudes expérimentales sur la portance des Colonnes Modules Mixtes aux ELU”. *Symposium international sur les états limites ultimes des ouvrages géotechniques*.
10. “Cahier des charges du procédé CBI – Colonnes Ballastées Injectées”, Keller Fondations Spéciales (version 2006)

11. “Cahier des charges – Colonnes à Module Mixte – procédé KELLER”, Keller Fondations Spéciales (version 2006)
12. Caltrans Metric “Memo To Designers 3-1”, December 2000  
<http://www.dot.ca.gov/hq/esc/techpubs/updates/page/mtd-3-1.pdf> (Mai 2003)
13. Chau K.T. Yang, S. S. Lam and Wong Y. L. “Soil–pile–structure interaction under SH wave excitation”. *Earthquake Eng Struct. Dyn.* 2003; 32:395–415
14. Chung, Y., (2000) “Etude numérique de l’interaction sol-pieu-structure sous chargement sismique”, Thèse de doctorat, Université des Sciences et Technologie de Lille
15. Collin J. G. “Column supported embankment design considerations”. In: Labuz J. F., Bentler J.G. Eds. *Proc. of the 52nd Annual Geotechnical Engineering Conf.*, 2004, University of Minnesota, Minneapolis. pp 51-78
16. Combarieu O. 1985. “ Frottement négatif sur les pieux ”. Rapport de recherche LPC, vol. 136
17. Combarieu O., “Amélioration des sols par inclusions rigides verticales. Application à l’édification de remblais sur sols médiocres ”. *Revue Française de Géotechnique*, 1988, vol. 44, pp57-79
18. Combarieu O., Gestin F., Pioline M. “ Remblais sur sols améliorés par inclusions rigides : premiers chantiers”. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 1994, vol. 191, pp 55-61.
19. Dano C., Hicher P. Y., Taillez S. “Engineering properties of grouted sands”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2004, vol. 130, n° 3, pp 328-338
20. Department of the Army. “Engineering and Design of pile foundations”. U.S. Army Corps of Engineers Washington, DC 20314-1000. 15 January 1991
21. Dobry, R. & Gazetas, G. (1988) “Simple method for dynamic stiffness and damping of floating pile groups”, *Geotechnique*, Vol. 38, No. 4, 557-574
22. Dobry R., Pecker A., Mavroeidis G., Zeghal M., Gohl B., Yang D., “Damping/Global Energy Balance in FE Model of Bridge Foundation Lateral Response”, *J. of Soil Dynamics and Earth.Eng.*, 23(6), (2003), 483-495

23. EGBEO. Bewehrte Erdkörper auf punkt- und lilienförmigen Traggliedern, Entwurf Kapitel 6.9, version du 16 mai 2004
24. Eurocode EC8 (1994), Structures in seismic regions, Part 5: Foundations, Retaining Structures, and Geotechnical Aspects.
25. Eurocode 7 : Calcul géotechnique - Partie 1 : Règles générales (décembre 96) (indice de classement: P94-250-1) ENV 1997-1AFNOR XP
26. Emiliios M. Comodromos and Kyriazis D. Pitilakis. "Response evaluation for horizontally loaded fixed-head pile groups using 3-D non-linear analysis". International journal for numerical and analytical methods in geomechanics Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech., 2005; 29:597-625
27. FLAC 3D, Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 dimensions. Version 3.0
28. Gazetas, G. (1983) "Analysis of machine foundation vibrations: state of the art", Soil Dyn. Earthq. Eng., Vol. 2, No. 1, pp. 2-41
29. Gazetas, G. & Dobry, R., (1984): "Horizontal Response of Piles in Layered Soil", J.Geotech. Eng., ASCE, Vol. 110, No. 1, pp. 20-40
30. Gazetas, G., Fan, K. & Kaynia, A., (1993): "Dynamic Response of Piles Groups with Different Configuration", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 12, pp. 239-257
31. Gazetas, G. & Mylonakis, G., (1998): "Seismic Soil-Structure Interaction: New Evidence and Emerging Issues". Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Geo-Institute ASCE Conference, Seattle 3-6 August, pp. 1-56
32. Guido V. A., Knueppel J. D., Sweeney M. A. "Plate loading test on geogrid reinforced earth slabs". In: Proc. of Geosynthetics'87, New Orleans, USA, février 1987. St Paul, MN, USA : Industrial Fabrics Association International, pp 216-225
33. Hardin B.O., "The nature of stress-strain behaviour for soils", State of the art, International conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Pasadena, Etats-Unis, 1978.
34. Idriss, I. M. 1990, "Response of Soft Soil Sites During Earthquakes." In Proceedings of the Symposium to Honor Professor H. B. Seed, Berkeley, May, 273-289

35. Idriss, I.M., 1991. "Earthquake ground motions at soft soil sites". Proceedings of the Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, MO, III, 2265-2273.
36. Jayram R. "Analysis of Pile Foundations under Seismic Loading". CBE institute 2005.
37. Jenck O. "Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales. Modélisation physique et numérique". Thèse, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 2005
38. Kagawa T. and Kraft M. (1981) "Dynamic characteristics of lateral load-deflection relationships of flexible piles". Earthquake Engineering and structural dynamics, Vol. 9, pp 53-68
39. Kausel, E., and Roesset, J.M. (1975) "Dynamic stiffness of cylindrical footings", ASCE, JNL. Eng Mechanics Div. 101 (EM6), pp.771-785.
40. Kaynia, A. & Kausel, E., (1982) "Dynamic Stiffness and Seismic Response of Pile Groups", Rpt. R32-03, Massachusetts Inst. of Technology, Cambridge.
41. Kaynia, A. & Kausel, E., (1982): "Dynamic Behavior of Pile Groups", Proc. 2nd. Conf. on Numerical Methods in Offshore Piling, Texas Univ., Austin, pp. 509-532
42. Kempfert H. G. "Ground improvement methods with special emphasis on column-type techniques". In: Vermeer P. A., Schweiger H., Karstunen M., Cudny M. Eds. Proc. of the Int. Workshop on Geotechnics of Soft Soils - Theory and Practice, 17-19 septembre 2003, Noordwijkerhout, Pays-bas. Essen: Verlag Glückauf, 2003, pp 101-112.
43. Kyle R, Ryan O, Jeffery E, Kimball O, Derek J, Brian G. "Response analysis and design of pile groups subjected to static and dynamic lateral Loads". Report No. UT-03.03, Utah Department of Transportation, Research Division, June 2003.
44. Luco, J.E. (1974) "Impedance functions for a rigid foundation on a layered medium", Nuclear Engrg. and Design, Vol. 31, pp. 204-217
45. Maheshwaria B.K, Truman K.Z, El Nagggar M.H., P.L. Gould. "Three\_dimensional nonlinear analysis for seismic soil-pile-structure interaction". Soil Dynamics and Earthquake Engineering 24 (2004) 343-356

46. Makris, N., Badoni, D., Delis, E., and Gazetas, G. (1994) "Prediction of observed bridge response with soil-pile-structure interaction", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 120, No. 10
47. Marston A., Anderson A. O. "The theory of loads on pipes ditches and tests of cement and clay drain tile and sewer pipes". Iowa Engineering Experiment Station Ames, 1913, Bull. 31
48. Mayoral J M, Romo M P, Cirion A, Paulin J, " Effect of layered clay deposits on the seismic behaviour of a rigid inclusion". Proceedings of the symposium on rigid inclusions in difficult subsoil conditions, ISSMGE TC36, Sociedad Mexican de Mecanica de Suelos, 11-12 May 2006.
49. Mazars J, Millard A. " Comportement dynamique des bétons et génie parasismique " ISBN 2-7462-0879-2, Hermes science publication, Paris, 2004  
Serveur Web: [www.hermes-science.com](http://www.hermes-science.com)
50. Mizuno, H., Iiba, M. & Kitagawa, Y., (1984): "Shaking Table Testing of Seismic Building-Pile-Two-Layered-Soil Interaction", Proc. 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, Vol. III, pp. 649-656.
51. Mylonakis, G., Nikolaou, A., and Gazetas, G. (1997) "Soil-Pile-Bridge Seismic Interaction: Kinematic and Inertial Effects. Part I: Soft Soil", *Earthq. Eng & Struct. Dynamics*, Vol. 26, No.3, pp. 337-359.
52. Mylonakisa, G, Nikolaoub, S, Gazetas, G. "Footings under seismic loading: Analysis and design issues with emphasis on bridge foundations". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 26 (2006) 824–853
53. Novak M. and Fakhry Aboul-Ella (1978) "Impedance functions of piles in layered media", *Journal of Engineerig Mechanics Division*, Vol. 104, N0. EM6, pp 643-661.
54. Ousta R. (1998), Thèse de doctorat "étude du comportement sismique des micropieux", Thèse de doctorat, Université des Sciences et Technologies de Lille 1
55. Paute J.-L., Honrnych P., Benaben J.-P. "Comportement mécanique des graves non-traitées". *Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées*, 1994, vol. 190, pp 27-38.
56. Pecker A, *Dynamique des sols*, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1984.



57. Pecker A. “Le pont de Rion Antirion en Grèce: le défi sismique”. Texte de la 550<sup>e</sup> conférence de l’université de tous les savoirs donnée le 20 octobre 2004
58. Pecker A., Garnier J. (1999). “Use of Centrifuge Tests for the Validation of Innovative  
59. Concepts in Foundation Engineering”. Proc. 2nd Int. Conf. on Earthq. Geotech. Eng., Lisbon, 433-439.
60. Pecker A & Pender M .J; “Earthquake resistance design of foundations: New constructions”. GeoEng2000; Vol 1: Invited paper. pp. 313-332. Melbourne 2000
61. Pecker A, Salençon J. (1999). “Ground Reinforcement in Seismic Area”. Proc. of the XI Panamerican Conf. on Soil Mech. and Geotech. Eng., Iguasu, 799-808.
62. Pecker A., Teyssandier J.P. 1998, “Seismic design for the foundation of the Rion-Antirion bridge”, Geotechnical Engineering, vol.131, p.4-11
63. Pedro Arduino, Steven L. Kramer, Ping Li, David A. Baska. “Dynamics stiffness of piles in liquefiable soils”. Report, Research Project Agreement T9903, Task A4.
64. Prevost J.H. “Plasticity theory for soil stress-strain behaviour”, Journal of Engineering Mechanics, vol.104, n° EM5, 1978.
65. Rangel Nuñez JL, Ovando E, Shelley, Aguirre J, Ibarra Razo E, “ A parametric study of the factors involved in the dynamic response of soft soil deposits when rigid inclusions are used as foundation solutions”. Proceedings of the symposium on rigid inclusions in difficult subsoil conditions, ISSMGE TC36, Sociedad Mexican de Mecanica de Suelos, 11-12 May 2006.
66. Sadek M, “Etude numérique du comportement des micropieux sous chargement sismique : analyse de l’effet de groupe et de l’inclinaison”. Thèse de doctorat 2003. Université des Sciences et Technologies de Lille 1
67. Sadek M; Shahrour I, “Influence of the head and tip connection on the seismic performance of micropiles”. International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2006

68. Shahrour I., Sadek M, Ousta R “Three-dimensional finite element modeling of the seismic behavior of micropiles used as foundation support elements” Transportation Research Record, J. of the Transportation Research Board, Record 1772, pp. 84-90, December 28, 2001.
69. Seed, H. B., Murarka R, Lysmer J, and Idriss I.M. 1976a. “Relationships Between Maximum Acceleration, Maximum Velocity, Distance from Source and Local Site Conditions for Moderately Strong Earthquakes.” Bulletin of the Seismological Society of America 66 (4):1323-1342.
70. Seed, H. B., Ugas C, and Lysmer J. 1976b. “Site-Dependent Spectra for Earthquake-Resistant Design.” Bulletin of the Seismological Society of America 66 (1):221-244
71. Seed, H. B., Romo M. P, Sun J.I, Jaime A, and Lysmer J. 1988. “The Mexico Earthquake of September 19, 1985C Relationships Between Soil Conditions and Earthquake Ground Motions.” Earthquake Spectra 4(4):687-729.
72. Simon B., Schlosser F “Soil reinforcement by vertical stiff inclusions in France”. Symposium Rigid Inclusions in Soft Soil conditions, Mexico, Mai 2006 (FOXTA).
73. Shahrour I et Ata N. (1995). Calcul des groupes de micropieux à l’aide de la méthode des modules de réaction (p-y). Rapport interne du P. N. Forever No. FO/94/10
74. Tajimi H. (1969) “Dynamic analysis of a structure embedded in an elastic stratum”, 4th World Conf. Earthqu. Eng., Vol. 3, pp 53-69
75. Tazoh, T., Shimizu, K. & Wakarara, T., (1987) : “Seismic Observations and Analysis of Grouped Piles”, in Dynamic Response of Pile Foundations – Expérimentations, Analysis, and Observation, Geotech. Spec. Pub. 11, ASCE, pp. 1-20
76. Terzaghi K. Theoretical soil mechanics. New York: John Wiley & sons, 1943.
77. Teyssandier JP, Combault J, Pecker A. Rion Antirion: le pont qui défie les séismes. La Recherche 2000; 334:42–6.
78. Wilson D. W. “Soil -pile -superstructure interaction in liquefying sand and soft clay”. Ph.D. Dissertation. Department of Civil & environmental engineering. College of Engineering, University of California at Davis. September 1998

79. Wong, H.L., and Luco, J.E. (1985). "Table of Impedance Functions for Square Foundations on Layered Media", *International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 4(2), pp. 64-81

80. Zacek M (1996). "Construire parasismique". Édition 1996.

## ANNEXE (A)

### 1. Méthode basée sur le concept de Marston et Anderson (1913)

#### 1.1. Concept de Marston et Anderson (1913)

Afin d'évaluer la contrainte due au poids du sol sur un tube enterré. Marston et Anderson (1913) font l'hypothèse que cette contrainte est modifiée par un mécanisme de voûte qui transfère une part du poids du sol au dessous du tube vers le sol adjacent par le long des parois verticales. La charge  $P$  appliquée sur le conduit de diamètre  $\beta_c$  par unité de longueur est déterminée :

$$P = C_d \cdot \gamma_R \cdot \beta_c \quad (1)$$

$C_d$  est le coefficient de charge déterminé par :

$$\text{Avec } C_d = e^{\frac{\pm k \tan \phi_R \frac{2H_R}{\beta_c} - 1}{\pm 2k \tan \phi_R}} \quad \text{pour } H_R \leq H_e \quad (2)$$

$$\text{Et } C_d = e^{\frac{\pm k \tan \phi_R \frac{2H_R}{\beta_c} - 1}{\pm 2k \tan \phi_R} + \left[ \frac{H_R}{\beta_c} - \frac{H_e}{\beta_c} \right] e^{\pm k \tan \phi_R \frac{2H_R}{\beta_c}}} \quad \text{pour } H_R > H_e \quad (3)$$

$H$  est la hauteur du sol au-dessous de tube.  $H_e$  est la hauteur du plan d'égal tassement au-dessous du tube.  $\phi$  est l'angle de frottement interne du sol et  $k$  le coefficient de pression horizontale.

#### 1.2. Norme BS8006 (1995)

Selon la norme british standard, la détermination de la distribution de contrainte en base du matelas est basée sur les travaux de John (1987), qui a adapté l'équation de Marston et Anderson (1913).

La norme définit comme critère caractéristique le rapport entre la contrainte reprise par les têtes et la contrainte totale par la relation :

$$\frac{q_p^+}{q_f^*} = \left( \frac{C_c \cdot a}{H_R} \right)^2 \quad (4)$$

Avec  $C_c = 1.95 \frac{H_R}{a} - 0.18$  pour les inclusions travaillent essentiellement en pointe.

$C_c = 1.5 \frac{H_R}{a} - 0.07$  pour les inclusions travaillent essentiellement en frottement.

$q_f^* = F_{Fs} \cdot \gamma \cdot H_R + F_q \cdot q_0$  contrainte verticale moyenne appliquée à la base de l'ouvrage.

$q_0$  : surcharge dynamique éventuelle sur le remblai

$F_{fs}$  : coefficient de sécurité appliqué au poids du remblai

(Égal à 1.3 pour l'état limite ultime et à 1.0 pour l'état limite de service).

$F_q$  : coefficient de sécurité appliqué à la surcharge dynamique (égal à 1.3 pour l'état limite ultime et à 1.0 pour l'état limite de service).

Cette équation, valable pour le cas tridimensionnel, est déterminée à partir de la formule originale de Marston et Anderson (1913). La formule originale donne un rapport de contraintes :

$$\frac{q_p}{q^*} = \frac{C_v \cdot a}{H} \quad (5)$$

La formule originale a donc simplement été élevée au carré afin de prendre en compte l'aspect tridimensionnel. Love et Milligan (2003) mettent en doute la validité de cette extension du 2D vers 3D.

On trouve que la formule proposée par la norme est appliquée uniquement au cas de remblais renforcés par des inclusions rigides. On remarque également que les caractéristiques du sol du matelas ne sont pas explicitement prises en compte. La norme préconise de disposer une nappe géosynthétique à la base du remblai, cependant la charge non transmis aux inclusions par l'effet de voûte peut être transmis au renforcement horizontal par l'effet membrane, la réaction du sol compressible n'est pas prise en compte.

Afin de bien préciser les mécanismes de transfert de charge en cas où un renforcement horizontal est disposé à la base du remblai, la norme définit une hauteur critique de matelas :

$$H_c = 1.4(s-a)$$

Où  $s$  : distance entre les centres de deux inclusions adjacentes.

Si l'hauteur du matelas est supérieure à  $H_c$ , le poids du sol situé au-dessous de  $H_c$  ainsi que les charges de surface sont entièrement transmis aux inclusions. Sinon la voûte est incomplète et les charges de surface sont entièrement reprises par le géosynthétique. On remarque que la valeur de  $H_c$  est de caractéristique empirique qui ne prend pas en compte les caractéristiques

mécaniques du sol du matelas. La norme préconise une autre valeur critique pour l' hauteur du matelas  $H_R > 0.7 s$ , pour empêcher les tassements différentiels à la surface d'ouvrage.

## 2. Méthodes basées sur la théorie de Terzaghi (1943)

### 2.1. Méthode de Terzaghi (1943)

Terzaghi (1943) a généralisé le concept de Marston et Anderson (1913) pour évaluer l'effet de voûte rencontré dans le sol. Pour un problème bidimensionnel, Terzaghi (1943) a utilisé le phénomène de voûte pour décrire le comportement d'un sol soumis à un tassement différentiel à sa base, en écrivant la relation d'équilibre d'un élément du sol, explicité sur la figure (A.1). La contrainte verticale appliquée à la base du matelas est déterminée en intégrant la relation d'équilibre de cet élément :

$$q_s = \frac{\gamma \cdot s'}{2 \cdot k_a \cdot \tan \varphi} \left[ 1 - e^{-2 \cdot K_a \cdot \tan \varphi \cdot \frac{H_e}{s'}} \right] + \gamma \cdot (H - H_e) \cdot e^{-2 \cdot K_a \cdot \tan \varphi \cdot \frac{H_e}{s'}} \quad (6)$$

$K_a$  est le coefficient de poussée de Rankine, permettant de déterminer la contrainte horizontale  $\sigma_h$  ( $K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$ ),  $H_e$  est la distance de la base à laquelle se trouve le plan d'égal tassement.

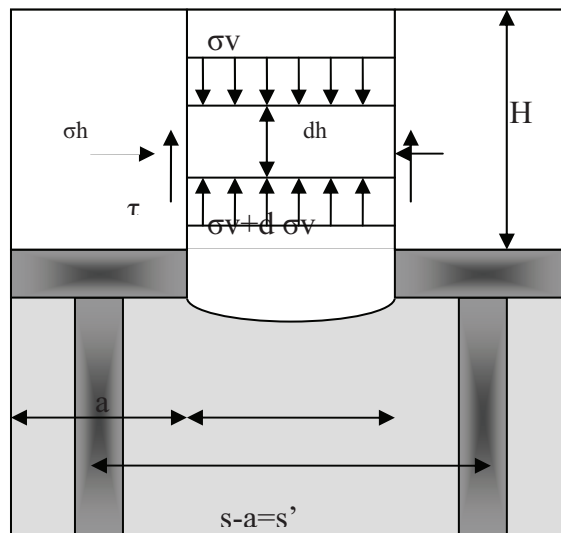


Figure (A.1)-méthode de Terzaghi (1943).

### 2.2. Modèle de Russel et Pierpoint (1997)

Puisque la détermination de la localisation du plan d'égal tassement est assez difficile, Russel et Pierpoint font l'hypothèse que ce plan se situe à la surface ( $H=H_c$ ). La contrainte verticale à la base du matelas s'écrit alors :

Russel et Pierpoint ont appliqué leurs méthode au cas tridimensionnel d'un remblai renforcé par des inclusions rigides. Une tranche de sol se déplace par le tassement du sol compressible est illustrée dans la figure (A.2). Dans ce cas, le taux de réduction de contrainte est égal à :

$$SRR = \frac{(s^2 - a^2)}{4.H_R.a.K.\tan\phi_R} \left( 1 - e^{\frac{-4.H_R.a.K.\tan\phi_R}{(s^2 - a^2)}} \right) \quad (7)$$

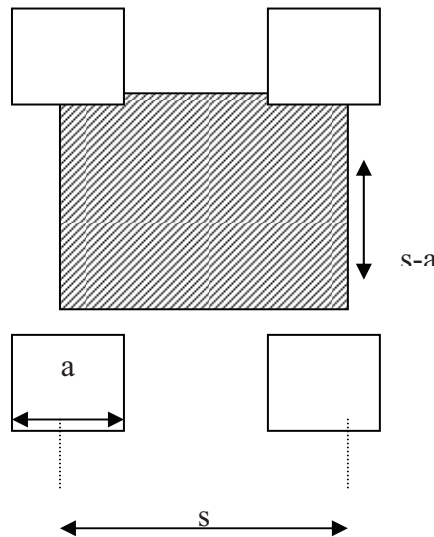


Figure (A.2).sol se déplaçant par tassement du sol compressible (Terzaghi)

### 2.3. Modèle de Mckelvey III (1994)

Tenu compte de l'orientation réelles des contraintes principales, Handy (1985) a proposé une forme de tranche du sol élémentaire modifiée par rapport à celle classique présentée par Terzaghi (1943).Mckelvey III (1994) propose donc de remplacer le coefficient de poussée de Rankine par le terme  $K_w$  dans l'équation précédente :

$$K_w = 1.06 \left( \cos^2 \left( \frac{\pi + \phi}{4} \right) + K_a \cdot \sin^2 \left( \frac{\pi + \phi}{4} \right) \right) \quad (8)$$

### 3. Méthodes basées sur des modèles analytiques de voûte

#### 3.1. Méthode de Hewlett et Randolph (1988)

Hewlett et Randolph (1988) ont proposé d'exprimer le phénomène de voûte dans le matelas de répartition (ou le remblai si pas du matelas) comme un système des dômes hémisphérique qui transfèrent le poids du matelas vers les têtes des inclusions qui également les supportent. Le modèle proposé a été examiné pour des problèmes en 2D et 3D.

##### 3.1.1. Modélisation bidimensionnelle

En faisant l'équilibre des efforts induits dans une arche de sol entre deux têtes des inclusions adjacentes. L'efficacité  $E$  définie comme la proportion de poids du remblai reprise par les têtes des inclusions est donnée alors :

$$E = 1 - \frac{a}{s} \left( 1 - \frac{s}{2.H_R} \right) \left( 1 - \frac{a}{s} \right)^{K_p - 1} \quad (9)$$

Dans ce cas, la zone critique se situe en clé de voûte.

##### 3.1.2. Modélisation tridimensionnelle

Les auteurs ont distingué deux modes de rupture :

-cas où la zone critique est située en clé de voûte. (Remblai de faible hauteur et avec une grande largeur de maille ( $H_R/s$  petit). L'efficacité  $E_1$  est donc donnée par :

$$E_1 = \left( 1 - \left( \frac{a}{s} \right)^2 \right) (A - A.B - C) \quad (10)$$

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

$K_p$  est le coefficient des terres en butée de Rankine :  $K_p = \frac{1 + \sin \varphi_R}{1 - \sin \varphi_R}$

-cas où la zone critique est située au niveau des têtes des inclusions. (Remblai d'hauteur plus élevée). L'efficacité  $E_2$  est :

$$E_2 = \frac{\beta}{\beta + 1} \quad (11)$$

où



$$\beta = \frac{2K_p}{K_p + 1} \frac{1}{1 + \frac{a}{s}} \left( \left(1 - \frac{a}{s}\right)^{-K_p} - \left(1 + \frac{aK_p}{s}\right) \right)$$

L'efficacité pour le dimensionnement est prise comme le minimum entre les deux comptées valeurs.

### 3.2. Méthode de Low et al (1994)

Hewlett et Randolph (1988) ont pris en compte la non uniformité de la distribution de charge sur le sol compressible pour la modélisation tridimensionnelle. Pour le cas en deux dimensions, Low et al (1994) ont développé un modèle analytique. Dans leur méthode, Low et al (1994) ont proposé d'appliquer un coefficient réducteur empirique  $a_r$  à la contrainte verticale appliquée sur la surface du sol compressible. Low et al (1994) précisent que la valeur du coefficient  $a_r$  varie entre 0.8 et 1.  $a_r = 1$  correspond au cas où la contrainte est supposée uniforme. La figure (A.3) exprime la distribution non uniforme de la contrainte sur le sol compressible et la signification du coefficient  $a_r$ . La zone critique dans cette modélisation est située en clé de voûte. L'efficacité est alors donnée par :

$$E = 1 - a_r \left( w + \frac{s}{H} \cdot m \right) \quad (12)$$

avec

$$w = \left(1 - \frac{a}{s}\right)^{K_p} \quad \text{et} \quad m = \frac{(K_p - 1) \left[ \left(1 - \frac{a}{s}\right)^2 - \left(1 - \frac{a}{s}\right)^{K_p} \right]}{2(K_p - 2)}$$

L'équation précédente est valide pour  $H/s \geq 0.5$  puisqu'une hauteur minimale du matelas est nécessaire pour la formation de voûte soit possible. Cette hauteur est éventuellement dépende de l'espacement des inclusions.

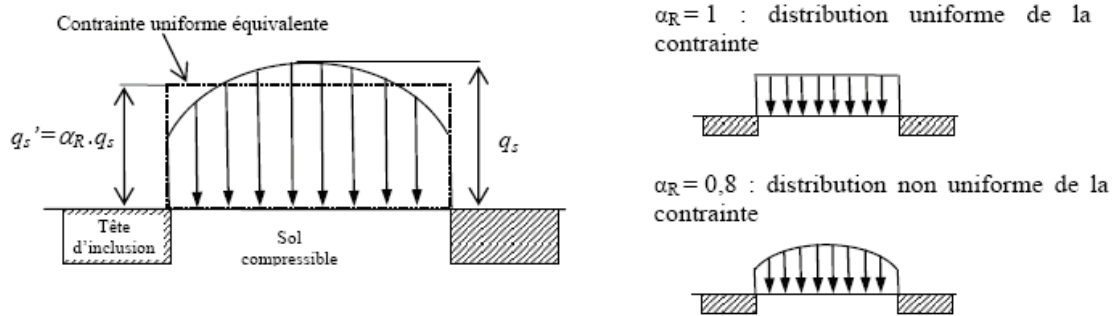


Figure (A.3). Distribution non uniforme de la contrainte sur le sol compressible

### 3.3. Les recommandations allemandes d'EBGEO : modèle de voûte de Kempfert et al (1997)

La première version des recommandations allemandes (EBGEO, 1997) basait sur les travaux menés par Hewlett et Randolph (1988) pour estimer la distribution des charges en têtes des inclusions rigides. La version actualisée adopte du modèle de voûte proposé par Zaeske et Kempfert (2002).

Kempfert propose un modèle de voûte tridimensionnel, les voûtes sont de forme hémisphérique s'appuient sur les têtes des inclusions (Kempfert et al, 1997 ; Zaeske et Kempfert, 2002). Les enveloppes supérieures et inférieures de ces voûtes ne sont pas concentriques. Ainsi un élément du sol en clé de voûte est défini par une surface supérieure d'angle  $\delta\Phi_s$ , et une surface inférieure d'angle  $\delta\Phi_i$ . En dehors de voûte, le sol est supposé sous la pression des terres au repos.

Les auteurs font l'hypothèse que les têtes des inclusions sont circulaires, sinon ils prennent en compte un diamètre équivalent. Le modèle envisage deux types de maillages : carré ou triangulaire et définit l'aire d'influence  $A_s$  d'une inclusion différente selon le maillage. Une longueur critique  $S_m$  pour l'écriture de l'expression analytique est définie comme l'espacement maximal entre deux inclusions.

L'expression de la contrainte verticale est établie en écrivant l'équilibre suivant l'axe vertical  $z$  d'un élément du sol situé en clé voûte, elle est donc donnée par :

$$q_s = \lambda_1^\chi \cdot \left( \gamma + \frac{q_0}{H} \right) \cdot \left( 1 + (\lambda_1 + \lambda_2 \cdot h_g^2)^{-\chi} + h_g \left( \left( \lambda_1 + \frac{\lambda_2 \cdot h_g^2}{4} \right) - (\lambda_1 + \lambda_2 \cdot h_g^2)^{-\varphi} \right) \right)$$

(13)

Avec

$$\lambda_1 = \frac{1}{8} \cdot (s_m - d)^2 \quad \lambda_2 = \frac{s_m + 2 \cdot d \cdot s_m - d^2}{2 \cdot s_m^2} \quad \chi = \frac{d \cdot (K_p - 1)}{s_m \cdot \lambda_2}$$

q<sub>0</sub> : charge appliquée en surfaceK<sub>p</sub> : coefficient de pression horizontale en butée

Φ : angle de frottement interne du matelas.

S<sub>m</sub> : espacement maximal entre deux inclusions.

d : diamètre des inclusions circulaires. (Pour des inclusions non circulaire, on prend un diamètre équivalent).

Pour H ≥ (S<sub>m</sub>/2), h<sub>g</sub> = (S<sub>m</sub>/2) sinon h<sub>g</sub> = H.

On remarque que pour ce modèle, l'hauteur du matelas n'a pas une influence sur le terme de validation. Toutefois, Zaeske et Kempfert conseillent de mettre en œuvre des remblais avec une hauteur minimale de S<sub>m</sub>/2, pour ce que les voûtes puissent se former.

Par ailleurs la norme conseille d/S<sub>m</sub> ≥ 0.15.

EBGEO présente des aspects importants pour la conception des massifs renforcés par des inclusions rigides, puisqu'il prend en compte la réaction de sol compressible dans le calcul du dimensionnement du géogrille. La norme propose un abaque de dimensionnement qui permet d'estimer les valeurs maximales de la déformation et de la flèche du géosynthétique à partir des différents paramètres, entre autre un coefficient de réaction du sol compressible. Malgré cela, la méthode ne présente pas des indications sur l'action du sol compressible sur les inclusions ou sur le dimensionnement du maillage et des inclusions.

#### 4. Méthodes basées sur le concept du frottement négatif

Combarieu (1974,1988) propose une analyse globale du problème prenant en compte la réaction du sol compressible. Selon Combarieu, soit une inclusion traversée une couche compressible et fichée dans une couche inférieure résistante. Si une surcharge appliquée (remblai, un ouvrage avec l'intermédiaire d'un matelas granulaire, etc.) la couche compressible tasse plus que l'inclusion. Par conséquence, l'inclusion est soumise au frottement négatif sur une épaisseur limité. Combarieu donc analyse par les méthodes développées pour calcul du frottement négatif sur des groupes des pieux, le comportement des sols renforcés par des inclusions rigides, en considérant des colonnes de sol fictives

prolongeant les inclusions et soumises également au frottement négatif. Cette approche peut être appliquée uniquement au cas où l'absence du renforcement horizontal.

La contrainte résiduelle entre les inclusions est uniforme dans le cas présent, elle est donnée par :

$$q_s^+ = \frac{\gamma_r}{m_r} (1 - e^{-m_r H_r}) + q_0 e^{-m_r H_r} \quad (14)$$

Avec

$$m_r = \frac{4aK \tan \phi_r}{s^2 - a^2}$$

Dans sa forme générale,  $m_r$  est également fonction de  $\lambda$  (directement lié à  $K \tan \delta$ ), coefficient d'accrochage induit par le frottement négatif et valant zéro dans le cas de remblai de bonne qualité. L'expression de Combarieu permet facilement d'étudier l'influence des différents éléments géométriques ( $a/s$ ,  $H_r/s$ ) sur l'efficacité du système.

En basant sur l'approche de Combarieu (1988), sur les lois de mobilisation du frottement négatif le long des inclusions, et sur les travaux de Frank et Zhao (1982), Simon (2001) a développé des approches qui ont été intégrés dans un logiciel spécifique envisagé le dimensionnement des fondations superficielles, profondes ou renforcées (FOXTA, 2000).

Toutefois, nous détaillerons la méthode de Combarieu (1974, 1988) en paragraphe (5).

### Synthèses des méthodes analytiques du dimensionnement statique

Un sommaire des méthodes analytiques du dimensionnement statique des sols renforcés par des inclusions rigides est présenté dans le tableau (A.1). Ce tableau résume le principe de base des méthodes, les hypothèses, les limitations et les résultats présentés par les auteurs.

Tableau A.1 -Synthèse des principales approches analytiques. D'après (Briançon, 2002, Jenck 2005)

	Norme BS8006	EBGEO	Hewlett et Randolph	Low et al	Combarieu	Terzaghi Adopté par Russell et Pierpoint
principe	Concept de Marston et Anderson (1913) appliqué au problèmes Des inclusions rigides	Equilibre d'arches de forme hémisphérique reposant sur les têtes des inclusions (en 3D) effet membrane d'une géogrille disposée sur les têtes d'inclusions	Equilibre d'arches de forme hémisphérique reposant sur les têtes d'inclusions (en 3D)	Equilibre d'arches reposant sur les têtes des inclusions En 2D	Frottement négatif	Théorie de Terzaghi (1943) Equilibre d'un prisme de sol sur le sol compressible
hypothèses	Pas de réaction du sol compressible	Effet voûte et effet membrane dissociés Prise en compte de la réaction du sol compressible	Pas de réaction du sol compressible	Distribution de contrainte sur le sol compressible non uniforme	Effet voûte se développe dès que le sol Compressible tasse un peu plus que la tête d'inclusions	
limites	$Hr > 0.7(s-a)$		$Hr > 0.7s$	$Hr > 0.7s$		
Principaux résultats donnés	$q_s^+$ pour $Hr > 1.4(s-a)$ et $Hr < 1.4(s-a)$ $q_p^+ / q$ SRR	$q_s^+$ pour $Hr > s/2$ Et pour $Hr < s/2$	E1 si rupture en tête de voûte E2 si rupture sur tête d'inclusion Min (E1, E2)	Ident Hewlett et Randolph en 2D	$q_s^+$	SRR

## ANNEXE (B)

### Colonnes à Module Mixte CMM

Colonnes à module mixte (CMM) est une technique de renforcement de sol élaboré et développé par Keller Fondations Spéciales. Le mode d'exécution, de contrôle et de dimensionnement sont décrit dans des cahiers de charges de Keller. On présente ci-dessous une description générale de cette technique.

#### 1. caractéristiques générales

Une CMM se décompose en deux parties (figure B.1) :

- en partie supérieure : une colonne ballastée de l'ordre de 1,50 m de hauteur.
- en partie inférieure : une inclusions rigide exécutée par refoulement.

Le procédé a pour objet d'améliorer les performances du sol de fondation d'ouvrages fondées superficiellement en répondant aux spécifications suivantes :

- Réduction des tassements
- Reprise des efforts horizontaux et des moments sans réaliser de matelas intercalaire sous les semelles.
- Augmentation de la capacité portante de sol.
- Suppression du phénomène de point dur.

De plus, le procédé a pour avantages de s'affranchir des risques de rupture inhérentes aux inclusions rigides arasées au niveau ou légèrement en dessous de la plateforme de travail dans les cas suivantes :

- Circulation des engins de chantier lors du nivellement et compactage des plateformes.
- Terrassement et remblaiement des réseaux dans l'emprise du traitement.
- Terrassement des fouilles de semelles.

Le domaine d'application du procédé CMM s'étend à l'ensemble des sols cohérents et pulvérulents ainsi qu'aux remblais.

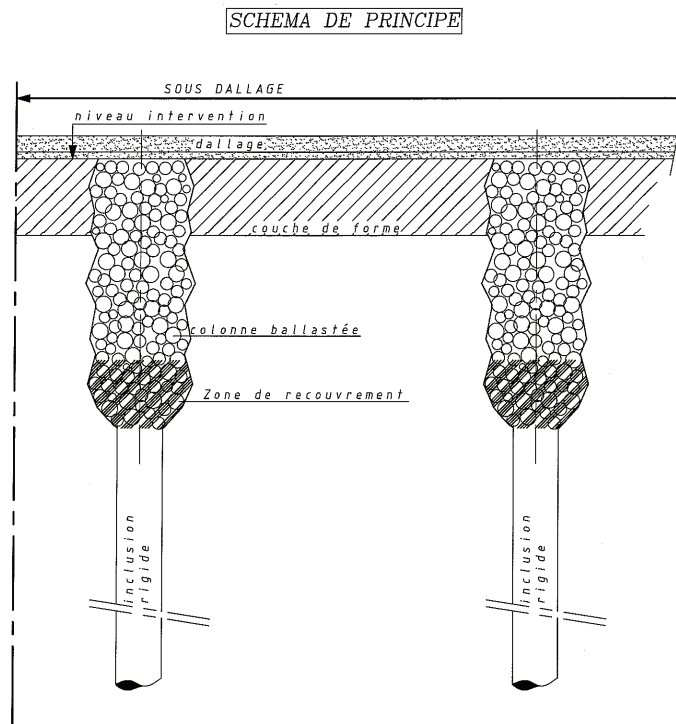


Figure (B.1). Schéma de principe de CMM (sous fondation superficielle).

## 2. Matériaux constitutifs des colonnes

- Partie supérieure : inclusion souple de type colonnes ballastés, donc, les prescriptions relatives à cette composantes sont celles qui s'appliquent aux colonnes ballastées. Les matériaux d'apport doivent être de qualité et de granulométrie parfaitement contrôlés. Le choix se portera sur des graves naturelles, roulées ou concassées.
- Partie inférieure : Inclusion rigide.

## 3. Dimensionnement du renforcement de sol par colonnes à module mixte CMM

### 3.1. Généralités

- **Renforcement de sol sous semelles de fondation**

Les Colonnes à Module Mixte CMM renforcement le sol en augmentant la capacité portante de celui-ci et en réduisant les tassements afin de permettre la réalisation de semelles superficielles.

Les charges appliquées sur le sol renforcé sont réparties entre le sol et les Colonnes à Module Mixte CMM. Les lois de comportement sont celles des colonnes ballastées en partie supérieure et des inclusions rigides en partie inférieure.

Grâce à la partie souple en colonne ballastée, aucune sollicitation horizontale et de moment n'est transmise à la partie rigide de la CMM. La justification de ces sollicitations suit les recommandations concernant les colonnes ballastées.

#### ▪ **Renforcement sous dallage sur terre-plein**

L'exécution de Colonnes à Module Mixte CMM sous une couche de forme même d'épaisseur faible (40 cm par exemple) a non seulement l'avantage de réduire les tassements absolus, mais en plus permet de supprimer le phénomène de points durs et les moments fléchissants induits dans le dallage.

Pour être efficace, le procédé est mis en œuvre avec une maille inférieure ou égale à 9m<sup>2</sup>.

L'absence de point dur sous dallage permettra de dimensionner le dallage de manière classique conformément au DTU 13.3 à partir d'un modèle équivalent de sol renforcé.

### **3.2. Méthodes de dimensionnement**

Plusieurs mécanismes interviennent pour la transmission de la charge sur la Colonne à Module Mixte CMM :

- Distribution de la contrainte appliquée entre le sol et la partie supérieure de la CMM à la base de la semelle ou de la couche de forme.
- Transmission de la charge en tête de l'inclusion.
- Report progressif des efforts du sol sur les inclusions par frottement négatif jusqu'à point neutre.

Les méthodes de calcul doivent permettre de calculer la répartition des contraintes sur le complexe sol/colonne et les tassements des fondations superficielles et dallages. Les méthodes de dimensionnement peuvent être les suivantes :

#### 3.2.1. Méthodes simplifiées :

L'approche simplifiée consiste à utiliser des méthodes reconnues l'une pour mes inclusions rigides (méthode de Combarieu) et l'autre pour les colonnes ballastées (méthode de Priebe) moyennant des hypothèses simplificatrices.



### 3.2.2. Calculs par la méthode des éléments finis :

Cette méthode permet de modéliser le comportement différent de la partie colonne ballastée et de l'inclusion rigide. Un calcul en 2D est habituellement utilisé mais dans certaines configurations un calcul en 3D pourra s'avérer nécessaire.

Les lois de comportement sont de type élastique pour les parties supérieure et inférieure de la Colonne à Module Mixte CMM. L'interface sol/colonne ballastée est supposée sans glissement alors que l'interface sol/inclusion tient compte habituellement de la possibilité de glissement relatif.

### 3.2.3. Résistance conventionnelle du matériau constitutif de la partie rigide de la Colonne à Module Mixte CMM

Les calculs justificatifs de la partie inférieure de la CMM sont conduits à partir d'une contrainte intrinsèque admissible maximale notée  $f_c^*$  obtenue par la formule suivante :

$$f_c^{*ELS} = \beta \times f_{c28}$$

avec  $\beta$  un coefficient de réduction fonction du type d'ouvrage (dallage, semelle, radier) et des contrôles.

Les coefficients  $\beta$  sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau B.1. Coefficient  $\beta$  pour le calcul de la contrainte intrinsèque admissible dans la partie rigide de la CMM.

	Sans contrôle de portance	Avec essais de qualité	Avec essais de portance
CMM sous semelles isolées ou semelles filants.	0,23	0,33	0,40
Sous dallage, radier ou remblai.	0,35	0,50	0,50

Dans le cas du séisme, la contrainte dans la partie rigide est inférieure à  $f_c^{*ELU}$  définie telle que

$$f_c^{*ELU} = f_{c28} / 1,5$$