

N° Aleph
165885

**UNIVERSITE DES SCIENCES ET TECHNOLOGIES
DE LILLE**

Année : 2003

N° d'ordre : 3321

THESE

pour obtenir le grade de

**DOCTEUR DE L'UNIVERSITE DES SCIENCES
ET TECHNOLOGIES DE LILLE**

Discipline : Génie Civil

Titre

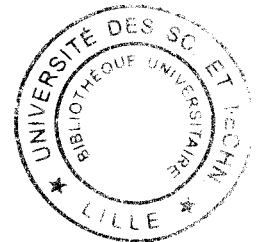
**Etude numérique du comportement des micropieux
sous chargement sismique : Analyse de l'effet de groupe et de l'inclinaison**

Préparée au

**Laboratoire de Mécanique de Lille (UMR 8107)
Département Sols-Structures
Ecole Polytechnique Universitaire de Lille**

Par

Marwan SADEK



Soutenue le Mercredi 9 Juillet à 10 h devant la commission d'examen composée de

Messieurs :

R. FRANK

Président

I. JURAN

Rapporteur

J. G. SEIFFERT

Rapporteur

J. P. MAGNAN

Examineur

P. VEZOLE

Examineur

I. SHAHROUR

Directeur de thèse

à ma Mère, à mon Père,

à ma famille présente et future.

REMERCIEMENTS

Mes premiers mots ne peuvent qu'aller à la personne qui m'a accordé sa confiance et prodigué son aide tant sur le plan professionnel que personnel, mon directeur de thèse, le Professeur *Isam SHAHROUR*. Je lui exprime mes profonds remerciements, pour son encadrement exemplaire, sa patience sans borne, sa compréhension, son humanité. Son œil critique m'a été très précieux pour structurer le travail et pour améliorer la qualité des différentes sections.

Ensuite je tiens à remercier Monsieur *I. JURAN*, Professeur à l'Ecole Polytechnique de New York et Monsieur *J.G. SEIFFERT*, Professeur à l'ENSA de Strasbourg, qui ont accepté de rapporter mon travail de thèse, et qui ont rédigé des rapports sérieux, minutieux et consciencieux.

J'exprime toute ma reconnaissance envers Monsieur *R. FRANK*, Professeur à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées pour m'avoir fait l'honneur d'examiner mon travail et d'accepter la présidence du jury.

C'était un grand plaisir pour moi d'avoir pu bénéficier de la présence de Monsieur *J.P. MAGNANT*, Professeur au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées et Monsieur *P. VEZOLE*, Directeur Scientifique du Groupe EIFFAGE, dans mon Jury de thèse.

Je suis très reconnaissant à EGIDE, qui m'a accordé une bourse EIFFEL pour la thèse et qui m'a accompagnée pendant toute la durée de ce travail.

Je ne peux pas oublier mes amis de tous horizons, qui ont participé par leur soutien, leur aide et tout simplement leur existence à l'achèvement de ce travail. Dans l'ordre alphabétique, merci *A. ALJER*, *A. JALBOUT*, *A. RAMADAN*, *A. YOUNES*, *B. ALI*, *C. ALJUNDI*, *E. ELTABACH*, *J.C MATON*, *H. ALJER*, *H. SALEH*, *H. MROUEH*, *J.M VAILLANT*, *M. EL-HOUJEIRI*, *K. FAWAZ*, *L. LANCELOT*, *M. MALLET*, *N. BABERRIH*, *R. AL-ABDEH*, *R. BOUFERRA*, *R. JAFFAR*, *R. KHODER-AGHA*, *R. MRAD*, *T. WINDAL*, *S. BALHAWAN*, *S. CHAFI*..

Quant à ma famille, je lui dois beaucoup : un soutien constant et sans faille, une foi en mes capacités, un encouragement sans cesse.. Que dire si non leur témoigner de ma gratitude pour tout le bonheur qu'ils m'ont apporté.

SOMMAIRE

Résumé	1
Introduction générale	2

CHAPITRE 1

Etude du comportement sismique de micropieux :

Analyse bibliographique

1.1 Introduction	5
1.2 Origine et développement de micropieux	6
1.2.1 Historique	6
1.2.2 Micropieux en acier	7
1.2.3 Différence entre la "Palo-Radice" et les micropieux en acier	8
1.2.4 Classement de micropieux	8
1.2.4.1 Mode de construction	9
1.2.4.2 Mode de comportement	10
1.3 Aspect sismique pieux / micropieux	11
1.4 Problème de l'interaction sol-structure	12
1.4.1 Mécanisme d'interaction	12
1.4.2 Modes de rupture	13
1.4.3 Interaction cinématique	14
1.4.3.1 Méthodes d'analyse	14
1.4.3.2 Bilan et principaux résultats	16
1.4.4 Interaction inertielle	21
1.4.4.1 Méthodes d'analyse	21
1.4.4.2 Principaux résultats	30
1.5 Liquéfaction	37
1.5.1 Observations	37
1.5.2 Travaux expérimentaux	37
1.5.3 Travaux théoriques	40
1.5.3.1 Approche pseudo-statique	40
1.5.3.2 Méthode numérique (Eléments finis)	41
1.6 Pieux avec des éléments inclinés	43
1.7 Conclusion	45

CHAPITRE II

Comportement sismique des groupes des minipieux et micropieux

2.1 Introduction	46
2.2 Modèle numérique et programme de calcul	49
2.2.1 Discrétisation par éléments finis	49
2.2.2 Maillage et discrétisation temporelle	50
2.2.3 Vérification du programme	51
2.3 Etude du comportement sismique de minipieux	53
2.3.1 Minipieux isolés	53
2.3.1.1 Etude d'un exemple de référence	53
2.3.1.2 Influence des propriétés de la superstructure	61
2.3.2 Effet de groupe	66
2.3.2.1 Analyse d'un exemple de référence (1*3 minipieux)	66
2.3.2.2 Influence de l'espacement	69
2.3.2.3 Influence du nombre et de la position des minipieux	69
2.4 Analyse du comportement sismique de micropieux	75
2.4.1 Exemple de référence	75
2.4.2 Influence de la position de micropieux	78
2.4.3 Influence du nombre de micropieux	78
2.4.4 Comparaison du comportement micropieux/minipieux	81
2.5 Conclusion	85

CHAPITRE III

Influence de l'inclinaison sur la réponse sismique de minipieux et de micropieux

3.1 Introduction	86
3.2 Groupes de minipieux inclinés	87
3.2.1 Cas d'un sol homogène (Rigidité uniforme - Cas 1)	87
3.2.1.1 Présentation de l'exemple traité	87
3.2.1.2 Résultats	90
3.2.1.3 Fréquence naturelle du système	96

3.2.1.4 Etude de l'influence de l'inclinaison sur la réponse sismique des minipieux	98
3.2.2 Sol avec un module d'Young variable ($E_s=E_s(z)$ Cas 1)	101
3.2.2.1 Groupe composé de minipieux verticaux	102
3.2.2.2 Influence de l'inclinaison	105
3.3 Groupes de micropieux	107
3.3.1 Exemple de référence – Micropieux verticaux	107
3.3.1.1 Présentation de l'exemple traité	107
3.3.1.2 Résultats	108
3.3.2 Etude paramétrique	110
3.4 Comparaison micropieux-minipieux	113
3.5 Conclusion	116

CHAPIRE IV

Configurations particulières de micropieux

4.1 Introduction	117
4.2 Influence de l'articulation de micropieux dans le chevêtre	117
4.2.1 Quelques aspects du problème de liaison en tête	119
4.2.2 Micropieux verticaux	122
4.2.3 Micropieux inclinés	124
4.3 Influence de l'encastrement des micropieux dans une couche rigide	126
4.3.1 Présentation des exemples traités	126
4.3.2 Micropieux verticaux	127
4.3.3 Micropieux inclinés	129
4.4 Micropieux croisés	131
4.4.1 Présentation de l'exemple	133
4.4.2 Résultats	133
4.5 Conclusion	136
Conclusion générale	137
Références bibliographiques	139
Annexe 1	149
Annexe 2	152
Annexe 3	156

Résumé

Le présent travail comporte une étude du comportement sismique des micropieux utilisés comme éléments de fondation. L'étude a été réalisée à l'aide d'une modélisation tridimensionnelle par éléments finis.

Le travail est présenté en quatre chapitres :

Le premier chapitre comporte une synthèse bibliographique des travaux réalisés sur le comportement des pieux et des micropieux sous chargement sismique. Après un rappel sur le développement des micropieux, on présente leur classement, les mécanismes d'interaction sol-pieux-structure et leur modélisation.

Dans le second chapitre, on présente une analyse par éléments finis du comportement sismique des micropieux en fonction des principaux paramètres comme la masse et la fréquence propre de la superstructure. L'accent sera mis sur l'effet de groupe dans le cas des minipieux et des micropieux. L'étude est réalisée en faisant varier le nombre de micropieux et leurs espacement et rigidité.

Le troisième chapitre est consacré à l'étude du comportement des micropieux inclinés sous chargement sismique. Cette étude permet de bien comprendre l'influence de l'inclinaison sur la réponse des micropieux et de juger de l'utilité d'utiliser ce type de configuration en zone sismique.

Le quatrième chapitre traite des aspects particuliers des micropieux, notamment l'influence des conditions de liaison micropieux-chevêtre sur leur réponse à un chargement sismique et les précautions à prendre lors d'un encastrement des micropieux dans un substratum rigide.

Introduction générale

Les fondations sur micropieux sont utilisées pour la construction de nouveaux ouvrages et pour le renforcement des ouvrages existants. Leur grand intérêt réside dans la facilité de leur installation, en particulier dans les sites à accès difficile. Les micropieux sont caractérisés par une haute flexibilité et une bonne ductilité, propriétés bien appréciées pour la construction des ouvrages exposés à des risques sismiques. Ce constat s'appuie sur des règles de l'art et sur des observations post-sismiques qui ont révélé que des pieux en acier et de petit diamètre ont dans l'ensemble mieux résisté aux chargements sismiques que des pieux en béton armé et de grand diamètre.

L'utilisation des équipements légers et non encombrants dans la réalisation de micropieux et la possibilité d'obtenir des capacités portantes élevées grâce à des systèmes d'injection à haute pression, ont rendu l'utilisation des micropieux très compétitive en particulier dans les zones à accès difficile. Ceci explique le succès d'emploi de micropieux que ce soit comme éléments de fondations pour des nouvelles constructions ou pour des applications de renforcement de sol. A titre d'exemple, des pieux à large diamètre étaient pressentis pour des viaducs autour de la ville de Naples. Cette solution a dû être abandonnée en faveur d'une solution en micropieux à cause de l'existence de vastes blocs de roche et des difficultés d'exécution des pieux (Mason J. A. 2001).

Par ailleurs, les micropieux sont intéressants pour la réparation des ouvrages ayant subi des dommages sismiques. En effet, cette technique offre aux ingénieurs de nombreuses possibilités de conception (nombre, inclinaison, disposition,..) et une facilité d'installation qui rendent leur utilisation compétitive, en particulier dans les zones à accès difficile. On trouve dans la littérature des exemples d'utilisation de micropieux pour la réparation ou le renforcement des ouvrages en zone sismique. A titre d'exemple, on peut citer le renforcement d'une fondation lors de la réparation du connecteur du « CALTRANS North Connector » (Pearlman et al., 1993) et l'utilisation d'un réseau de micropieux pour améliorer la stabilité

d'une tour exposée à un risque sismique dans la ville de Mosoul en Irak (Lizzi et Carnevale, 1981).

Les micropieux peuvent être utilisés comme technique de renforcement de sols. Ils permettent de créer un composite sol-micropieux présentant des propriétés mécaniques intéressantes, notamment en terme de rigidité et de résistance. L'utilisation des micropieux comme technique de renforcement présente un intérêt particulier pour les sites exposés au risque sismique et composés de sols médiocres ou liquéfiables. En effet, cette utilisation confère au sol un confinement, une cohésion apparente et une rigidité qui permettent de réduire le mouvement du sol, et de réduire ainsi le risque de liquéfaction.

L'étude du comportement sismique des micropieux bénéficie d'une littérature abondante sur le comportement sismique des pieux (Tajimi, 1969, Novak et al., 1978, Kagawa & Kraft, 1980, Mizuno et al., 1984, Tazoh et al., 1987, Kaynia & Kausel, 1982, Gazetas & Dobry, 1984). Ces travaux montrent que le calcul de pieux sous chargement sismique constitue un problème fort complexe, car il fait intervenir les interactions sol-pieux, pieu-pieu, pieux-chevêtre et l'ensemble pieux-chevêtre-sol avec la structure. Il dépend également des fréquences mises en jeu telles que la fréquence du chargement, la fréquence de la structure, la fréquence du massif du sol et la fréquence de la fondation.

Le calcul de micropieux en zone sismique nécessite des méthodes spécifiques qui doivent prendre en compte les aspects particuliers des micropieux, à savoir leur flexibilité, leur ductilité, et leur utilisation en grand nombre avec éventuellement des éléments inclinés (groupes et réseaux de micropieux). L'étude de ces aspects est récente ; elle a démarré dans le cadre du projet National FOREVER en collaboration avec l'Université Polytechnique de New York et la FHWA (Federal Highway Administration). Le présent travail s'inscrit dans ce cadre. Il vise à apporter une meilleure compréhension des mécanismes de fonctionnement des micropieux sous chargement sismique. L'étude est réalisée en utilisant une modélisation tridimensionnelle par éléments finis intégrant en un seul calcul les quatre éléments du problème, à savoir le sol, les micropieux, le chevêtre et la structure. Cette approche globale permet d'analyser d'une manière fine des aspects spécifiques du problème, notamment l'effet de groupe, l'interaction cinématique, l'interaction inertielle, l'intérêt d'une utilisation des éléments inclinés, les conditions de liaison micropieux-chevêtre et le caractère hétérogène du sol. Dans le présent travail, on s'est intéressé à des aspects particuliers, notamment l'effet de

groupe, l'intérêt d'utiliser des micropieux inclinés en site sismique et l'influence des conditions en tête et en pointe sur la réponse des micropieux à un chargement sismique.

Le travail de thèse est présenté en quatre chapitres.

Le premier chapitre comporte une synthèse bibliographique des travaux réalisés sur le comportement des pieux et des micropieux sous chargement sismique. On y présente le classement des micropieux, les mécanismes d'interaction sol-pieux-structure et leur modélisation.

Dans le second chapitre, on présente une analyse par éléments finis de l'effet de groupe dans le cas des minipieux et des micropieux. L'étude est réalisée en faisant varier le nombre de micropieux et leurs espacement et rigidité.

Le troisième chapitre est consacré à l'étude du comportement des micropieux inclinés sous chargement sismique. Cette étude permet de bien comprendre l'influence de l'inclinaison sur la réponse des micropieux et de juger de l'utilité d'utiliser ce type de configuration en zone sismique.

Le quatrième chapitre traite des aspects particuliers des micropieux, notamment l'influence des conditions de liaison micropieux-chevêtre sur leur réponse à un chargement sismique et les précautions à prendre lors d'un encastrement des micropieux dans un substratum rigide.

CHAPITRE I

Etude du comportement sismique de micropieux : Analyse bibliographique

1.1 Introduction

Les fondations sur micropieux sont utilisées pour la construction de nouveaux ouvrages et pour le renforcement des ouvrages existants. La facilité de leur installation, en particulier dans des sites à accès difficile, constitue leur principal atout. Leur utilisation en site sismique présente de grands avantages, car ce système de fondation est caractérisé par une bonne flexibilité et ductilité, propriétés très appréciées pour les ouvrages exposés à des risques sismiques. Les observations sur site (Lizzi & Carnevale 1981, Pearlman et al. 1993, Mason 1993, Herbst 1994) ainsi que des recherches récemment menées ont démontré que le système de micropieux fournit un moyen fiable parmi les techniques de renforcement de sol. Ces propos ont été également confirmés par l'analyse de dommages subis par les fondations lors du séisme de Kobé, qui a montré que les pieux en acier de petit diamètre ont bien résisté aux efforts sismiques en comparaison avec les pieux en béton armé de grand diamètre (Tokimatsu et al. 1996). Ce constat plaide en faveur de l'utilisation de micropieux ayant comme principaux avantages leur flexibilité et ductilité.

L'étude du comportement sismique de micropieux est récente. En France, elle a démarré dans le cadre du projet FOREVER, en collaboration avec l'Université Polytechnique de New York et la FHWA (Federal Highway Administration). Ces travaux ont mis en œuvre d'importants moyens expérimentaux et de modélisation, notamment des essais en centrifugeuse (Juran et al., FOREVER 2002) et une modélisation tridimensionnelle par éléments finis (Shahrour et al., FOREVER 2002). Ils ont été menés dans le but de mieux comprendre le comportement de micropieux sous chargement sismique et de proposer des recommandations pour la conception et le calcul de micropieux en site sismique.

Le calcul de micropieux en zone sismique nécessite des méthodes spécifiques, car on doit prendre en compte non seulement le caractère tridimensionnel du problème et son aspect

dynamique, mais également les aspects particuliers de micropieux, à savoir leur flexibilité, ductilité et leur utilisation en grand nombre avec éventuellement des éléments inclinés.

La littérature abondante sur le comportement sismique de pieux peut être très bénéfique pour l'analyse de micropieux en site sismique. Les différents travaux montrent que le calcul de pieux sous chargement sismique constitue un problème fort complexe, puisqu'il fait intervenir les interactions sol-pieux, pieu-pieu, pieu-chevêtre et l'ensemble pieux-chevêtre-sol avec la superstructure.

Après un aperçu sur le développement de micropieux, nous présentons une synthèse de travaux menés sur le comportement sismique de pieux. Toutefois nous discutons si ces résultats peuvent être exploitables pour les micropieux, en comparant les résultats récemment obtenus pour ces derniers avec le cas de pieux. A titre d'exemple, les tests réalisés avec des tables vibrantes peuvent fournir des notions intéressantes, puisque ces expérimentations sont généralement réalisées avec des pieux de petit diamètre.

1.2 Origine et développement de micropieux

1.2.1 Historique

Comme la majorité des problèmes d'ingénierie, la pression et la nécessité étaient à la base du développement des systèmes de pieux et de micropieux. Depuis plusieurs décennies, le système de pieux a démontré sa fiabilité et son efficacité comme système de fondation.

Après l'établissement du premier règlement concernant les pieux (règlement allemand DIN), les circonstances n'étaient plus les mêmes que pendant la guerre. En effet, à force de pratiquer avec le temps, il y a eu une réflexion suffisante sur différents aspects du problème. Des diamètres importants posent de sérieuses difficultés pour le forage et le coulage du béton, ce qui a pour effet une perte supplémentaire du temps. Les tests de chargement ont montré qu'un surcroît de diamètre tend à diminuer le frottement unitaire. Ces arguments associés avec d'autres constatations ont suscité la curiosité qui a conduit à des interrogations telle que : pourquoi ne pas utiliser des pieux de petit diamètre ? C'est plus simple, moins coûteux et anticipe une plus grande capacité portante. D'où la naissance de pieux de petit diamètre ou pseudo-micropieux. Ils ont été initialement conçus en Italie dans les années 50.

Fernando Lizzi est considéré l'initiateur ou le père de micropieux. Il a développé le système de "*Palo radice*" pour les applications de réparation et de reprise en sous œuvre des constructions. La "*Palo radice*" consistait en un groupe ou un réseau de pieux de petit diamètre et qui peut contenir des éléments inclinés. Dans la phase d'après-guerre, deux problèmes capitaux étaient posés :

- la restauration des anciens bâtiments, en particulier les monuments ;
- la prévention contre le glissement de terrains, surtout lié à l'instabilité de sol causée par la construction de nouvelles autoroutes, de grandes lignes ...

La "*Palo radice*" présentait une solution appropriée et adéquate pour ces deux problèmes avec les avantages suivants (Lizzi 2002) :

- l'utilisation d'équipements modestes et non encombrants ;
- une capacité portante élevée ;
- des tassements limités ;
- la possibilité d'entrelacer la maçonnerie existante ;
- éviter d'altérer l'équilibre naturel du sol en place du fait d'une pression utilisée relativement modérée ;
- effet de groupe positif.

Ajoutons que le système de groupe forme une masse solide ou un bloc offrant une plus grande capacité portante. Cette technique de "*Palo radice*" a permis de préserver et de protéger plusieurs tours. A titre d'exemple, on cite la tour Burano à Venise confortée en 1965, le minaret de Mosul conforté en 1980 et le pont des Trois Arches à Venise (Lizzi 1981 ; Mason 2001 ; Lizzi 2002).

1.2.2 Micropieux en acier

Les différents arguments et exemples mentionnés ont montré l'efficacité et la performance de pieux de petit diamètre utilisés en grand nombre via l'effet de groupe ou l'effet de réseau en comparaison avec leur charge limite individuelle.

Toutefois, des plus forts chargements exigent une plus haute résistance, d'où l'idée des micropieux en acier. En supplément de l'acier qui constitue l'élément porteur, plusieurs systèmes d'injection de pression de forage ont été élaborés afin d'améliorer le frottement

latéral avec le sol, qui reste à la base de leur capacité portante. Cette conception a favorisé la substitution des pieux par des micropieux dans beaucoup de projets, et a contribué au succès de micropieux que ce soit comme éléments de fondations pour des nouvelles constructions ou pour les applications de renforcement du sol.

A titre d'exemple, des pieux de grands diamètres étaient la solution préliminaire de quelques gros viaducs autour de la ville de Naples. Cependant, cette solution était presque inadéquate à cause de l'existence de vastes blocs de roche. Le recours aux micropieux a rendu le travail plus efficace et plus rapide (Mason J. A. 2001).

1.2.3 Différence entre la "Palo-Radice" et les micropieux en acier

Malgré quelques ressemblances comme le fait d'avoir un petit diamètre, il existe des différences fondamentales entre le système primitif de "Palo radice" et les micropieux en acier. En effet, la particularité du premier système réside dans la haute cohésion avec un sol légèrement remanié, tandis que le second acquiert son originalité de par la capacité portante très élevée de l'acier. Dans ce cas, le sol est soumis à des pressions de forage très élevées en particulier dans la partie inférieure du fût. Ajoutons que les propriétés élastiques (raccourcissement) de l'acier pouvant occasionner des tassements prononcés.

1.2.4 Classement de micropieux

La classification des micropieux s'appuie sur deux critères (Bruce et al. 1997 - FOREVER 2002) :

- Mode de construction ou de mise en place,
- mécanisme de comportement.

Le classement basé sur le premier critère prend en compte les différentes étapes de construction des micropieux. Pour cela, des éléments en acier de haute résistance sont mis en place avec un forage permettant le transfert par frottement des charges appliquées entre l'acier et le sol.

◆ 1.2.4.1 Mode de construction

Le chapitre 7 du DTU 13.2 est consacré aux différents aspects liés aux micropieux à savoir leurs caractéristiques, la disposition constructive, la mise en œuvre et les contraintes de dimensionnement. Selon ce document, il existe quatre types de micropieux : types I, II, III et IV.

Le premier type est le seul qui peut être dépourvu d'armatures. Il se caractérise par une faible résistance à la flexion. En cas d'utilisation d'armatures, l'acier doit être vérifié suivant le règlement de calcul de béton armé. Les trois derniers types sont des pieux forés, avec une possibilité de lançage ou de battage suivant le sol pour les types II et III. Le type IV est réalisé avec une injection répétitive à une pression supérieure à 1 MPa.

Le règlement exige au moins un essai de portance dans le cas de l'utilisation de 200 micropieux travaillant en compression ou 50 micropieux travaillant en traction. Pour les micropieux de types II, III et IV la section d'acier est seule prise en compte dans les calculs et une vérification au flambement est également exigée. La contrainte de calcul de l'acier sous sollicitations ELS "Etat Limite de Service" est égale à la moitié de la limite élastique et sous sollicitations ELU "Etat Limite Ultime" aux 3/4 de la limite élastique. Lorsqu'il y a un risque de corrosion, une section réduite d'acier est prise en compte dans les calculs, sauf dispositions particulières pour éviter la corrosion.

Le frottement latéral du sol est celui d'un pieu foré simple dans le cas des pieux type I et II (chapitre 11 du DTU 13.2). Pour les deux autres types, ce frottement est calculé couche par couche en supposant que le fût du micropieu a le diamètre de l'outil de forage, multiplié par 1,2 pour les micropieux type III et par 1,5 pour les micropieux type IV.

Selon l'Eurocode, les micropieux sont des pieux de diamètre < 15 cm lorsqu'il s'agit des pieux battus, et de diamètre < 30 cm dans le cas des pieux forés. Leur vérification est celle d'un pieu traditionnel (Eurocode7, ENV 1997).

D'après Fukui (2002), on distingue au Japon trois types de micropieux : HC (High capacity micropile), ST (strong tubix micropile) et MH (Multi-Helix Micropile). Des schémas illustrant ces différents types de micropieux sont fournis en annexe 1.

Aux Etats Unis, la FHWA a lancé plusieurs programmes de recherche sur les micropieux. D'après Bruce et al. (1997), il existe 4 types de micropieux (A, B, C et D) en fonction de la méthode de réalisation et la pression de forage. Cette classification ressemble à la classification du DTU 13.2 déjà présentée. Un manuel de FHWA publié en juin 2000, traite plusieurs thèmes à savoir : la classification et les types des micropieux, la technique d'installation, les matériaux utilisés et la méthodologie de calcul (FHWA – SA – 97 – 070, 2000).

◆ 1.2.4.2 Mode de comportement (Groupe et réseaux)

La conception de micropieux est fondée sur la philosophie du comportement qui classe les micropieux en deux catégories :

- Les micropieux utilisés comme éléments de fondation recevant directement les charges axiales ou latérales (CAS 1 ou groupes).
- Les micropieux utilisés pour le renforcement de sol avec souvent des éléments inclinés (CAS 2 ou réseaux).

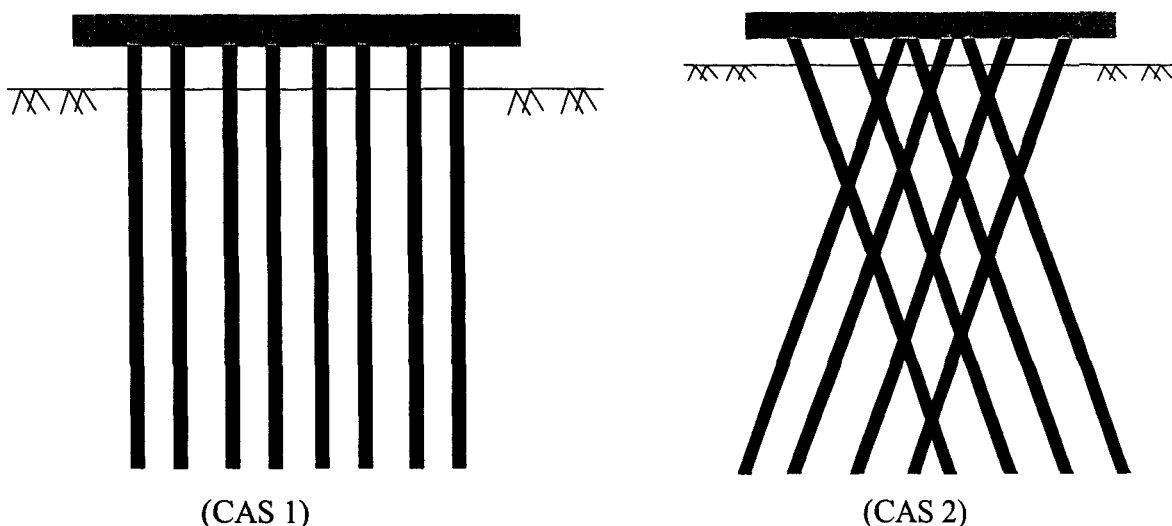


Figure 1.1 Groupe et Réseau de micropieux

Suivant le manuel d'exécution de la FHWA 2000 (FHWA – SA – 97 – 070), au moins 90% des applications internationales de micropieux relèvent du cas 1, c'est à dire des micropieux utilisés comme éléments de fondation.

En se référant à Lizzi (1978), la deuxième catégorie (CAS 2) consiste à utiliser un réseau tridimensionnel de micropieux dans le but de créer un système composite sol/réseau. Selon cette conception, les micropieux ne sont plus calculés individuellement comme éléments de support recevant directement la charge appliquée mais ils forment une sorte de "structure composite" ou un "bloc solide" qui transmet la charge avec un minimum de déformations.

Comme il a été démontré par Lizzi (1982), le comportement de micropieux dépend de l'effet de groupe ou de réseau qui peuvent améliorer sensiblement leur réponse. Selon Lizzi, le choix entre les groupes et les réseaux est conditionné par l'importance de la charge appliquée. Si celle-ci n'est pas très grande, la densité de pieux sous la fondation n'est pas très élevée, dans ce cas il est pertinent d'utiliser la solution de groupe. En revanche, si le nombre d'éléments à placer sous la fondation est grand, il est recommandé d'adopter la solution en réseaux. Les pieux seront placés à des distances très proches, mais en général supérieures à trois diamètres (Lizzi 2002).

1.3 Aspect sismique pieux / micropieux

Les fondations sur pieux ne présentent pas d'effet de groupe positif à cause de la forte altération du sol par le forage. En conséquence, un espacement suffisamment grand s'impose, afin d'éviter un éventuel effet de groupe négatif. Comme il a été présenté, un effet de groupe positif a été observé pour le système de Palo-radice. Est ce qu'on peut s'imaginer un effet similaire pour les micropieux en acier ? En effet, l'expérience plaide en faveur de l'affirmation d'un tel effet. Les pieux de petit diamètre ont montré leur effet positif pour le problème de fondations, notamment pour le problème de reprise en sous œuvre en site sismique (Mason 1993, Pearlman et al. 1993, Herbst 1994,..). Il est évident que les micropieux caractérisés par leur haute ductilité et flexibilité et leur forte capacité portante peuvent être utilisés pour ce type d'applications.

En réalité, la mise en place de micropieux en acier peut altérer le sol par l'application des hautes pressions. Pourtant, il est également certain que l'injection améliore sensiblement la résistance globale du sol. Il est évident qu'un espacement suffisamment faible est essentiel pour avoir un effet de groupe ou de réseau. Toutefois, plusieurs interrogations demeurent sans réponse surtout pour les applications sismiques :

- est-il possible d'évaluer l'effet de groupe ou de réseau ?
- quels sont les principaux paramètres dont dépend cet effet ?
- quelle est la différence entre le groupe et le réseau ?
- quel est l'impact d'une éventuelle inclinaison ?
- comment les conditions de liaison avec le chevêtre et éventuellement d'encastrement dans un substratum rigide peuvent-elles affecter le comportement de micropieux ?

1.4 Problème de l'interaction sol-structure

1.4.1 Mécanisme d'interaction

Les observations et des analyses post-sismiques montrent que l'interaction sol-fondation-superstructure joue un rôle primordial dans les dommages sismiques subis par les pieux et les structures (Kagawa 1980, Mizuno 1987, Boulanger et al. 1998-1999, Miura 2002,..). Une synthèse de travaux expérimentaux réalisés en centrifugeuse ou (et) à 1g, et des travaux de modélisation numérique sont très utiles pour comprendre le mécanisme d'interaction sol-pieu-superstructure. Vis à vis d'une excitation sismique, deux phénomènes importants apparaissent :

- Les pieux, forcés à suivre le mouvement du sol, tendent à résister par leur rigidité. En conséquence, des réflexions et dispersions d'ondes prennent naissance et les pieux peuvent avoir un déplacement différent de celui du sol en champ libre.
- Le mouvement de la fondation induit des vibrations dans la superstructure ; les forces d'inertie, générées dans la superstructure, produisent des efforts dynamiques qui seront transmis aux pieux et au sol en contact.

Ces deux phénomènes prennent naissance simultanément avec un petit décalage de temps. Ils correspondent respectivement à l'*interaction cinématique* et l'*interaction inertielle*.

1.4.2 Modes de rupture

Les modes de rupture observés suite à des séismes sont variés. Ils sont directement liés aux interactions cinématique et inertielle. La figure 1.2 illustre différents modes de rupture d'un groupe de pieux soumis à un chargement sismique. Ces ruptures résultent de plusieurs facteurs, notamment du développement de contraintes élevées en tête du pieu ou dans le chevêtre, du tassement excessif du sol et de la concentration des efforts à l'interface entre des couches de sol de rigidités différentes.

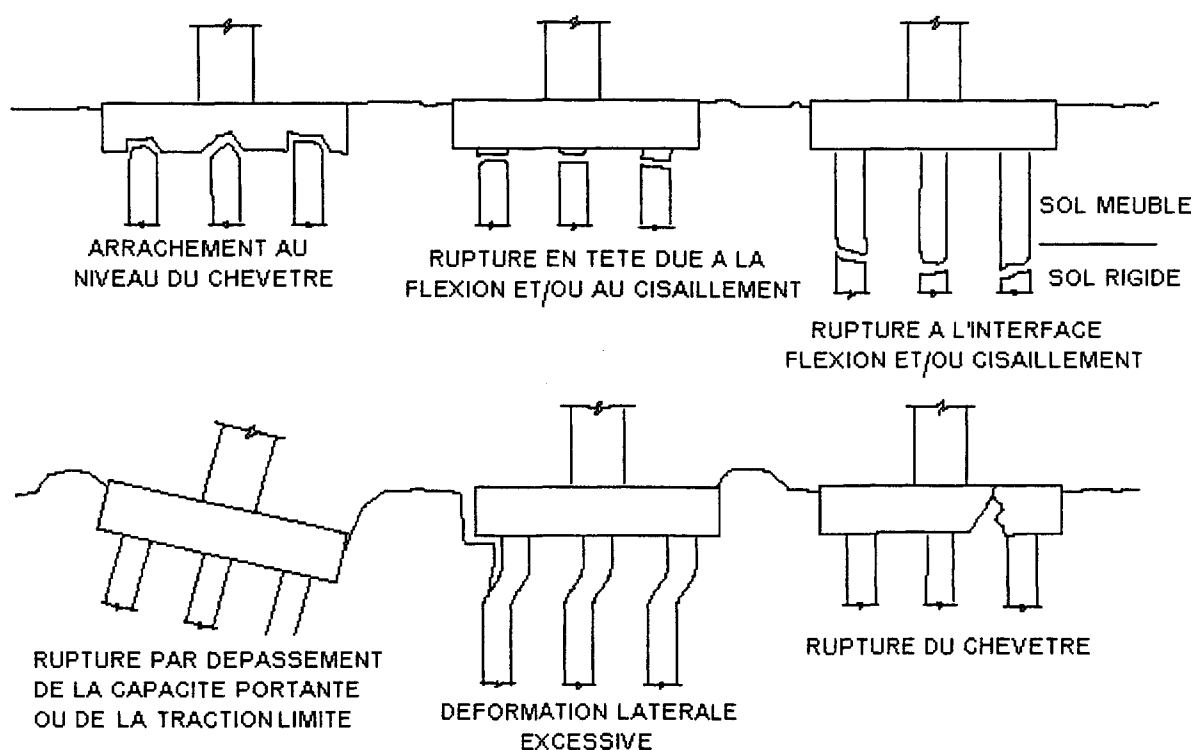


Figure 1.2 Modes de rupture observés lors des tremblements de terre (Wilson 1998)

Ross & Seed (1969) ont décrit plusieurs ruptures de pieux supportant des superstructures. CNEL-ENEL (1976) a analysé la rupture en Italie des pieux supportant deux ponts. Mizuno (1987) a montré que beaucoup de ruptures dans les pieux proviennent de la transmission des forces d'inertie. Ces ruptures sont dues à des valeurs élevées de l'effort tranchant et du moment fléchissant au voisinage de la tête de pieux.

Comme il a été signalé par Miura (2002), Okahara et al. (1997) ont examiné plusieurs ruptures dans les pieux de fondation de ponts-autoroutes provoquées par le séisme Hyogoken-

nanbu en 1995. Ils ont constaté que la majorité de dégâts est causée par la liquéfaction du sol. Toutefois d'autres modes de ruptures ont été observés. Un grand nombre de ruptures a été constaté pour des pieux sans superstructure. Elles étaient dues soit à la liquéfaction, soit à la présence d'une interface de deux couches de rigidités différentes. En d'autres termes, on ne doit pas considérer uniquement l'effet inertiel induit par la superstructure, mais aussi la répercussion du déplacement du sol lors du séisme sur les efforts dans les pieux.

La réponse du système peut être obtenue en superposant les effets des deux interactions cinématique et inertielle. Une étude de chacun de ces deux phénomènes est primordiale afin de bien comprendre le mécanisme d'interaction sol-pieu/micropieu-structure.

1.4.3 Interaction cinématique

Il est raisonnable de penser qu'une grande efficacité des pieux peut être obtenue en augmentant leur diamètre et par conséquent leur rigidité. Dans ce cas, les pieux peuvent supporter des forces inertielles plus élevées. Cependant, il faut noter qu'une plus grande rigidité à la flexion induit un plus grand effet cinématique dans le sol et peut conduire à des moments fléchissants très élevés dans les pieux. En conclusion, les éléments doivent non seulement résister à des charges inertielles importantes, mais encore être suffisamment flexibles pour résister à des éventuels déplacements importants du sol. Les micropieux avec leur flexibilité et leur grande capacité semblent apporter une solution pertinente à ces attentes.

◆ 1.4.3.1 - Méthodes d'analyse

Le problème sismique de pieux a été traité par plusieurs approches. On distingue les approches simplifiées notamment l'approche de Winkler, et des approches plus élaborées prenant en compte le sol et les pieux.

La méthode de Winkler (« Beam on Dynamic Winkler Foundation ») est largement utilisée dans le calcul sismique de pieux. Ce modèle a été initialement conçu pour des applications en statique, ensuite il a été étendu avec succès aux problèmes dynamiques (Penzien 1970). Le sol est remplacé par des ressorts et des amortisseurs (Fig. 1.3), d'où la notion d'impédance complexe qui prend en compte l'amortissement dû à la radiation d'énergie et au frottement. L'impédance dynamique comporte une partie réelle K_x (rigidité) et une partie

imaginaire C_x (amortissement) : $S_x = K_x + i\omega C_x$ (ω est la fréquence de sollicitation). Ces facteurs de rigidité et d'amortissement sont estimés par plusieurs méthodes, telles que la solution élastodynamique de Novak et al. (1978) et la méthode des éléments finis (Makris et Gazetas 1992, Gazetas et al. 1992-1993, Kavaadas et Gazetas 1993).

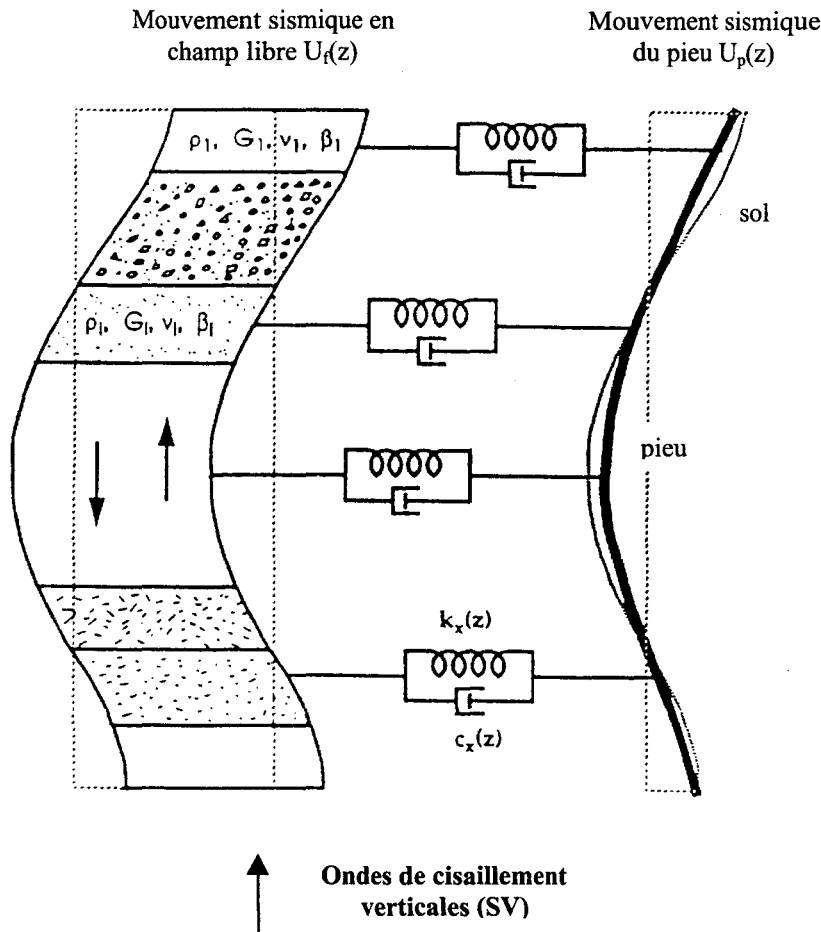


Figure 1.3 Modèle dynamique de Winkler (d'après Gazetas et al. 1998)

En général, les pieux sont utilisés en groupe. Sous chargement statique, l'interaction pieu-pieu réduit la rigidité et la capacité portante. Les données statiques sont utiles pour la dynamique puisque pour des basses fréquences, la rigidité dynamique est proche de la rigidité statique. Des solutions analytiques et numériques ont été développées pour déterminer la réponse dynamique d'un groupe de pieux en s'appuyant sur l'interaction pieu-pieu (Wolf & Von Arx 1978, Dobry et al. 1988..). Cette approche a été également étendue au domaine non linéaire où l'interaction sol-pieu est modélisée par des ressorts non-linéaires (Matlock 1978, Abghari & Chai 1995, Wang et al. 1998..).

Parallèlement aux approches simplifiées, des méthodes numériques plus sophistiquées ont été développées. Elles permettent la prise en compte du caractère tridimensionnel du problème, de l'aspect dynamique et éventuellement du caractère non-linéaire du contact sol-pieux. Ces méthodes font appel à deux techniques de résolution à savoir :

- La méthode des éléments finis. Cette méthode a été largement utilisée pour étudier le comportement d'un pieu isolé ou d'un groupe de pieux. Elle est pertinente pour l'analyse des problèmes à géométrie complexe (Blaney et al. 1976, Roesset et al. 1977-1979, Gazetas et Dobry 1984, Fan et al. 1991).
- Les méthodes des éléments aux frontières. Ces méthodes utilisent des développements semi-analytiques et peuvent décrire la radiation de l'énergie vers l'infini. De telles formulations ont été utilisées pour un pieu isolé et pour un groupe de pieux (Butterfield & Banerjee 1971, Kausel & Peek 1982, Kaynia 1982, Ahmad & Mamoon 1991).

◆ 1.4.3.2 - Bilan et principaux résultats

L'interaction entre pieux par l'intermédiaire du sol, couramment dénommée interaction pieu-sol-pieu, constitue un des aspects fondamentaux du problème sismique de groupes de pieux. La majorité des études portant sur l'interaction cinématique se sont intéressées à l'effet de groupe en particulier à l'influence du nombre de pieux, l'espacement des éléments et la position d'un élément dans le groupe d'un côté, et à l'influence de la rigidité relative sol-pieu et la présence des interfaces dans le sol d'un autre côté.

Effet de groupe

Pour les approches simplifiées et les méthodes d'analyse non directes, les travaux ont été axés sur l'influence de différents paramètres sur les facteurs d'interaction entre pieux. La figure 1.4 présente les facteurs d'interaction horizontaux et verticaux calculés par Kaynia et Kausel (1982) pour un groupe de pieux flottants. On remarque une forte dépendance de ces facteurs avec la fréquence de chargement et bien évidemment de l'espacement.

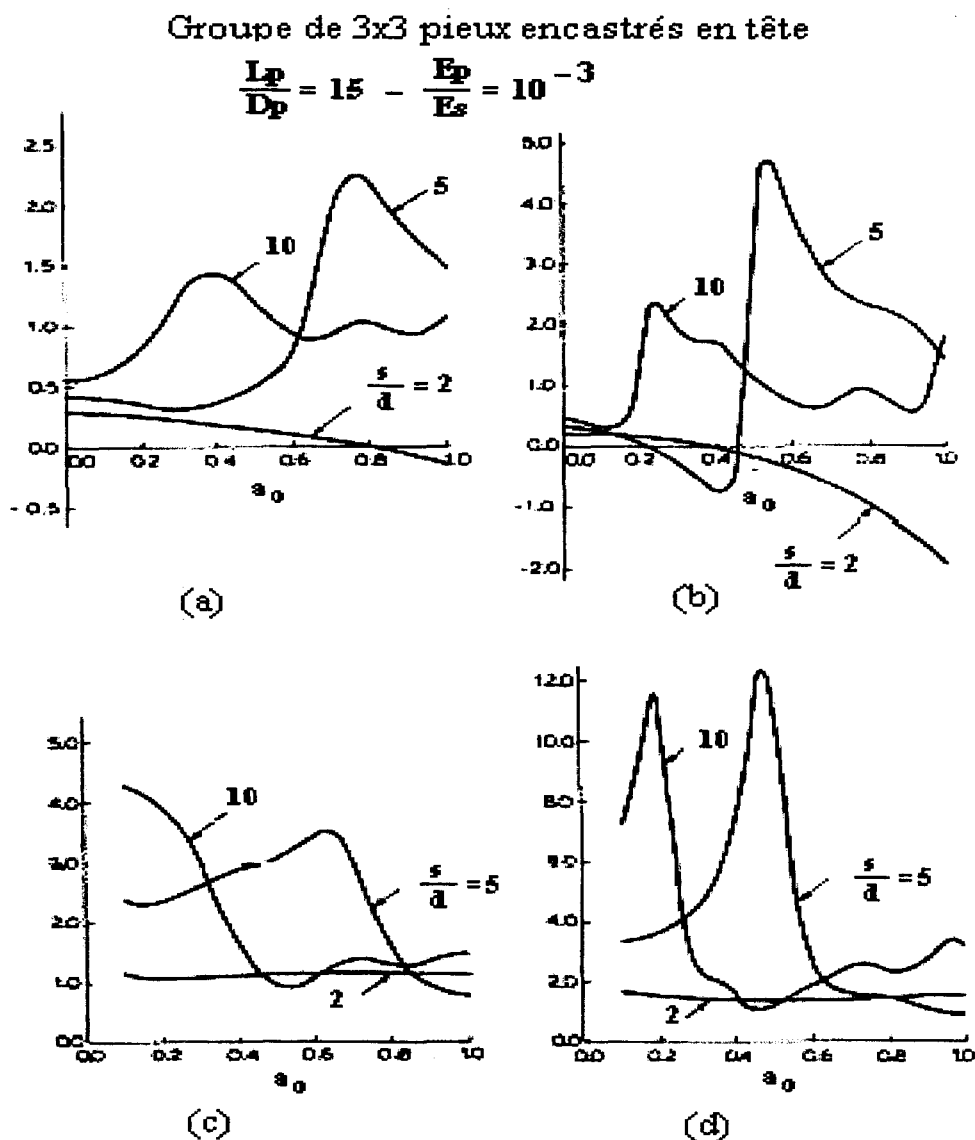


Figure 1.4 Influence de la fréquence de chargement et de l'espacement sur les facteurs de rigidité et d'amortissement dynamiques latéraux et verticaux pour un groupe de 3x3 pieux dans un sol meuble (d'après Kaynia et Kausel 1982) ; a) Rigidité horizontale ; b) Rigidité verticale ; c) Amortissement horizontal ; d) Amortissement vertical ; ($a_0 = \omega D_p / V_s$)

Tazoh et al. (1987-1988) ont réalisé des tests à l'aide d'une table vibrante sur des groupes de 9 pieux fabriqués en plâtre. La figure 1.5 montre l'évolution de l'accélération latérale en tête et à la base des éléments du groupe. On remarque que le pieu central est le moins sollicité, et que les pieux aux coins sont les premiers à subir des dommages. Ce résultat a été confirmé pour les micropieux par des calculs tridimensionnels par éléments finis menés par Ousta (1998) qui a montré un effet de groupe modéré dans les micropieux utilisés pour le renforcement du sol : le moment fléchissant de chaque micropieu est inférieur à celui du micropieu isolé et l'amplitude de ce moment augmente en partant du centre du groupe vers les coins.

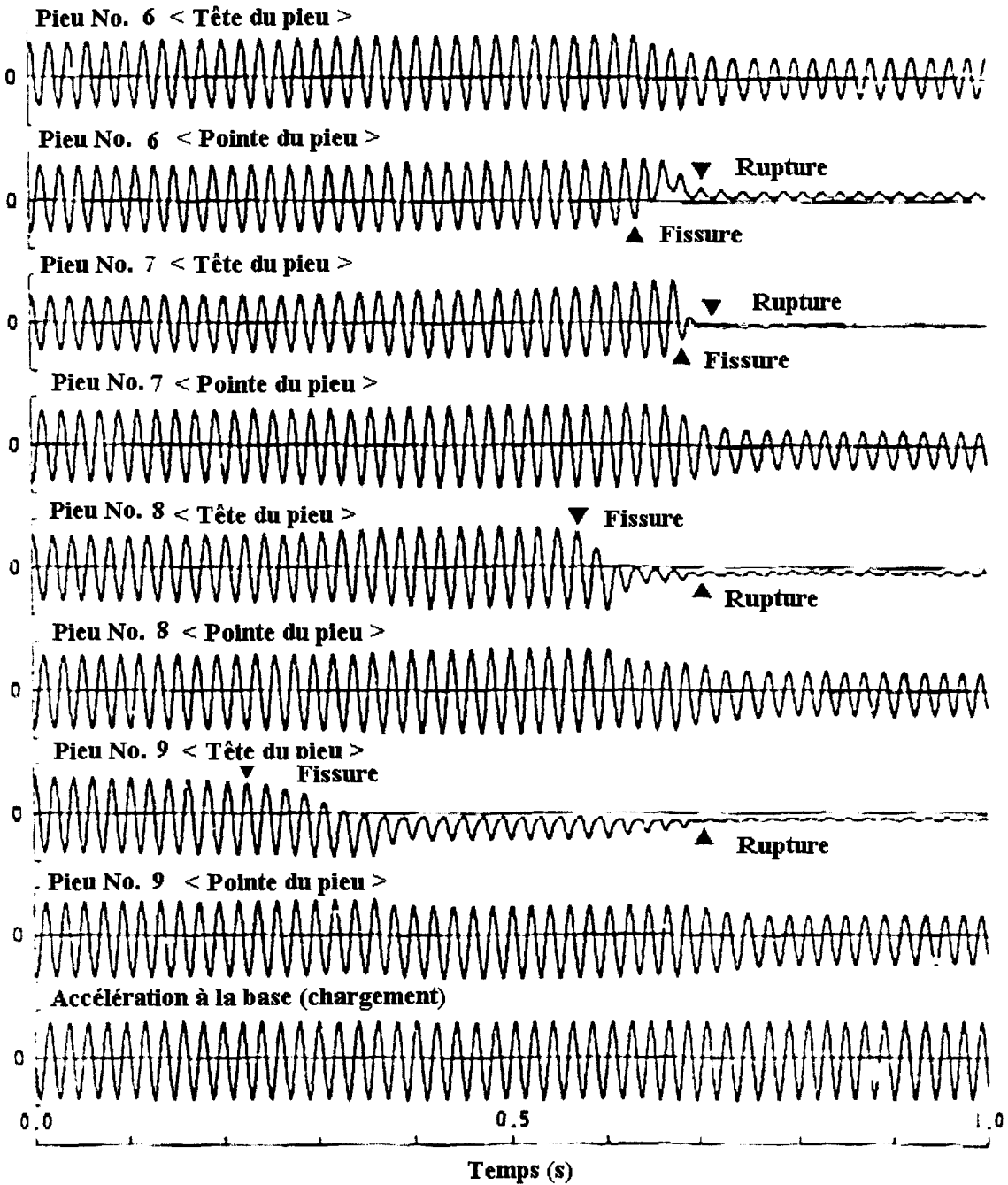
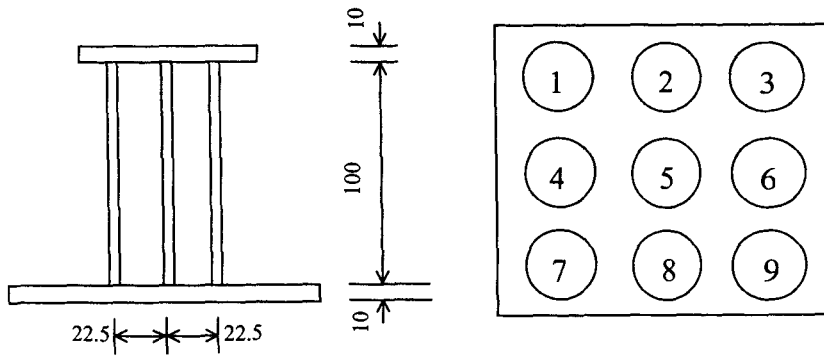


Figure 1.5 Enregistrement des accélérations en tête et à la base des pieux 6,7,8 et 9 (Tazoh et al. 1988)

Rigidité relative et hétérogénéités

Ousta (1998) a également examiné l'influence de la variation de la rigidité relative micropieu/sol sur l'interaction cinématique dans les micropieux. La figure 1.6 montre l'influence de la rigidité relative sur le moment fléchissant normalisé M^* . On constate une augmentation importante du moment fléchissant avec la rigidité relative. A titre d'exemple, pour la fréquence fondamentale du massif, l'augmentation de la rigidité relative de $0,4 \times 10^{-4}$ à $0,35 \times 10^{-3}$ induit une augmentation d'environ 8 fois du moment fléchissant normalisé.

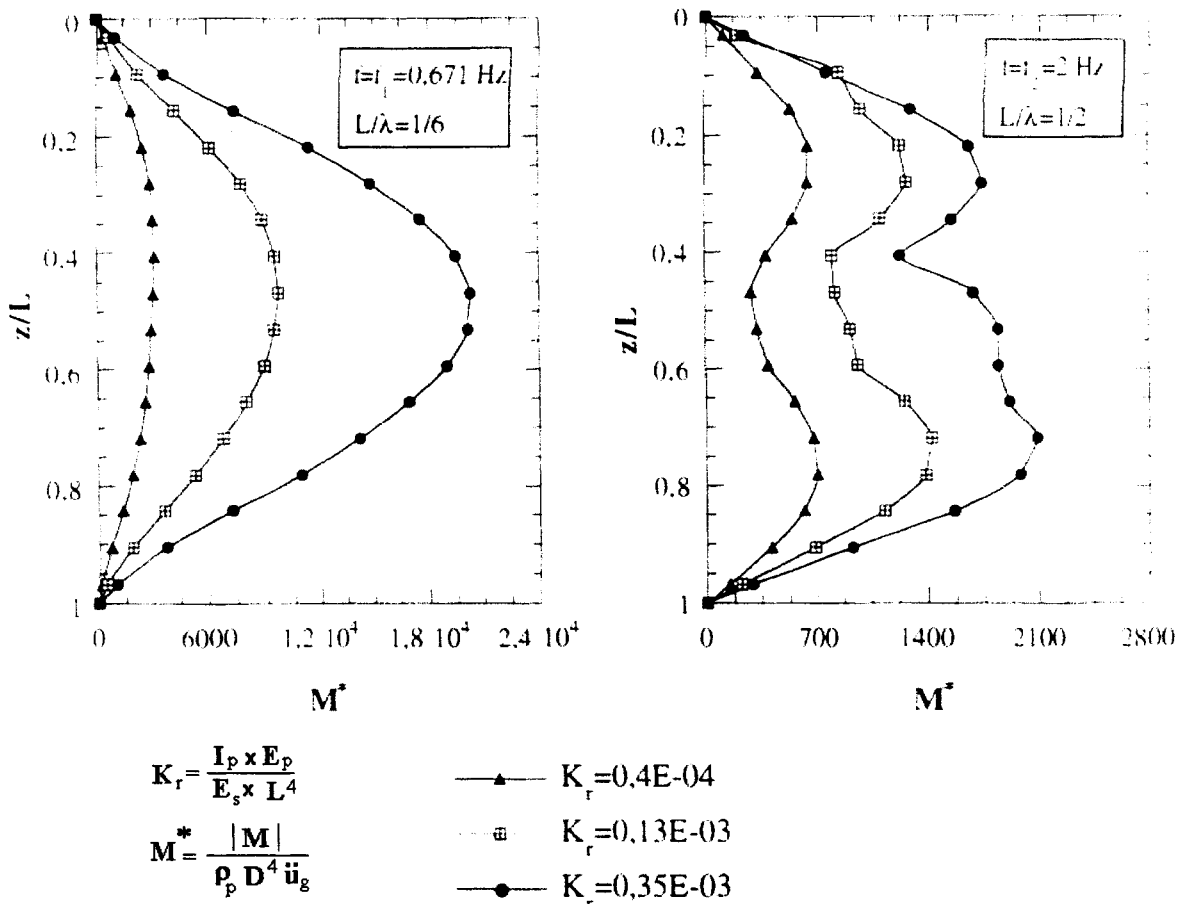


Figure 1.6 Influence de la rigidité relative sur le moment fléchissant dans le micropieu pour un chargement correspondant aux deux premières fréquences propres du sol ($L/D= 50$, amortissement 10% ; d'après Ousta, 1998)

La figure 1.7 montre un exemple de l'influence de la présence d'un sol multicouche sur les facteurs d'interaction calculés. On note que la présence d'un sol multicouche n'est pas très importante sur les facteurs d'interaction latéraux, mais elle induit des efforts importants dans le pieu au niveau des interfaces entre deux couches successives. Un exemple illustrant cet effet est donné sur la figure 1.8 qui donne l'enveloppe du moment fléchissant pour différents profils du sol et pour deux types de condition en tête (libre et encasté). Comme il

est prévu, on trouve une forte valeur de moment fléchissant à l'interface entre les deux couches. Ce moment s'accroît avec l'augmentation du ratio $V1/V2$ ($V1, V2$: vitesses de propagation d'ondes de cisaillement respectivement dans les couches 1 et 2). Ce résultat a été confirmé à l'aide d'une modélisation tridimensionnelle par éléments finis (Chung 2001).

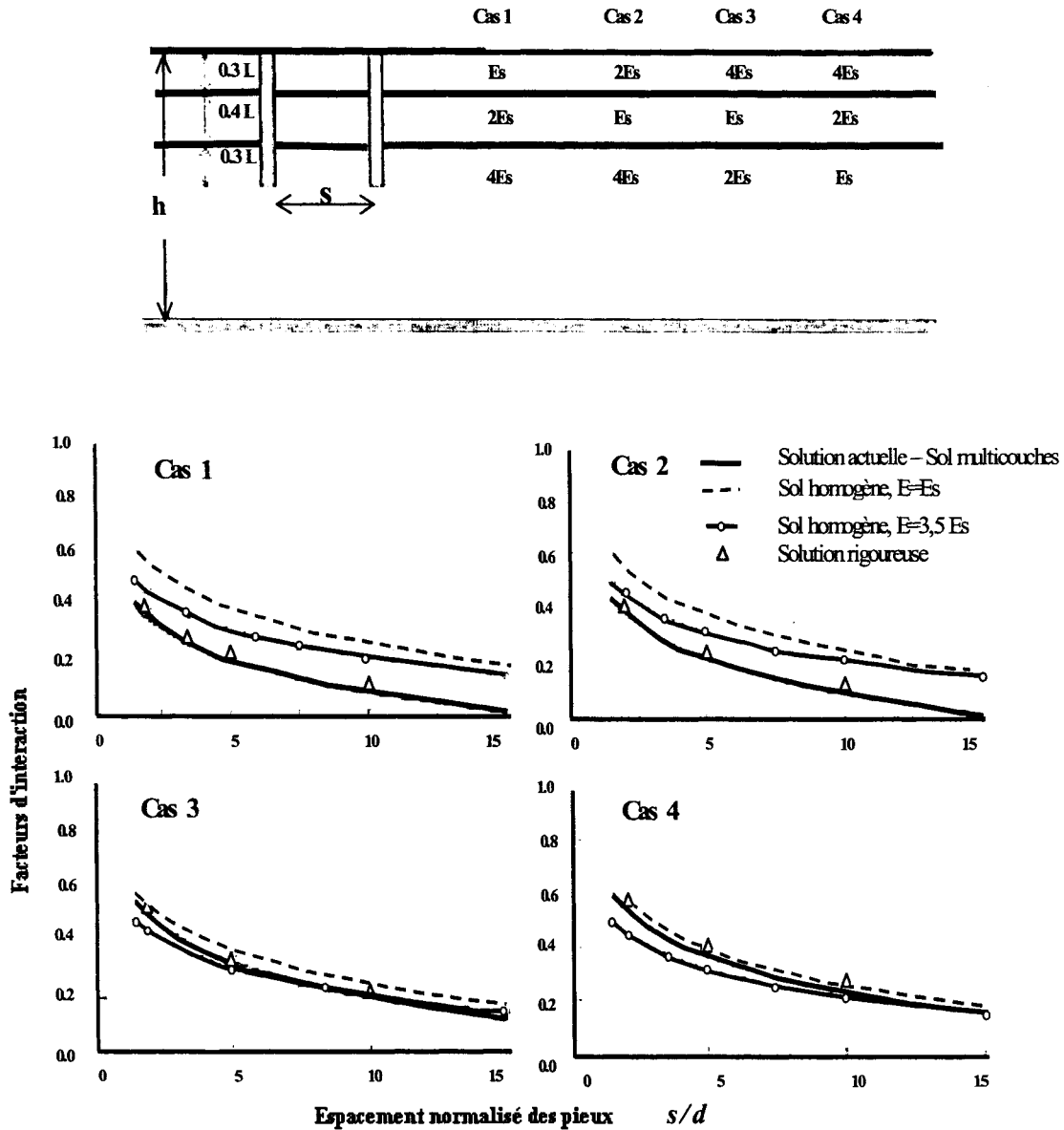


Figure 1.7 Facteurs d'interaction latéraux des pieux dans un sol multicouche ; Comparaison avec la solution numérique de Chow (1987) pour 4 profils du sol ; $E_p / E_s = 1000, L/d = 25, v_s = 0,30$ (d'après Mylonakis, 1995)

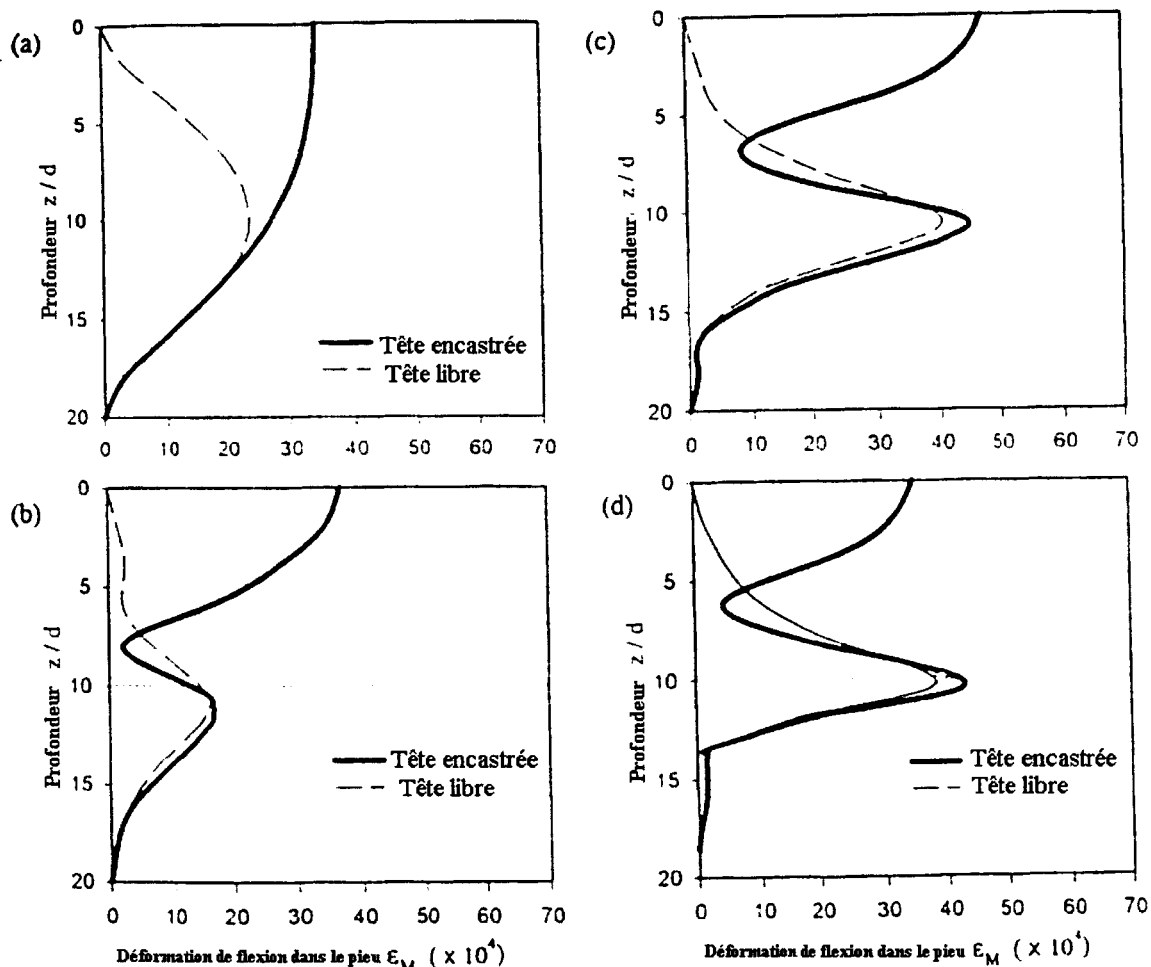


Figure 1.8 Enveloppes des moments fléchissants pour des pieux libres et encastrés en tête ; $L / d = 20$ et $E_p / E_s = 5000$; a) sol homogène ; b) Sol bi-couche avec $V_1 / V_2 = 1/2$; c) Sol bi-couche avec $V_1 / V_2 = 1/4$; d) Sol bi-couche avec $V_1 / V_2 = 1/10$ (d’après Mylonakis et al. 1997)

1.4.4 Interaction inertielle

Le rôle de l’interaction sol-structure était décisif dans l’effondrement du pont de l’autoroute de Hansin en Kobe (1995). Gazetas et Mylonakis (1998) ont présenté une analyse du problème en suggérant qu’une augmentation de la période du système due à l’interaction inertielle est à la base d’un accroissement des sollicitations induites par le séisme.

◆ 1.4.4.1 - Méthodes d’analyse

Comme dans le cas de l’interaction cinématique, différentes formulations ont été proposées pour le problème d’interaction sol-pieu-superstructure. Plusieurs approches simplifiées ont été élaborées pour les pieux isolés. A titre d’exemple, on note les travaux de

Tajimi (1969- 1977), les modèles empiriques non linéaires ("p-y", "t-z", Matlock 1970, Reese 1975), la solution en déformations planes de Novak (Novak 1977-1978, Kagawa et al. 1980) et la méthode de sous-structures utilisée avec le modèle dynamique de Winkler (Penzien 1970, Nogami 1985, Makris & Gazetas 1992, Novak 1993, Mylonakis 1995, El Naggar & Novak 1996, Mylonakis & Gazetas 1997..).

L'analyse du comportement des groupes de pieux a été également traitée par la méthode des éléments finis (Blaney et al. 1976, Kuhlemeyer 1979, Faruque & Desai 1982, Gazetas et Dorby 1984, Liam Finn 1995..) et des éléments aux frontières (Butterfield & Banerjee 1971, Sanchez 1982, Sen et al. 1985, Ahmad & Mamoon 1991..).

Kaynia (1982) et Makris & Gazetas (1992) ont montré que l'effet de groupe est d'une grande importance pour les pieux chargés en tête. Pour un groupe de pieux supportant une superstructure, les principales méthodes utilisées sont :

- Méthode de superposition en utilisant le facteur d'interaction dynamique (Nogami 1985, Makris & Gazetas 1992, Gazetas et al. 1992..).
- Méthode des éléments finis (Wolf et al. 1980-1982, Anandarajah et al. 1995, Kimura et al. 2000 ..).
- Méthode des éléments aux frontières (Kaynia & Kausel 1982, Ke Fan et al. 1991..).

Un calcul tridimensionnel pour le système entier, prenant en considération l'interaction sol-fondation-structure, est devenu possible vue l'avancée rapide des technologies numériques par ordinateur.

Méthodes de sous-structures

La méthode de sous-structures consiste à traiter le problème global en plusieurs étapes successives. Chacune de ces étapes est plus facile à réaliser du point de vue de la modélisation ou du traitement que le problème global. Cette méthode est souvent mise en œuvre en trois étapes (Fig 1.9) :

- i) Détermination du mouvement de la fondation en l'absence de la superstructure **FIM** (foundation input motion). Ce mouvement peut comporter des translations et des rotations. Pour cette étape, le calcul peut être effectué avec des approches analytiques ou

numériques (voir interaction cinématique). La plupart des études étaient consacrées à la modification du mouvement de sol en champ libre.

- ii) Détermination des impédances dynamiques (ressorts et amortisseurs) pour remplacer le sol. Pour chaque mode de vibration, le sol peut être remplacé par des ressorts de rigidité \bar{k} et des amortisseurs de coefficient d'amortissement C . Dans la plupart des cas pratiques, ces impédances sont estimées par des expressions approchées ou à l'aide des abaques construites en utilisant des méthodes analytiques ou numériques (Luco 1974, Kausel & Roesset 1975, Gazetas 1983, Wong & Luco 1985, Dobry & Gazetas 1988, Makris et al. 1994 ..)
- iii) Calcul de la réponse de la superstructure supportée par des ressorts et des amortisseurs et soumise au mouvement d'interaction cinématique (FIM), et éventuellement calcul de contraintes supplémentaires induites par les forces inertielles et qui sont appliquées sur la fondation.

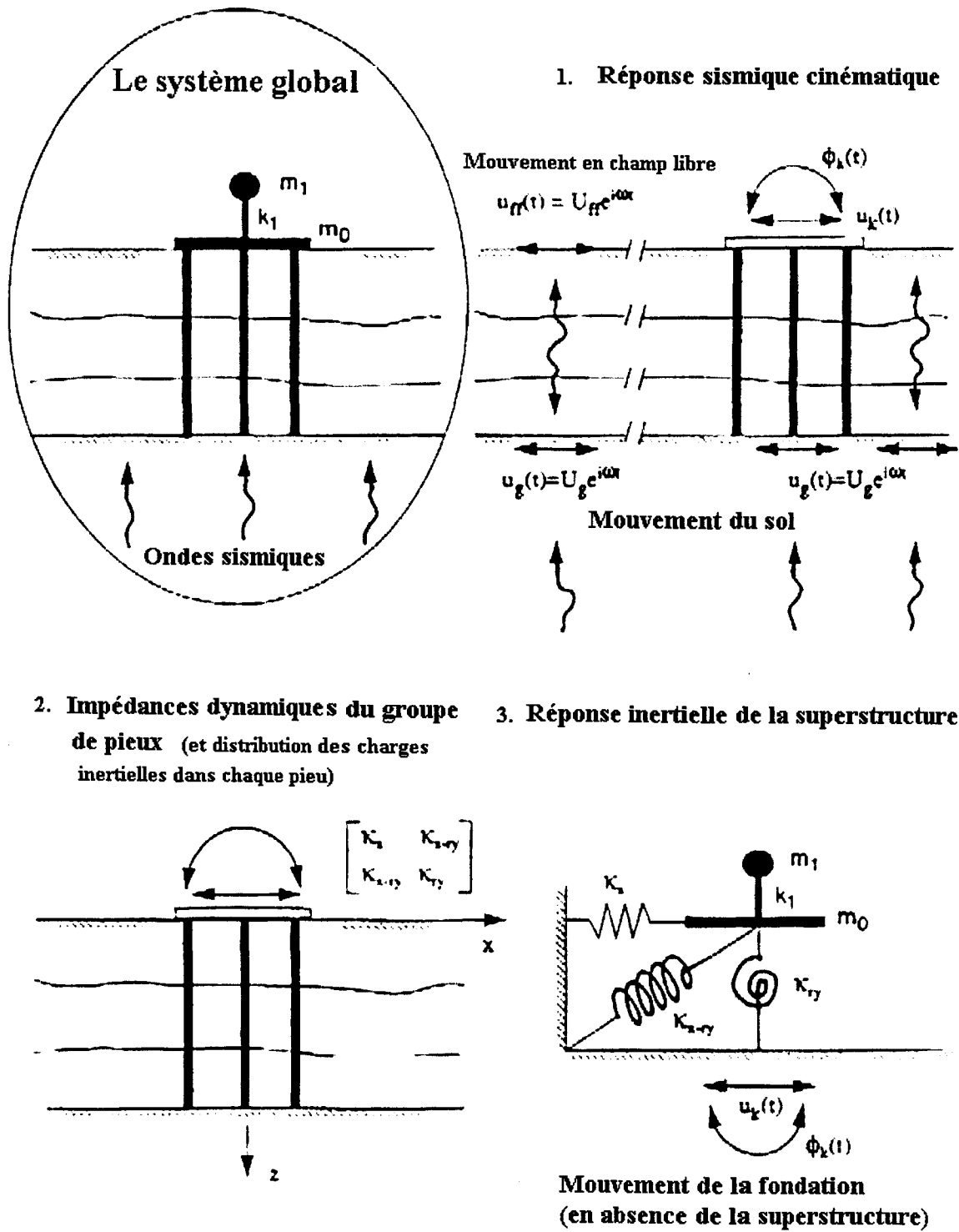


Figure 1.9 Procédure générale de l'interaction sismique sol-pieu-fondation-structure (d'après Gazetas et al. 1992)

Makris & Gazetas (1996) ont utilisé la méthode de sous-structures pour analyser le pont du Rio Dell en Californie qui a été soumis en 1992 au séisme de Pétrolia. Trois approches ont été examinées (A, B et C). La figure 1.10 compare les résultats obtenus en utilisant ces trois approches avec la réponse enregistrée. Elle montre que la première approche reproduit mieux les valeurs des déplacements et des accélérations en comparaison avec les approches B et C où les accélérations sont respectivement sous-estimées et surestimées. Les auteurs ont conclu qu'une pauvre modélisation de la fondation affecte radicalement la réponse de la superstructure. En effet, avec l'approche C les résultats sont erronés ; ceci est dû à l'absence de la dissipation d'énergie à travers la fondation (pas d'énergie d'amortissement radial). Toutefois, pour des fortes excitations, l'analyse nécessite un modèle non-linéaire plus représentatif de la réalité.

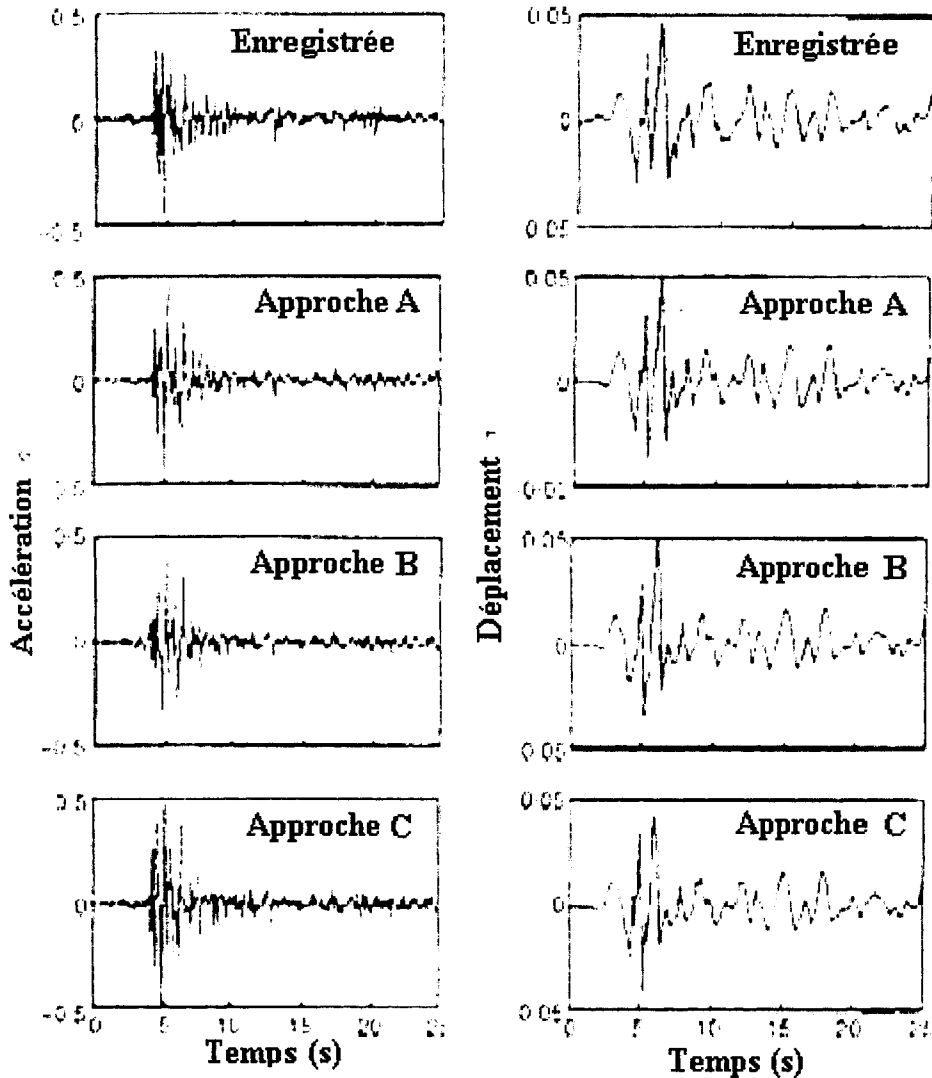
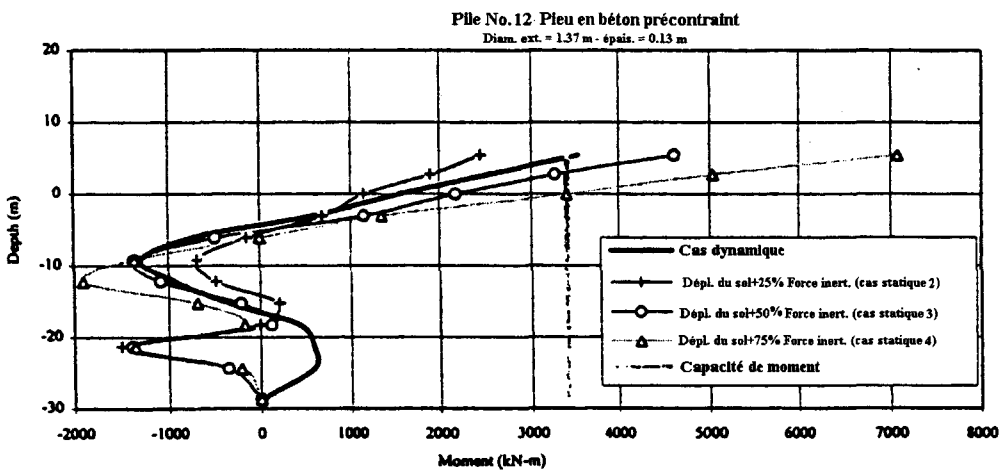
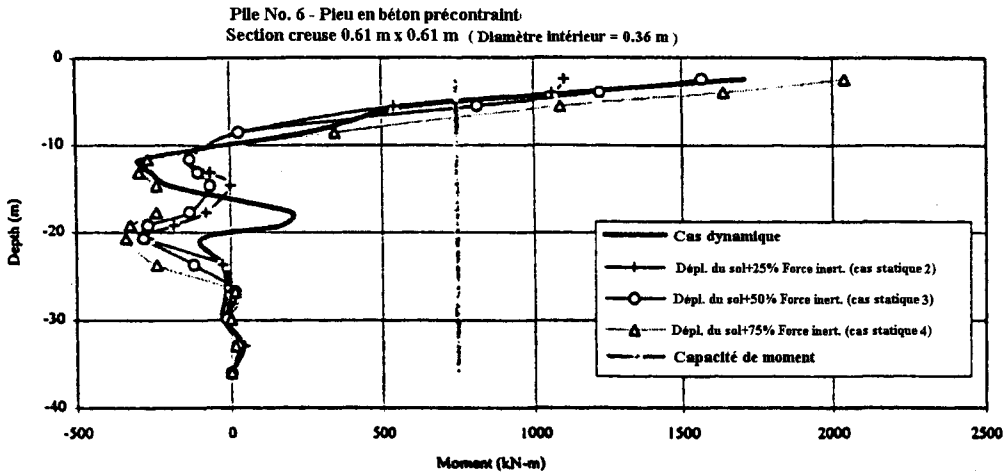
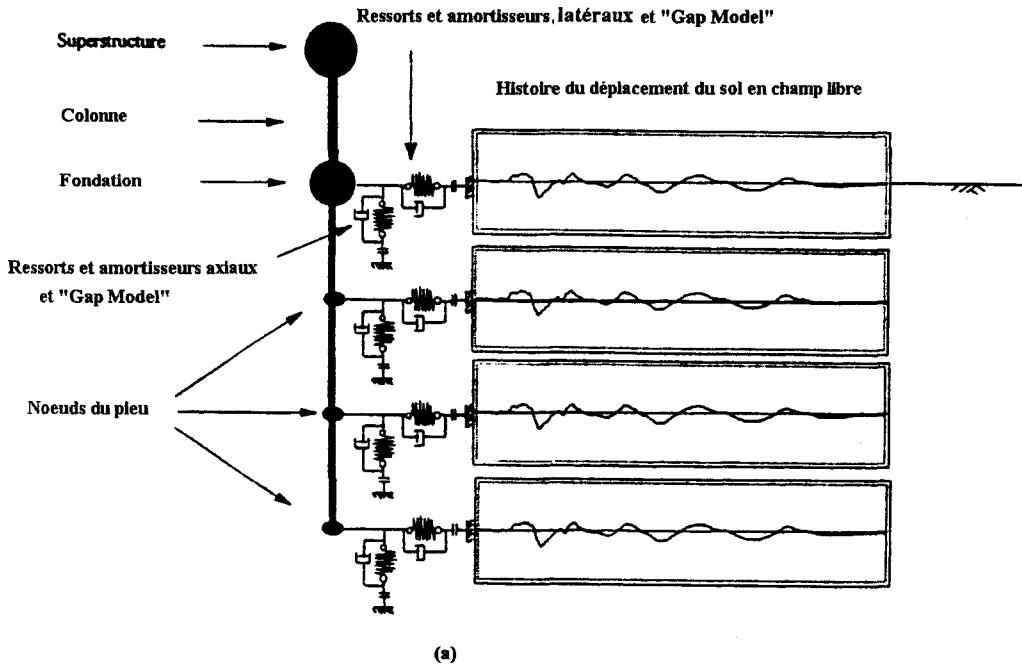


Figure 1.10 Comparaison des accélérations et déplacements calculés au niveau du chevêtre des pieux avec la réponse enregistrée pour l’excitation du séisme de Petrolia 1992 (d’après Makris et Gazetas, 1996)

- A : les impédances dynamiques sont dépendantes de la fréquence ;
- B : la rigidité et l’amortissement sont calculés à la fréquence dominante de l’excitation sismique ;
- C : la fondation est considérée comme un support fixé et monolithique.

Les nombreux résultats publiés dans la littérature en utilisant la méthode de sous-structures montrent que cette méthode tend à surestimer la réponse du système. Abghari & Chai (1995) appliquaient cette méthode pour calculer le moment maximal induit dans les pieux par les forces inertielles développées dans la superstructure. La figure 1.11 présente une comparaison du moment fléchissant obtenu à l’aide d’une analyse dynamique avec l’approche de sous-structure en prenant différentes proportions de la force inertielle. Elle montre une sur-estimation des moments maximaux calculés avec l’analyse de sous-structure en comparaison

avec les résultats de l'analyse dynamique dans le cas où on tiendrait compte de la totalité de la force inertielle. Tabesh (1997) a également trouvé que la méthode de sous-structure donne des résultats raisonnables dans de nombreux cas, mais qu'elle surestimait les moments maximaux et les efforts tranchants dans le pieu dans le cas où la structure et le sol posséderaient la même période fondamentale. Toutefois, nous évoquons les résultats trouvés par Kimura et al. (2000) qui ont comparé la réponse d'un calcul tridimensionnel (DGPILE3D) avec ceux d'une approche basée sur l'impédance dynamique. Contrairement à la tendance observée ci-dessus, l'approche indirecte a sous-estimé les efforts dans les pieux.



(b)

Figure 1.11 a) Modèle analytique simplifié pour l'analyse de l'interaction dynamique sol-pieu-superstructure (PAR 94) ; b) Comparaison des analyses dynamiques et pseudo-statique - Moment fléchissant induit dans les pieux du pont Napa River (d'après Abghari, 1995)

Les résultats obtenus par Juran et al. (2001) lors de l'étude de l'interaction inertielle d'un micropieu isolé ont été comparés avec ceux d'une modélisation pseudo-statique effectuée à l'aide du programme LPILE (Reese & Wang 1989) en prenant les courbes de réaction (p-y) suggérées par l'API et les courbes (p-y) déduites de l'essai (Fig. 1.12). La comparaison indique que la méthode de l'API surestime d'une manière sensible le module de réaction du sol.

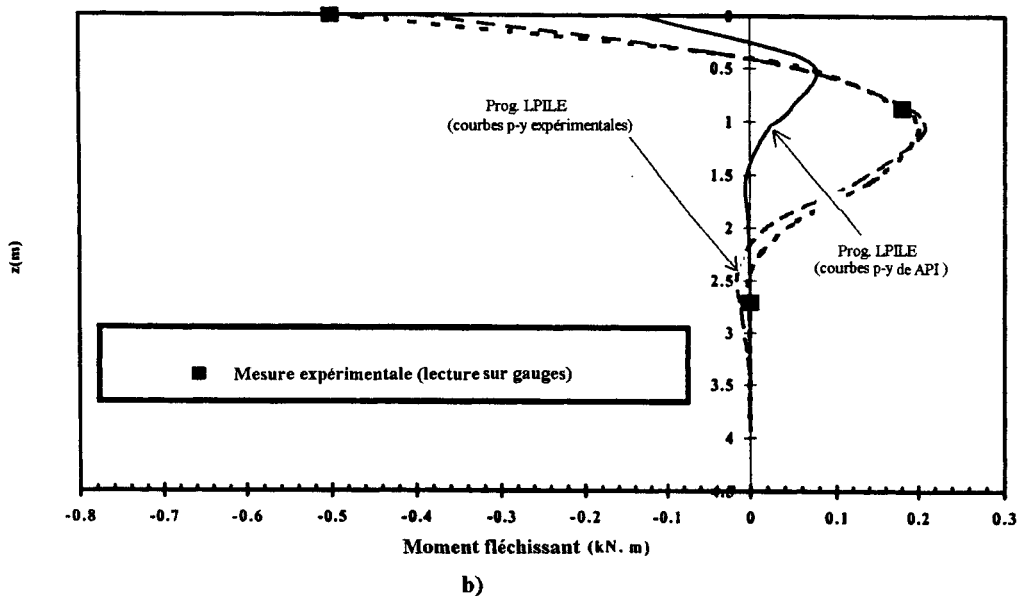
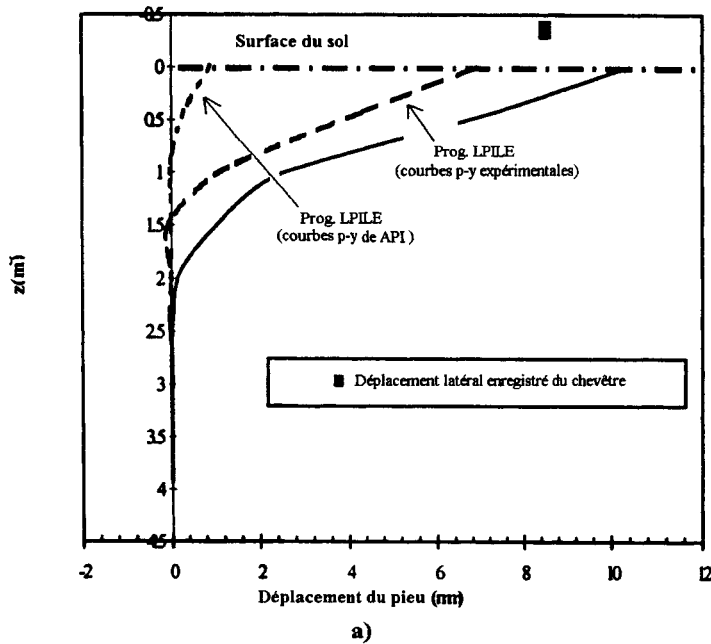


Figure 1.12 Etude en centrifugeuse de l'interaction inertielle pour un micropieu isolé et comparaison avec le programme LPILE (Juran et al. 2001) ; b) Déformée du micropieu à l'instant de sollicitation maximale ; a) Moment fléchissant à l'instant de sollicitation maximale

◆ 1.4.4.2 Principaux résultats

La synthèse de différents travaux effectués sur l'interaction inertielle, montre :

- L'importance de la présence de la superstructure en tête qui transmet des forces inertielles à la fondation et au sol.
- L'influence de la fréquence de chargement et les propriétés dynamiques de la structure sur la réponse du système.
- L'effet de groupe qui dépend du nombre et de l'espacement entre les éléments, et la répartition des efforts entre les différents éléments du groupe en fonction de leur position.

Influence de la superstructure

Mizuno et al. (1984) ont effectué une série de tests sur table vibrante pour étudier l'interaction sol-pieu-superstructure. Dans ce modèle, les pieux de 71,7 cm de longueur étaient enfoncés dans un sol bi-couche. Les résultats obtenus ont montré que la présence de la superstructure induit des forces inertielles importantes et qui varient avec la fréquence de chargement.

Meymand (1998) a traité l'interaction inertielle par des essais à la table vibrante. La figure 1.13 présente les résultats de l'un des essais réalisés sur un groupe de 4 pieux supportant une masse en tête. Les réponses des pieux S1 et S2 sont clairement dominées par les forces inertielles induites par les masses de la superstructure. Avec des masses moins importantes (pieux S3 et S4), le moment fléchissant maximal induit dans les pieux est localisé à une profondeur d'environ 30 pouces ; ceci indique que les forces cinématiques produisent les contraintes les plus importantes. En outre, l'évolution de l'accélération en tête de pieu et sa transformé de fourrier montrent une forte analogie de la réponse des pieux S3 et S4 avec le champ libre, ce qui n'est pas le cas pour les deux autres pieux, où l'effet inertiel induit des mouvements supplémentaires. Ce même aspect a été retrouvé avec une modélisation tridimensionnelle par éléments finis (Chung 2001) qui a montré qu'en augmentant la masse en tête, l'effet inertiel s'accroît et dépasse l'interaction cinématique.

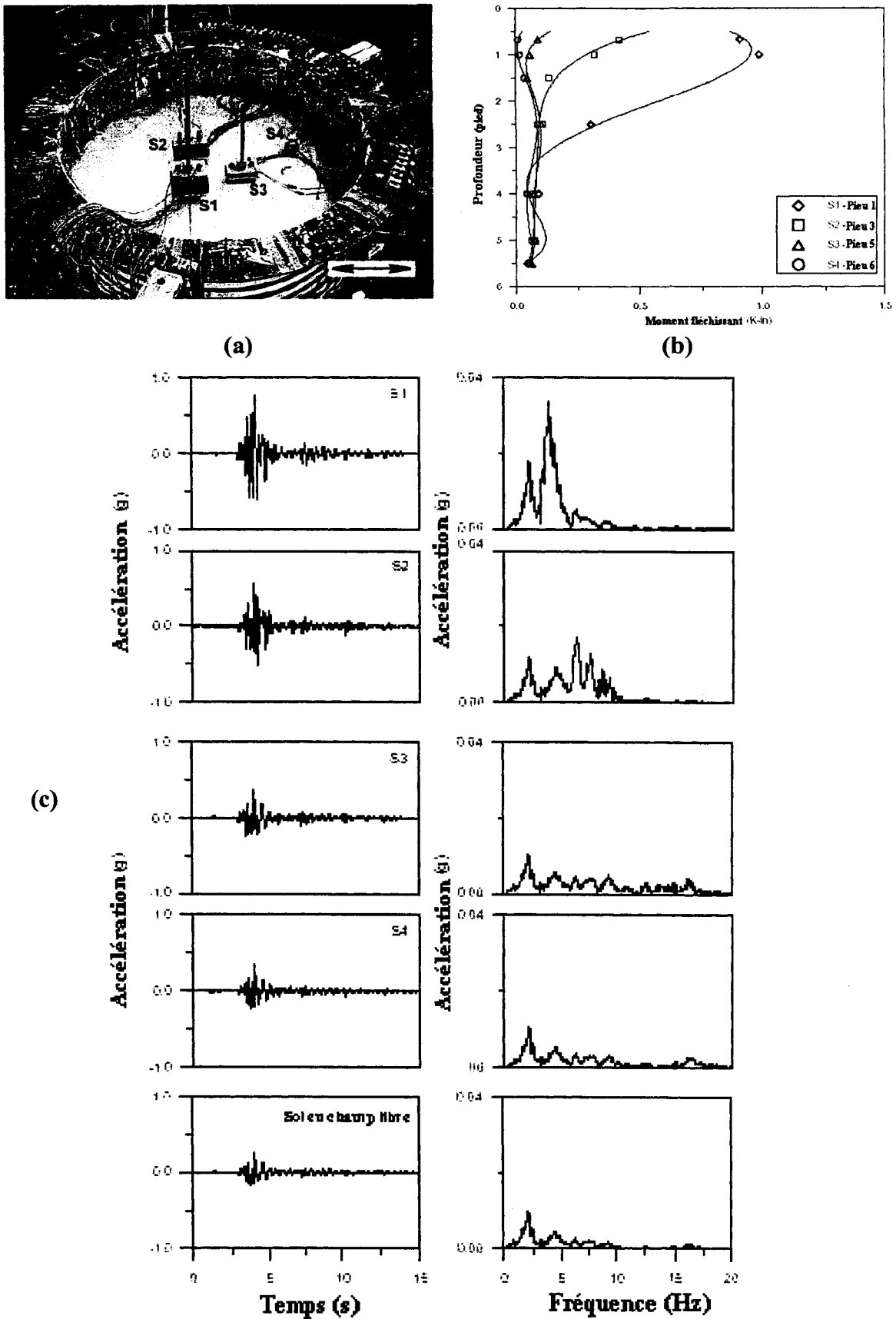


Figure 1.13 Influence de la superstructure sur la réponse sismique des micropieux : a) schéma du test réalisé ; b) enveloppe des moments fléchissants dans les pieux ; c) évolution de l'accélération en tête des pieux et d) son transformé de fourrier FFTs (d'après Meymand, 1998)

Influence de la fréquence de chargement et des propriétés dynamiques de la superstructure

Kaynia & Mahzooni (1996) ont étudié le comportement d'une structure à un seul degré de liberté reposant sur un groupe de 25 pieux (5*5) en utilisant la méthode des éléments aux frontières. Le calcul a été effectué dans le domaine fréquentiel en adoptant une modélisation tridimensionnelle et un comportement linéaire des matériaux. Ils ont montré que les forces maximales dans les pieux sont principalement dues à l'effet cinématique sauf pour une bande de fréquence proche de la fréquence naturelle du système sol-pieu-structure.

L'influence de la fréquence de chargement a été mise en évidence par les simulations tridimensionnelles conduites par Chung (2001). La figure 1.14 montre les résultats obtenus dans le cas d'un groupe de 3 pieux pour les quatre premières fréquences du massif de sol ($f_1 = 0,67$ Hz, $f_2 = 2,01$ Hz, $f_3 = 3,35$ Hz et $f_4 = 4,69$ Hz) et la fréquence fondamentale de la structure ($f_{st} = 4,18$ Hz). On note que le chargement à la fréquence fondamentale induit des moments élevés dans les pieux par rapport à ceux obtenus avec les autres fréquences. Ce moment dans le pieu décroît rapidement avec l'ordre de fréquence. Le calcul effectué avec la fréquence fondamentale de la structure ($f_{st} = 4,18$ Hz) donne des moments relativement élevés, notamment en travée.

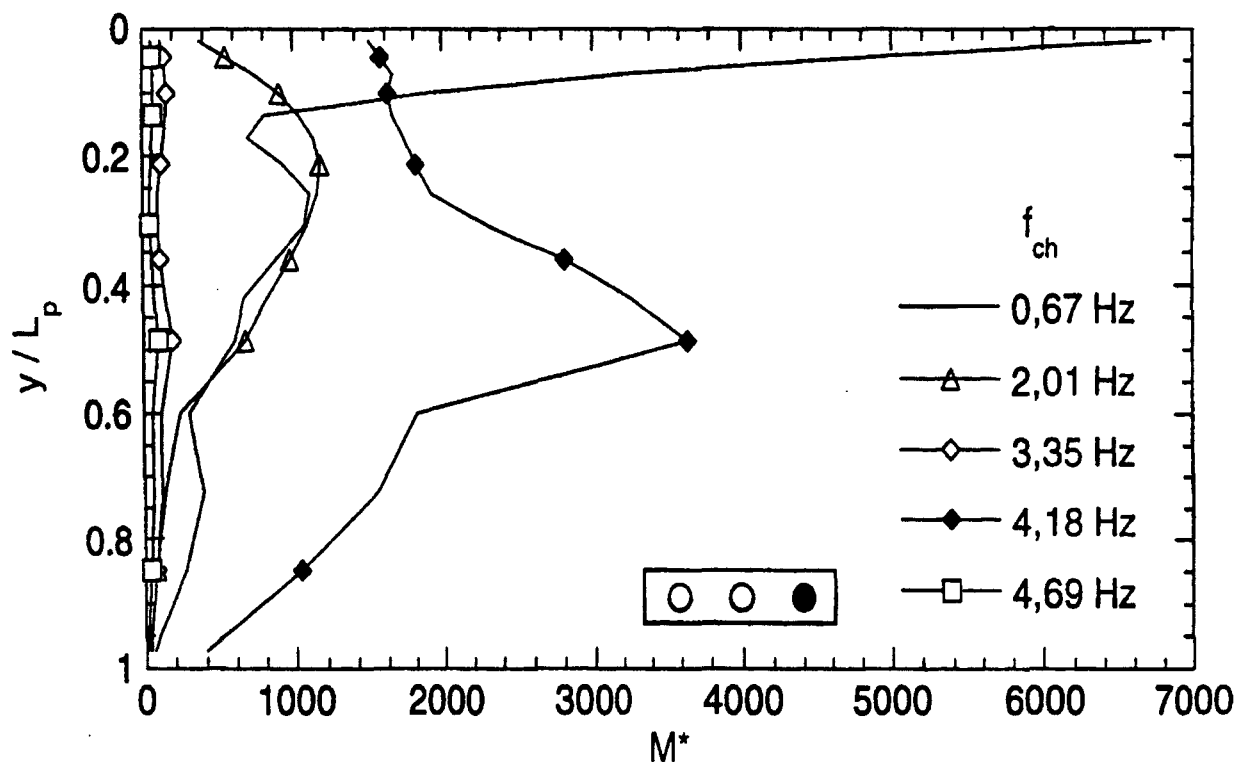


Figure 1.14 Influence de la fréquence de chargement sur le moment fléchissant dans le micropieu extérieur d'un groupe de 3 pieux – $m=300T$ (d'après Chung 2001)

Plusieurs auteurs ont réalisé des tests en vraie grandeur sur des pieux isolés et des groupes de pieux (Blaney et al. 1986, Han et al. 1988 et Han & Vaziri 1992). Han et al. (1988) ont réalisé des essais en vraie grandeur sur un pieu en acier de 13,3 cm de diamètre et 3,38 m de longueur sous l'action des fortes excitations harmoniques horizontales et verticales appliquées à la tête par l'intermédiaire d'un chevêtre en contact avec le sol (sable). Ils ont étudié l'influence de l'intensité de la sollicitation, la répétition du chargement et le contact du chevêtre avec le sol. Les résultats ont été comparés aux réponses théoriques calculées au moyen des programmes DYNA2 et PILAY2. Une réponse non linéaire a été détectée sous fortes excitations, et une plus grande longueur effective du pieu en comparaison avec un chargement statique en tête (longueur effective : la longueur de la partie du pieu influencée par l'excitation en tête).

Influence de l'espacement

Des essais en centrifugeuse ont été réalisés par Juran et al. (2001) pour étudier l'effet de groupe sous chargement sismique. La figure 1.15a donne la distribution du moment fléchissant et la déformée du micropieu pour différentes configurations : micropieu isolé, un groupe de 2*1 micropieux avec deux espacements ($S = 3D$ et $5D$), un groupe de 2*2 micropieux avec un espacement $S = 3D$. Les résultats sont illustrés pour une structure chargée à 90% de la charge limite des micropieux (déterminée expérimentalement) et pour une accélération harmonique à la base ayant une amplitude $a_g = 0,3g$ et une fréquence de 2 Hz. On constate que les résultats obtenus pour un micropieu isolé ou le groupe de 2*1 micropieux avec un espacement $S = 5D$ sont très proches, ce qui indique une faible interaction entre les micropieux. On note également un effet de groupe positif qui se traduit par une réduction du moment fléchissant et de la déformée du groupe de 2*1 micropieux ayant un espacement $S = 3D$ par rapport au groupe ayant un espacement de $S = 5D$. Ce résultat est en accord avec les résultats obtenus pour les pieux par Kaynia et al. (1996). Des résultats similaires ont été également obtenus par Chung (2000).

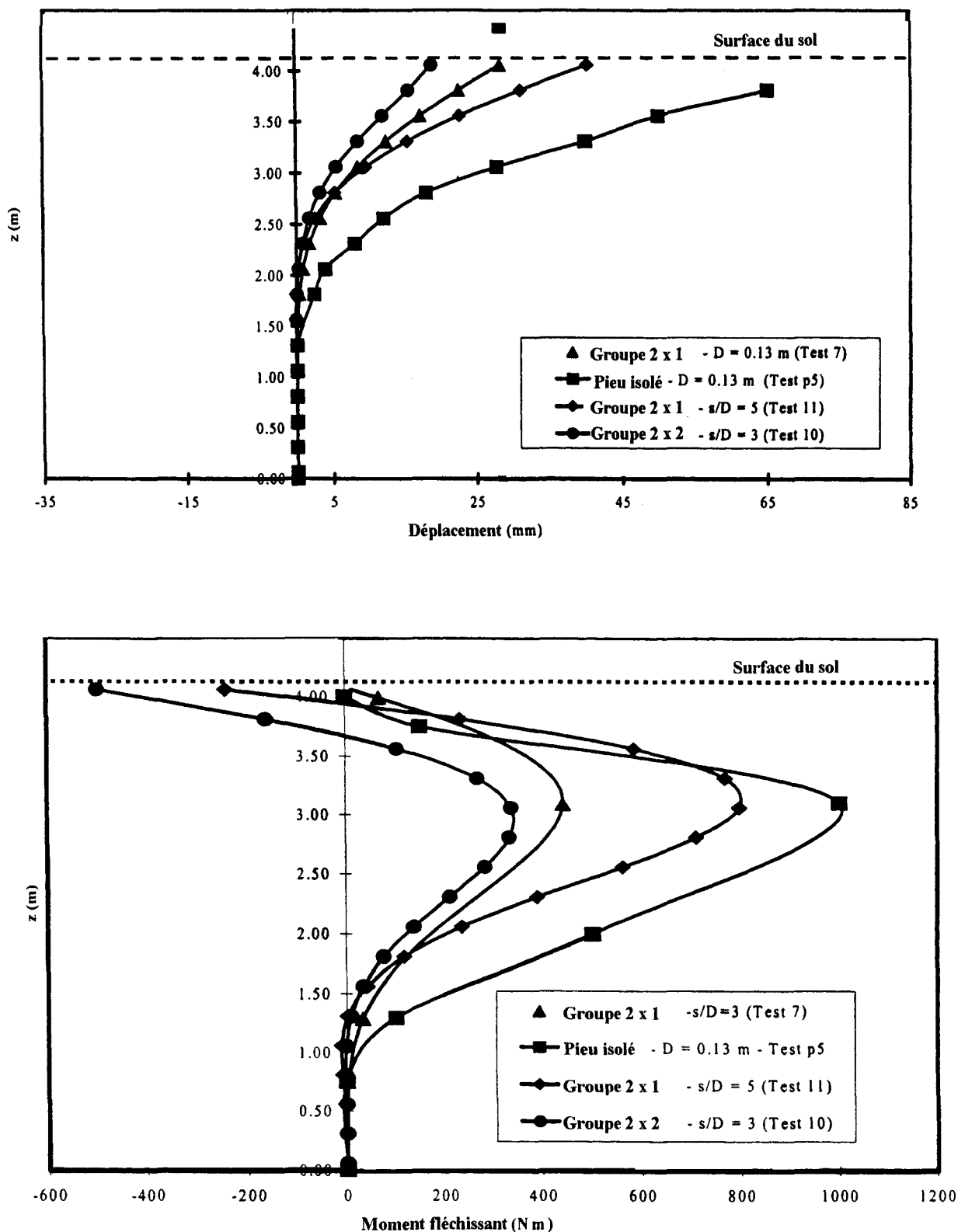


Figure 1.15 Etude en centrifugeuse de la réponse des groupes de micropieux à un chargement sismique (Juran et al. 2001) - Allure de la déformée à l'instant de sollicitation maximale et distribution du moment fléchissant à l'instant de sollicitation maximale

Influence de la position

Masayuki et al. (1991) ont étudié le comportement d'un groupe de pieux implanté dans un sol multicouche et supportant une superstructure. Ils ont constaté que les sollicitations induites dans les pieux situés à la périphérie du groupe dépassent largement celles induites dans les pieux intérieurs. Ils ont également remarqué une prédominance des efforts inertiels dans une zone proche de la tête des pieux, tandis que les efforts induits des zones profondes sont contrôlés par l'effet cinématique. Ces efforts sont très élevés à l'interface de couches de sol.

Chung (2001) a trouvé que les efforts induits dans les pieux augmentent en partant du pieu central vers le pieu situé au coin et que l'effet de l'interaction inertielle est présent dans la partie supérieure des pieux.

Vanderpool et al. (2002) ont rapporté les principales observations de la réponse de 55 micropieux installés jusqu'à une profondeur de 60 m, sous un séisme de 7.1 Mw de magnitude. Les micropieux ont été installés pour améliorer la fondation du casino Mandalay à Las Vegas qui se situe à 196 km de l'épicentre du séisme "Hector Mine". Des jauges de déformations ont été placées à différentes profondeurs dans les micropieux. La figure 1.16 présente la réponse enregistrée dans les jauges H-5 et P-15 lors du séisme. L'effet du séisme était modéré, la variation maximale du chargement (compression) en tête des micropieux étaient de l'ordre de 13% du chargement au repos. Ce sont les micropieux proches de la frontière qui ont subi les plus fortes sollicitations, notamment dans leur tiers supérieur.

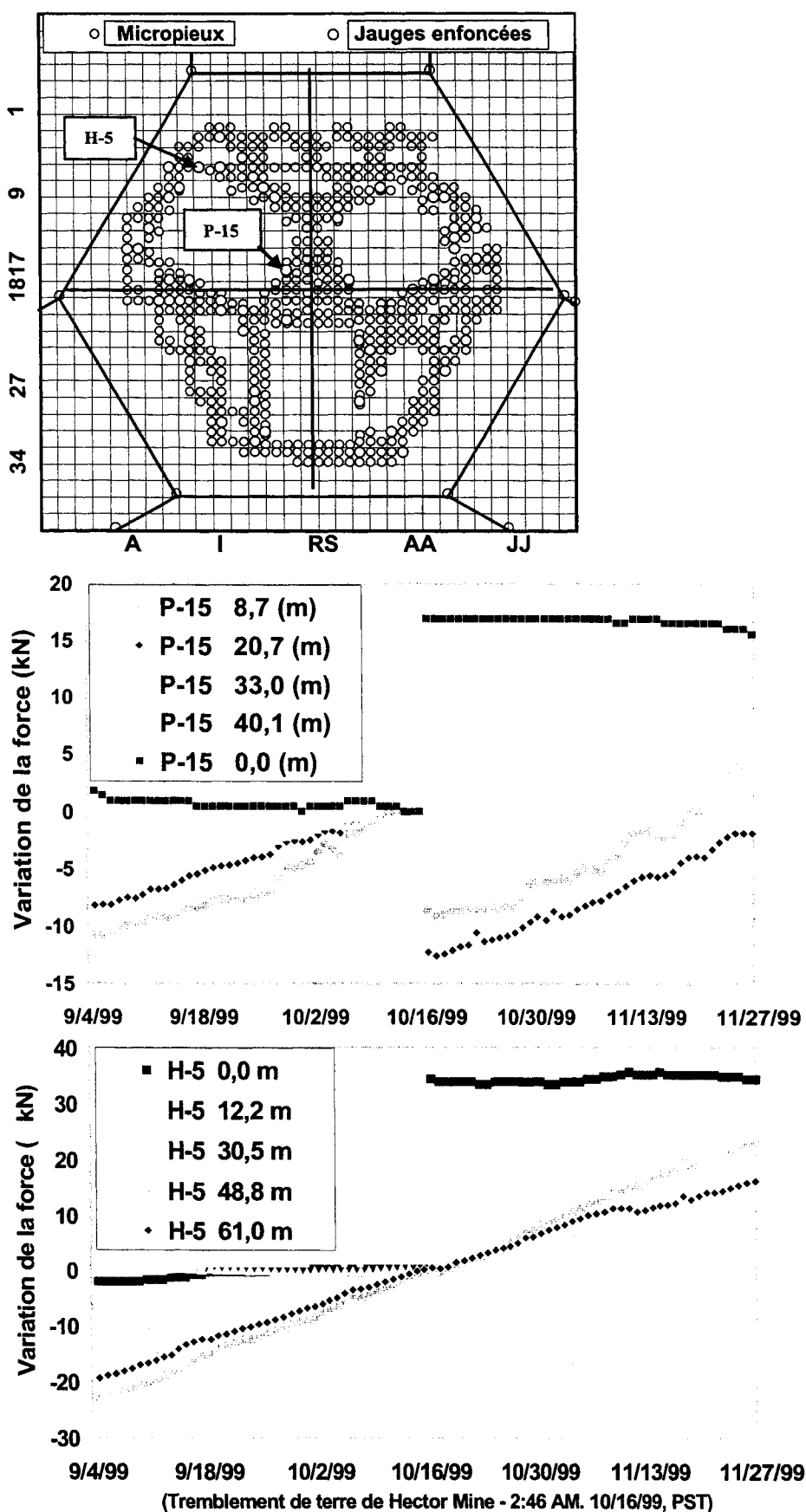


Figure 1.16 Effet de l'interaction inertielle. Réponse des jauges H-5 et P-15 situées respectivement au centre et à la frontière du groupe des micropieux (Vanderpool et al. 2002)

1.5 Liquéfaction

1.5.1 Observations

La liquéfaction de sols constitue une cause majeure de ruptures de fondations, en particulier lorsque la liquéfaction s'accompagne d'un écoulement latéral des sols « lateral spreading ». L'écoulement latéral de sols lors d'une liquéfaction conduit à des efforts dans les pieux qui s'opposent à ce mouvement. Ces efforts sont généralement importants et peuvent conduire à la rupture de fondations. L'endommagement de pieux liés à la liquéfaction a été montré lors des tremblements de terre d'Alaska 1964 et de Kobe 1995 (Youd et al. 1989, Idriss et al. 1998). Suivant les constatations, la performance de pieux dans des sols mous ou liquéfiables variait de bien en mauvais.

1.5.2 Travaux expérimentaux

Différents modèles physiques ont été utilisés pour étudier le comportement sismique de pieux dans les sols liquéfiables. Ces travaux ont été menés pour différents sols, avec des niveaux de chargement différents et pour plusieurs modèles de superstructure. A titre d'exemple, on cite les travaux de Wilson (1998) qui a effectué des tests en centrifugeuse sur des pieux implantés dans un sable liquéfié avec un niveau de chargement (prototype) variant entre 0,04 - 0,6 g. D'autres auteurs ont réalisé des essais similaires mais avec un chargement cyclique uniforme (Kobayashi 1991, Liu & Dobry 1995, Dou & Byrne 1996).

Miyamoto et al. (1992) ont étudié le comportement dynamique d'un groupe de 4 pieux liés par un chevêtre et implantés dans un sol saturé liquéfiable soumis à des fortes excitations. L'excès de la pression de l'eau pour des fortes accélérations indique que la liquéfaction est atteinte dans la couche proche de la surface du sol. L'excès de pression générée dans la zone située au milieu des pieux ressemble à celle du sol voisinant. Des fortes valeurs d'accélération au niveau du chevêtre et de moment fléchissant dans le sol liquéfié sont atteintes pour des fortes accélérations et à basses fréquences. Pour des faibles excitations, la réponse du pieu dans le sable saturé ressemble à celui dans un sable sec et à basses fréquences.

Le comportement de micropieux dans des sols liquéfiables a été étudié en centrifugeuse (Hanna et Juran, FOREVER 2002). Des essais ont été réalisés sur des groupes

de micropieux avec des éléments verticaux et inclinés. Ces essais ont montré que lors du chargement sismique les micropieux limitent le mouvement du sol. Ils réduisent par conséquent l'augmentation de la pression interstitielle et le risque de liquéfaction. La figure 1.17 donne l'évolution de la pression interstitielle en deux points situés à l'intérieur de la zone délimitée par les micropieux. Elle montre que le rapport entre le maximum de la surpression interstitielle et la contrainte verticale effective dans la zone renforcée est inférieur à 0,7. Cela signifie qu'il n'y a pas de liquéfaction dans cette zone, alors qu'une liquéfaction a été observée en champ libre pour le même chargement.

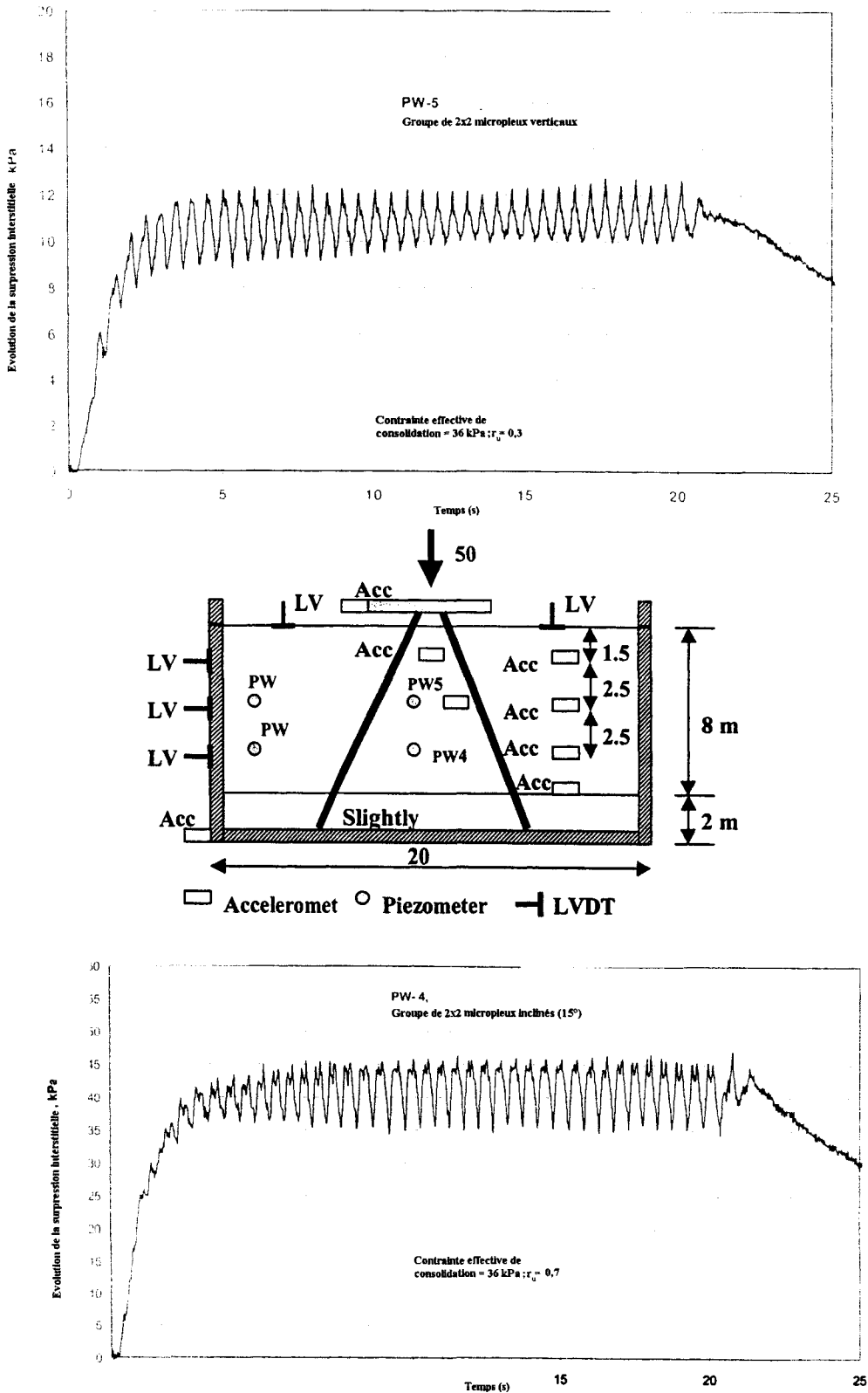


Figure 1.17 Essai en centrifugeuse sur des groupes de micropieux verticaux et inclinés : Evolution de la surpression interstitielle dans la zone délimitée par les micropieux (d'après Hanna et Juran, 2002)

1.5.3 Travaux théoriques

◆ 1.5.3.1 Approche pseudo-statique

Trois approches pseudo-statiques ont été utilisées pour l'étude du comportement sismique de pieux dans les sols liquéfiables. Dans la première approche, la résistance latérale du sol liquéfié est représentée par un scalaire dépendant de la résistance statique drainée malgré le fait que les conditions soient en réalité non-drainées. Cette méthode est utilisée à l'Institut Japonais d'Architecture (AIJ) et le code de l'Association Japonaise des Routes (JRA 1980). Liu et Dobry (1995) ont dérivé des facteurs d'échelle à partir des essais en centrifugeuse, et ont suggéré une variation linéaire de ces facteurs en fonction du rapport $r_u = \Delta u / \sigma_0$ avec un minimum de 0,1 lorsque $r_u = 100\%$. A noter que Liu et Dobry ont travaillé sur un pieu isolé enfoncé dans un sable liquéfié, soumis à des déplacements latéraux cycliques en tête de pieu.

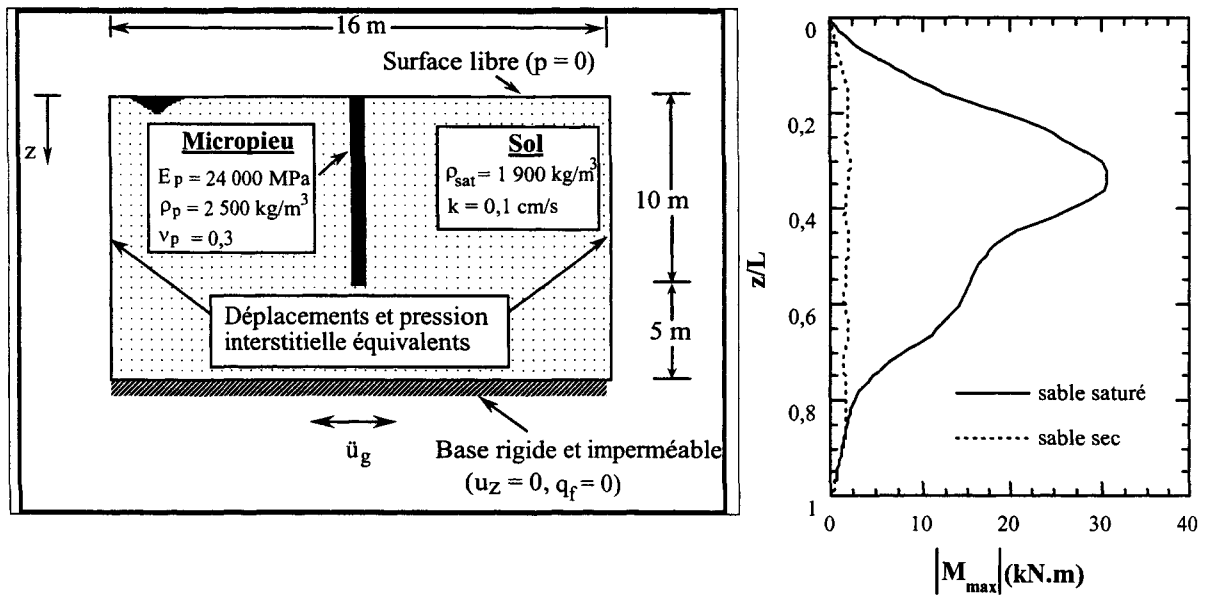
La deuxième approche pour modéliser la résistance latérale d'un sable liquéfié consiste à le considérer comme un matériau avec une résistance de cisaillement résiduelle non drainée. Cet aspect semble être une représentation raisonnable pour le modèle physique présenté pour les pieux soumis à des oscillations latérales par Abdoun et Dobry (Abdoun et al. 1997).

Dans la troisième approche, on représente l'effet d'oscillations latérales du sol liquéfié comme une pression latérale contre le pieu. Dans cette hypothèse la pression augmente linéairement avec la profondeur, et la rigidité des ressorts dans la zone liquéfiée est annulée. Cependant cette approche vise à représenter l'effet de l'oscillation latérale du pieu et ne peut pas être appliquée de façon réaliste pour modéliser la réponse dynamique.

Ces trois approches pour représenter la résistance latérale d'un sol liquéfié ont été évaluées vis à vis de plusieurs cas en Kobe (Idriss and Ishihara 1998). Les résultats obtenus ont montré qu'aucune de ces trois approches n'est satisfaisante tout en distinguant entre les cas d'endommagement et non-endommagement qui causent de contradictions dans la performance. Ajoutons que la fiabilité de telles méthodes dans la représentation de la résistance latérale d'un sol liquéfié, est mise en question puisqu'il s'agit d'un phénomène beaucoup plus complexe. A titre d'exemple, ces approches donnent des distributions différentes de la pression latérale en fonction de la profondeur.

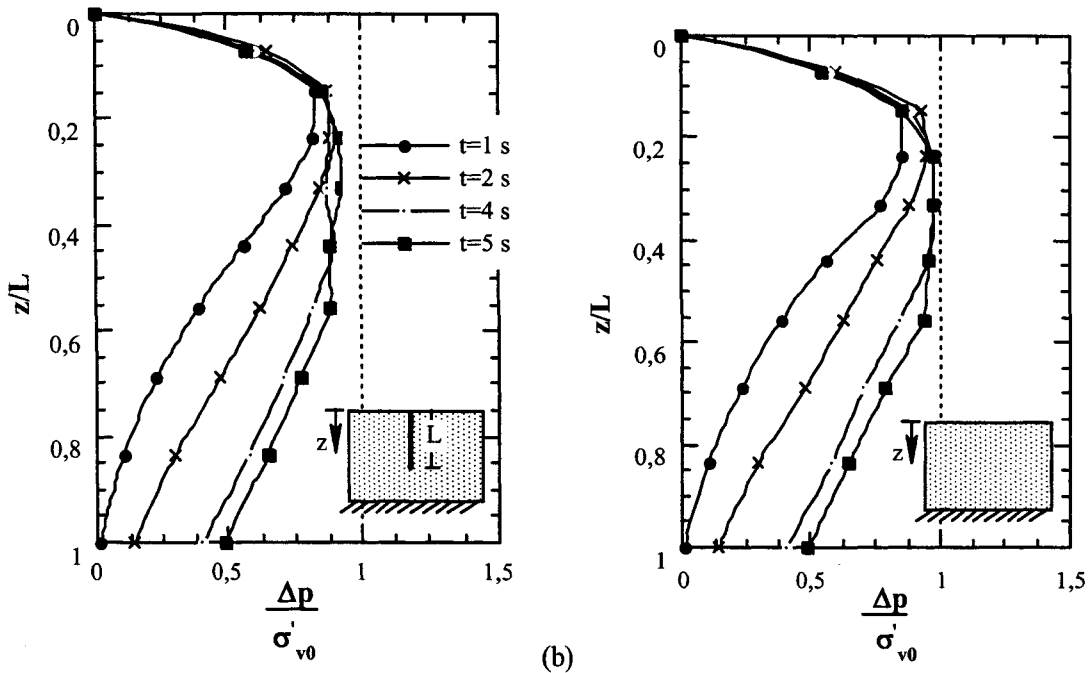
◆ 1.5.3.2 Méthode numérique (Eléments finis)

Le comportement de micropieux dans un sol liquéfiable a été également étudié à l'aide d'une modélisation tridimensionnelle par éléments finis à l'aide du programme PECPLAS (Ousta 1998, Shahrour et al. FOREVER 2002). La figure 1.18 illustre la réponse sismique d'un micropieu isolé placé dans un sol liquéfiable. Le mouvement sismique est appliqué à la base du massif sous forme d'une accélération harmonique composée de dix cycles avec une fréquence $f_{ch} = 2$ Hz et une amplitude $a_g = 0,1g$. La figure 1.18b montre l'évolution au cours du chargement de la surpression interstitielle à l'interface micropieu-sol. On note que cette surpression est très peu affectée par la présence du micropieu. Le risque de liquéfaction est important dans une zone comprise entre $z_o = 0,2L$ et $z = 0,6L$ (L désigne la longueur du micropieu). La figure 1.18a donne l'enveloppe du moment fléchissant dans le micropieu ; ce moment est comparé au moment fléchissant calculé pour la même configuration mais avec un sable sec. On peut constater que la valeur du moment fléchissant pour un micropieu dans un sable saturé dépasse largement celle obtenue avec le sable sec. Ceci est dû à la forte augmentation de la pression interstitielle qui a pour effet de réduire la réaction du sol et par conséquent d'augmenter le moment fléchissant dans le micropieu. Des résultats similaires ont été trouvés par Finn (2002) dans le cas de pieux de grand diamètre.



a)

(L désigne la longueur du micropieu)



(b)

Figure 1.18 Analyse par la méthode des éléments finis de la réponse sismique d'un micropieu dans un sol liquéfiable ; a) Moment fléchissant dans le micropieu ; b) Evolution de la surpression interstitielle en présence du micropieu et en champ libre (d'après Ousta, 1998)

1.6 Pieux avec des éléments inclinés

L'utilisation des pieux inclinés dans les zones sismiques est déconseillée voir même interdite pour plusieurs arguments, notamment : i) les pieux inclinés peuvent induire des forces importantes au niveau du chevêtre, ii) si l'inclinaison n'est pas symétrique dans un groupe, des rotations permanentes peuvent avoir lieu à cause d'une variation de la rigidité de groupe de pieux dans chaque direction.

Selon les recommandations de l'association française de génie parasismique (AFPS, 90), l'utilisation de pieux inclinés dans les zones sismiques est interdite, tandis que le renforcement de sol peut contenir des éléments inclinés. L'Eurocode EC8 destiné aux ouvrages en zone sismique, indique que les pieux inclinés ne doivent pas être utilisés pour la transmission des charges latérales dans le sol, mais dans le cas où de tels éléments sont utilisés, ils doivent être calculés pour transmettre avec sécurité les sollicitations induites par l'effort normal et le moment fléchissant (Eurocode EC8, 1994)

En s'appuyant sur des observations post-sismiques, Gazetas et Mylonakis (1998) ont indiqué que l'utilisation d'éléments inclinés peut être avantageuse non seulement pour la structure mais encore pour les pieux. L'un des murs de quais qui a survécu le désastre de port de Kobe était un mur composite supporté par des pieux inclinés, en revanche un mur proche du premier, fondé sur des pieux verticaux a été complètement détruit.

Des études récentes réalisées en centrifugeuse sur les micropieux, ainsi que des analyses pseudo-statiques menées par Juran et al. (2001) ont montré que l'inclinaison de micropieux contribue à : i) une diminution des déplacements et des moments fléchissants dans les pieux et le chevêtre et ii) une augmentation des efforts axiaux dans les micropieux.

En se servant des tables vibrantes, Kishishita et al. (2002) ont analysé le comportement des pieux renforcés par des micropieux verticaux et inclinés dans un sol liquéfiable. Ils ont trouvé que le modèle de fondation renforcé avec les micropieux inclinés n'a pas été affecté par la liquéfaction. Ce résultat est illustré sur la figure 1.19 qui donne l'évolution du moment fléchissant en tête du pieu dans les deux cas de renforcements vertical et incliné.

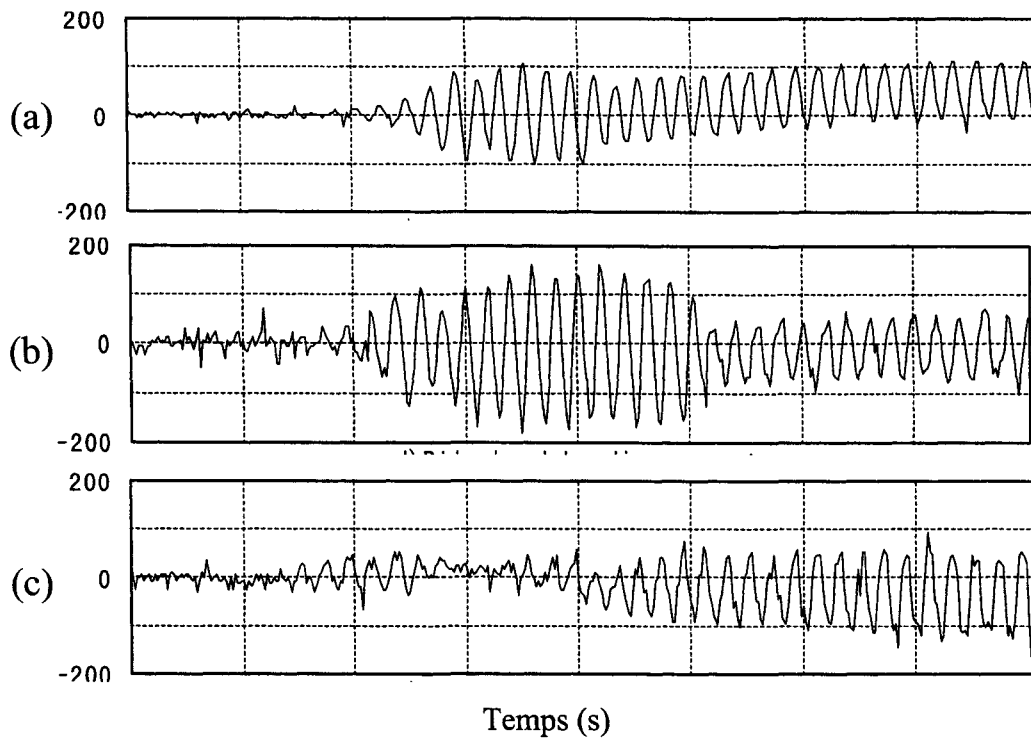
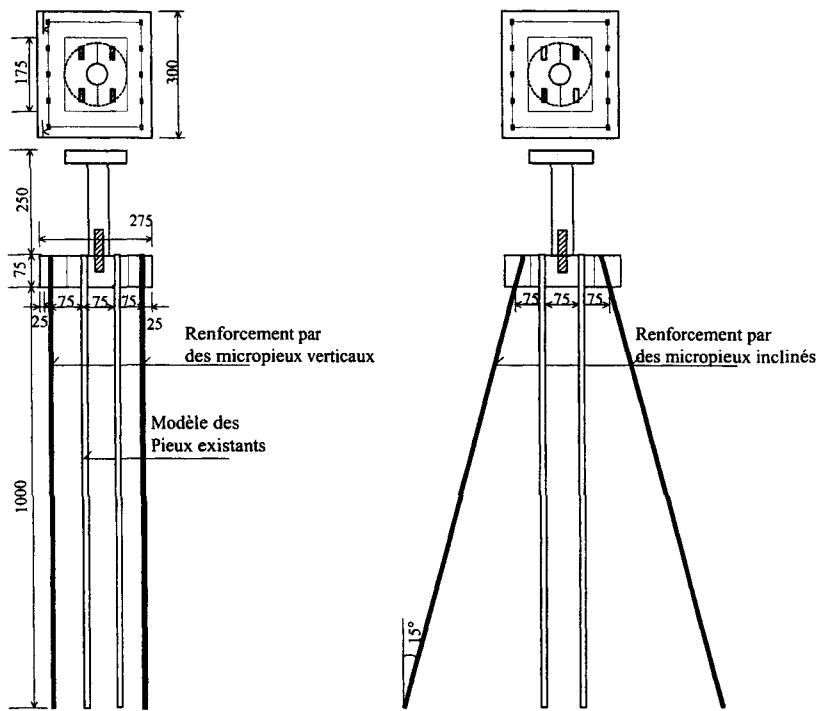


Figure 1.19 Evolution du moment fléchissant en tête du pieu- Essai en centrifugeuse ; a) modèle sans renforcement par micropieux ; b) modèle avec renforcement par micropieux verticaux ; c) modèle avec renforcement par micropieux inclinés (d’après Kishishita et al. 2002)

1.7 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté une synthèse de travaux réalisés sur les pieux et micropieux utilisés comme éléments de fondation en site sismique. Outre leur flexibilité, les micropieux acquièrent leur originalité de la capacité portante très élevée de l'acier et les hautes valeurs du frottement latéral obtenues par injection à hautes pressions.

L'interaction sol-micropieux-structure constitue un problème fort complexe puisqu'il fait intervenir les interactions sol-micropieux, micropieu-micropieu, micropieux-chevêtre et l'ensemble micropieux-chevêtre-sol avec la superstructure. Ces différentes interactions dépendent de plusieurs paramètres à savoir : les caractéristiques du sol et de la superstructure notamment leurs fréquences fondamentales, et la géométrie de la fondation (nombre et position d'éléments, rigidité, inclinaison, espacement,...).

Les différentes approches et travaux expérimentaux réalisés sur les pieux montrent l'importance de l'interaction inertielle qui donnent naissance à des forces inertielles importantes à la fondation et au sol. Toutefois, l'effet de l'interaction cinématique ne doit pas être négligé surtout en présence des hétérogénéités.

Les travaux menés sur les micropieux ont donné des indications intéressantes sur leur comportement sismique. Les résultats des essais réalisés en centrifugeuses ont révélé un effet de groupe positif pour les micropieux. Ils ont également montré un effet bénéfique de leur inclinaison sur leur réponse aux chargements sismiques. Dans les chapitres suivants, nous présentons une étude approfondie des différents aspects de l'interaction sol-micropieux-structure en utilisant une approche globale par éléments finis. L'accent sera mis sur l'effet de groupe, les propriétés des micropieux, leur inclinaison et les conditions de liaison entre les micropieux et le chevêtre.

CHAPITRE II

Comportement sismique des groupes des minipieux et micropieux

2.1 Introduction

L'analyse bibliographique a montré que l'interaction sol-pieu-superstructure joue un rôle primordial et décisif dans les dommages subis par les pieux pendant les séismes. Cette interaction associe plusieurs phénomènes, notamment les interactions sol-pieux, pieu-pieu, pieux-chevêtre et l'ensemble pieu-chevêtre-sol avec la structure. Elle dépend également des fréquences mises en jeu telles que la fréquence du chargement, la fréquence propre de la structure et la fréquence propre du massif du sol.

Dans ce chapitre, nous présentons une étude détaillée de ces différentes interactions. L'étude est menée sur des groupes des minipieux et des micropieux utilisés comme éléments de fondation. On entend par minipieux, des pieux en béton armé de petit diamètre (comme ceux utilisés pour la "Palo-radice"). En travaux d'ingénierie, une confusion se fait entre les minipieux et les micropieux. Avec les pieux traditionnels, la charge appliquée est supportée par le béton armé ; en d'autres termes une plus grande résistance est assurée par l'augmentation de la section du béton. Les micropieux sont composés d'un élément à très haute limite élastique (acier) qui supporte la charge appliquée. Cet élément est un tube en acier à paroi épaisse ou des barres d'acier placées au centre du micropieu, et entouré du béton injecté à haute pression de façon à obtenir une haute adhérence avec le sol. La figure 2.1 illustre un exemple des micropieux équipé d'une armature d'acier et d'un bulbe enrobé de coulis de ciment, qui assure à la fois la protection de l'acier contre la corrosion et la transmission de la charge du micropieu vers le sol.

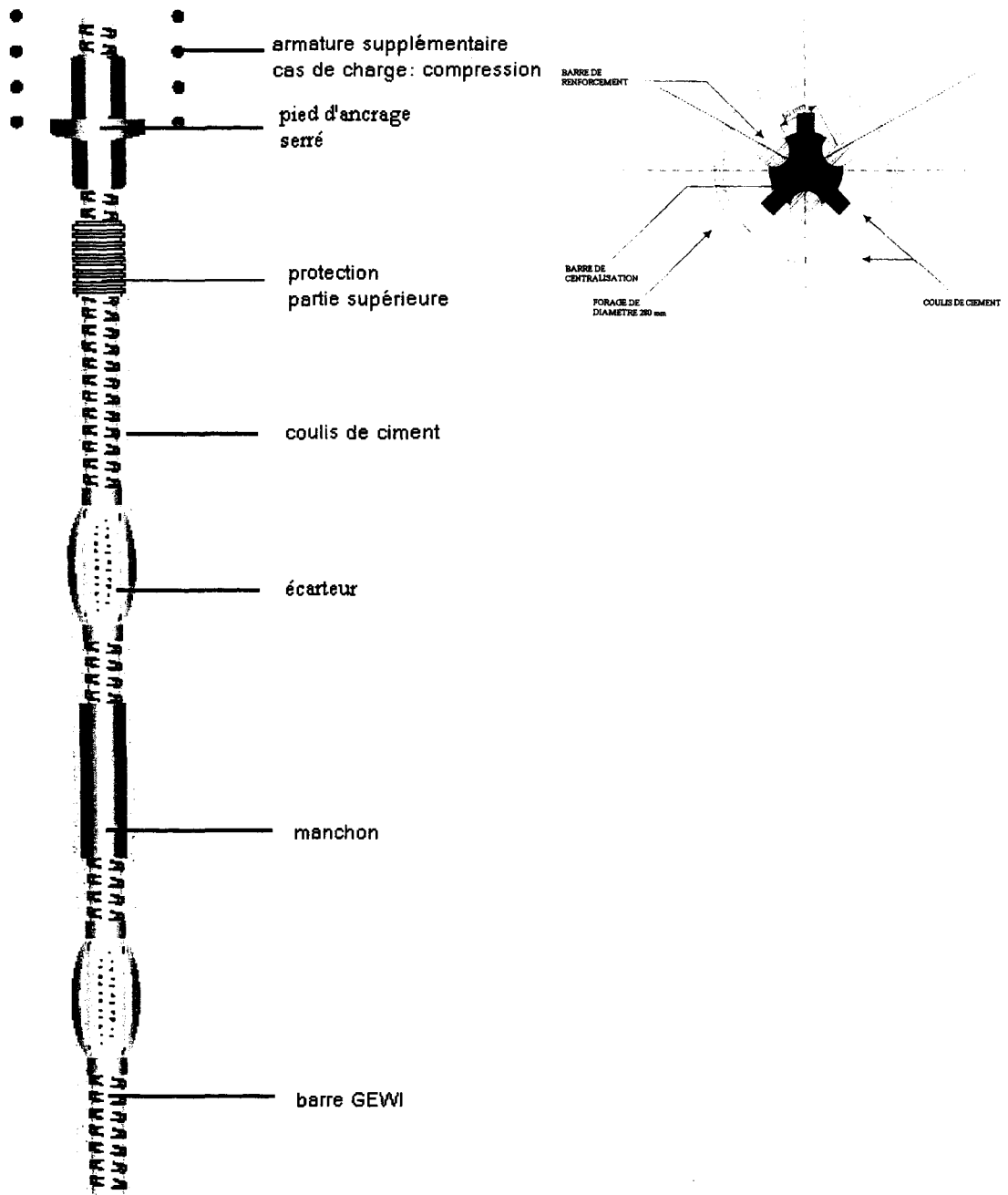


Figure 2.1 Exemples des micropieux

Comprendre le comportement du système sol-micropieux-superstructure revient à analyser les mécanismes d'interaction entre le sol, les micropieux, et la superstructure. Ces interactions sont assurées par l'intermédiaire du sol et du chevêtre. Ces multiples interactions conduisent à un "effet de groupe", dont l'intensité dépend de la configuration et des espacements entre les micropieux.

La figure 2.2 montre les mécanismes de transmission des efforts induits par la force inertielle induite en tête de la superstructure. Cette force applique au niveau du chevêtre un moment M_{cap} et un effort tranchant F_{cap} . Le moment fléchissant donne lieu à un effort normal dans les micropieux, égal à (M_{cap} / S_p) , S_p étant la distance entre les micropieux. Par contre, l'effort tranchant T_{cap} , donne lieu à un moment fléchissant, un effort normal et un effort tranchant dans les micropieux.

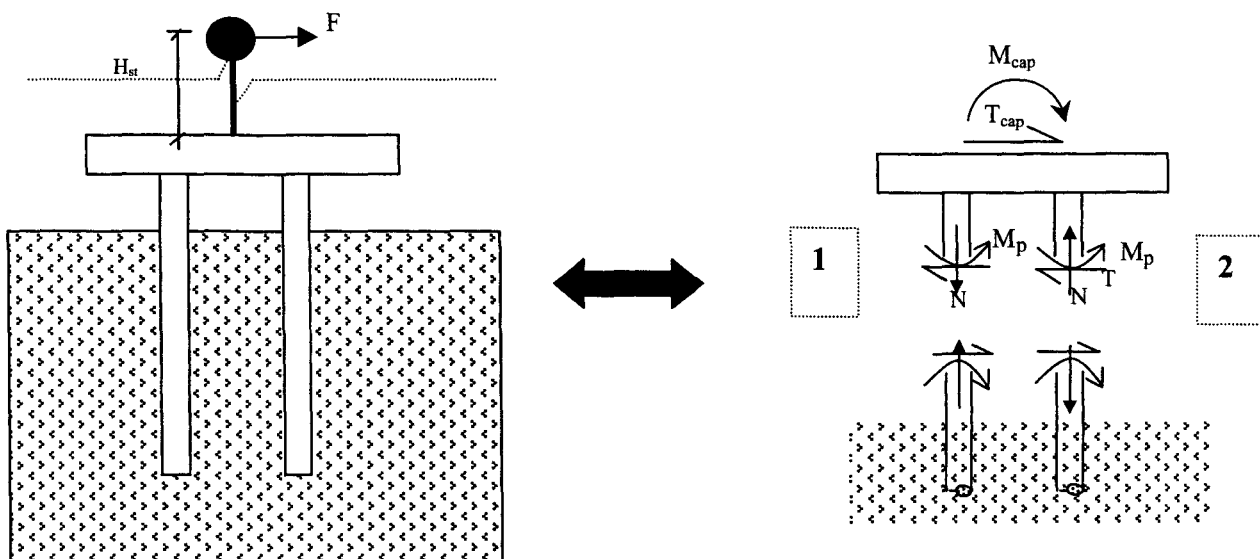


Figure 2.2 Mécanisme de transmission de la force inertielle dans les micropieux

2.2 Modèle numérique et programme de calcul

2.2.1 Discrétisation par éléments finis

Le problème d'interaction sol-structure sous chargement sismique peut être traité par une approche dynamique prenant en compte l'amortissement du sol et des éléments structuraux. Une discrétisation par éléments finis des équations régissant ce problème conduit au système d'équations suivant :

$$[M] \{ \ddot{u} \} + [C] \{ \dot{u} \} + [K] \{ u \} = \{ F \} \quad (\text{Eq. 2.1})$$

où

- [M], [C] et [K] sont respectivement les matrices de masse, d'amortissement et de rigidité ;
- le vecteur F représente le chargement extérieur exercé sur le système sol-structure ;
- u , \dot{u} , \ddot{u} désignent respectivement les vecteurs déplacement, vitesse et accélération aux nœuds du maillage.

L'amortissement est pris en considération par la formulation de Rayleigh (Clough et Penzien, 1993). Avec cette formulation, la matrice d'amortissement [C] est construite par une combinaison des matrices de rigidités [K] et de masse [M] sous la forme :

$$[C] = a_M [M] + a_K [K] \quad (\text{Eq. 2.2})$$

où a_M et a_K sont des coefficients dépendant des caractéristiques d'amortissement du matériau.

Cette construction conduit à un facteur d'amortissement β qui s'exprime comme la somme d'un terme proportionnel à la fréquence et d'un terme inversement proportionnel à la fréquence, soit pour l' $i^{\text{ème}}$ fréquence :

$$\beta_i = \frac{a_M}{2\omega_i} + \frac{a_K \omega_i}{2} \quad (\text{Eq. 2.3})$$

L'expression 2.3 montre que le facteur β dépend de la fréquence du système à travers les coefficients de proportionnalité a_M et a_K . La détermination des coefficients a_M et a_K nécessite la connaissance de l'amortissement pour au moins deux modes propres, de préférence prépondérants et éloignés.

Ce modèle a été introduit dans le code de calcul par éléments finis PECPLAS (Shahrour 1992, Ousta 1998).

Pendant ce travail, des éléments poutres tridimensionnelles ont été intégrés au programme, ce qui a permis de surmonter quelques difficultés comme la modélisation des éléments inclinés.

2.2.2 Maillage et discrétisation temporelle

La discrétisation temporelle est effectuée par le schéma implicite de Newmark. Ce schéma consiste à exprimer ce qui se passe au temps $t+\Delta t$ en fonction de ce qui se passe au temps t à partir de développements limités des déplacements, vitesses et accélérations. Le maillage doit garantir une transmission correcte des ondes dans le domaine. Une étude réalisée par Kuhleymer et Lysmer (1973) a montré que le maillage utilisé dans les problèmes de propagation doit vérifier la condition suivante :

$$\Delta X_{\max} \leq \frac{1}{8} \frac{V_s}{f_{\max}} \quad (\text{Eq. 2.4})$$

où ΔX_{\max} et f_{\max} désignent respectivement la dimension maximale de l'élément et la fréquence la plus élevée à transmettre, et V_s la vitesse de propagation des ondes de cisaillement. Ce critère est appliqué à la direction verticale à cause de l'hypothèse généralement retenue de propagation verticale des ondes, en particulier à une certaine distance de la structure. A noter qu'autour de la structure, le maillage doit être très fin puisqu'il s'agit de la présence d'hétérogénéité par rapport au sol, aussi bien dans la zone proche de la superstructure où les forces inertielles induisent de très fortes contraintes dans le sol avoisinant. Des éléments barre 3D ont été utilisés pour la modélisation des micropieux. Ils permettent la modélisation des éléments inclinés et l'attribution aux pieux et micropieux des rigidités axiales et des rigidités à la flexion spécifiées par l'utilisateur.

Afin de réduire la réflexion des ondes sur les frontières latérales qui peut affecter la réponse du système, ces frontières doivent être suffisamment éloignées de la structure. Des auteurs ont donné des ordres de grandeur pour l'emplacement de ces frontières en fonction du diamètre et de longueur du pieu (Trochanis et al. 1991) et en fonction d'autres paramètres comme l'amortissement du sol. Les tests réalisés au cours de ce travail montrent que l'emplacement de ces frontières dépend aussi de la masse de la superstructure qui conditionne les forces inertielles. A titre d'exemple, pour l'étude de l'interaction cinématique d'un pieu

isolé sans superstructure, soumis à un chargement dynamique, la distance entre le pieu et les frontières latérales est plus petite que celle du même pieu supportant une masse importante en tête. Toutefois nous évoquons l'utilisation des frontières spécifiques dites "frontières absorbantes" qui permettent d'absorber l'énergie transportée par les ondes traversant les frontières (Hwang et al. 1975, Higdon 1992). D'autres approches consistent à utiliser un couplage éléments finis/éléments infinis (Zhao 1993, Laghrouche 1995, Ramshaw 1997).

2.2.3 Vérification du programme

Avant d'entamer notre analyse, nous présentons une vérification du modèle numérique utilisé dans ce travail sur des essais effectués à l'Université de Saitama (Makris et al. 1997). La figure 2.3a illustre l'exemple étudié qui consiste en un système à un seul degré de liberté supporté par un pieu. Le système est soumis à des ondes harmoniques de cisaillement. Les auteurs ont effectué plusieurs tests en variant la fréquence de la superstructure et la condition de liaison à la base du pieu (encastrée ou articulée). Nous présentons les résultats de simulation pour une fréquence de superstructure $f_{st}=7\text{Hz}$. En l'absence de données sur l'amortissement du sol, une valeur de 10 % a été adoptée pour le facteur d'amortissement du sol (β_s).

La figure 2.3b illustre les fonctions de transfert (enregistrée et calculée) de l'accélération (ou déplacement) à une profondeur $z=0,275$ m. Les résultats sont présentés en fonction de la fréquence adimensionnelles $a_0 = \omega D_p / V_s$ (ω : pulsation, D_p : diamètre du pieu et V_s : Vitesse de propagation d'ondes de cisaillement = 80 m/s). On remarque que, globalement, l'approche par éléments finis donne de résultats satisfaisants. Notons que les pics obtenus à la fréquence naturelle du sol dépendent fortement du facteur d'amortissement. L'hypothèse d'un comportement élastique pour le sol affecte quantitativement la réponse. Cependant, elle conserve les tendances et reproduit correctement la réponse qualitative du système. La figure 2.3c compare les amplitudes de déformation dans le pieu pour une fréquence adimensionnelle $a_0=0,03$. Les résultats montrent un accord qualitatif acceptable entre les essais et le modèle numérique.

La comparaison des résultats numériques et des essais montre une bonne performance de l'approche utilisée. Cette approche permet de reproduire la réponse globale du système. Dans la suite, elle sera utilisée pour étudier le comportement des micropieux sous chargement sismique.

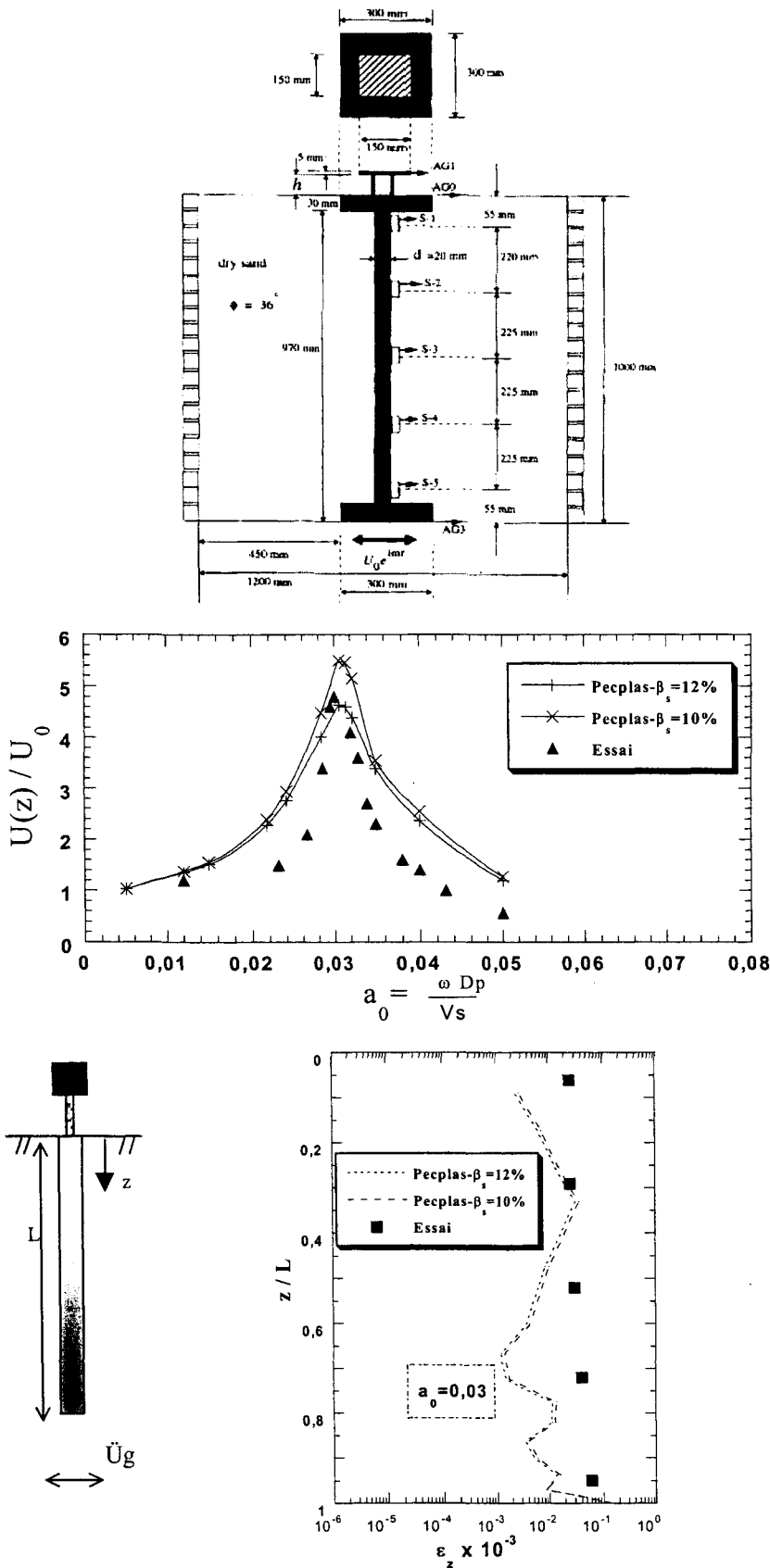


Figure 2.3 Comparaison des réponses enregistrée et calculée du système sol-pieu-superstructure – Essais (Makris et al. 1997)

2.3 Etude du comportement sismique de minipieux

Dans cette section, on propose une analyse à l'aide d'une modélisation par éléments finis du comportement sismique des minipieux (pieux de petit diamètre) utilisés comme éléments de fondation. Les résultats obtenus seront comparés à ceux de l'approche de Winkler (BDWF). Cette comparaison est suivie par une étude de l'influence des propriétés mécaniques de la superstructure sur l'interaction inertielle. La seconde partie traite de l'effet de groupe pour des minipieux liés en tête par un chevêtre rigide en fonction de différents paramètres, à savoir, l'espacement entre minipieux, le nombre de minipieux et la position d'un minipieu dans le groupe.

2.3.1 Minipieux isolés

◆ 2.3.1.1 Etude d'un exemple de référence

Présentation de l'exemple de référence

L'étude réalisée concerne l'analyse du comportement d'un minipieu flottant de 10 m de longueur, implanté dans une couche de sol homogène de 15 m d'épaisseur. Le minipieu de diamètre équivalent à 0,25 m supporte en tête une superstructure ayant une masse de 10 tonnes. Le comportement du système sol-minipieu-structure est supposé élastique avec un amortissement de type Rayleigh. La superstructure est modélisée par un système à un seul degré de liberté composé d'une colonne de hauteur $H_{st}=1$ m et d'une masse concentrée $m_{st}=10$ tonnes placée en tête de la colonne. Les caractéristiques du système sont résumées dans le tableau 2.1. La fréquence fondamentale de la couche du sol est égale à $f_1 = 0,67$ Hz. La rigidité (K_{st}) et la fréquence de la superstructure (f_{st}) supposée encastree à sa base sont calculées selon les expressions suivantes :

$$\left. \begin{aligned} K_{st} &= \frac{3(E_{st} I_{st})}{H_{st}^3} \\ f_{st} &= \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K_{st}}{m_{st}}} \end{aligned} \right\} \quad (\text{Eq. 2.5})$$

ce qui nous donne: $K_{st}=2344$ kN/m et $f_{st}=2,4$ Hz.

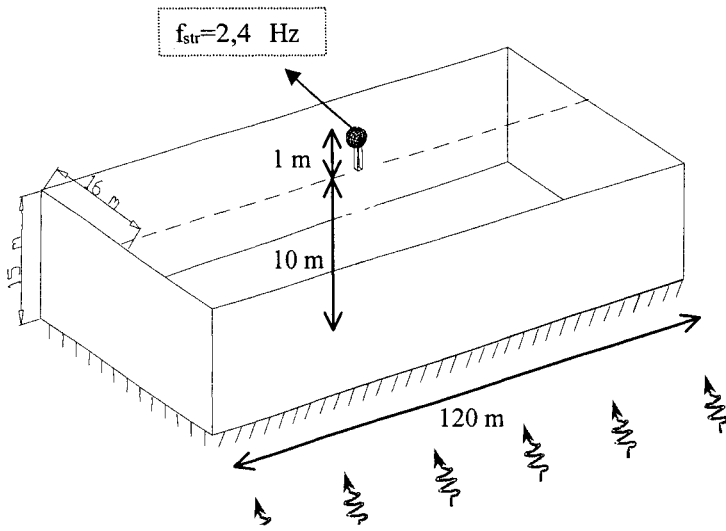
Le maillage retenu est illustré dans la figure 2.4. Il comporte 5771 éléments à 20 nœuds. Les simulations numériques sont effectuées avec les conditions aux limites suivantes :

- la base du massif de sol est supposée rigide ;
- des conditions périodiques de déplacement sont imposées aux frontières latérales ;
- le calcul est effectué avec un chargement sismique appliqué à la base du massif de sol sous forme d'une accélération harmonique composée de 15 cycles avec une fréquence égale à la fréquence fondamentale du massif $f_{ch} = f_1$ (fréquence fondamentale de la couche du sol) et une amplitude $a_g = 0,2$ g.

Les frontières latérales du massif du sol sont placées à une distance $X_d = 60$ m ($240D_p$) de l'axe du minipieu.

Matériau	Masse volumique (kg/m ³)	Module Young (MPa)	de Coeff. d'amor.	Rigidité à la flexion (MN.m ²)	Rigidité axiale (MN)
Sol	$\rho_s = 1700$	$E_s = 8$	$\xi_s = 5\%$		
Minipieu	$\rho_p = 2500$	$E_p = 24\ 000$	$\xi_p = 2\%$	$E_p I_p = 7,8125$	$E_p A_p = 1500$
Colonne (Superstructure)	$\rho_{st} = 2500$	$E_{st} = 2\ 000$	$\xi_{st} = 2\%$	$E_{st} I_{st} = 0,651$	

Tableau 2.1 Propriétés du système sol-minipieu-structure utilisées dans l'exemple de référence



$\ddot{U}_g = 0,2 \text{ g} ; f_{ch} = f_l \text{ du sol}$

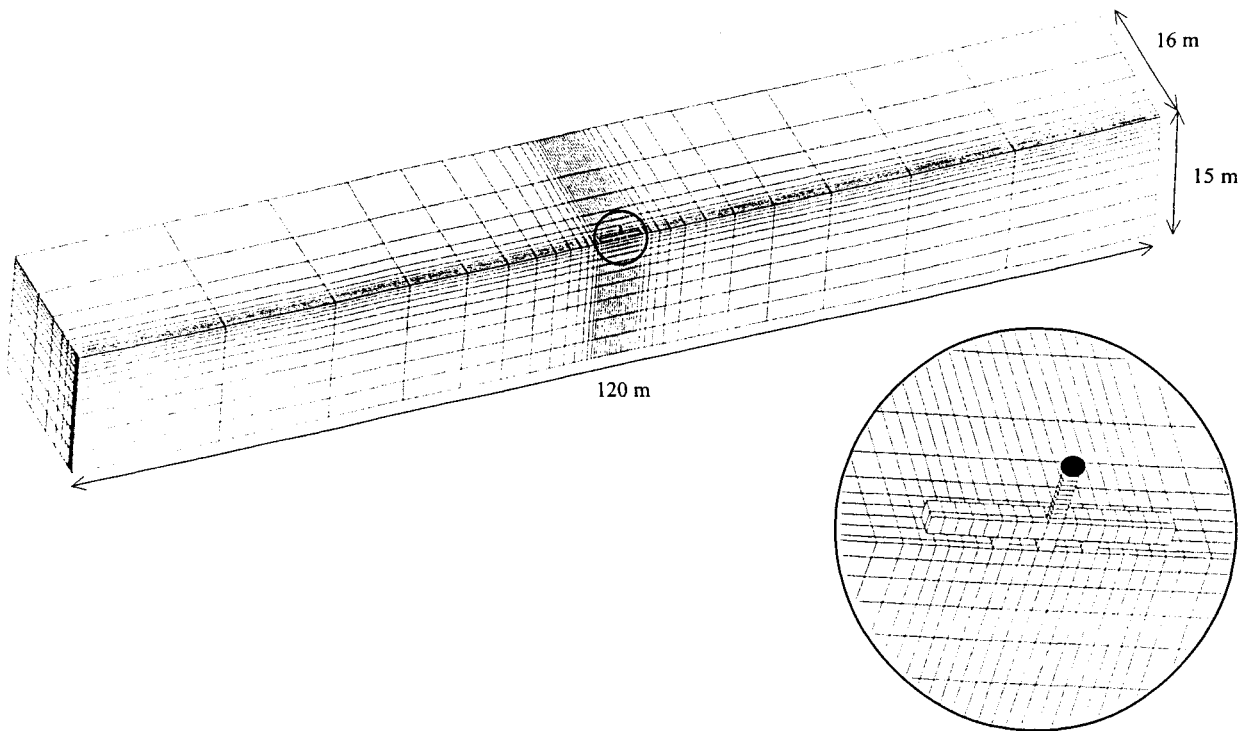


Figure 2.4 Minipieu isolé / exemple de référence : *Maillage utilisé dans la modélisation numérique (5771 éléments ; 26988 nœuds)*

Résultats obtenus

La figure 2.5 montre les accélérations en différents points du système sol-minipieu-structure : en tête du minipieu (A), au niveau de la masse (B), sur deux points de la surface (C) et (D) situés aux frontières du massif. Ces accélérations sont comparées à l'accélération en champ libre. On remarque que les accélérations aux points (C) et (D) sont identiques à l'accélération en champ libre, ce qui signifie que les dimensions du domaine sont suffisantes pour la modélisation du problème. On observe une amplification de l'ordre de 15 de l'accélération de la superstructure, qui est de 16% supérieure à l'amplification en tête du minipieu. Ce résultat illustre la nécessité de prendre en compte l'interaction inertielle dans l'analyse pseudo-statique.

Afin d'illustrer l'évolution des efforts avec l'oscillation du système, on donne dans la figure 2.6 le profil du moment fléchissant confronté à celui du déplacement latéral dans les minipieux et la superstructure pour plusieurs instants, en particulier au début de chargement ($t=0,15$ et $0,5$ s), ensuite pour un intervalle de temps délimité par les temps correspondant aux déplacements latéraux maximaux de la superstructure ($t=9$ s et $t=9,8$ s). On constate que, d'une part, les valeurs maximales du moment fléchissant sont obtenues en tête, ce qui traduit la dominance de l'effet inertiel, et d'autre part, les deux pics obtenus dans le profil de moment fléchissant correspondent au déplacement maximal de la structure (interaction inertielle) et du pieu (interaction cinématique).

La figure 2.7a donne l'enveloppe de la déformée du minipieu et celle du mouvement de sol en champ libre. On constate que le minipieu suit le mouvement de sol sauf dans la zone située à proximité de la surface du sol où on note que le minipieu subit un déplacement supérieur de 5% à celui du sol en champ libre. Les courbes d'efforts internes montrent un effet inertiel important induit par le chargement sismique (figures 2.7b,c). Cet effet se traduit par des fortes valeurs du moment fléchissant et d'effort tranchant dans une zone localisée autour de la tête du minipieu. L'enveloppe du moment fléchissant présentée sur la figure 2.7b est caractérisée par la présence de deux pics situés respectivement dans la partie supérieure du minipieu ($M_{\max} = 308$ kN.m) et sa partie centrale ($M_{\max}=115$ kN.m), ce qui signifie que les contraintes maximales dans le minipieu sont contrôlées par l'effet inertiel induit en tête. Ce phénomène est également illustré sur la figure 2.7c où l'effort tranchant atteint son maximum $V_{\max}=256$ kN en tête du minipieu.

Comparaison entre la méthode des éléments finis 3D et le modèle de Winkler

L'approche de Winkler nécessite la détermination de l'impédance dynamique. D'une façon générale, l'impédance d'une fondation peut s'écrire sous la forme :

$$S_x = K_x + iwC_x \quad (\text{Eq. 2.6})$$

K_x et C_x sont respectivement les coefficients de rigidité dynamique et d'amortissement.

La rigidité dynamique est proportionnelle au module de Young du sol : $K_x = \delta E_s$, où δ est le coefficient de Winkler qui dépend des propriétés du pieu. Dans notre analyse nous avons utilisé la formulation de Kavaadas et Gazets (1993) :

$$\delta = \frac{3}{1-\nu_s^2} \left(\frac{E_s}{E_p} \right)^{1/8} \left(\frac{L_p}{D_p} \right)^{1/8} \quad (\text{Eq. 2.7})$$

L'expression essentiellement utilisée pour le coefficient d'amortissement C_x , basée sur le travail de Roesset & Angelides (1979) et Gazetas & Dobry (1984), s'exprime sous la forme :

$$C_x = \begin{matrix} (C_r)_{\text{radiation}} & + & (C_m)_{\text{hysteresis}} \\ \downarrow & & \downarrow \\ C_x = 2D_p \rho_s V_s \left[1 + \left(\frac{V_p}{V_s} \right)^{5/4} \right] a_0^{-1/4} + 2K_x \frac{\beta}{w} \end{matrix} \quad (\text{Eq. 2.8})$$

où:

a_0 : fréquence adimensionnelle $a_0 = \frac{wD_p}{V_s}$; $w=2\pi f$ avec f : fréquence de chargement.

V_p, V_s : Vitesses de propagation des ondes de compression et de cisaillement ;

β : amortissement du sol .

Les figures 2.7b et 2.7c montrent une comparaison des résultats obtenus par un calcul tridimensionnel aux éléments finis avec ceux obtenus en utilisant le modèle simplifié de Winkler. Le profil du moment fléchissant montre un bon accord entre le modèle de Winkler et la méthode des éléments finis dans les zones dominées par l'interaction inertielle (proche de la tête) ou par l'interaction cinématique (centre du minipieu). Concernant l'effort tranchant, un bon accord est observé au voisinage de la tête du minipieu. Toutefois, en regardant l'autre partie du minipieu, on constate un désaccord dans les profils de l'effort tranchant qui s'accroît avec la profondeur et dépasse 50%. Par conséquent, le modèle de Winkler peut être utilisé pour des calculs préliminaires des minipieux dominés par l'effet inertiel.

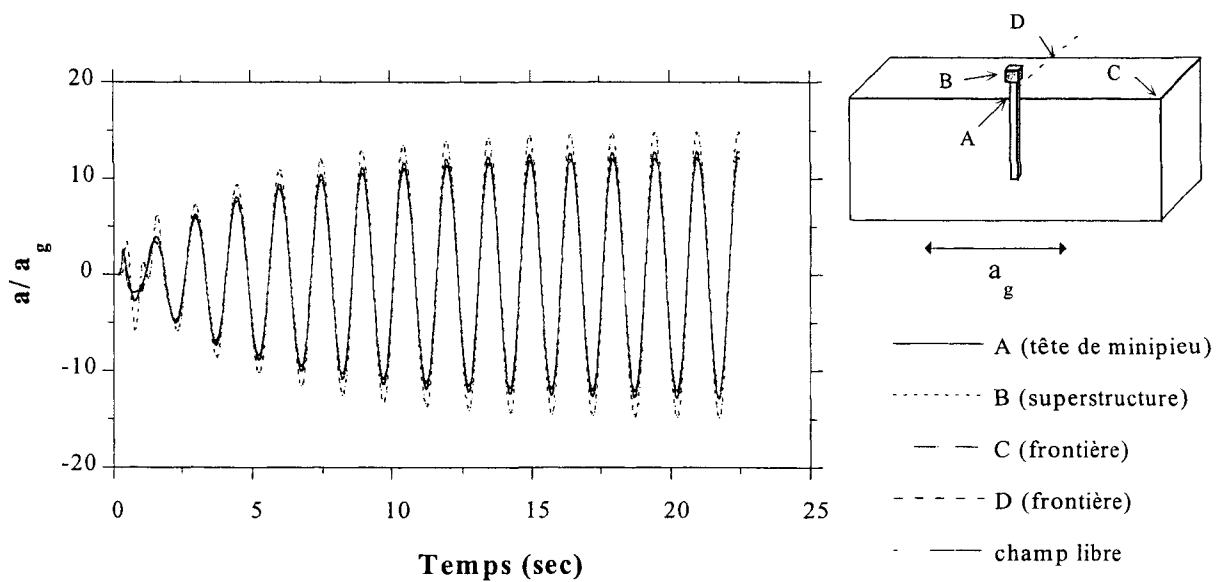
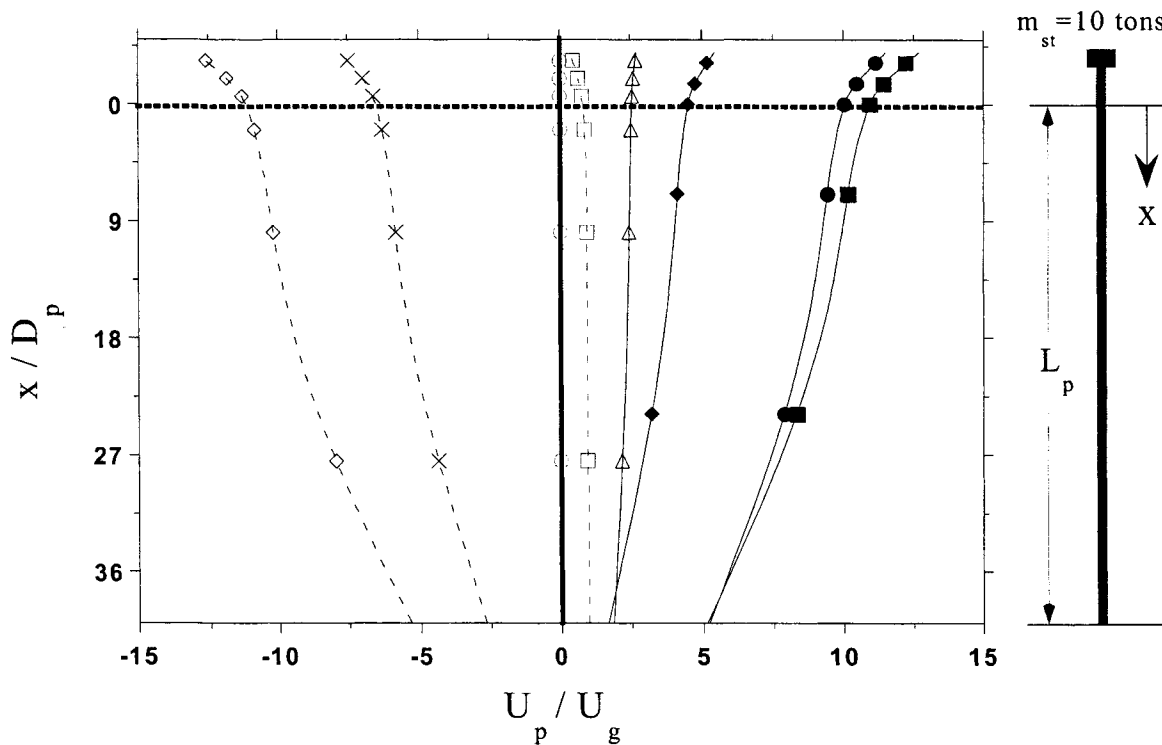
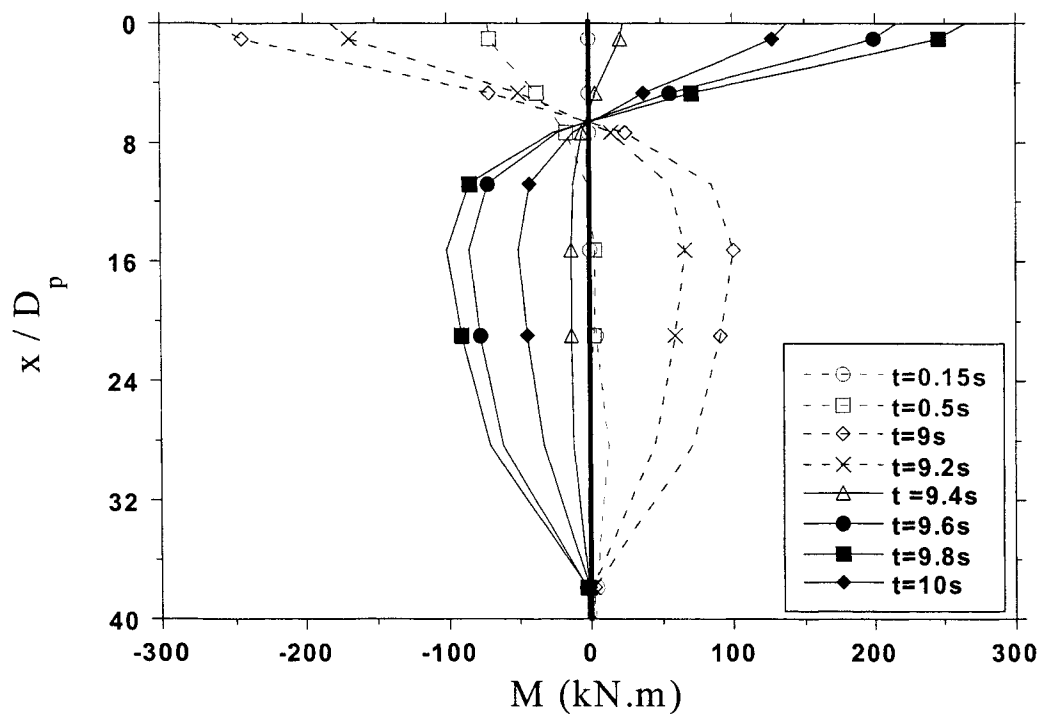


Figure 2.5 Minipieu isolé / exemple de référence : évolution de l'accélération latérale en différents points

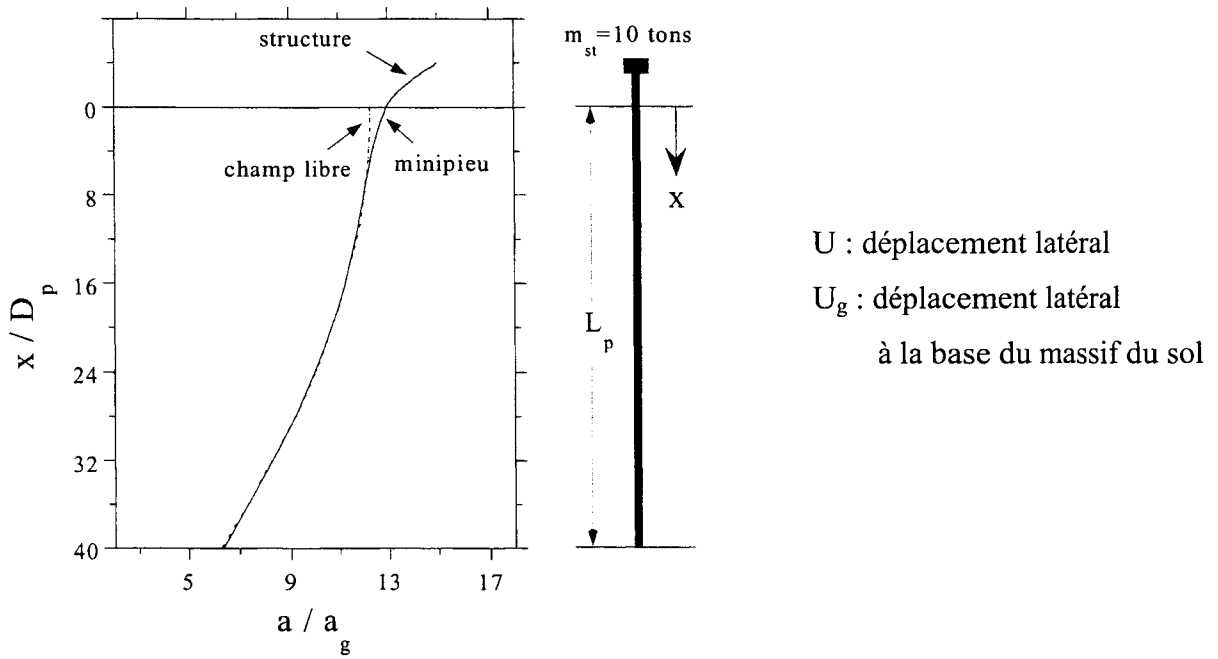


a) Déplacement latéral dans le minipieu et la structure

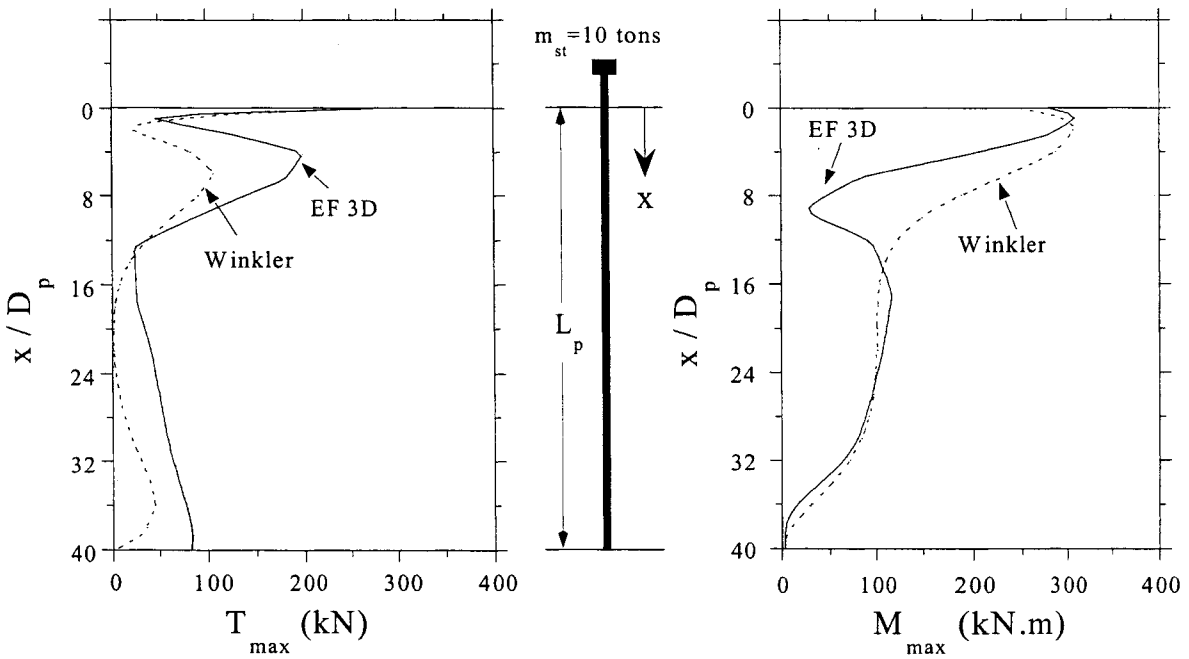


b) Profil du moment fléchissant dans le minipieu

Figure 2.6 Minipieu isolé / exemple de référence : Evolution du déplacement latéral et du moment fléchissant dans le minipieu



a) Amplification du déplacement latéral



b) Enveloppe de l'effort tranchant

c) Enveloppe du moment fléchissant

Figure 2.7 Minipieu isolé / exemple de référence : Réponse maximale du minipieu à un chargement sismique

♦ 2.3.1.2 Influence des propriétés de la superstructure

L'interaction inertielle est fortement influencée par la masse (m_{st}) et la fréquence (f_{st}) de la superstructure qui sont liées à la rigidité de la superstructure k_{st} par la relation donnée en Eq. 2.5. Dans la suite, nous allons présenter l'influence de ces paramètres sur le comportement du système sol-minipieu-structure en utilisant les grandeurs adimensionnelles :

$$M^* = M / (\rho_p D_p^4 a_g) ; T^* = T / (\rho_p D_p^3 a_g) \quad (\text{Eq. 2.9})$$

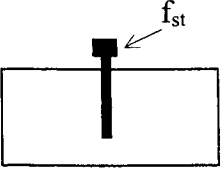
(ρ_p : masse volumique du minipieu ; a_g : amplitude de l'accélération sismique à la base du massif du sol).

Influence de la fréquence de la superstructure

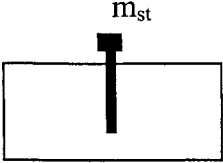
La figure 2.8 et le tableau 2.2 illustrent l'influence de la fréquence de la superstructure (f_{st}) sur la réponse sismique du minipieu sous le chargement utilisé pour le cas de référence ($a_g = 0,2g$, $f_{ch} = f_1$). On remarque que cette réponse est très sensible à la variation de la fréquence f_{st} autour de la fréquence fondamentale du chargement sismique (f_{ch}), qui est supposée égale à la fréquence fondamentale du massif du sol ($f_1 = 0,67$ Hz). En effet, lorsque la fréquence de la superstructure augmente de 0,5 Hz à 0,67 Hz, on observe une amplification importante du déplacement latéral au niveau de la masse et dans les efforts internes. Le moment M^*_{max} augmente de 12948 à 80674 (520 %). Un accroissement équivalent est obtenu pour l'effort tranchant T^*_{max} . Lorsque cette fréquence passe de 0,67 Hz à 1 Hz, le moment fléchissant maximal dans la superstructure subit une chute de 68% (80674 → 25379). En allant plus loin, le moment fléchissant maximal obtenu pour une fréquence de la superstructure de 2,4 Hz est égal à $M^*_{max} = 14255$ qui est de l'ordre de 56% de la valeur obtenue pour la fréquence $f_{st} = 1$ Hz, par contre elle ne dépasse pas 18% de celui obtenu pour $f_{st} = 0,67$ Hz. Une même tendance est observée pour l'effort tranchant. Ce résultat montre l'importance du choix de la fréquence de la superstructure dans la conception et le calcul du système de fondations.

Influence de la masse de la superstructure

La figure 2.9 et le tableau 2.3 illustrent l'influence de la masse de la superstructure (m_{st}) sur la réponse sismique du minipieu. On note que la valeur de la masse en tête a une influence sur le déplacement latéral en tête du minipieu, sur le moment fléchissant et sur l'effort tranchant. Une augmentation de la masse induit un accroissement modéré dans le déplacement latéral en tête du minipieu, mais il conduit à une variation significative et qualitative du moment fléchissant et de l'effort tranchant. Lorsque la masse (m_{st}) croit de 5 tonnes à 20 tonnes, le moment fléchissant M^*_{max} augmente de 6552 à 34192 et l'effort tranchant T^*_{max} augmente de 1640 à 8543. A noter que le module de Young a été fixé pour les différentes masses. Notons que la variation de la masse est associée à un changement de la fréquence de la superstructure puisque cette dernière est liée à la masse de la superstructure par l'équation (Eq 2.5). La fréquence correspondante à la masse de 10 tonnes est égale à 2,4 Hz. Lorsque la masse croit à 20 tonnes, la fréquence diminue d'un facteur de $\sqrt{2}$. Pour une masse de 5 tonnes, c'est l'inverse qui se passe. Toutefois cette influence n'est pas très prononcée puisque l'on obtient des fréquences relativement éloignées de la fréquence du sol $f_1=f_{ch}=0,67$ Hz (f_{st} varie de 1,7 Hz \rightarrow 3,4 Hz).

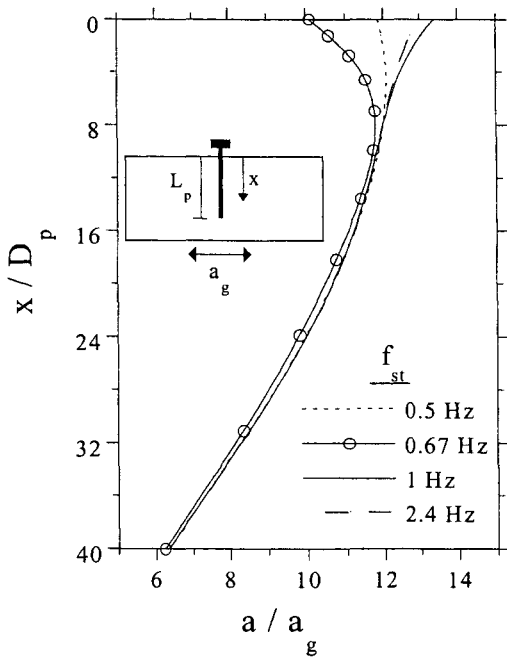


	Fréquence fondamentale de la Superstructure f_{st}			
	0,5	0,67	1	2,4
Amplification en tête du minipieu	11,86	10,1	13,39	12,96
Amplification en tête de la structure	15,25	90,34	27,39	14,98
Moment fléchissant en tête du minipieu (M^*)	12948	80674	25379	14255
Effort tranchant en tête du minipieu (T^*)	3204	20047	6325	3560

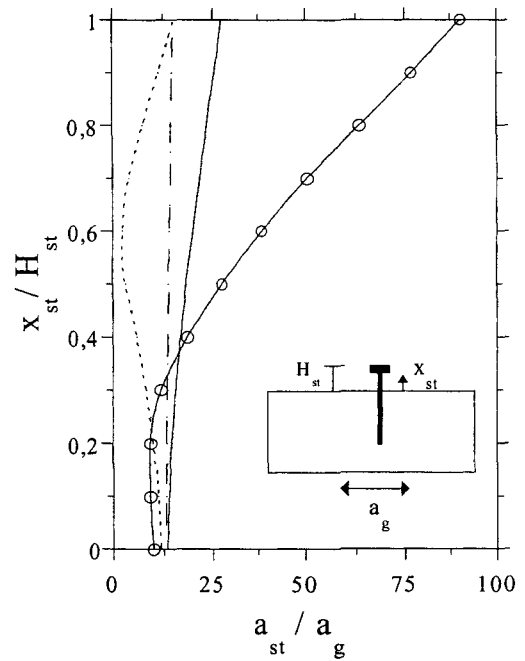
Tableau 2.2 Influence de la fréquence fondamentale de la superstructure


	Masse de la superstructure (en tonnes)		
	5	10	20
Amplification en tête du minipieu	12,65	12,96	13,76
Amplification en tête de la structure	13,67	14,98	18,42
Moment fléchissant en tête du minipieu (M^*)	6552	14255	34192
Moment fléchissant au centre du minipieu (M^*)	5771	5946	6286
Effort tranchant en tête du minipieu (T^*)	1640	3560	8543

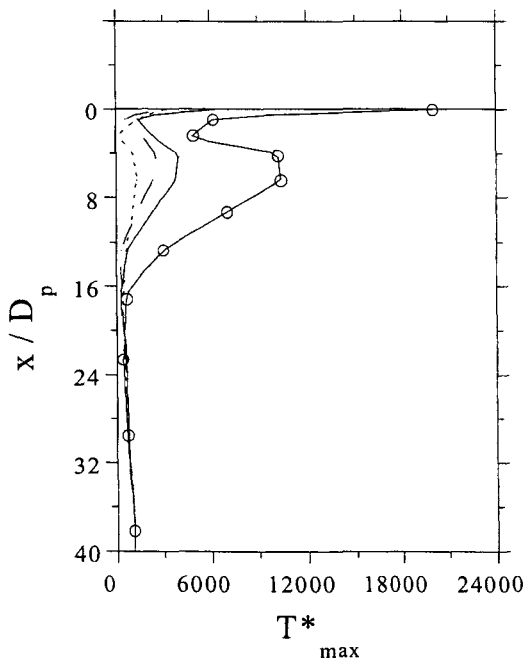
Tableau 2.3 Effet de la masse de la superstructure



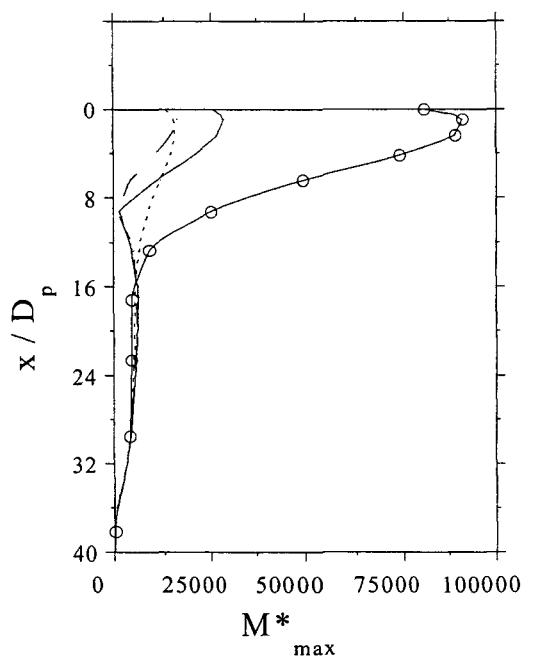
a) Amplification de l'accélération latérale dans le minipieu



b) Amplification de l'accélération latérale dans la superstructure

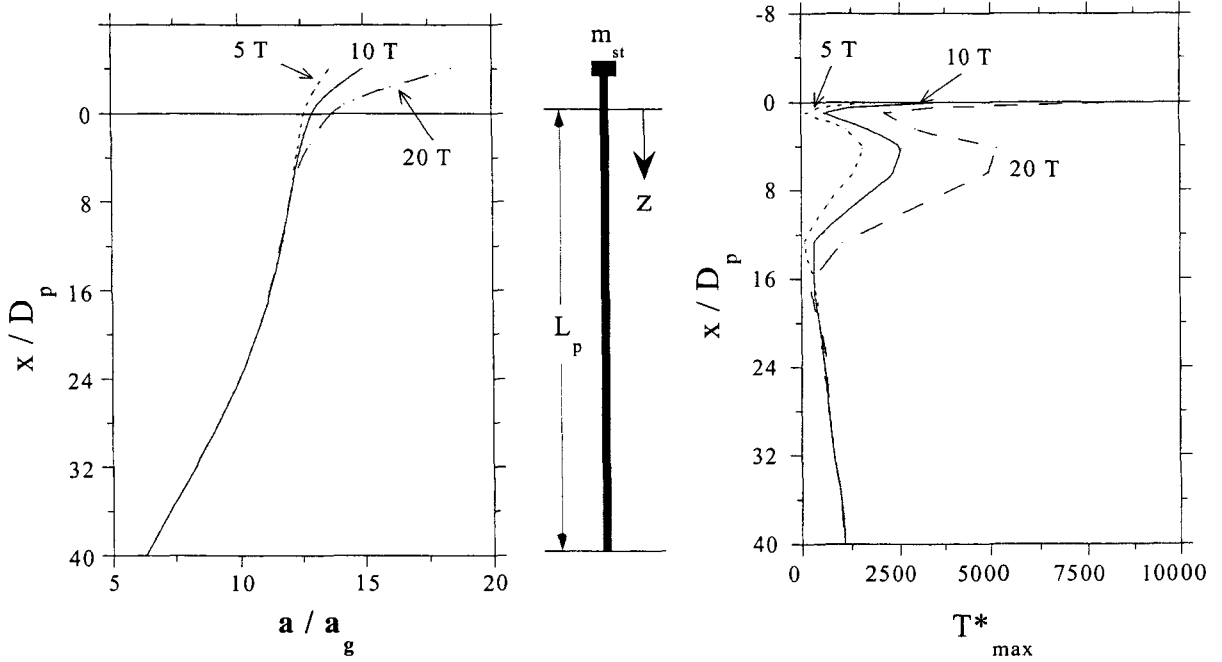


c) Effort tranchant normalisé



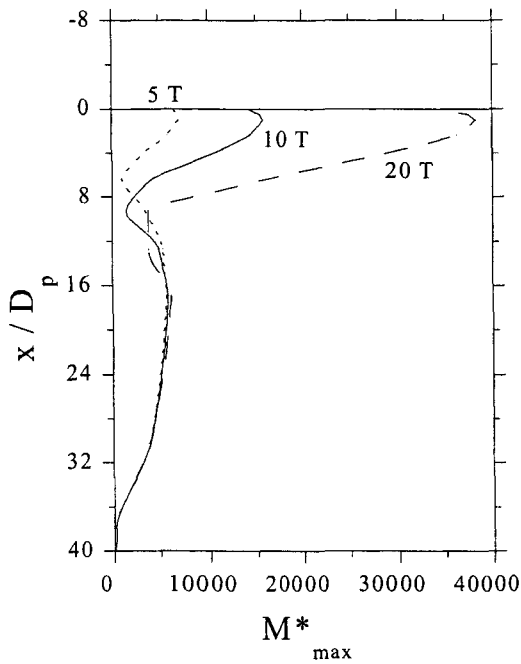
d) Moment fléchissant normalisé

Figure 2.8 Influence de la fréquence de la superstructure sur la réponse sismique du système [$M^* = M/(\rho_p D_p^4 a_g)$; $T^* = T/(\rho_p D_p^3 a_g)$]



a) Amplification du déplacement latéral

b) Effort tranchant normalisé



c) Moment fléchissant normalisé

Figure 2.9 Influence de la masse de la superstructure sur la réponse sismique du système [$M^* = M/(\rho_p D_p^4 a_g)$; $T^* = T/(\rho_p D_p^3 a_g)$]

2.3.2 Effet de groupe

Cette partie est consacrée à l'étude des minipieux utilisés en groupe. Les simulations numériques ont été effectuées pour trois configurations : un groupe composé de 3 minipieux (1*3), un groupe contenant 9 éléments (3*3) et un dernier groupe composé de 15 minipieux (3*5). Les minipieux sont liés en tête par un chevêtre qui n'est pas en contact avec le sol. La masse de la superstructure est fixée à $m_{st}=10N_p$ (N_p désigne le nombre de minipieux dans le groupe).

◆ 2.3.2.1 Analyse d'un exemple de référence (1*3 minipieux)

L'exemple de référence consiste en un groupe de 3 minipieux (1*3), encastrés dans un chevêtre rigide de 35 cm d'épaisseur. Le groupe supporte une masse $m_{st}=10N_p=30$ tonnes. Comme dans le cas du minipieu isolé, la superstructure est modélisée par un système à un seul degré de liberté composé d'une colonne de hauteur $H_{st}=1$ m et d'une masse concentrée m_{st} placée en tête de la colonne (figure 2.10). La fréquence fondamentale de la superstructure, supposée encadrée à la base, est $f_{st}=1,38$ Hz. Cette valeur sera fixée dans la suite pour les différents groupes de minipieux. Les caractéristiques du sol et des minipieux sont analogues à celles utilisées dans le cas du minipieu isolé. L'espacement entre minipieux est $S=3D_p$. (D_p : étant le diamètre du minipieu). Le chargement sismique est appliqué à la base du massif de sol sous forme d'une accélération harmonique composée de 15 cycles avec une fréquence égale à la fréquence fondamentale du massif $f_{ch}=f_1$ (fréquence fondamentale de la couche du sol) et une amplitude $a_g=0,2$ g.

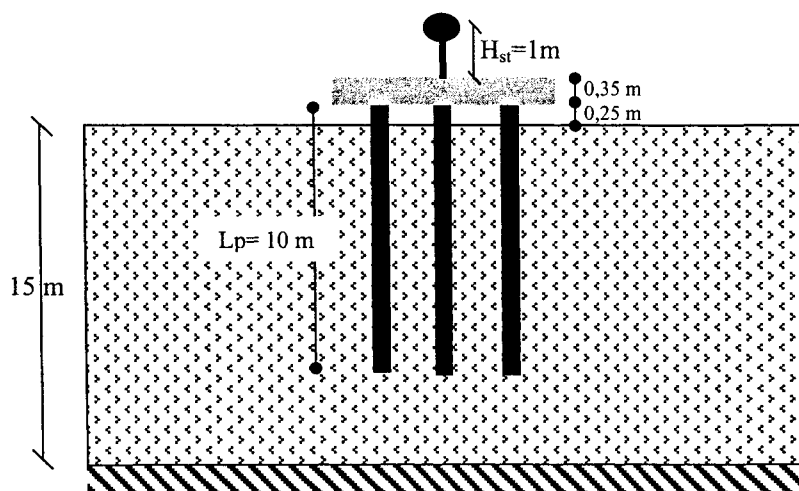
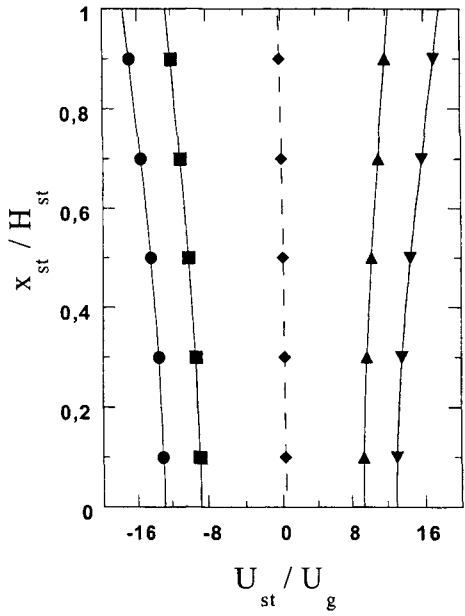


Figure 2.10 Groupe de minipieux - Exemple de référence (1*3)

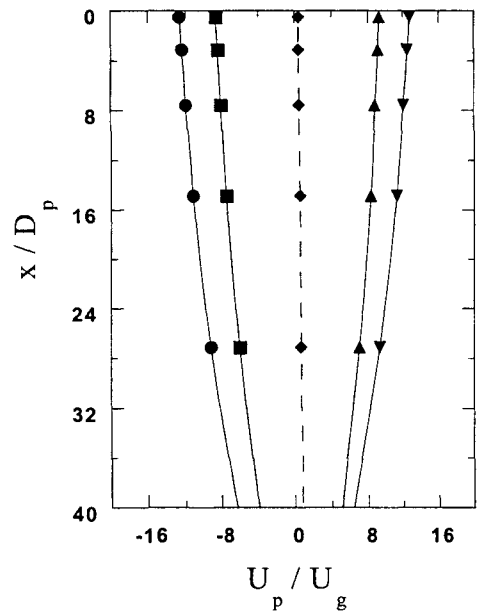
Résultats

Les figures 2.11 a, b, c et d montrent la réponse du minipieu extérieur pendant l'intervalle de temps correspondant à deux positions extrêmes de la masse ($t_1=14,91$ s et $t_2=15,56$ s). Comme dans le cas du minipieu isolé, on remarque que les efforts maximaux induits dans les minipieux, sont dus à l'interaction inertielle. En effet, ces efforts sont obtenus en tête du minipieu et correspondent à une amplification maximale du déplacement latéral dans la superstructure. A l'instant $t=16,56$ s, l'amplification du déplacement latéral atteint $U_{st}/U_g = 17,7$, correspondant à une force inertielle en tête $F_{st} = m a_{st} = 1063$ kN. La force inertielle induit à la base de la superstructure un effort tranchant $H_{cap} = F_{st} = 1062$ kN, et un moment fléchissant $M_{cap} = F_{st} * H_{st} = 1063$ kN.m. Le moment fléchissant induit dans les minipieux extérieurs un effort normal $N_p = M_{cap} / (6D_p) = 708$ kN ($6D_p =$ espacement entre les minipieux extérieurs).

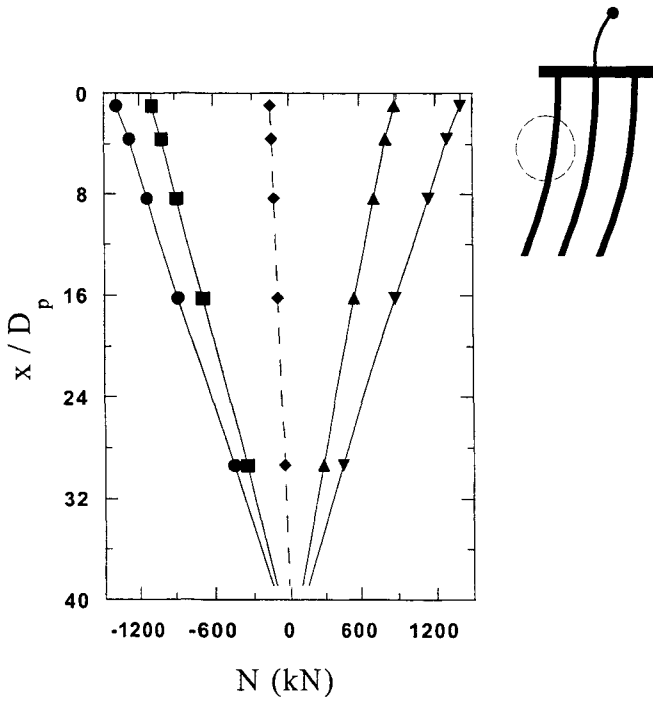
L'effort normal dans le minipieu extérieur se compose de deux parties : la première est due au moment M_{cap} , ($N_1=708$ kN), alors que la deuxième résulte de l'effort tranchant H_{cap} appliqué au niveau du chevêtre rigide ($N_2=1405-708= 697$ kN). Ce résultat signifie que l'effort tranchant induit un effort normal significatif dans les minipieux.



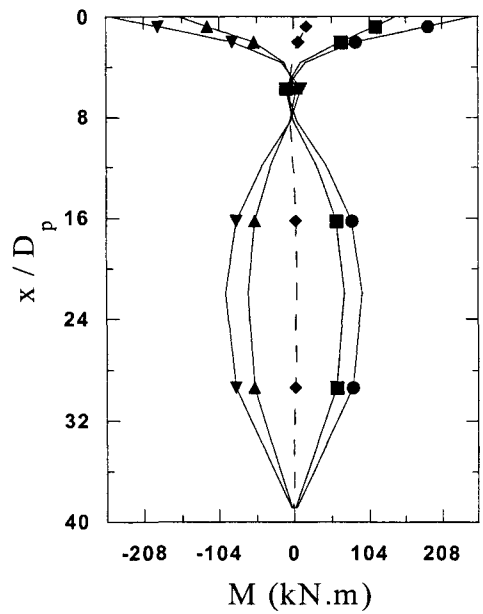
a) Amplification du déplacement latéral dans la superstructure



b) Amplification du déplacement latéral dans le minipieu extérieur



c) Profil de l'effort normal le minipieu extérieur



d) Profil du moment fléchissant dans le minipieu extérieur

Figure 2.11 Exemple de référence (1*3 minipieux) : Réponse sismique du minipieu extérieur

◆ 2.3.2.2 Influence de l'espacement

Afin d'étudier l'influence de l'espacement, nous avons réalisé des simulations numériques sur l'exemple de référence avec trois espacements ($S/D_p = 3,5$ et 7). La figure 2.12 et le tableau 2.4 donnent les résultats obtenus. On constate que l'influence de l'espacement est faible sur l'amplification dynamique en tête de la superstructure. En effet, on obtient une diminution de 4,4 % qui est associée à une légère augmentation de la rigidité du système. Concernant les efforts internes, on note que le moment fléchissant du minipieu central est de l'ordre de 75% de celui produit dans le minipieu extérieur. En examinant les efforts, on trouve qu'un accroissement de l'espacement des minipieux conduit à une augmentation du moment fléchissant en tête des minipieux et à une réduction de l'effort normal. En revanche, l'effort tranchant H_{cap} , appliqué au chevêtre induit un moment d'encastrement minipieu-chevêtre plus important lorsque l'espacement augmente entre les éléments. L'influence de l'espacement peut être attribuée à un effet de structure qui résulte de l'encastrement des minipieux dans le chevêtre. Notons que la réduction du moment fléchissant M_{cap} en tête du chevêtre conduit à une diminution de l'effort normal dans les minipieux [$M = N \times (2S)$].

Le moment maximal dans le minipieu central (M^*_{max}) croit de 10040 à 13566 (une augmentation de 35%) quand l'espacement entre minipieu augmente de $3D_p$ à $7D_p$. Ceci est associé à une diminution de l'effort normal de 18591 à 8533 (de l'ordre de 50%). La même tendance est observée pour le minipieu extérieur. Des résultats similaires ont été obtenus sur des essais en centrifugeuse (Juran et al., FOREVER 2002).

La figure 2.12b indique que l'influence de l'espacement est faible sur l'effort tranchant. Ce résultat est dû au fait que l'effort tranchant est contrôlé par la force inertielle induite par la superstructure qui est peu affectée par l'espacement entre minipieux.

◆ 2.3.2.3 Influence du nombre et de la position des minipieux

Comme nous l'avons présenté dans l'analyse bibliographique, les pieux et micropieux sont utilisés souvent en groupe. Bien évidemment, l'effet de groupe dépend du nombre d'éléments dans le groupe et de la configuration de ce dernier. En effet, la répartition de l'effort sismique n'est pas régulière entre les différents minipieux puisqu'elle dépend de la position de l'élément au sein du groupe. Afin d'analyser cet aspect, nous avons réalisé des simulations

numériques sur deux groupes de minipieux (3*3) et (3*5). L'espacement entre les minipieux est fixé à $S=3D_p$, et la masse de la superstructure est fonction du nombre de minipieux de façon à obtenir une masse de 10 tonnes/minipieu $m_{st}=10N_p$. La fréquence de la superstructure est maintenue constante ($f_{st} = 1,38$ Hz).

La figure 2.13 et le tableau 2.5 illustrent l'influence de la position du minipieu sur les efforts internes. On note une grande variation dans la distribution de ces efforts. Les sollicitations induites dans le minipieu du coin dépassent largement celles induites dans le minipieu central : le moment fléchissant maximal obtenu dans le minipieu central est de l'ordre de 30 % de celui du minipieu du coin (36% pour le groupe 3*3 et 28% pour le groupe 3*5). Cependant le moment fléchissant maximal induit dans le minipieu d'extrémité est de l'ordre de 80 % de celui du minipieu du coin. Les résultats obtenus pour l'effort tranchant révèlent une variation plus importante que celle du moment fléchissant. En effet, le rapport entre l'effort tranchant obtenu dans le minipieu central et celui du minipieu du coin est de l'ordre de 23 % pour le groupe de 3*3 minipieux, et de l'ordre de 6 % pour le groupe de 3*5 minipieux.

La figure 2.14c montre que l'augmentation du nombre de minipieux conduit à une augmentation significative du moment fléchissant en tête du minipieu du coin : M^*_{max} obtenu pour le groupe 3*5 est supérieur de 57% à celui obtenu pour le groupe de 3*3. Une augmentation de l'effort tranchant en tête du minipieu est également observée pour un nombre plus important de minipieux : le rapport entre l'effort tranchant obtenu pour les groupes 3*5 et 3*3 est égal à 1,22. Un comportement analogue est obtenu pour le minipieu d'extrémité, tandis que le minipieu central subit des efforts moins importants dans le cas du groupe de minipieux 3*5.

	Espacement entre les minipieux		
	3D	5D	7D
Amplification en tête de la structure	18,2	17,6	17,4
Moment fléchissant en tête du minipieu central (kN.m)	196	253	265
Moment fléchissant au centre du minipieu central (kN.m)	97,6	97,2	97,6
Moment fléchissant en tête du minipieu extérieur (kN.m)	263	325	344
Moment fléchissant au centre du minipieu extérieur (kN.m)	97,5	98,2	97,6
Effort normal en tête du minipieu extérieur (kN)	1452	923	668
Effort tranchant en tête du minipieu central (kN)	397	272	276
Effort tranchant en tête du minipieu extérieur (kN)	413	394	387

Tableau 2.4 Effet de l'espacement entre minipieux sur leur réponse sismique

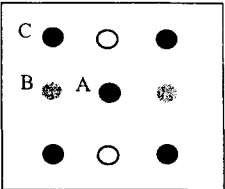
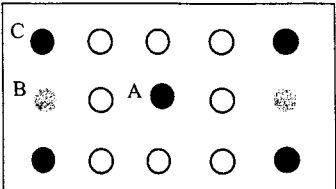
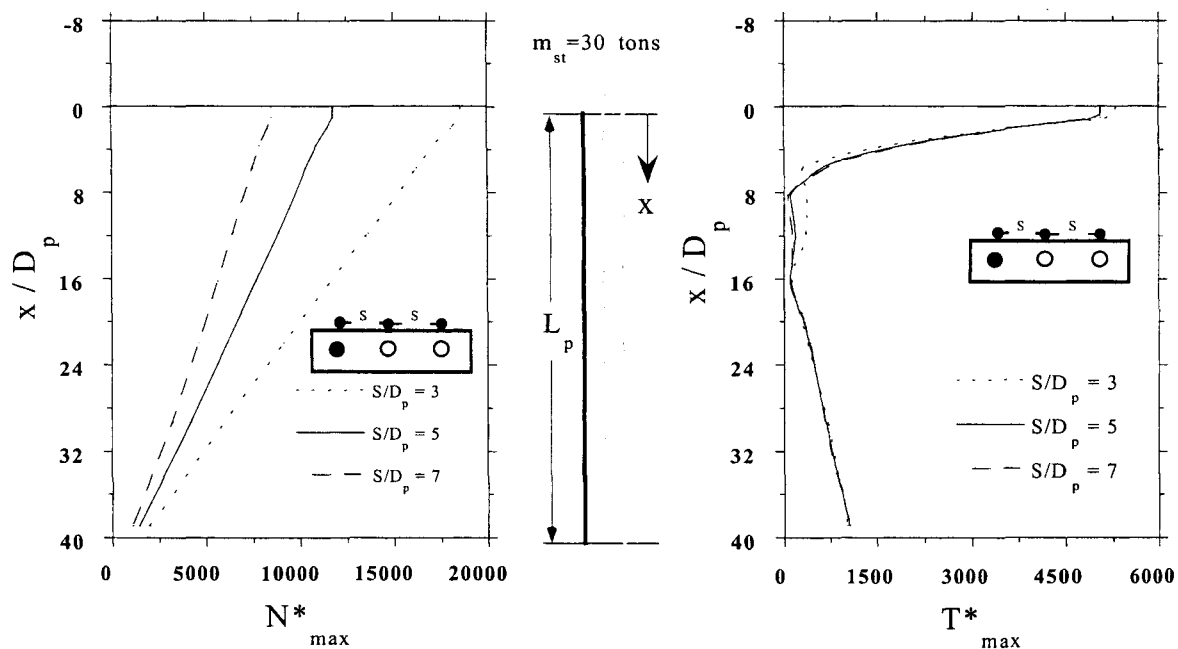
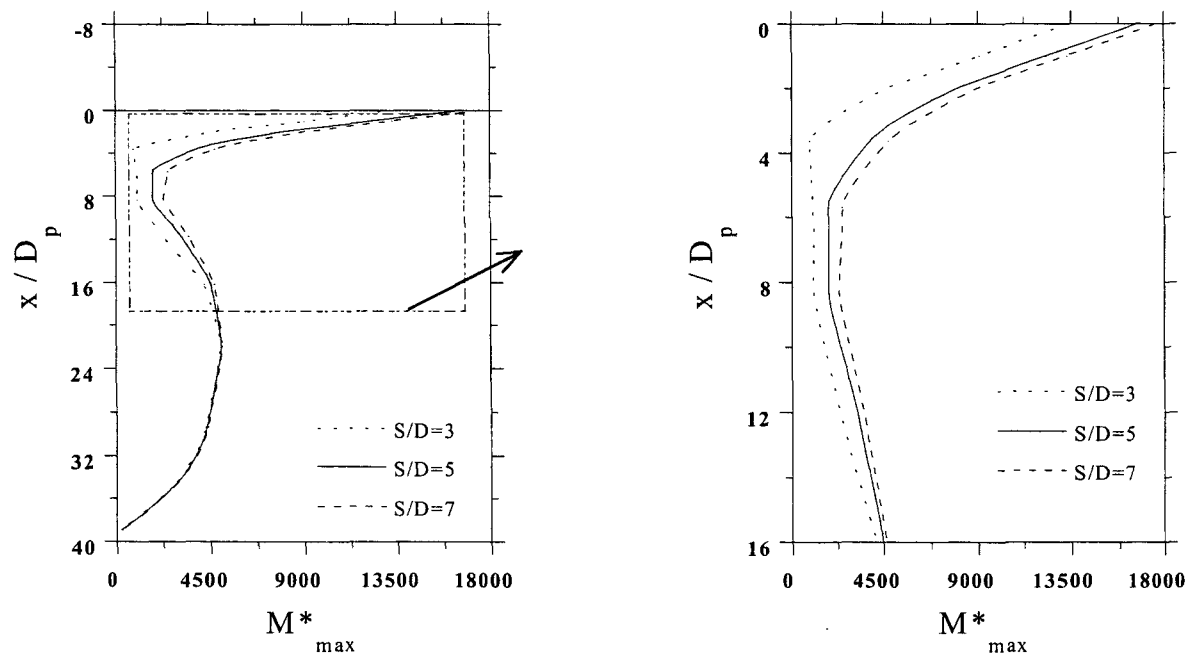
	Efforts en tête des minipieux			
	central (A)	extrémité (B)	coin (C)	
	Moment fléchissant (kN.m)	108	231	293
	Effort normal (kN)	0	1322	1640
	Effort tranchant (kN)	121	386	526
	Moment fléchissant (kN.m)	133	375	460
	Effort normal (kN)	0	1008	1431
	Effort tranchant (kN)	37	471	640

Tableau 5. Influence du nombre et de la position des minipieux dans le groupe (9 et 15 minipieux)



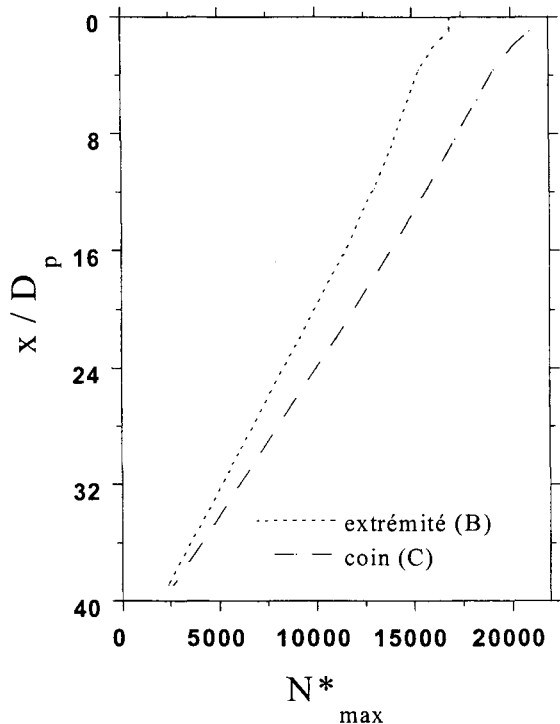
a) Effort normal normalisé dans le minipieu extérieur

b) Effort tranchant normalisé dans le minipieu extérieur

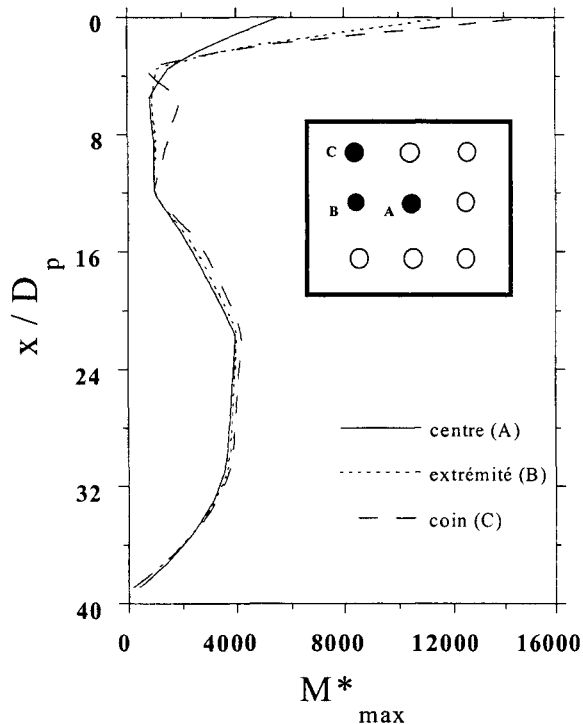


c) Moment fléchissant normalisé dans le minipieu extérieur

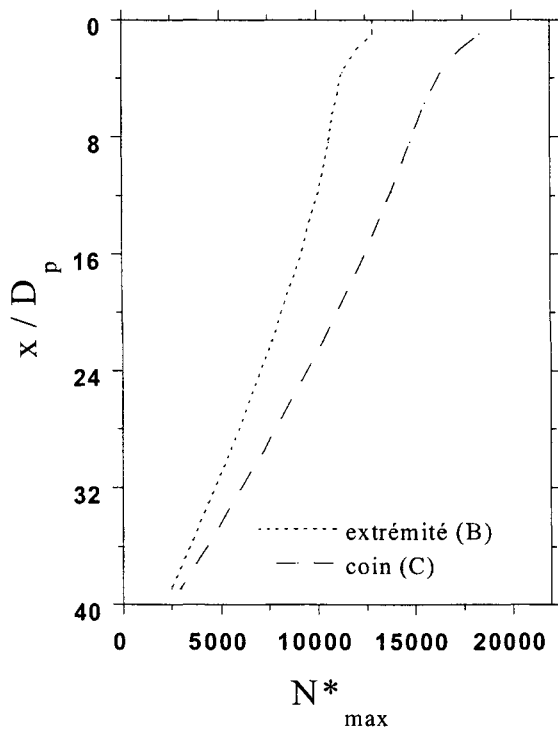
Figure 2.12 Influence de l'espacement sur les efforts maximaux induits dans le minipieu extérieur. [$N^* = N / (\rho_p D_p^3 a_g)$; $T^* = T / (\rho_p D_p^3 a_g)$; $M^* = M / (\rho_p D_p^4 a_g)$]



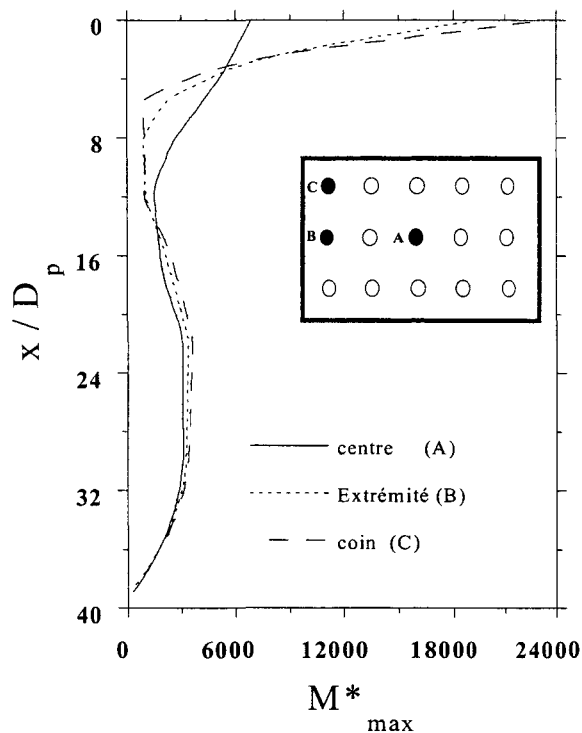
a) Effort normal normalisé (3*3)



b) Moment fléchissant normalisé (3*3)

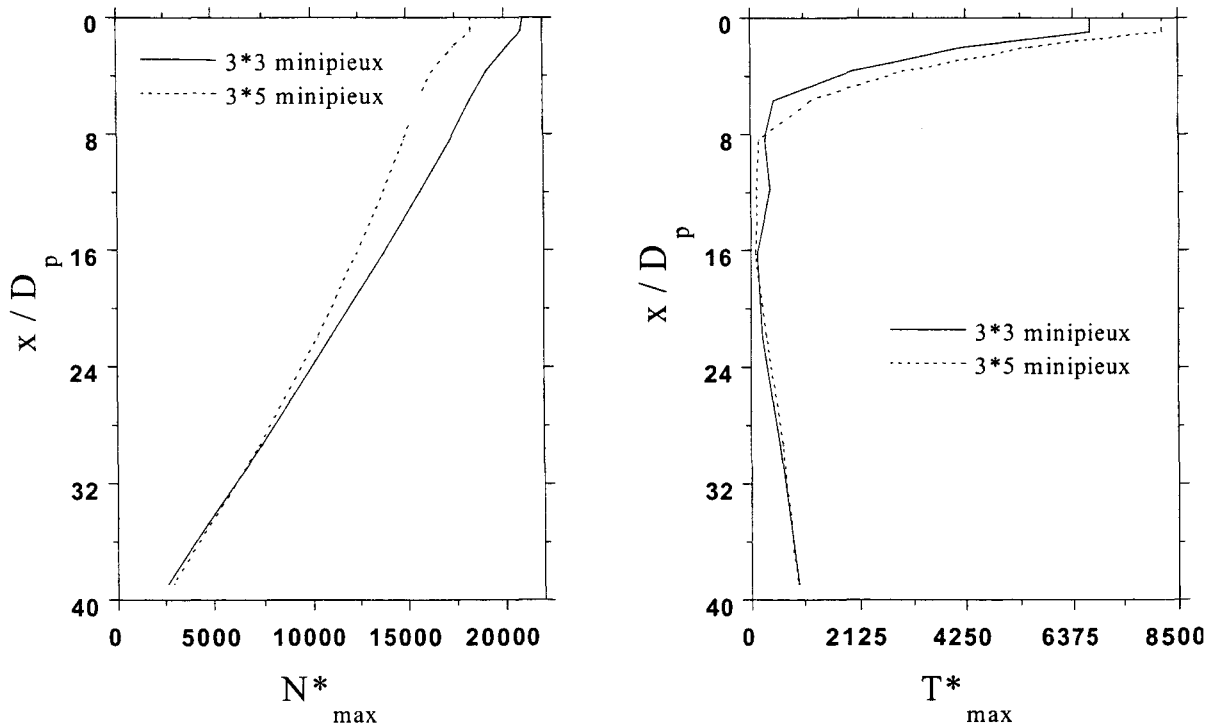


c) Effort normal normalisé (3*5)



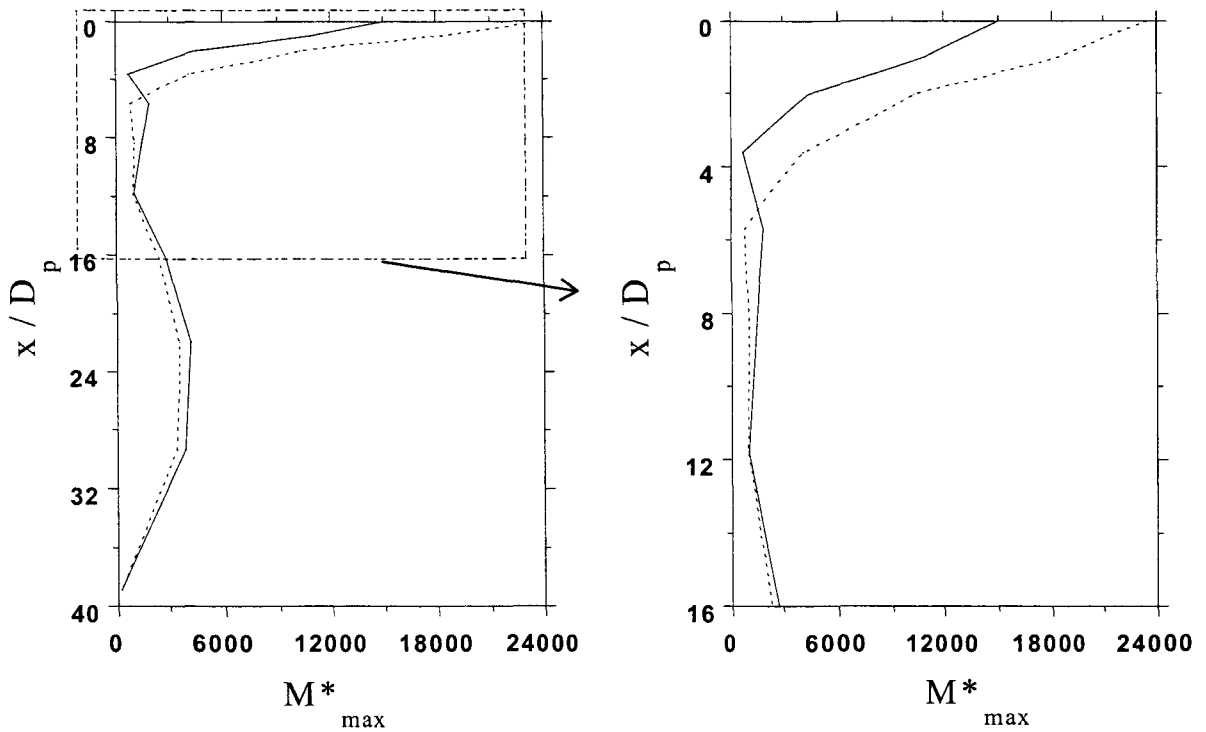
d) Moment fléchissant normalisé (3*5)

Figure 2.13 Influence de la position du minipieu dans le groupe sur sa réponse sismique [$N^* = N / (\rho_p D_p^3 a_g)$; $T^* = T / (\rho_p D_p^3 a_g)$; $M^* = M / (\rho_p D_p^4 a_g)$]



a) Effort normal normalisé dans le minipieu du coin

b) Effort tranchant normalisé dans le minipieu du coin



c) Moment fléchissant normalisé dans le minipieu du coin

Figure 2.14 Influence du nombre de minipieux sur leur réponse sismique ;
 $[N^* = N/(\rho_p D_p^3 a_g); T^* = T/(\rho_p D_p^3 a_g); M^* = M/(\rho_p D_p^4 a_g)]$

2.4 Analyse du comportement sismique de micropieux

Cette section comporte une analyse de la réponse sismique de micropieux utilisés comme éléments de fondation. Pour cela nous reprenons l'analyse réalisée pour les minipieux en remplaçant ces derniers par des micropieux et en conservant les différents paramètres utilisés pour le sol et la superstructure.

En premier lieu, on étudie l'un exemple d'un groupe de 3 micropieux. Ensuite on présente une analyse de l'influence des principaux paramètres sur la réponse sismique des micropieux et une comparaison des résultats obtenus entre les groupes de minipieux et de micropieux.

2.4.1 Exemple de référence

L'exemple de référence consiste en un groupe de (1*3) micropieux flottants de 10 m de longueur, liés en tête par l'intermédiaire d'un chevron rigide de 35 cm d'épaisseur, et supportant une masse $m_{st}=10N_p=30$ tonnes. La section de micropieux est circulaire de 25 cm de diamètre. Les caractéristiques des micropieux sont résumées dans le tableau 2.6. Seule la section d'acier est prise en compte dans le calcul, ce qui conduit à des rigidités axiale et de flexion différentes du cas de minipieux. Les simulations sont effectuées avec les paramètres du sol et de la structure, utilisés pour les groupes de minipieux. Rappelons que la fréquence fondamentale de la superstructure est égale à $f_{st}=1,38$ Hz, et que le chargement est appliqué à la base du massif de sol sous forme d'une accélération harmonique de fréquence $f_{ch}=0,67$ Hz ($= f_1$ du sol) et d'amplitude $a_g=2$ m/s². L'espacement est fixé à une valeur $S=3D_p$ pour les différents groupes de micropieux.

	Masse volumique (kg/m ³)	Module de Young (MPa)	Coeff. d'amor.	Rigidité à la flexion (MN.m ²)	Rigidité axiale (MN)
Micropieu	$\rho_p= 7800$	$E_p= 200\ 000$	$\xi_p= 2\%$	$E_p I_p= 0,85$	$E_p A_p= 1100$

Tableau 2.6 Propriétés des micropieux

Résultats

La figure 2.15 et le tableau 2.7 présentent les résultats des simulations numériques. On note un effort inertiel important en tête qui se manifeste par des valeurs très élevées des efforts internes. Cet effort est régi par l'accélération de la masse de la superstructure qui atteint $a_{st} / a_g = 21,3$. Cette accélération donne naissance à une force inertielle $F_{st} = 278$ kN. A la base de la superstructure, on obtient un effort tranchant $H_{cap} = 1278$ kN et un moment fléchissant $M_{cap} = 1278$ kN.m. Comme pour le cas des minipieux, le moment fléchissant induit dans les micropieux un effort normal $N = 852$ kN. Au niveau de la liaison micropieu/chevêtre, l'effort H_{cap} induit un moment fléchissant, un effort normal et un effort tranchant.

On constate une forte réduction de l'effet cinématique qui se traduit par des valeurs négligeables des efforts internes en s'éloignant de la tête des micropieux. Ce phénomène est dû à la haute flexibilité des micropieux. Ce résultat est en accord avec les constatations d'Ousta (1998) qui a noté que la diminution de la rigidité relative sol/micropieu conduit à une réduction des sollicitations induites par l'interaction cinématique.


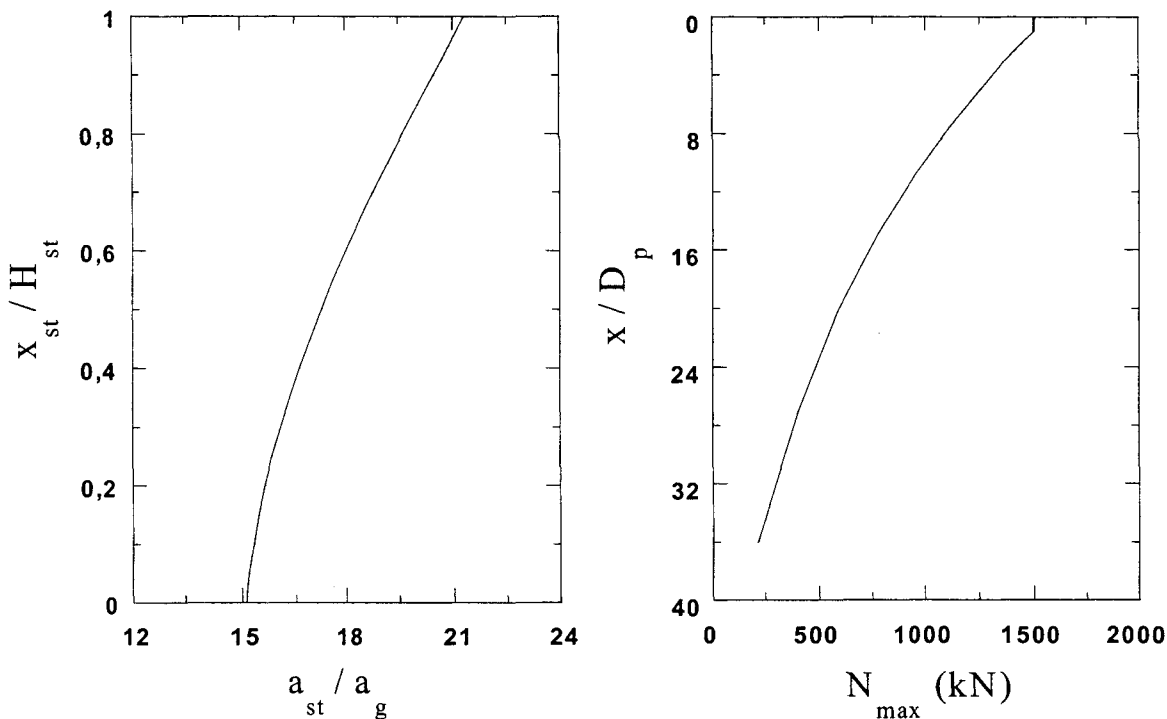
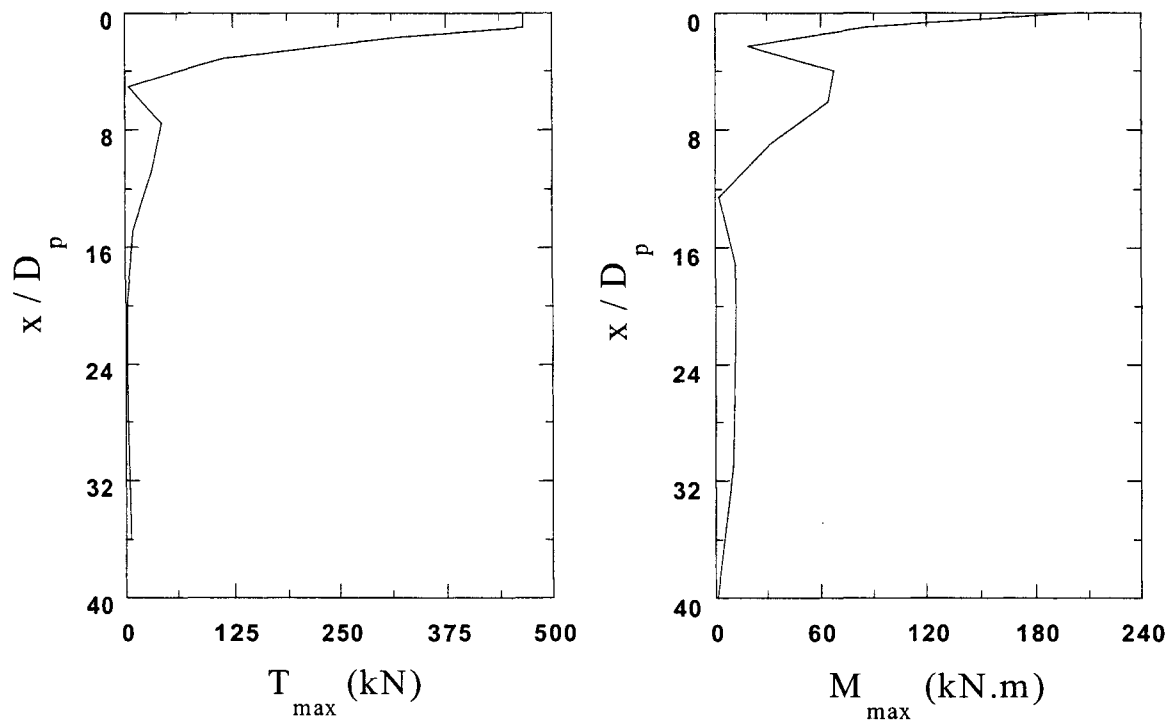
		Efforts en tête des micropieux	
		central (A)	latéral (B)
	Moment fléchissant (kN.m)	184	202
	Effort normal (kN)	0	1506
	Effort tranchant (kN)	528	576

Tableau 2.7 Réponse sismique du groupe de 1*3 micropieux



a) Amplification de l'accélération latérale dans la superstructure

b) Effort normal maximal dans le micropieu extérieur



c) Effort tranchant maximal dans le micropieu extérieur

d) Moment fléchissant maximal dans le micropieu extérieur

Figure 2.15 Exemple de référence (1*3) : Réponse sismique induite dans le micropieu extérieur

2.4.2 Influence de la position de micropieux

Les tableaux 2.8 et 2.10 résument les résultats des simulations numériques effectuées pour les groupes de micropieux (3*3) et (3*5). Ces résultats ainsi les figures données en annexe 2 montrent l'influence du nombre de micropieux et de leur position sur leur réponse sismique. Comme dans le cas des minipieux, la répartition de l'effort sismique n'est pas régulière entre les différents éléments du groupe. Les sollicitations induites dans le micropieu du coin dépassent largement celles induites dans le micropieu central : le moment fléchissant maximal obtenu dans le micropieu central est de l'ordre de 55 % de celui du micropieu du coin (60% pour le groupe 3*3 et 53% pour le groupe 3*5). Une répartition analogue est obtenue entre l'effort tranchant du micropieu central et celui du coin (55 % pour le groupe de 3*3).

2.4.3 Influence du nombre de micropieux

Afin d'étudier l'influence du nombre de micropieux sur leur réponse sismique, on présente une comparaison entre les réponses sismiques des deux groupes de micropieux 3*3 et 3*5. En examinant les résultats (tableaux 2.8 et 2.10 et graphes fournis en annexe 2), on note que l'augmentation du nombre des micropieux conduit à une augmentation de moment fléchissant de l'ordre de 40%. Cette augmentation est plus modérée que celle obtenue dans le cas des minipieux qui était de 57%. Une légère augmentation (6%) est obtenue dans l'effort tranchant. Une même tendance est observée dans le micropieu d'extrémité.

Une deuxième comparaison est réalisée entre le groupe de 3*3 micropieux (présenté ci-dessus) qu'on va appeler groupe I et un groupe équivalent de 19 micropieux de diamètre $D'_p=130$ cm, qu'on va appeler groupe II. Les micropieux du groupe II possèdent respectivement des rigidité axiale et de flexion $E_p A_p= 326$ et $E_p I_p= 0,157$. Les configurations en plan des deux groupes I et II sont illustrées dans la figure 2.16.

La figure 2.17 montre les résultats obtenus pour des micropieux extérieurs. En premier lieu, on remarque que l'amplification de l'accélération latérale de la structure est pratiquement équivalente pour les deux groupes. Cependant, comme il est prévu, on note une réduction significative des efforts internes dans les micropieux du groupe II en comparaison avec le groupe I. Cette réduction atteint 50 % que ce soit pour le moment fléchissant, l'effort tranchant ou l'effort normal. A titre d'exemple le moment fléchissant maximal dans le micropieu du coin

du groupe II est $M_{\max} = 94 \text{ kN.m}$, tandis que celui du groupe I est $M_{\max} = 208 \text{ kN.m}$. Une même tendance est observée pour l'effort tranchant qui atteint $T_{\max} = 300 \text{ kN}$ dans le groupe I, alors qu'on obtient $T_{\max} = 560 \text{ kN}$ dans le groupe II. Cette réduction d'effort est cohérente avec l'augmentation du nombre de micropieux. Toutefois, on signale que le module d'inertie de flexion (I/v) des micropieux du groupe I dépasse d'environ quatre fois celle du groupe II. Le remplacement de 9 micropieux par un nombre plus important avec une section plus faible, permet de soulager la connexion micropieu/chevêtre, mais ceci est accompagné par une augmentation des contraintes dans les micropieux.

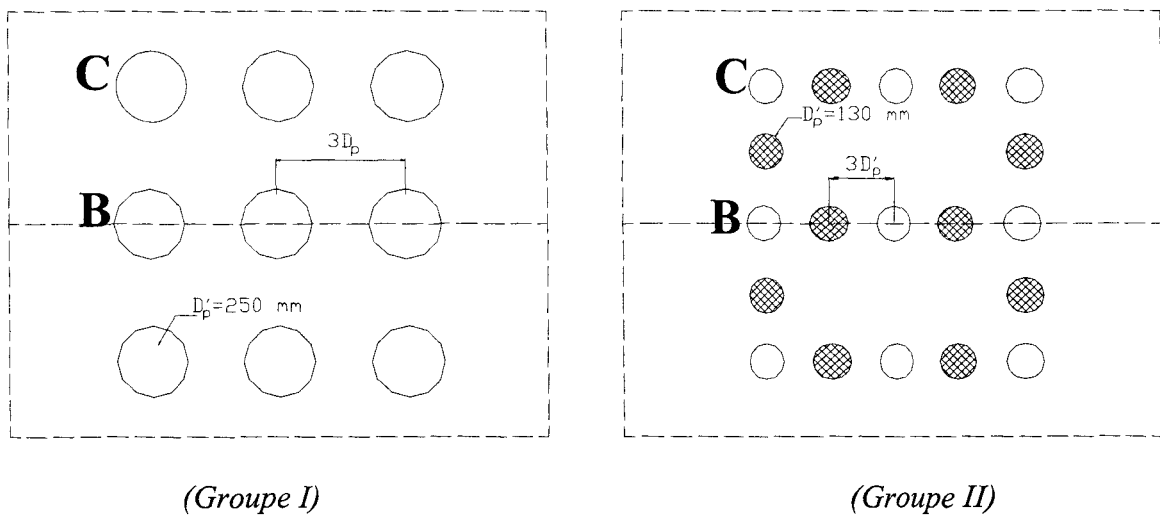
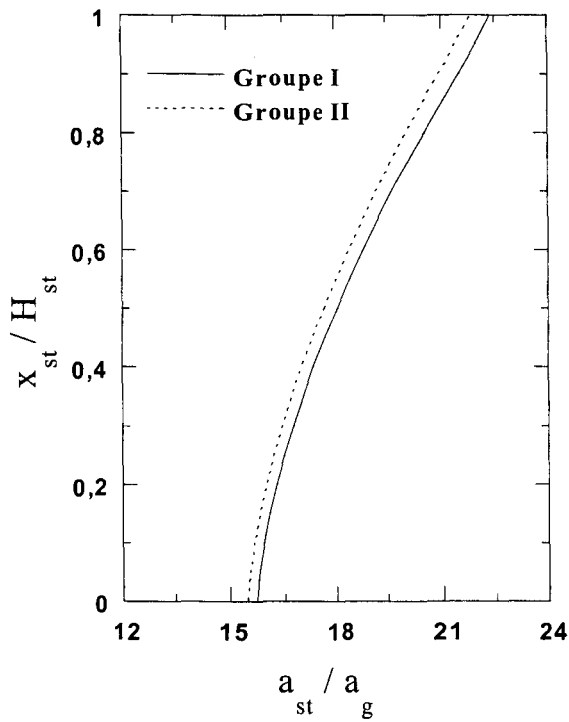
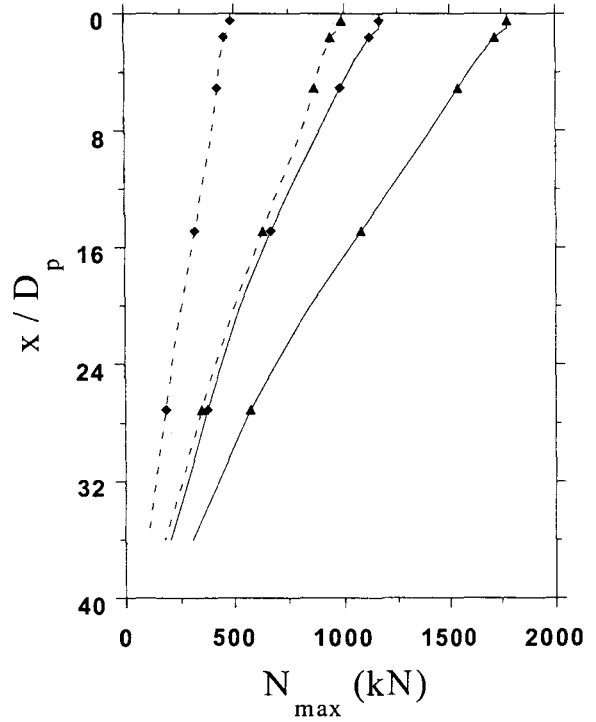


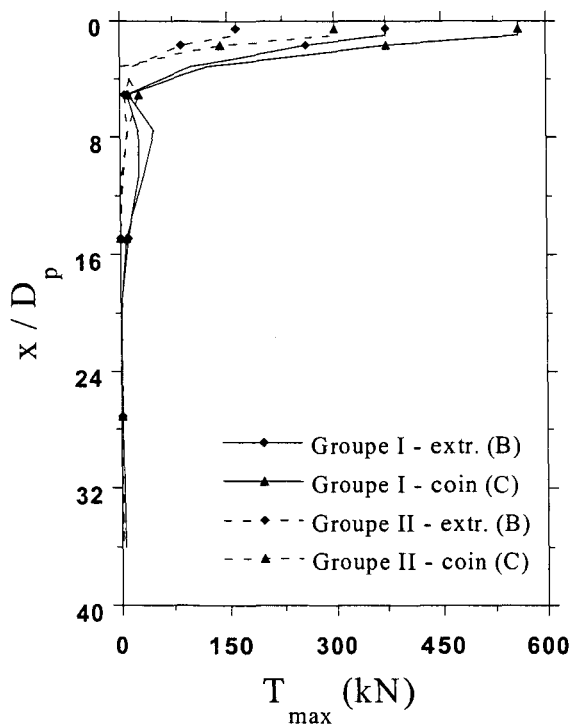
Figure 2.16 Configuration en plan des groupes I et II



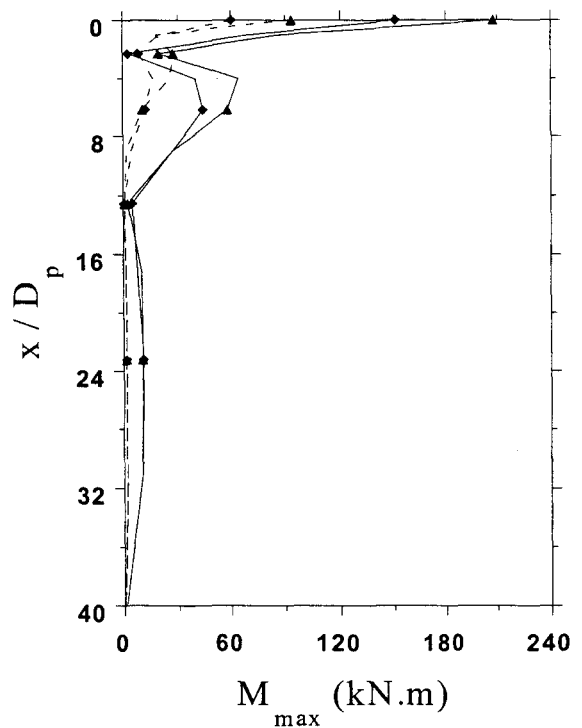
a) Amplification de l'accélération latérale



b) Effort normal maximal



c) Effort tranchant maximal



d) Moment fléchissant maximal

Figure 2.17 Comparaison de la réponse sismique des groupes de micropieux I et II

2.4.4 Comparaison du comportement micropieux/minipieux

Afin de comparer le comportement sismique de micropieux à celui de minipieux, nous présentons une confrontation des résultats obtenus pour les groupes de (3*3) et (3*5) (tableaux 2-8 → 2-11) minipieux à ceux obtenus pour les groupes de micropieux.

L'analyse de ces résultats montre que :

- i) Une meilleure répartition des efforts sismiques entre les différents éléments est assurée dans le cas des micropieux. En effet, le rapport entre le moment fléchissant normalisé du micropieu du coin (N° 6) sur celui du centre (N°1) est de l'ordre de 1,8 pour les micropieux, tandis qu'il dépasse 2,5 dans le cas des minipieux (2,67 pour le groupe 3*3 et 3,5 pour le groupe 3*5). Ce résultat est illustré sur la figure 2.18 qui compare les moments fléchissants dans les éléments centraux et du coin.
- ii) L'effort tranchant présente une tendance identique à celle du moment fléchissant. Toutefois la dispersion de résultats est plus importante dans ce cas : le rapport de l'effort tranchant du minipieu du coin sur le minipieu central atteint 4,38 pour le groupe 3*3 et 17,8 pour le groupe 3*5 alors que ce rapport ne dépasse pas 2,3 dans le cas des micropieux. Ce phénomène est présenté sur la figure 2.18.
- iii) L'effet cinématique pour les micropieux est négligeable en comparaison avec celui des minipieux. En effet, la figure 2.18 montre que le moment fléchissant en travée des micropieux est négligeable par rapport à celui des minipieux. Ce résultat est dû à la haute flexibilité des micropieux.

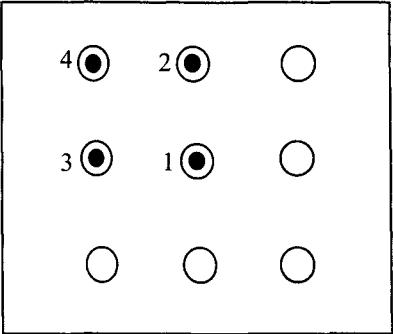
		Efforts en tête des micropieux			
		1	2	3	4
	$M / M_{cap} \times 10^2$	3,1	4,6	3,7	5,1
	$N / H_{cap} \times 10^2$	0	0	28,8	44,1
	$T / H_{cap} \times 10^2$	7,6	11,9	9,3	13,8
	$(N_i \times D_i) / M_i$	0	0	11,67	12,97

Tableau 2.8 Efforts sismiques induits dans le groupe de (3*3) micropieux

(Amplification maximale de l'accélération en tête de superstructure $a_{st}/a_g = 22,4$;

D_i : espacement entre l'élément et son symétrique; $D_1=D_2=0 - D_3=D_4 = 6 D_p$)

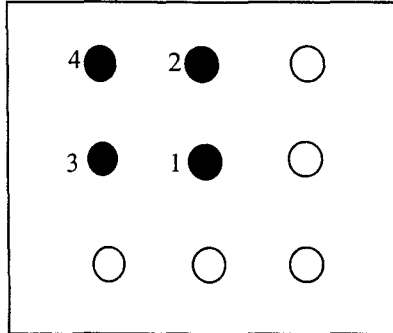
		Efforts en tête des minipieux			
		1	2	3	4
	$M / M_{cap} \times 10^2$	3,1	6,3	6,5	8,3
	$N / H_{cap} \times 10^2$	0	0	37,5	46,5
	$T / H_{cap} \times 10^2$	3,4	8,7	10,9	14,9
	$(N_i \times D_i) / M_i$	0	0	8,53	8,40

Tableau 2.9 Efforts sismiques induits dans le groupe de (3*3) minipieux

(Amplification maximale de l'accélération en tête de superstructure $a_{st}/a_g = 19,6$)

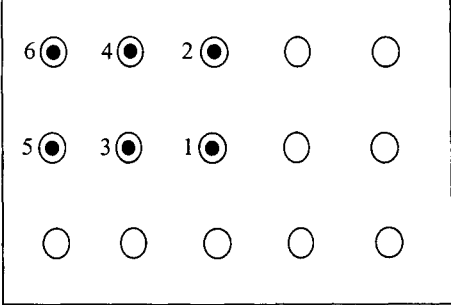
		Efforts en tête des micropieux						
		1	2	3	4	5	6	
		$M / M_{cap} \times 10^2$	2,3	3,4	2,8	3,7	3,3	4,3
		$N / H_{cap} \times 10^2$	0	0	4,6	7,5	12,1	19,6
		$T / H_{cap} \times 10^2$	4,0	6,6	4,7	7,2	6,0	8,9
		$(N_i \times D_i) / M_i$	0	0	2,46	3,04	11,0	13,6

Tableau 2.10 Efforts sismiques induits dans le groupe de (3*5) micropieux

(Amplification maximale de l'accélération en tête de superstructure $a_{st}/a_g = 22,15$;

D_i : espacement entre l'élément et son symétrique ; $D_1=D_2=0$ - $D_3=D_4= 6 D_p$ - $D_5=D_6= 12 D_p$)

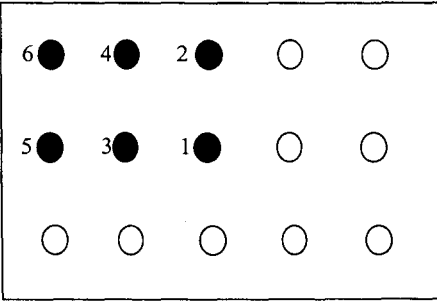
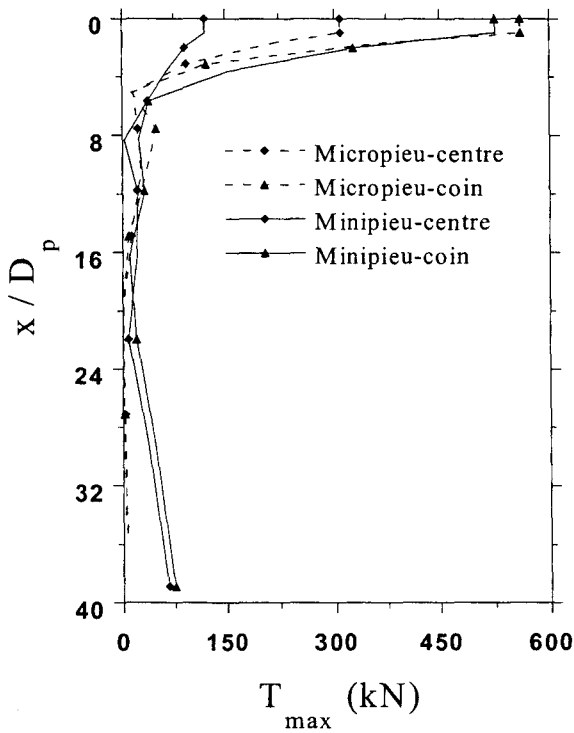
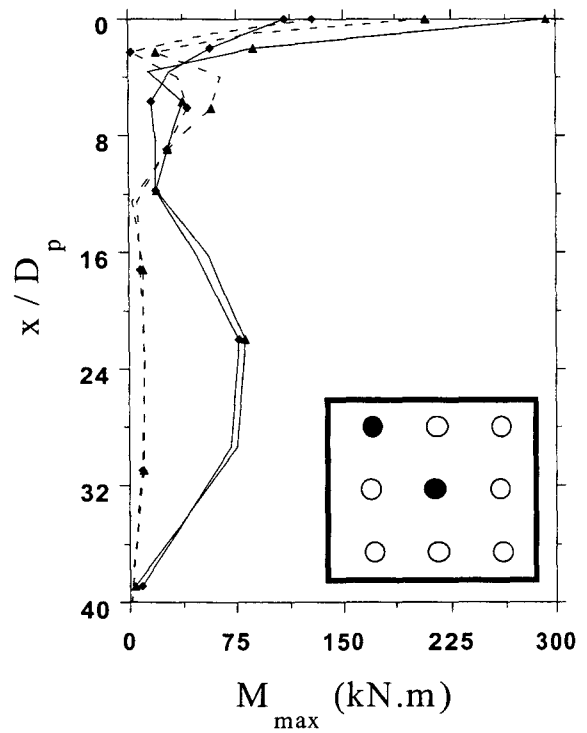
		Efforts en tête des minipieux						
		1	2	3	4	5	6	
		M / M_{cap}	2,2	4,8	5,3	6,1	6,2	7,7
		$N / H_{cap} \times 10^2$	0	0	5,0	6,9	16,9	24,1
		$T / H_{cap} \times 10^2$	0,6	4,56	4,3	6,3	7,9	10,7
		$(N_i \times D_i) / M_i$	0	0	1,41	1,70	8,17	9,39

Tableau 2.11 Efforts sismiques induits dans le groupe de (3*5) minipieux

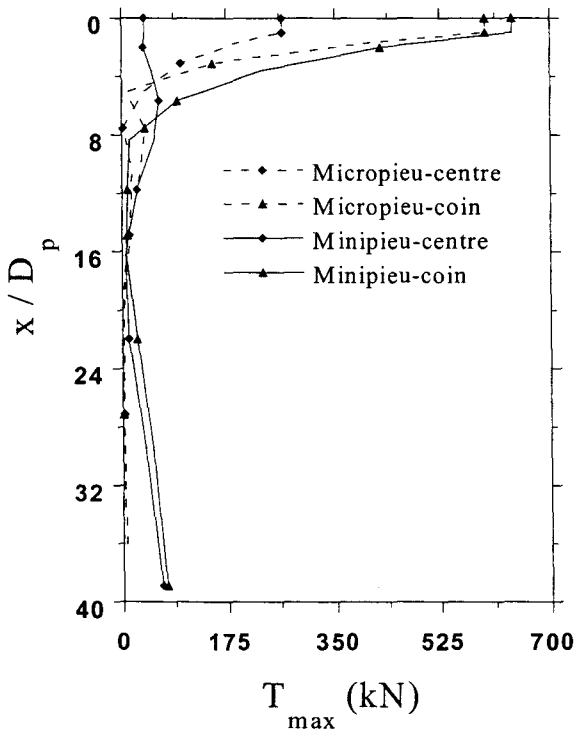
(Amplification maximale de l'accélération en tête de superstructure $a_{st}/a_g = 19,8$)



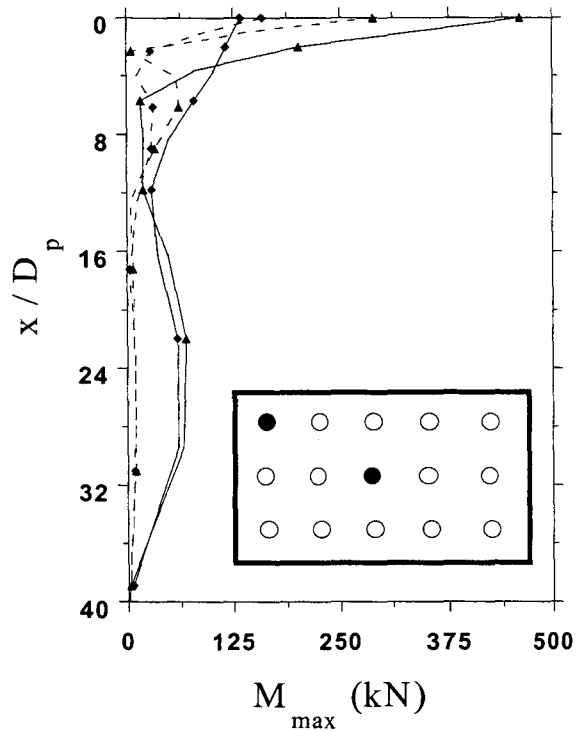
Effort tranchant maximal (3*3)



Moment fléchissant maximal (3*3)



Effort tranchant maximal (3*5)



Moment fléchissant maximal (3*5)

Figure 2.18 Comparaison des efforts sismiques induits dans les micropieux et les minipieux (Groupes 3*3 et 3*5)

2.5 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté une étude du comportement sismique de micropieux utilisés comme éléments de fondation avec un comportement élastique du sol. Les simulations numériques effectuées à la fréquence fondamentale du massif du sol, montre que les micropieux isolés suivent la déformation du sol en champ libre. Ces résultats confirment les résultats obtenus en centrifugeuse par Juran et al. (FOREVER 2002). Une forte atténuation de l'effet cinématique est observée dans les micropieux caractérisés par leur haute flexibilité. Il s'avère d'après cette particularité intéressante de micropieux que le comportement de ces derniers est principalement dominé par l'effet inertiel induit par la présence de la superstructure. L'effet inertiel dépend de la masse et de la fréquence de la superstructure. Un soin particulier doit être pris dans le choix des propriétés dynamiques de la superstructure en fonction des caractéristiques du site. En effet, les forces inertielles résultant de l'accélération de la structure transmettent aux micropieux un effort latéral et un moment de renversement qui conduisent à des efforts de traction et de compression dans les micropieux. Il est donc nécessaire de dimensionner les micropieux pour résister à ces efforts et de prendre des précautions pour que la liaison micropieux-chevêtre transmette correctement les efforts d'arrachement. Il est à noter que ce phénomène plaide en faveur de l'utilisation des micropieux en zone sismique.

Les micropieux présentent un effet de groupe positif qui peut être attribué à un effet de structure résultant de l'encastrement des micropieux dans le chevêtre. Cet effet se traduit par une réduction du moment fléchissant dans les micropieux et de déplacements en tête lorsque l'espacement des micropieux diminue. Au sein du groupe, les efforts augmentent en s'éloignant du centre ; l'élément du coin est le plus sollicité.

L'observation des dommages lors de certains séismes montre un bon comportement des pieux flexibles. La comparaison de la réponse sismique de micropieux par rapport aux minipieux montre une meilleure répartition des efforts dans le groupe de micropieux.

CHAPITRE III

Influence de l'inclinaison sur la réponse sismique de minipieux et de micropieux

3.1 Introduction

L'utilisation des pieux inclinés en zone sismique n'est généralement pas recommandée par les textes en vigueur, en particulier lorsque les pieux sont ancrés dans des substratums rigides. Cette recommandation est fondée sur le fait que l'inclinaison des pieux fait augmenter leur rigidité par rapport au chargement horizontal et réduit ainsi la souplesse et la ductilité des fondations. Cependant, l'analyse des séismes de Loma Prieta (Bardet et al. 1996) et de Kobe (Tokimatsu et al. 1996, Gazetas & Mylonakis 1998) a montré que des structures fondées sur des pieux inclinés ont été moins endommagées que d'autres structures. Ce constat plaide en faveur de l'utilisation des micropieux, en particulier dans des sites présentant des risques de liquéfaction tel que le site de Kobé.

Les travaux sur les micropieux ont concerné en grande partie les pieux verticaux. On dispose de peu d'informations concernant les pieux inclinés que ce soit en statique ou en dynamique. ZAMAN et al. (1993) ont étudié l'influence de l'épaisseur du chevêtre et de l'inclinaison de pieux sur la réponse statique d'un groupe de pieux sous chargements horizontal et vertical. Ils ont trouvé que l'inclinaison a une influence significative sur les efforts induits dans les pieux. Ils ont noté une diminution du moment fléchissant en tête de pieux inclinés dans le sens de la charge horizontale appliquée, et une augmentation du moment fléchissant dans les pieux inclinés dans l'autre sens. Ces résultats sont illustrés dans le tableau 3.1.

Moments en tête en fonction de l'inclinaison (P=Q=400 kN)

Cas No.	inclinaison (degré)	Moments en tête des pieux (KN-m)	
		Pieu # 1 ou #3	Pieu #2 ou #4
I-Vert	0,0	126,0	28,2
II-incl. 5 : 1	11,3	-0,7	89,8
III-incl. 4 : 1	16,0	-23,9	107,9

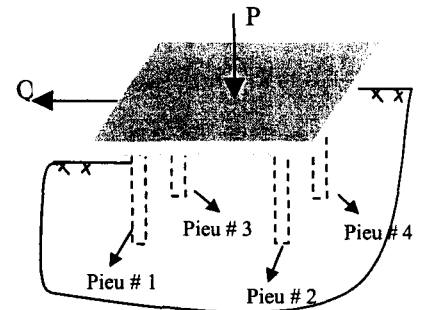


Tableau 3.1 Influence de l'inclinaison de pieux sur le moment fléchissant (ZAMAN et al. 1993)

Le problème devient plus compliqué pour les applications en dynamique. En effet, les forces horizontales induites par la superstructure sont amplifiées et agissent dans les deux sens. Comme nous l'avons signalés dans l'analyse bibliographique, des essais en centrifugeuse ont été effectués pour étudier l'influence de l'inclinaison sur le comportement sismique des micropieux (Juran et al. 1999). Les travaux ont montré que l'inclinaison de micropieux conduit à une réduction du déplacement latéral qui résulte d'une augmentation de la rigidité des micropieux dans cette direction. Les résultats expérimentaux ont été comparés avec une modélisation pseudo-statique effectuée à l'aide du programme GROUP (Reese & Wang, 1994). L'approche utilisée n'a pas reproduit correctement l'effet de groupe observé dans les essais expérimentaux.

Dans ce chapitre, nous proposons une analyse de l'influence de l'inclinaison de micropieux sur leur comportement sismique par une approche globale par éléments finis. En premier lieu, nous présentons les résultats des simulations réalisées pour les groupes de minipieux, ensuite nous reprenons la même étude pour les micropieux.

3.2 Groupes de minipieux inclinés

Dans cette section, on se propose d'étudier l'influence de l'inclinaison sur la réponse sismique des minipieux utilisés comme éléments de fondation. L'étude est composée de deux parties. Dans la première, on présente une analyse du comportement d'un groupe de 4 minipieux inclinés supportant une superstructure. Le sol est supposé élastique et homogène. La seconde partie traite du cas des minipieux dans un sol ayant un module de Young croissant avec la profondeur.

3.2.1 Cas d'un sol homogène (Rigidité uniforme - Cas 1)

◆ 3.2.1.1 Présentation de l'exemple traité

L'étude réalisée concerne l'analyse du comportement d'un groupe de 4 minipieux flottant de 10 m de longueur ayant une section circulaire de 0,25m de diamètre, implanté dans une couche de sol de 15 m d'épaisseur. Les minipieux sont encastrés dans un chevêtre rigide qui n'est pas en contact avec le sol (0,35 m d'épaisseur). Ils ont un espacement $S=5D_p$. Le groupe supporte une masse de 40 tonnes (10 tonnes/minipieu). Le comportement du système sol-minipieu-structure est supposé élastique avec un amortissement de type Rayleigh. La superstructure est modélisée par un système à un seul degré de liberté composé d'une colonne

de hauteur $H_{st}=1$ m et d'une masse concentrée placée en tête de la colonne. Les caractéristiques du système sont résumées dans le tableau 3.2.

La fréquence fondamentale de la couche du sol est égale à $f_1 = 0,67$ Hz. La rigidité et la fréquence de la superstructure sont égales à $K_{st}= 2441$ kN/m et $f_{st}= 1,36$ Hz, respectivement. Le calcul est effectué pour un chargement appliqué à la base du massif de sol sous forme d'une accélération harmonique composée de 15 cycles avec une fréquence égale à la fréquence fondamentale du massif (0,67 Hz) et une amplitude $a_g= 0,2$ g.

Le maillage retenu est illustré dans la figure 3.1. Il comporte 21576 éléments à 8 nœuds et 34 éléments poutres tridimensionnelles. Les frontières latérales du massif du sol sont placées à une distance $X_d = 240D_p$ de l'axe du minipieu (D_p désigne la largeur de la section du minipieu).

Matériau	Masse volumique (kg/m ³)	Module de Young (MPa)	Coeff. d'amor.	Rigidité à la flexion (MN.m ²)	Rigidité axiale (MN)
Sol	$\rho_s= 1700$	$E_s= 8$	$\xi_s= 5\%$		
Minipieu	$\rho_p= 2500$	$E_p= 24\ 000$	$\xi_p= 2\%$	$E_p I_p= 7,8125$	$E_p A_p= 1500$
Colonne (Superstructure)	$\rho_{st}= 2500$	$E_{st}= 2500$	$\xi_{st}= 2\%$		

Tableau 3.2 Propriétés du système sol-minipieu-structure

(Note : Le choix du module de Young dans la superstructure est contrôlé par le choix de sa fréquence propre).

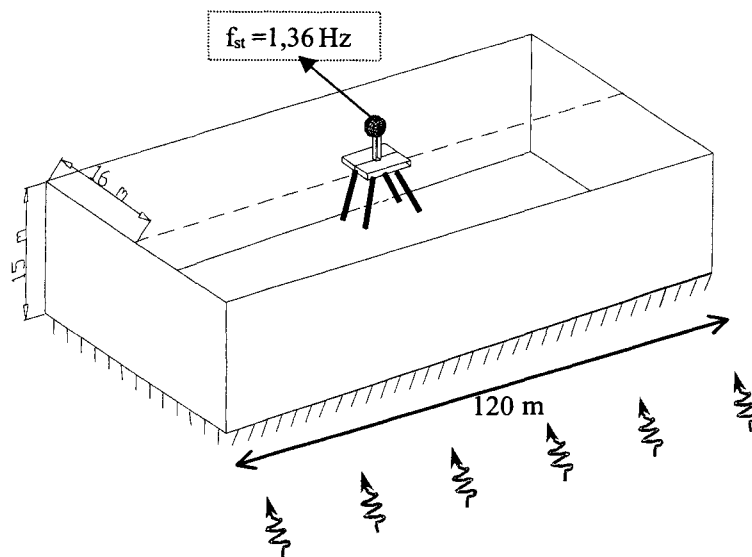
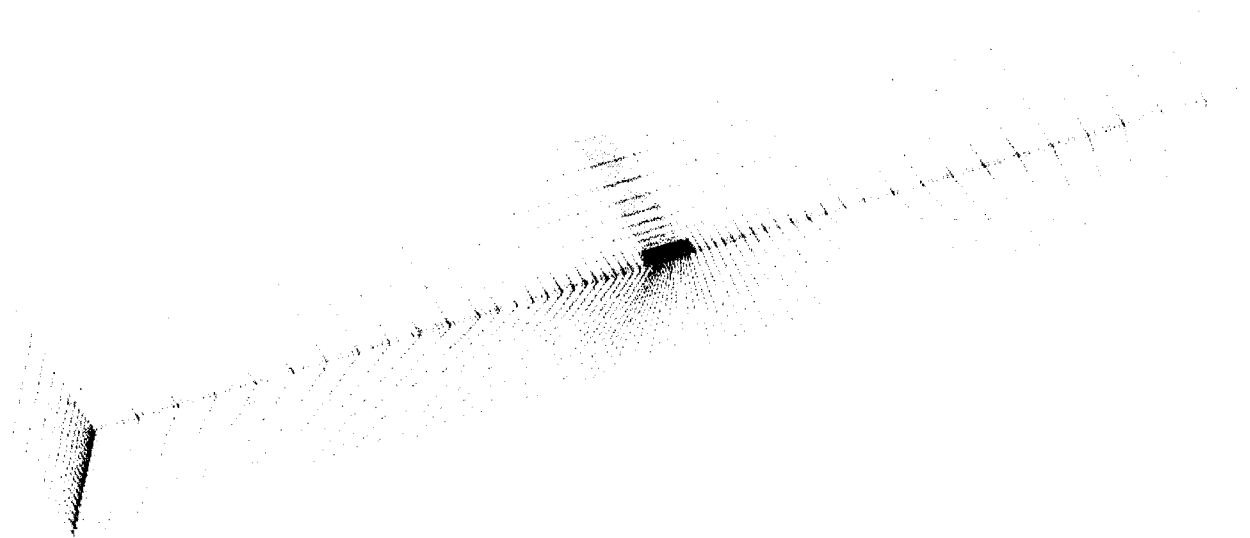


Figure 3.1 Exemple traité / Maillage utilisé dans la modélisation numérique (21576 éléments hexaédriques)

3.2.1.2 Résultats

En premier lieu, on présente les résultats de l'analyse pour un groupe de 4 minipieux verticaux. L'analyse sera reprise pour un groupe de 4 minipieux inclinés de 20°. Ensuite, on présente une analyse de l'influence de l'inclinaison sur le comportement sismique des minipieux.

Groupe de minipieux verticaux

La figure 3.2 montre l'évolution de l'effort normal adimensionnel ($N / (m_{st}a_{st})$; a_{st} désigne l'accélération de la structure) agissant en tête des minipieux 1 et 2. On constate que l'effort normal en tête du minipieu 1 varie d'une manière opposée à celui induit en tête du minipieu 2. Comme nous l'avons indiqué dans le deuxième chapitre. L'effort normal dans le cas de minipieux verticaux est composé de deux parties (N_1+N_2) : N_1 résulte du moment de renversement M_{cap} ($N_1=M_{cap} / S_p$), tandis que N_2 est due à l'effort horizontal appliqué sur le chevêtre T_{cap} (égal à la force inertielle). Ceci indique que l'effort normal en tête dépend de la valeur de la force inertielle, de l'espacement entre les minipieux, et du niveau d'encastrement des minipieux dans le sol (analogie avec un portique).

Les figures 3.3a-d montrent l'amplification de l'accélération latérale dans la superstructure et les enveloppes des forces internes dans les minipieux. On remarque une amplification de l'ordre de 17,6 de l'accélération en tête de superstructure ; elle est de l'ordre de 30% supérieure à celle obtenue en tête du chevêtre. Ce résultat confirme les résultats obtenus dans le deuxième chapitre qui montre la nécessité de prendre en compte l'amplification dynamique dans la structure dans l'analyse pseudo-statique.

Les enveloppes des efforts internes montrent la présence d'un effet inertiel important qui se traduit par des valeurs très élevées du moment fléchissant, de l'effort normal et de l'effort tranchant en tête des minipieux. A titre d'exemple, le moment fléchissant présente une valeur maximale en tête $M_{max}=185$ kN.m. Le profil de l'effort tranchant présente une valeur maximale en tête $T_{max}=350$ kN ($T_{cap}/4$) suivie par une forte diminution dans le minipieu. L'effort normal atteint en tête sa valeur maximale $N_{max}=980$ kN suivie par une diminution régulière avec la profondeur.

La force inertielle induit une contrainte normale maximale proche de la tête du minipieu :

$$\begin{aligned}\sigma_{\max} &= (M_{\max} \times v) / I_p + N_{\max} / A_p = (185 \times 0,125) / 19^{e-5} + 980 / 0,0625 \\ &= \underline{1,37 \times 10^5 \text{ kPa.}}\end{aligned}$$

Le rapport entre la contrainte normale maximale due à l'effort normal ($\frac{N_{\max}}{A_p}$, A_p étant la section d'un minipieu) et celle due au moment fléchissant ($\frac{M_{\max} D_p}{I_p 2}$, I_p étant le moment d'inertie de la section de minipieux) est égal à 0,13. Ceci montre que le chargement sismique induit des efforts de flexion significatifs en tête de minipieux qui peuvent entraîner des dommages au niveau de la liaison minipieu-chevêtre.

Groupe composé de minipieux inclinés ($\alpha=20^\circ$)

La figure 3.4 montre l'évolution de l'effort normal adimensionnel ($N / m_{st} a_{st}$) en tête des minipieux 1 et 2. On note que les forces axiales induites en tête des minipieux 1 et 2 sous le chargement sismique sont égales et opposées.

L'amplification de l'accélération latérale est illustrée dans la figure 3.5a. On note une réduction du déplacement latéral en comparaison avec le groupe des minipieux verticaux. Ceci est dû à l'augmentation de la rigidité du groupe des minipieux inclinés vis à vis du chargement latéral. En effet, l'amplification latérale ($a_{st}/a_g = 13,8$) est de 20% inférieure à celle obtenue pour un groupe de minipieux verticaux.

Les figures 3.5b-c donnent les enveloppes des sollicitations sismiques induites dans les minipieux. Malgré, un changement du profil du moment fléchissant avec l'inclinaison des minipieux, on remarque que cette dernière n'a pas une influence significative sur le moment fléchissant maximal, par contre elle induit une réduction importante de l'effort tranchant en tête des minipieux et une forte augmentation de l'effort normal maximal dans les minipieux.

Contrairement à la tendance observée pour les minipieux verticaux, l'effort normal augmente avec la profondeur vers une valeur maximale en travée suivie par une diminution. Ce comportement est attribué au déplacement latéral qui induit une composante axiale dans les minipieux inclinés.

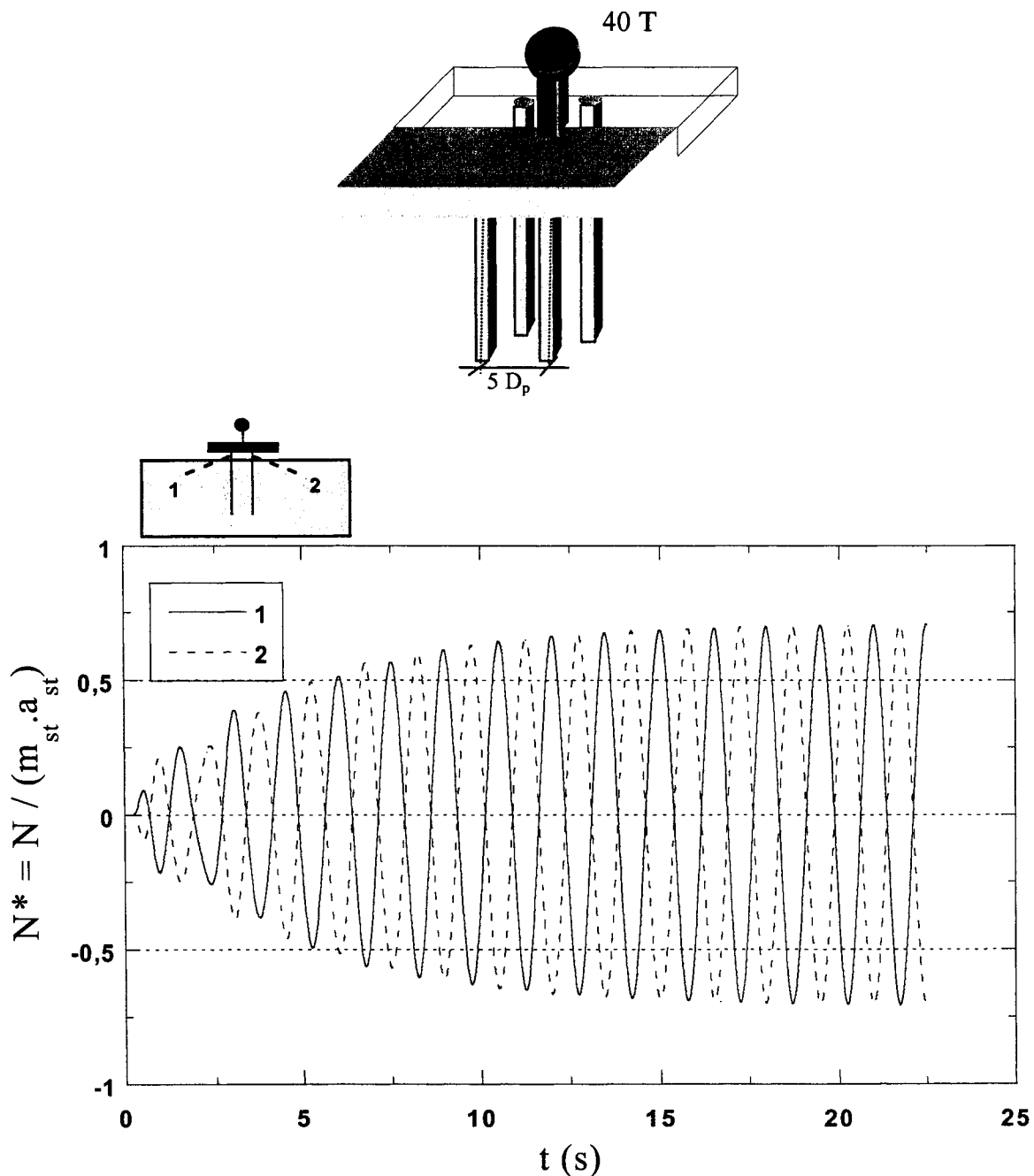
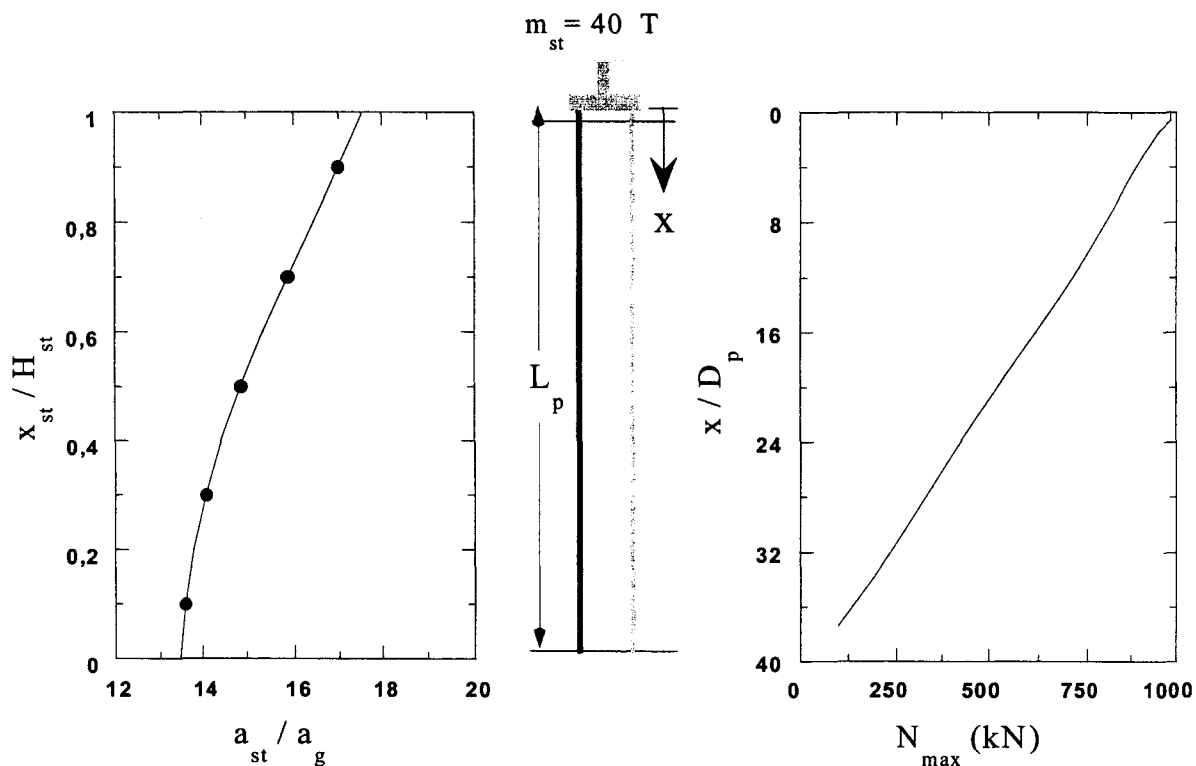
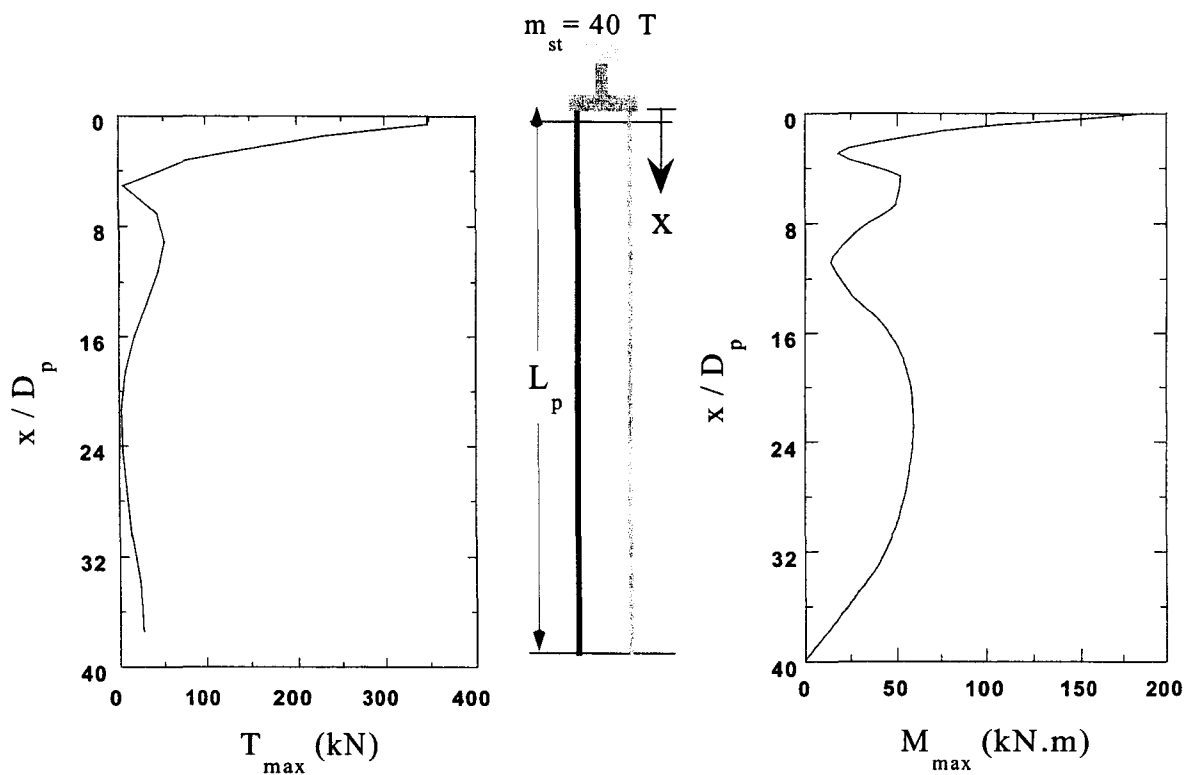


Figure 3.2 Evolution de l'effort normal en tête des minipieux verticaux 1 et 2



a) Amplification de l'accélération latérale

b) Enveloppe de l'effort normal



c) Enveloppe de l'effort tranchant

d) Enveloppe du moment fléchissant

Figure 3.3 Réponse d'un groupe de 4 minipeux verticaux au chargement sismique

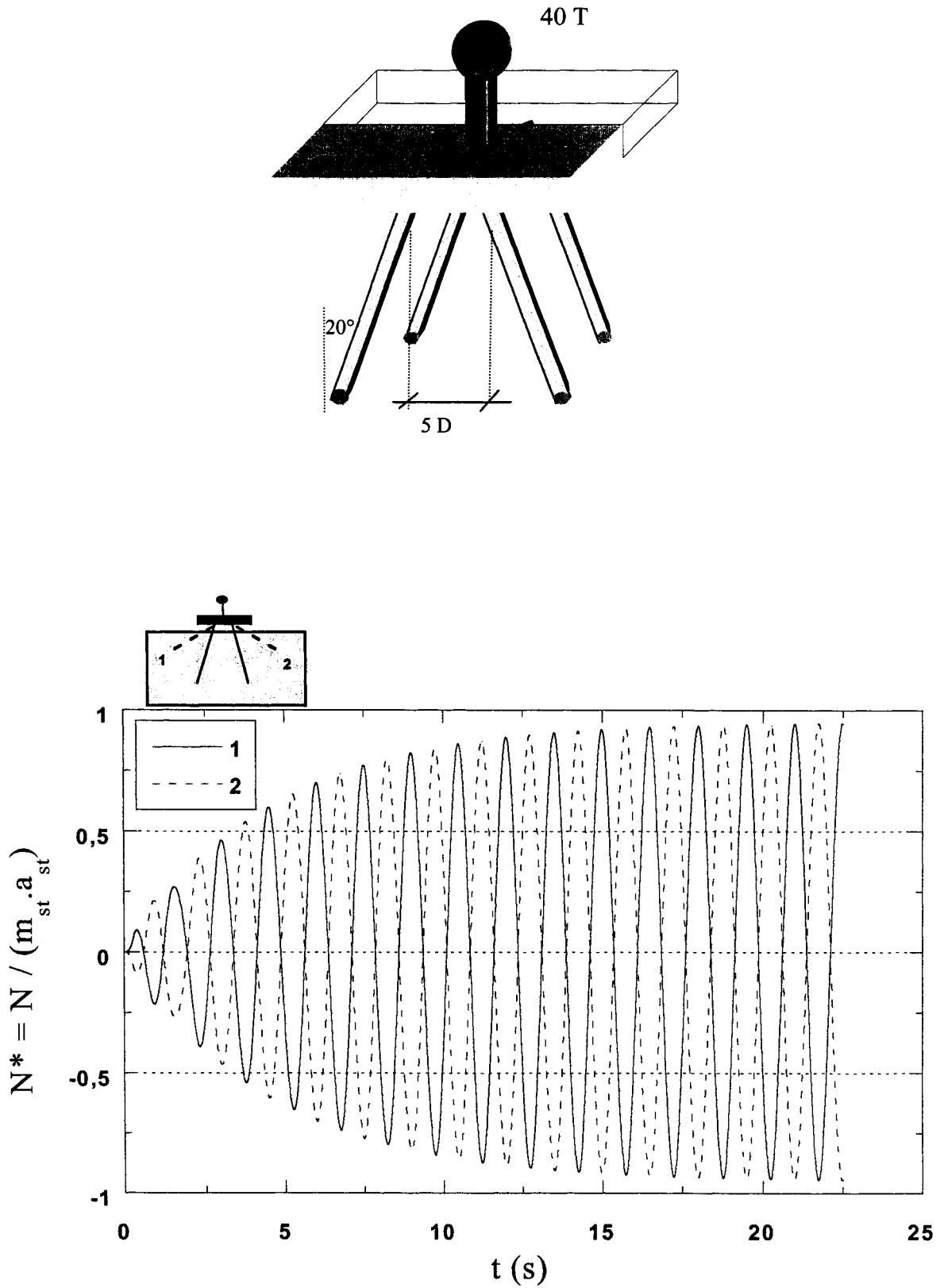
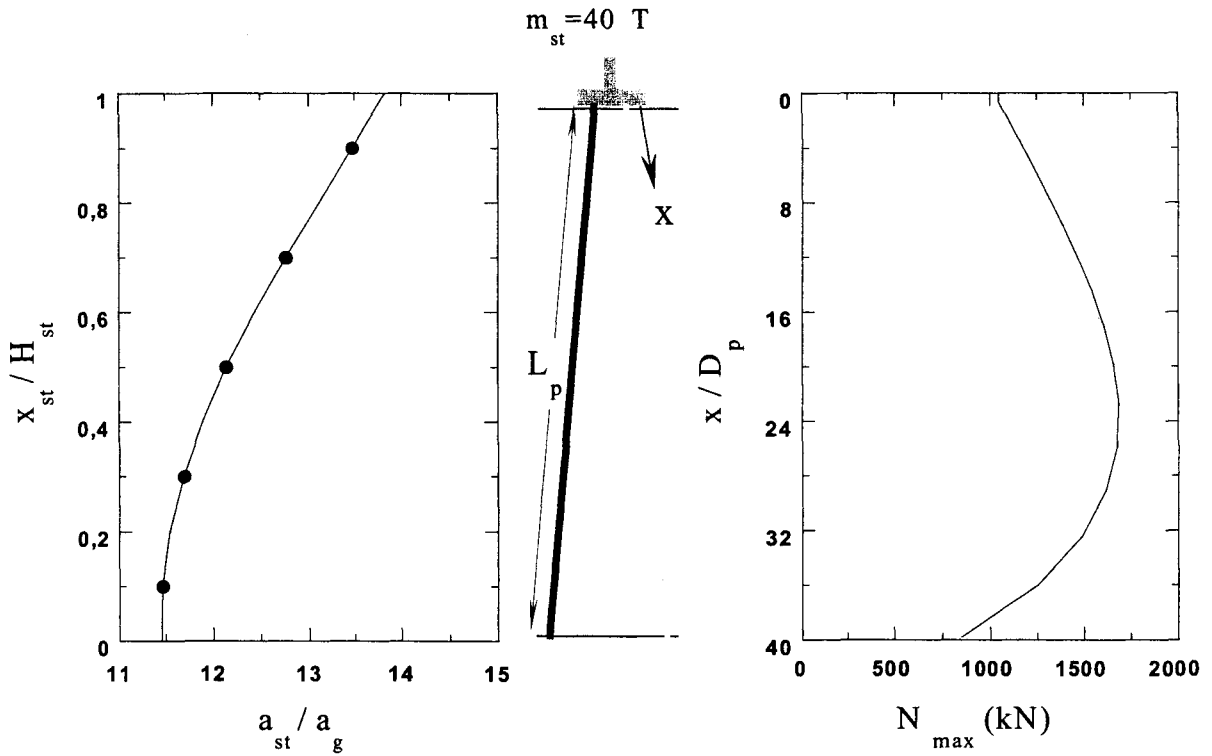
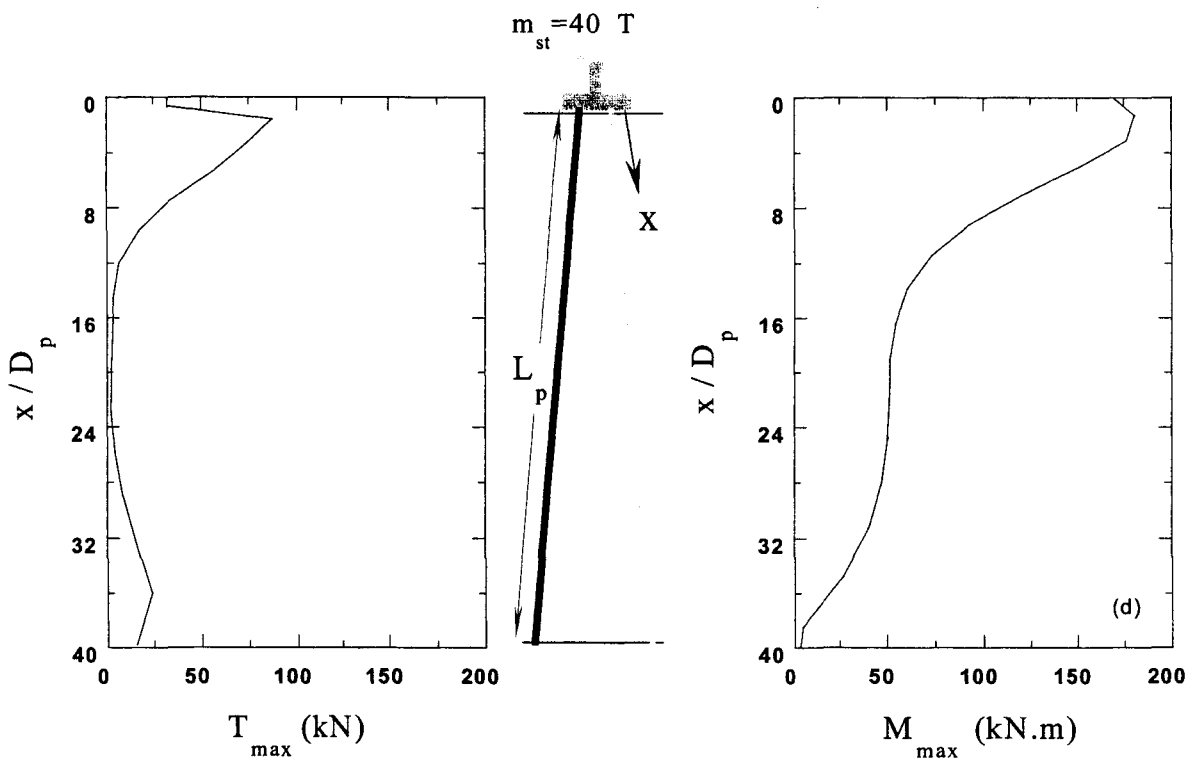


Figure 3.4 Evolution de l'effort normal en tête des minipieux inclinés 1 et 2



a) Amplification de l'accélération latérale

b) Enveloppe de l'effort normal



c) Enveloppe de l'effort tranchant

d) Enveloppe du moment fléchissant

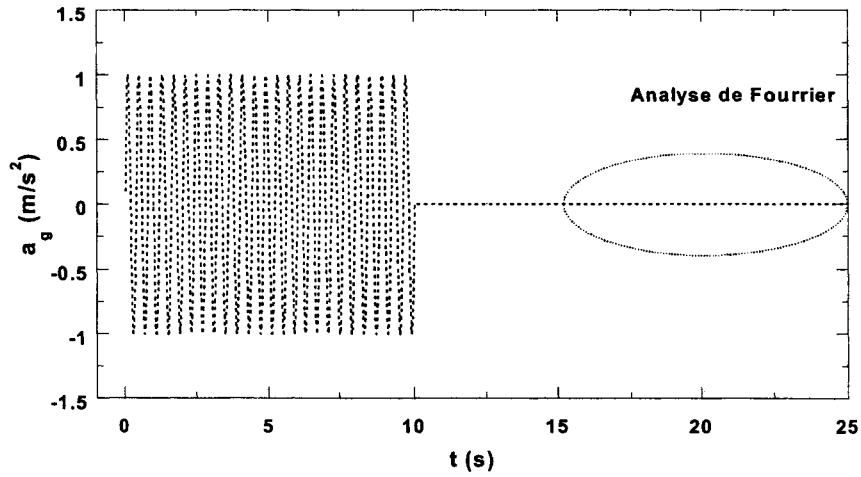
Figure 3.5 Réponse d'un groupe de 4 minipeux inclinés au chargement sismique ($\alpha=20^\circ$)

3.2.1.3 Fréquence naturelle du système

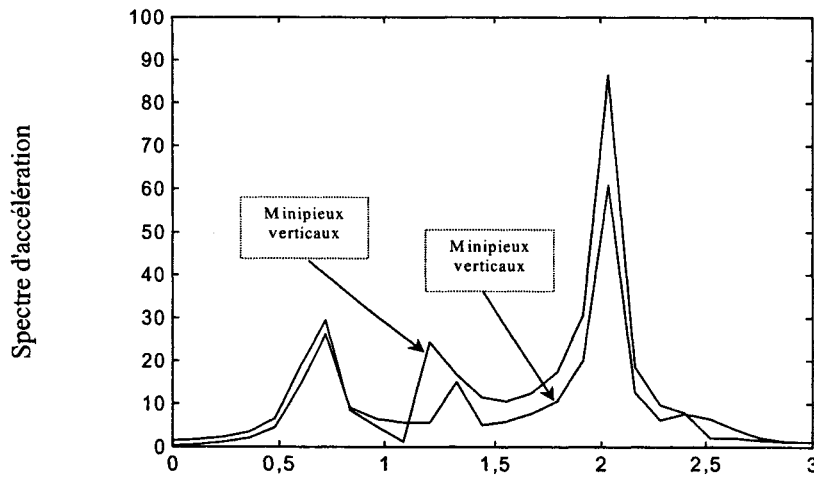
Dans ce paragraphe, nous examinons la fréquence naturelle du système sol-minipieux-structure. Il est évident que la fréquence de la superstructure encastrée à sa base est supérieure à celle du système supporté par un groupe de minipieux. La fréquence du système peut être également affectée par l'inclinaison de minipieux. Le calcul a été effectué d'après la procédure suivante : le système est soumis à une excitation harmonique, avec une fréquence suffisamment élevée, suivie d'une vibration libre du système. Ensuite l'analyse de Fourier est réalisée pour la phase de vibration libre. Elle permet d'obtenir la fréquence du système. Cette procédure est inspirée de la méthode utilisée par Vucetic et Tufenkjian (1993).

La figure 3.6a montre l'excitation appliquée. Le chargement a une fréquence de 2,5 Hz suffisamment éloignée de la fréquence du sol (0,67 Hz) et celle de la superstructure encastrée à sa base (1,36 Hz). Les figures 3.6b,c illustrent la réponse spectrale de l'accélération en tête de la superstructure et au niveau du chevron, pour les deux cas de minipieux verticaux et inclinés. On note la présence de trois pics qui correspondent respectivement à la fréquence naturelle du sol ($f_1=0,67$ Hz), la fréquence de la superstructure et la seconde fréquence du sol ($f_2=3f_1=2$ Hz). On constate que la présence de minipieux dans la couche de sol ne modifie pas la fréquence naturelle de cette couche (premier pic). Par contre, on obtient une fréquence naturelle de la superstructure supportée par les minipieux égale à 1,26 Hz. Elle est inférieure à sa fréquence avec l'hypothèse d'encastrement à sa base ($f_{st}=1,36$ Hz). Ajoutons que le second pic obtenu de l'analyse de Fourier pour les minipieux verticaux, est inférieure à celui obtenu dans le cas de minipieux inclinés. Ceci est dû au fait que la rigidité des minipieux inclinés est supérieure à celle des minipieux verticaux

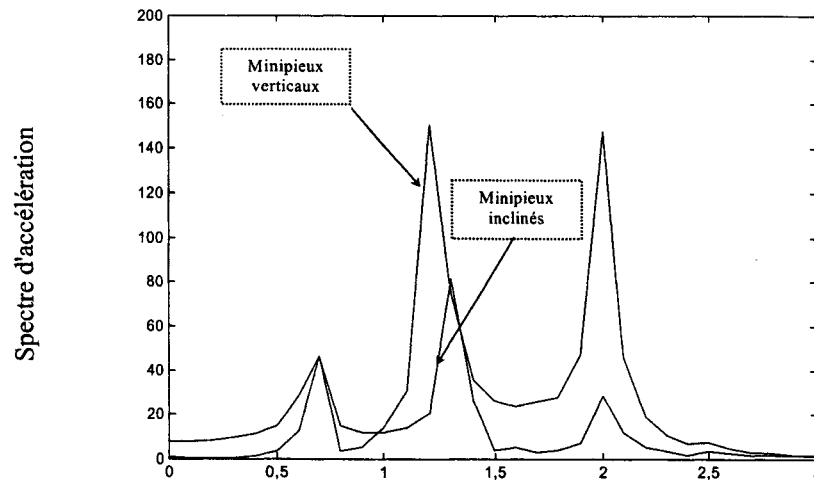
Pour récapituler, on peut dire que la présence de minipieux inclinés ne change pas la fréquence naturelle du sol. Un changement est observé concernant la superstructure, avec le changement de la rigidité du support à sa base. Ce changement n'est pas significatif, et n'affecte pas la réponse du système puisque la fréquence de la superstructure est éloignée de la fréquence du chargement.



a) Chargement appliqué à la base ($f_{ch}=2,5$ Hz)



b) Variation de l'amplitude spectrale de l'accélération au niveau du chevêtre



c) Variation de l'amplitude spectrale de l'accélération au niveau de la masse

Figure 3.6 Détermination de la fréquence naturelle du système sol-minipieu-structure par l'analyse de Fourier

3.2.1.4 Etude de l'influence de l'inclinaison sur la réponse sismique des minipieux

Afin de bien analyser l'influence de l'inclinaison des minipieux sur leur réponse sismique, nous présentons les résultats des calculs réalisés pour trois inclinaisons ($\alpha=7^\circ$, 13° , 20°). Par commodité, l'effort normal et l'effort tranchant seront présentés sous forme adimensionnels : $(2.N.\cos\alpha.S_p) / (m_{st}.a_{st}.H_{st})$ et $T / N_{tête}$ respectivement. Parallèlement, le moment fléchissant sera normalisé par le moment de renversement maximal induit par la force inertielle à la base de la superstructure et sera présenté sous forme : $(4.M) / (m_{st}.a_{st}.H_{st})$. Les résultats sont récapitulés dans la figure 3.7 et le tableau 3.3.

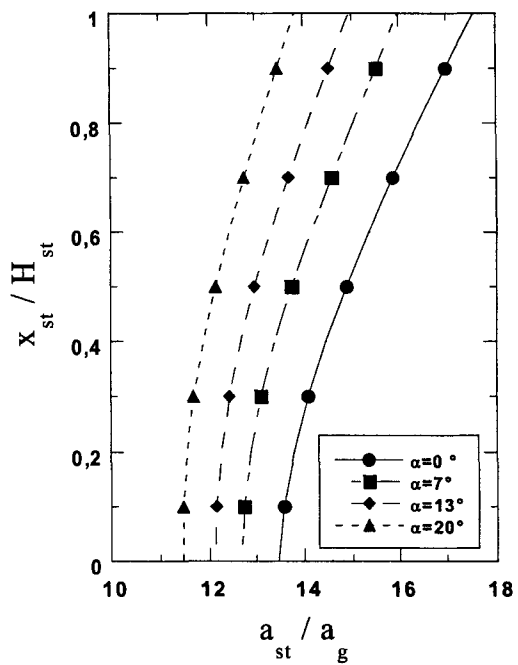
La figure 3.7a montre l'influence de l'inclinaison sur l'amplification dynamique de la structure. Comme prévu, on constate une diminution de l'amplification lorsque l'inclinaison des minipieux croît. Ceci traduit une augmentation de la rigidité du système sol-minipieux-structure avec l'inclinaison des minipieux. Lorsque l'inclinaison augmente de 0° à 20° , l'amplification latérale dans la structure (respectivement chevêtre) décroît de 17,6 (respectivement 13,4) à 13,8 (respectivement 11,4).

Les figures 3.7b-d illustrent l'influence de l'inclinaison sur les efforts internes dans les minipieux. On note que l'inclinaison conduit à une augmentation modérée du moment fléchissant normalisé. Par contre, elle influence fortement l'effort tranchant et l'effort normal induits en tête des minipieux. En effet, un accroissement de l'inclinaison de 0° à 20° entraîne une réduction de l'effort tranchant normalisé en tête de 0,36 à 0,03 et une augmentation de l'effort normal normalisé maximal de 1,75 à 3,57.

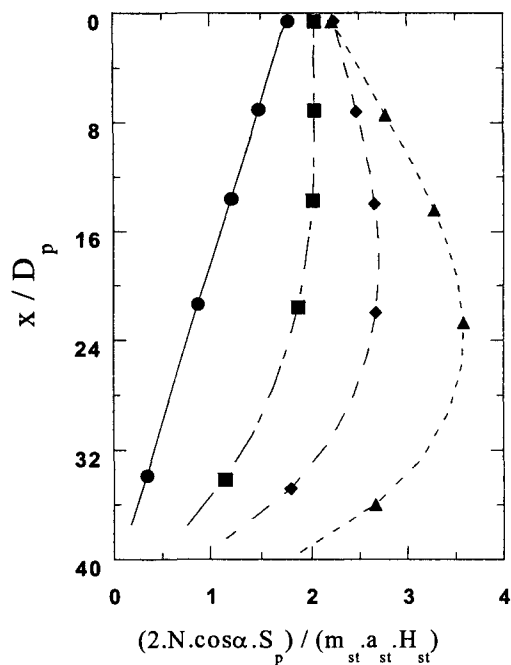
	Inclinaison (α)			
	0 °	7 °	13 °	20 °
Amplification de l'accélération latérale en tête du chevêtre	13,46	12,66	12,1	11,45
Amplification de l'accélération latérale en tête de la structure	17,55	15,99	14,94	13,83
Moment fléchissant maximal (kN.m)	185	204	206	181
Effort normal maximal (kN)	980	1050	1326	1686
Effort tranchant maximal (kN)	350	196	95	87

Tableau 3.3 Influence de l'inclinaison sur la réponse sismique des groupes de minipieux (Sol uniforme – Cas 1)

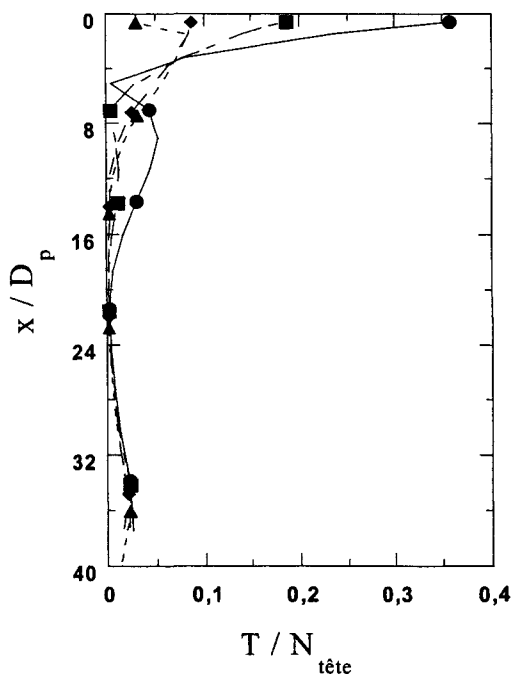




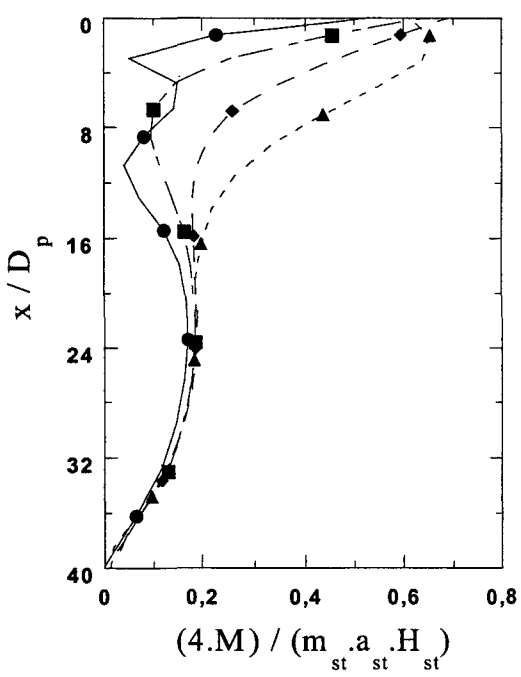
a) Amplification de l'accélération latérale



b) Effort normal normalisé



c) Effort tranchant normalisé



d) Moment fléchissant normalisé

Figure 3.7 Influence de l'inclinaison sur la réponse sismique des groupes de minipeux

3.2.2 Sol avec un module d'Young variable ($E_s=E_s(z)$ – Cas 2)

Dans cette section, on présente une étude de l'influence de l'inclinaison des minipieux sur leur réponse dans un sol ayant un module de Young croissant avec la profondeur suivant la loi :

$$E_s(z) = E_{s0} \left[\frac{p(z)}{p_a} \right]^{0,5} \quad (\text{Eq. 3.1})$$

avec :

$$p(z) = \left[\frac{(1 + 2K_0)}{3} \right] \rho_s z \quad \text{si } z < z_0, \quad p(z) = p(z_0) \quad (\text{Eq. 3.2})$$

- E_{0s} : Module de Young pour $p=p_0$; E_{0s} est pris = 10 MPa.
- p_0 : Pression de référence ; $p_0=100$ kPa.
- z_0 : étant l'épaisseur du sol proche de la surface du sol, supposée avoir un module de Young constant. Dans nos simulations, z_0 est prise égale à 1 m.

La variation du module de Young avec la profondeur est illustrée dans la figure 3.8. Les autres paramètres sont les mêmes que ceux utilisés dans le cas d'un sol homogène. Avec cette hypothèse, la fréquence naturelle du sol est $f_1=0,43$ Hz. Elle a été déterminée suivant la procédure présenté à la section 3.2.1.3.

On note que la première fréquence propre dans ce cas ($f_1=0,43$ Hz) est inférieure à celle trouvée pour le cas d'un sol homogène (0,67 Hz). Rappelons que la fréquence fondamentale de la superstructure est égale à $f_{st}=1,36$ Hz. Dans la suite, nous reprenons l'analyse effectuée dans la première partie en comparant les résultats avec ceux obtenus pour le sol homogène.

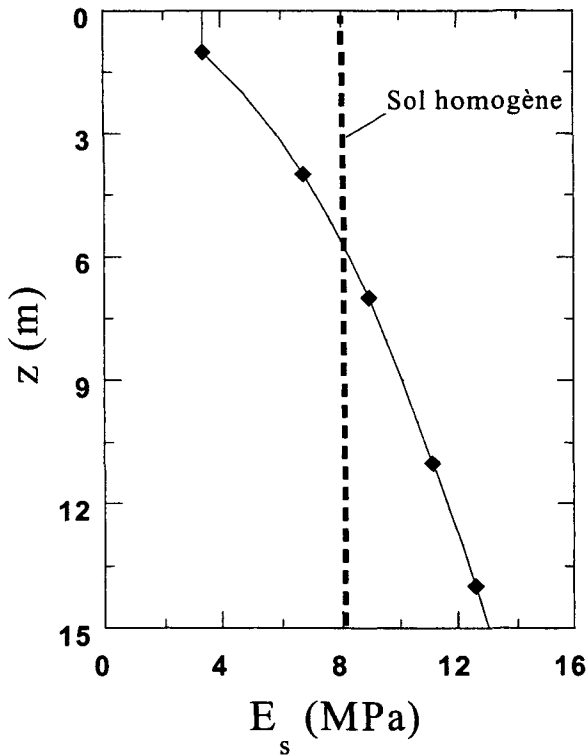


Figure 3.8 Profil du module de Young du sol (Cas 2)

♦ 3.2.2.1 Groupe composé de minipieux verticaux [$E_s = E_s(z)$] – Confrontation Cas 1/ Cas 2

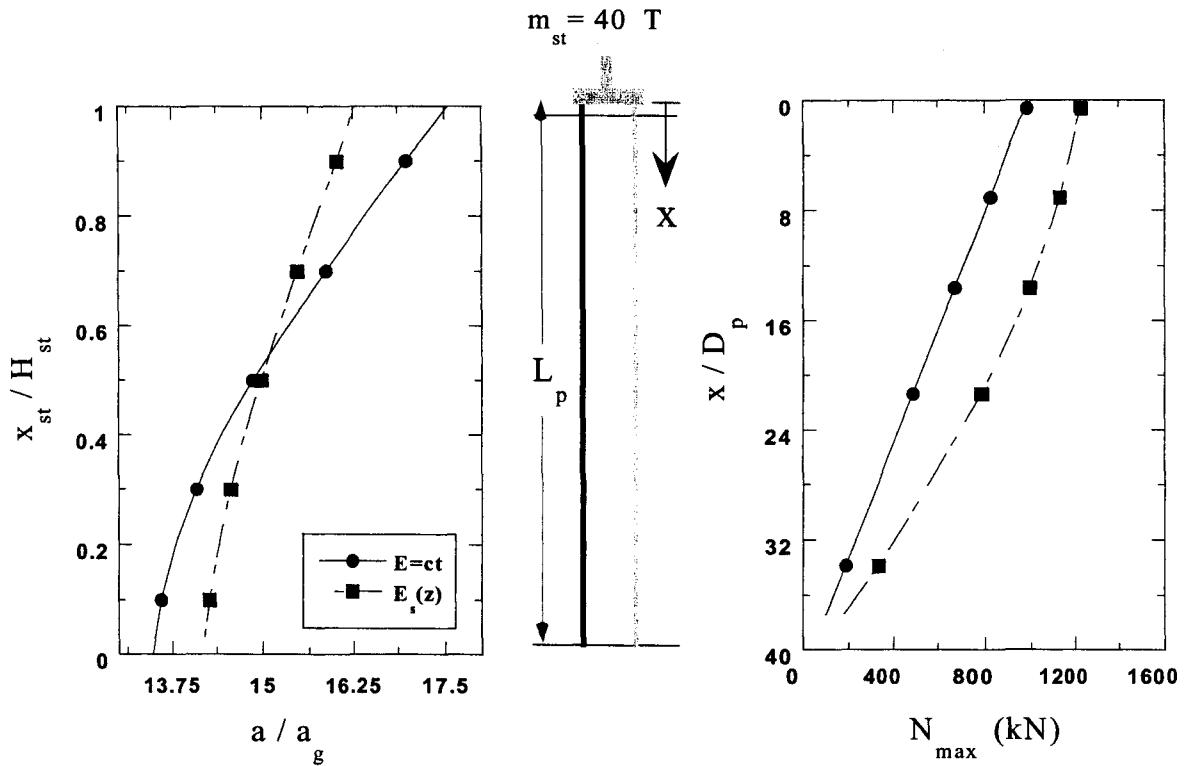
La figure 3.9 illustre l'influence de la rigidité du sol sur la réponse sismique du groupe des minipieux. On peut remarquer que l'amplification de l'accélération dans la superstructure pour le cas 2 ($a_{st}/a_{cap}=1,14$) est inférieure à celle obtenue dans le cas 1 ($a_{st}/a_{cap}= 1,3$). Ce résultat est dû au fait que la fréquence naturelle du sol dans le cas 1 ($f_{st}/f_1= 1,89$) est plus proche de la fréquence naturelle de la superstructure que dans le cas 2 ($f_{st}/f_1= 2,93$). Ce résultat confirme les résultats obtenus dans le deuxième chapitre concernant l'influence de la fréquence de la superstructure sur la réponse sismique du système.

En ce qui concerne les efforts internes, on note que le moment fléchissant maximal dans le cas 2 ($M_{max}=365$ kN.m) dépasse largement celui obtenu pour le cas 1 ($M_{max}=183$ kN.m). L'influence de la rigidité du sol sur l'effort normal est plus modérée : N_{max} pour le cas 2 est de 25% supérieur à l'effort normal maximal obtenu dans le cas 1. L'augmentation observée dans le moment fléchissant est due à la réduction de la rigidité du sol dans la zone proche de la surface, ce qui entraîne un accroissement de la déformation du pieu et par conséquence on obtient des

valeurs plus élevées du moment en comparaison avec le cas 1. En terme de contrainte normale, on obtient une valeur maximale :

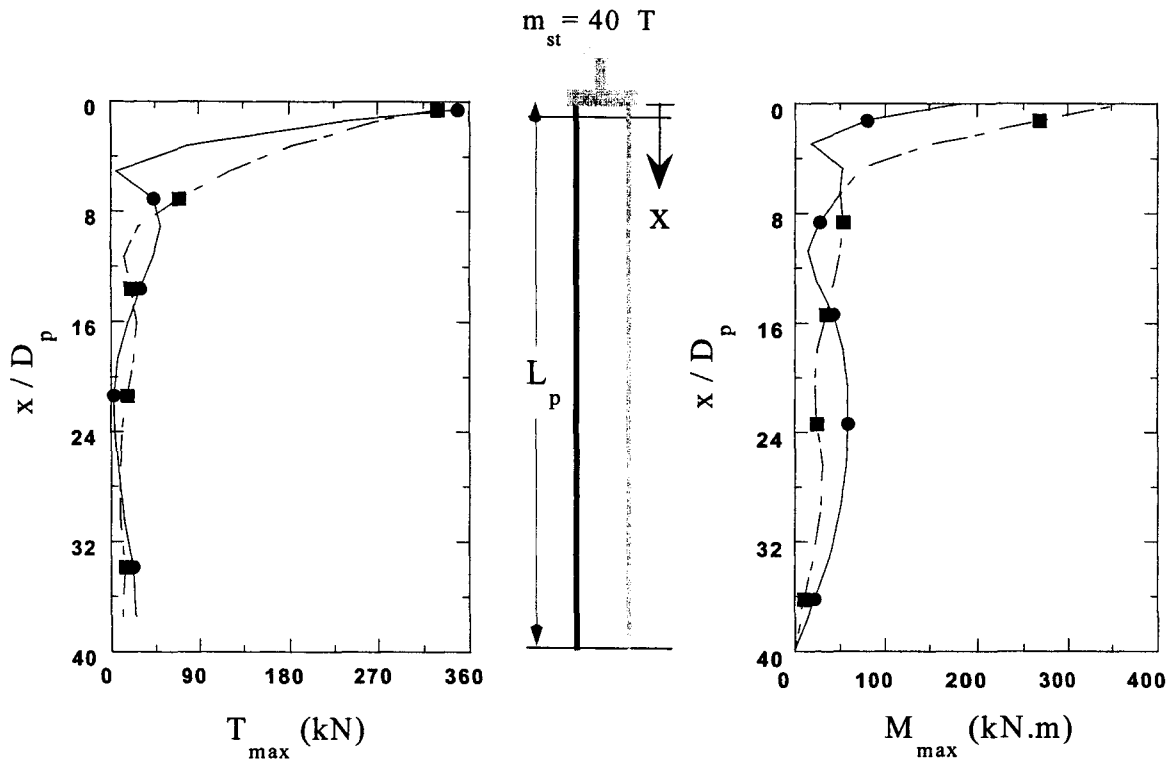
$$\begin{aligned}\sigma_{\max} &= (M_{\max} \times v) / I_p + N_{\max} / A_p = (365 \times 0,125) / 19^{e-5} + 1233 / 0,0625 \\ &= \underline{2,6 \times 10^5 \text{ kPa}}. \quad (\sigma_{\max} = 1,3 \times 10^5 \text{ kPa} : \text{Cas 1- Sol uniforme}).\end{aligned}$$

Par ailleurs, l'effort tranchant n'est pas fortement influencé par la variation de la rigidité. Sa valeur maximale en tête est contrôlée par l'accélération induite au niveau de la masse (6% de variation entre le cas 1 et 2).



a) Amplification de l'accélération latérale

b) Enveloppe de l'effort normal



c) Enveloppe de l'effort tranchant

d) Enveloppe du moment fléchissant

Figure 3.9 Influence de la variation du module de Young sur la réponse d'un groupe de 4 minipeux verticaux

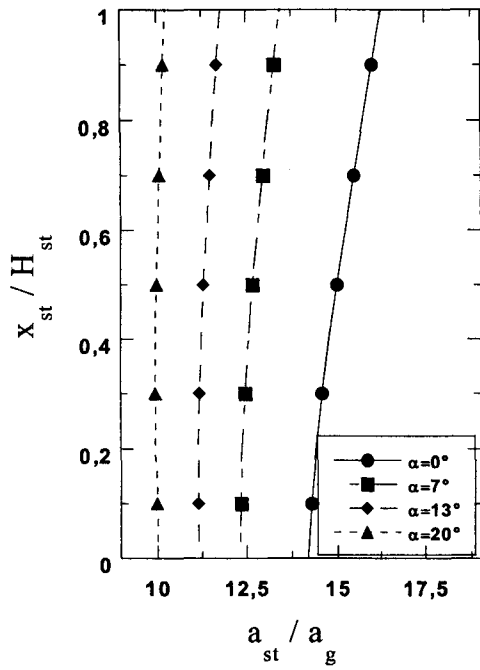
◆ 3.2.2.2 Influence de l'inclinaison

La figure 3.10 et le tableau 3.4 illustrent l'influence de l'inclinaison sur la réponse sismique de minipieux. Concernant l'amplification latérale, on observe des tendances similaires au cas du sol homogène où l'augmentation de l'inclinaison induit une diminution de l'accélération latérale de la superstructure. En effet, l'augmentation de l'inclinaison de 0° à 20° conduit à une diminution de l'accélération de la superstructure (resp. chevêtre) de 16,28 (resp. 14,7) à 10,23 (resp. 10,03).

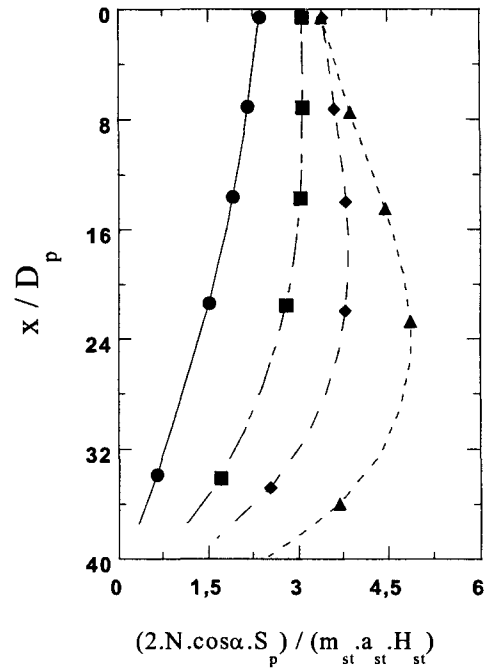
En examinant les enveloppes des efforts internes dans les minipieux, on note que l'inclinaison a une influence significative sur ces efforts. Lorsque l'inclinaison augmente de 0° à 20° , le moment fléchissant maximal normalisé augmente de 1,12 à 2,24 (200%), et l'effort normal maximal augmente de 2,35 à 4,86 (210%). Rappelons que l'effort normal change d'allure avec l'augmentation de l'inclinaison. Contrairement au cas de minipieux verticaux où on observe une diminution uniforme de l'effort normal avec la profondeur, l'effort normal obtenu pour $\alpha=20^\circ$ augmente avec la profondeur jusqu'à atteindre un pic en travée. D'un autre côté, la tendance observée sur l'effort tranchant diffère de celle obtenue précédemment (cas 1). En effet, l'effort tranchant normalisé en tête de minipieux, décroît de 0,25 pour les minipieux verticaux (Force inertielle / 4) à 0,087 pour une inclinaison de 7° , et atteint une valeur de 0,017 pour une inclinaison de 13° . Pour cette dernière inclinaison, on remarque l'apparition d'un pic à une profondeur proche de $10 D_p$ (D_p : Diamètre du minipieu). Cependant pour un angle de 20° , l'effort tranchant normalisé atteint sa valeur maximale en tête ; il présente également un pic pour une profondeur $z= 10 D_p$.

	Inclinaison (α)			
	0°	7°	13°	20°
Amplification de l'accélération latérale en tête du chevêtre	14,17	12,31	11,15	10,03
Amplification de l'accélération latérale en tête de la structure	16,28	13,45	11,77	10,23
Moment fléchissant maximal (kN.m)	365	431	400	462
Effort normal maximal (kN)	1233	1328	1484	1694
Effort tranchant maximal (kN)	330	115	97	162

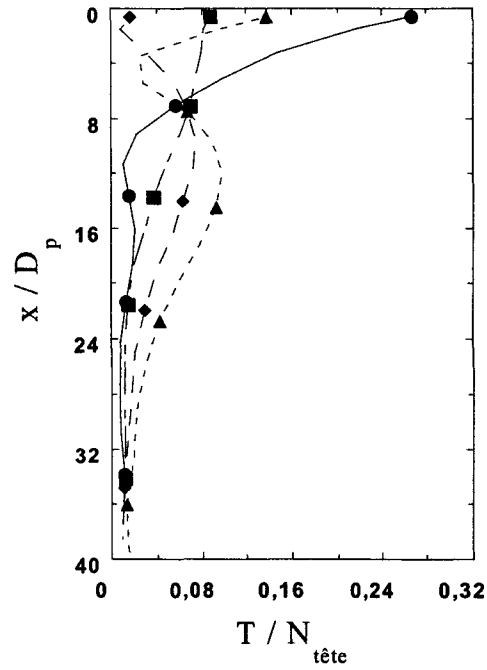
Tableau 3.4 Influence de l'inclinaison sur la réponse sismique des groupes de minipieux [Cas 2- $E_s=E_s(z)$]



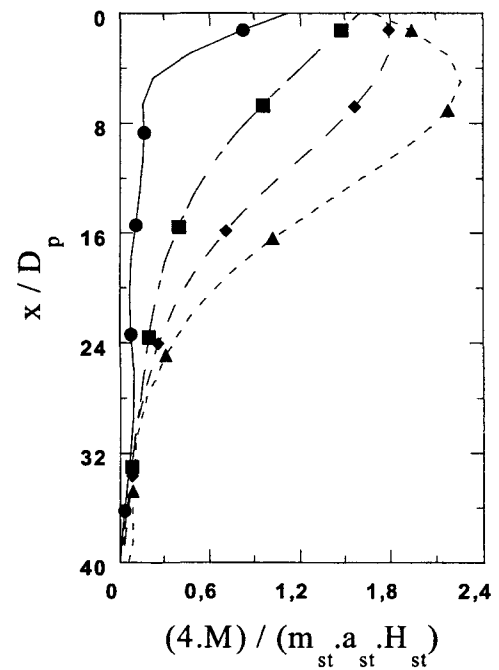
a) Amplification de l'accélération latérale



b) Effort normal normalisé



c) Effort tranchant normalisé



d) Moment fléchissant normalisé

Figure 3.10 Influence de l'inclinaison sur la réponse sismique des groupes de minipieux [Cas 2 - $E_s = E_s(z)$]

3.3 Groupes de micropieux

Cette section comporte une étude de l'influence de l'inclinaison sur le comportement sismique de micropieux. L'étude débute par l'analyse d'un cas de référence correspondant à un groupe de micropieux verticaux. Ensuite, nous présentons les résultats d'un groupe de micropieux inclinés de 20° . Seul le cas d'un sol à module de Young variable est présenté. Les résultats obtenus pour un sol à rigidité uniforme sont donnés en Annexe 3.

3.3.1 Exemple de référence – Micropieux verticaux

◆ 3.3.1.1 Présentation de l'exemple traité

Le cas de référence concerne un groupe de 4 micropieux flottant de 10 m de longueur ayant une section circulaire de 0,25 m de diamètre, implanté dans une couche de sol de 15 m de hauteur. Les micropieux sont espacés d'une distance $S=5D_p$ et liés par un chevêtre rigide qui n'est pas en contact avec le sol (0,35 m d'épaisseur). Leur rigidité axiale et de flexion sont respectivement $E_p A_p = 1100 \text{ MN}$ et $E_p I_p = 0,85 \text{ MN.m}^2$.

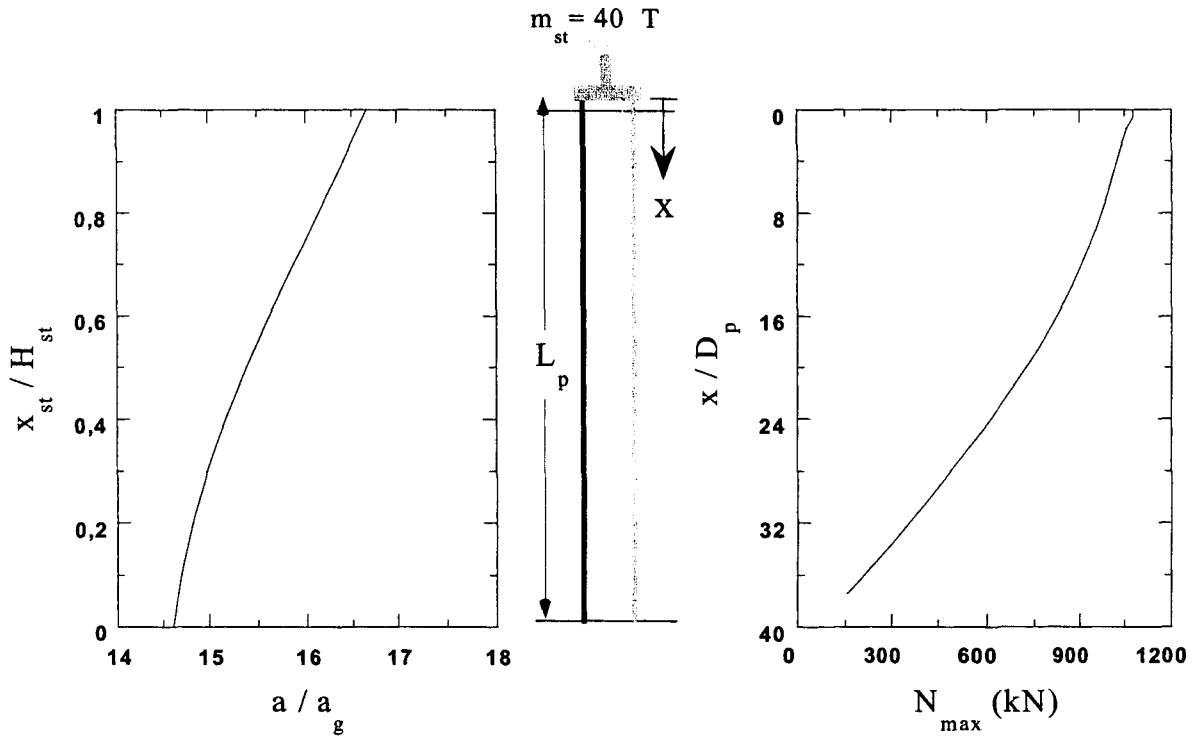
Le groupe supporte une superstructure ayant une masse de 40 tonnes (10 tonnes/micropieu). Le comportement du système sol-micropieu-structure est élastique avec un amortissement de type Rayleigh. Les caractéristiques de la superstructure sont identiques à celles utilisées pour le cas de minipieux (sa fréquence propre $f_{st} = 1,36 \text{ Hz}$).

Comme nous l'avons signalé, le sol possède une rigidité variable avec la profondeur. Ses caractéristiques sont les mêmes que celles utilisées pour le cas des minipieux, avec une fréquence fondamentale du sol $f_1 = 0,43 \text{ Hz}$. Le calcul est effectué avec un chargement sismique appliqué à la base du massif de sol sous forme d'une accélération harmonique composée de 15 cycles avec une fréquence égale à la fréquence fondamentale du massif (0,43 Hz) et une amplitude $a_g = 0,2 \text{ g}$.

◆ 3.3.1.2 Résultats

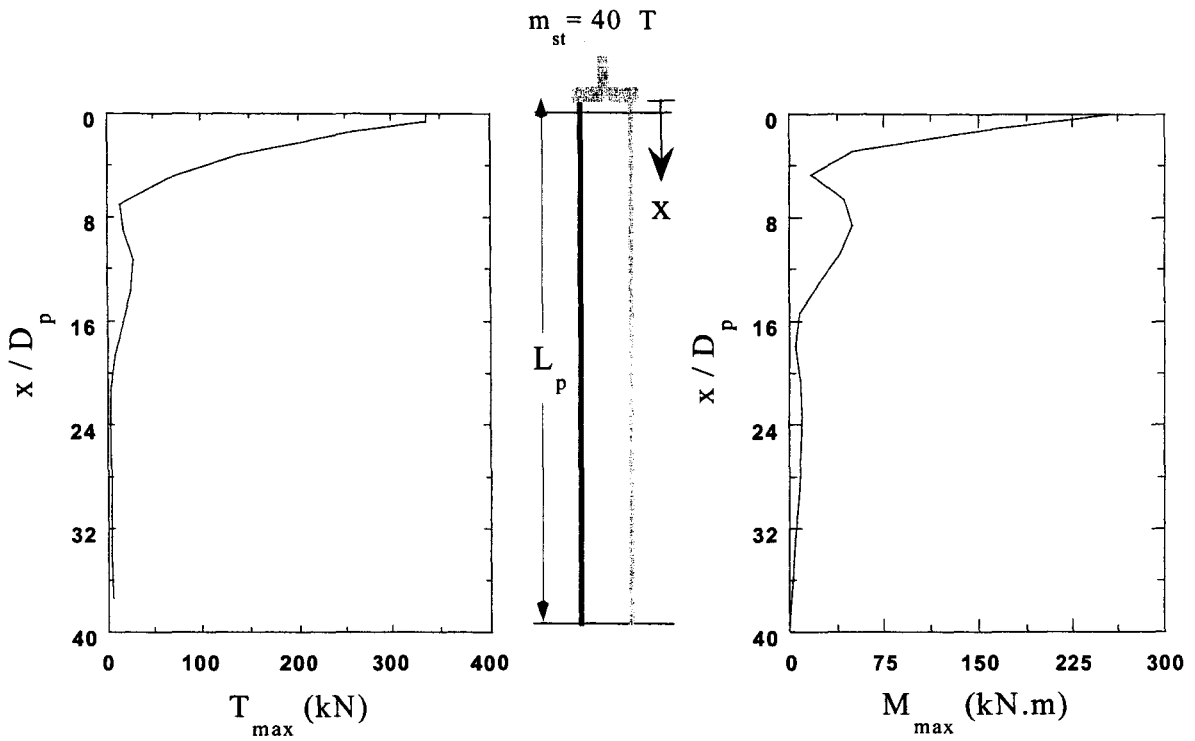
La figure 3.11 donne la réponse sismique du système sol-micropieux-superstructure. Comme prévu, la réponse du système ressemble à celle trouvée dans le cas de minipieux. En particulier, on note une amplification dynamique dans la superstructure ($a_{st}/a_{cap} = 1,16$). Cette valeur modérée est due au fait que la fréquence fondamentale de la superstructure ($f_{st} = 1,36$ Hz) est relativement éloignée de celle du sol ($f_1=f_{ch}=0,43$ Hz).

Les efforts internes induits en tête de micropieux révèlent un effort inertiel important qui induit un moment fléchissant maximal $M_{max} = 258$ kN.m et un effort tranchant maximal $T_{max} = 336$ kN ($F_{inertielle} / 4$). Toutefois, le profil du moment fléchissant montre une forte atténuation avec la profondeur. En effet, la haute flexibilité des micropieux réduit fortement l'effet cinématique en travée où on obtient des valeurs faibles du moment fléchissant ($M_{max} = 12$ kN.m). Une tendance analogue est observée pour l'enveloppe de l'effort tranchant. Le profil de l'effort normal présente une valeur maximale en tête $N_{max} = 1077$ kN, suivie par une diminution régulière avec la profondeur.



a) Amplification de l'accélération latérale

b) Enveloppe de l'effort normal



c) Enveloppe de l'effort tranchant

d) Enveloppe du moment fléchissant

Figure 3.11 Réponse d'un groupe de 4 micropieux verticaux au chargement sismique – $[E_s = E_s(z)]$

3.3.2 Etude paramétrique

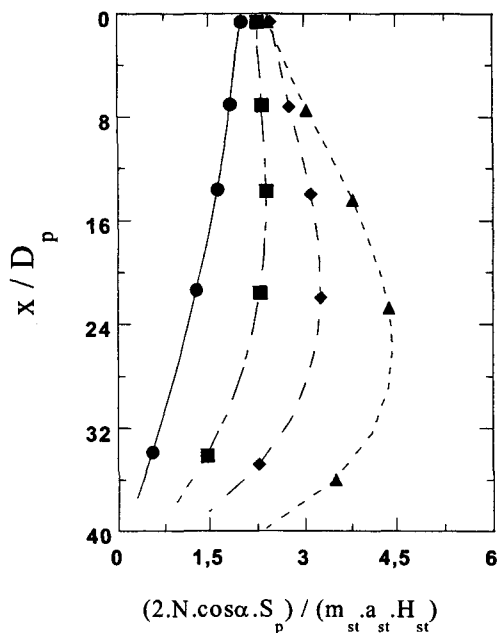
La figure 3.12 et le tableau 3.5 illustrent l'influence de l'inclinaison sur la réponse sismique des groupes de micropieux. Comme prévu, on note une diminution de l'amplification de l'accélération latérale dans la superstructure avec l'augmentation de l'inclinaison. A titre d'exemple, l'augmentation de l'inclinaison de 0° à 20° conduit à une diminution de l'accélération de la superstructure (resp. chevêtre) de 16,6 (resp. 14,6) à 9,8 (resp. 10,1).

Concernant les enveloppes des efforts internes dans les micropieux, on note une influence significative de l'inclinaison sur ces efforts. Lorsque l'inclinaison augmente de 0° à 20° , le moment fléchissant en tête décroît de 258 kN.m à 159 kN.m. Cette diminution est due à la réduction de l'amplification latérale en tête de la superstructure puisque la valeur maximale du moment fléchissant normalisé, obtenue en tête, n'est pas fortement influencée par l'inclinaison. Toutefois, nous signalons que les résultats fournis en annexe 3 pour le cas d'un sol homogène montrent une réduction de la valeur maximale du moment fléchissant normalisé en tête avec l'inclinaison. Cette différence de comportement peut être attribuée à la faible rigidité du sol au voisinage de la surface.

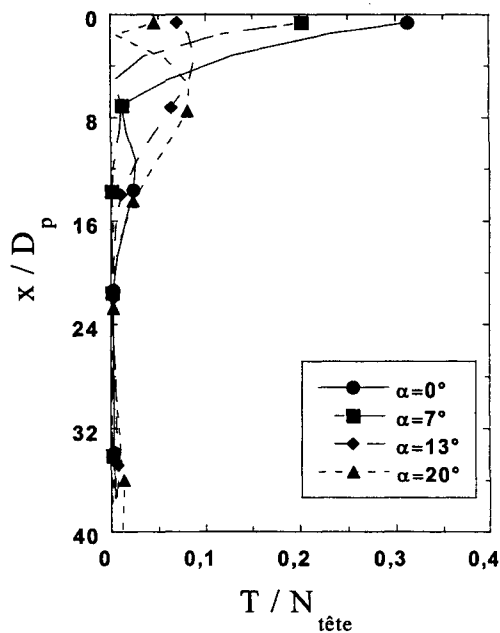
Par ailleurs, on constate que l'accroissement de l'inclinaison de micropieux conduit à une augmentation de l'effort normal normalisé en tête, ainsi qu'à l'apparition d'un deuxième pic en travée. A titre d'exemple, pour une inclinaison de 20° , le pic obtenu en travée est égal à $N_{\max}=1535$ kN, alors que l'effort normal maximal pour le cas de micropieux verticaux est obtenu en tête avec une valeur $N_{\max}=1077$ kN. Toutefois, l'effort tranchant présente des tendances différentes. Une augmentation de l'inclinaison induit une forte atténuation de l'effort tranchant maximal et en tête. Lorsque l'inclinaison croît de 0° à 20° , l'effort tranchant en tête décroît de 336 kN à 48 kN.

	Inclinaison (α)			
	0 °	7 °	13 °	20 °
Amplification en tête du chevêtre	14,61	12,56	11,33	10,14
Amplification en tête de la structure	16,67	13,42	11,55	9,88
Moment fléchissant maximal (kN.m)	258	226	209	171
Effort normal en maximal (kN)	1077	1035	1210	1535
Effort tranchant en maximal (kN)	336	196	81	69

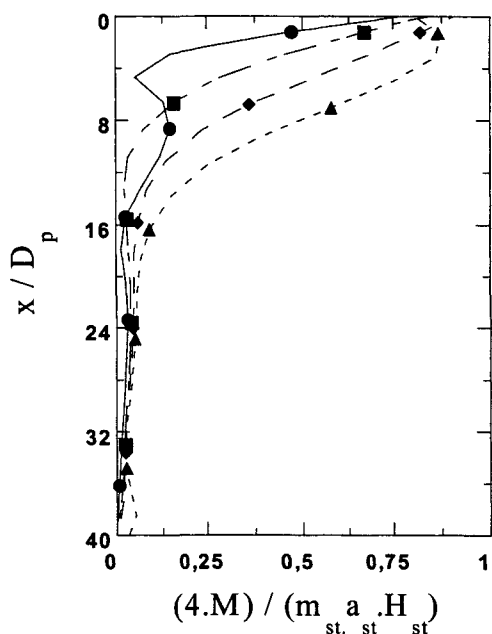
Tableau 3.5 Influence de l'inclinaison sur la réponse sismique des groupes de micropieux
[$E_s = E_s(z)$]



a) Effort normal normalisé



b) Effort tranchant normalisé



c) Moment fléchissant normalisé

$m_{st} = 40$ tonnes

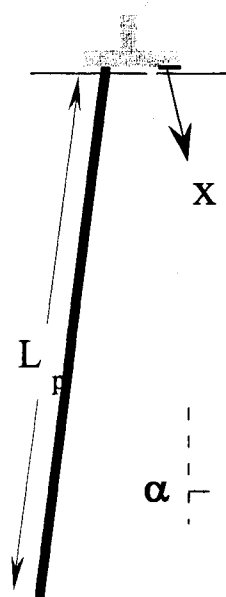


Figure 3.12 Influence de l'inclinaison sur la réponse sismique des groupes de micropieux [$E_s = E_s(z)$]

3.4 Comparaison micropieux-minipieux

Dans cette section, on présente une confrontation des résultats obtenus pour les micropieux et les minipieux. Rappelons que le rapport de la rigidité axiale sur la rigidité de flexion est : $(E_p A_p / E_p I_p) = 1295 \text{ m}^{-2}$ pour les micropieux à comparer avec 192 m^{-2} pour les minipieux. La figure 3.13 et le tableau 3.6 donnent les résultats obtenus pour les deux inclinaisons $\alpha = 0^\circ$ et 20° . En premier lieu, on constate que l'influence de l'inclinaison sur l'accélération latérale est similaire pour les micropieux et les minipieux. En effet, l'amplification de l'accélération latérale décroît avec l'augmentation de l'inclinaison, ce qui est dû à une augmentation de la rigidité du système comme nous l'avons déjà indiqué. Une même tendance est observée pour l'effort normal, où on remarque l'apparition d'un pic en travée qui est plus important que celui obtenu en tête des groupes composés par des éléments verticaux.

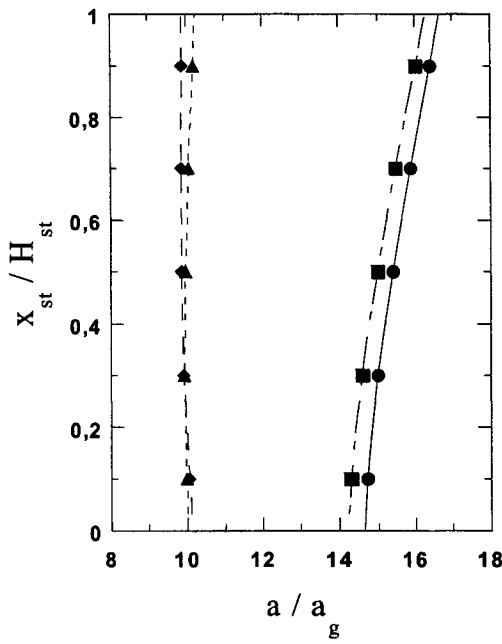
Concernant l'effort tranchant, on remarque une diminution des valeurs maximales avec l'inclinaison. Cependant, on note que cette diminution est plus significative dans le cas de micropieux. En effet, lorsque l'inclinaison croît de 0° à 20° , l'effort tranchant maximal dans les micropieux décroît de 336 kN à 69 kN (80%), alors qu'il décroît de 51% dans le cas de minipieux. Pour les micropieux inclinés, l'effort tranchant maximal est atteint à une profondeur $z=6 D_p$, alors que dans le cas de minipieux inclinés, le maximum est obtenu en tête, avec l'apparition d'un pic à une profondeur $z=12 D_p$.

En examinant les courbes du moment fléchissant. On observe pour les micropieux une diminution du moment fléchissant en tête avec l'augmentation de l'inclinaison, alors que pour les minipieux, l'inclinaison conduit à une augmentation du moment fléchissant maximal. Ajoutons que le moment fléchissant maximal pour ce dernier cas n'est pas obtenu en tête.

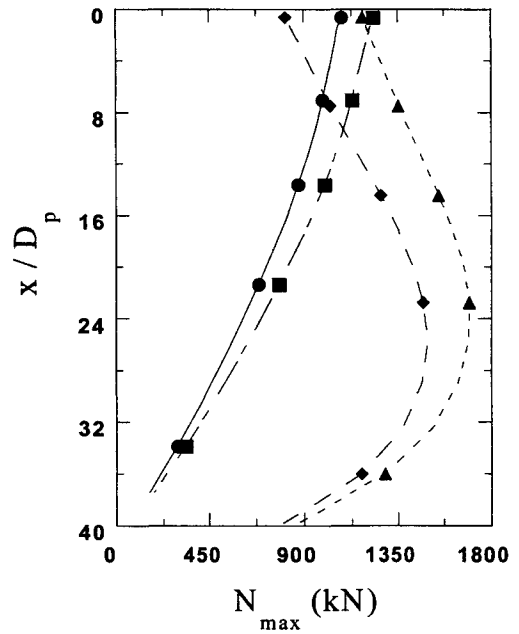
Le tableau 3.6 récapitule les résultats obtenus pour les micropieux et minipieux. Il donne également le degré de mobilisation de l'effort normal à travers les grandeurs N/M_{cap} et N/T_{cap} . On constate globalement que la mobilisation de l'effort normal dans le cas de micropieux est supérieure à celle des minipieux, en particulier dans le cas des éléments inclinés. A titre d'exemple, on obtient pour les micropieux inclinés $N/M_{\text{cap}}=5,1$ et $N/T_{\text{cap}}=21,5$ alors que dans le cas de minipieux on obtient : $N/M_{\text{cap}}=3,4$ et $N/T_{\text{cap}}=7,2$.

	Micropieux		Minipieux	
	0 °	20 °	0 °	20 °
Amplification en tête de la structure	16,67	9,88	16,28	10,23
Moment fléchissant maximal (kN.m)	258	171	365	462
Effort normal maximal (kN)	1077	1535	1233	1694
Effort tranchant maximal (kN)	336	69	330	162
Moment fléchissant en tête (kN.m)	258	159	365	346
Effort normal en tête (kN)	1077	817	1233	1180
Effort tranchant en tête (kN)	336	38	330	162
N / M _{cap}	4,2	5,1	3,3	3,4
N / T _{cap}	3,2	21,5	3,7	7,2

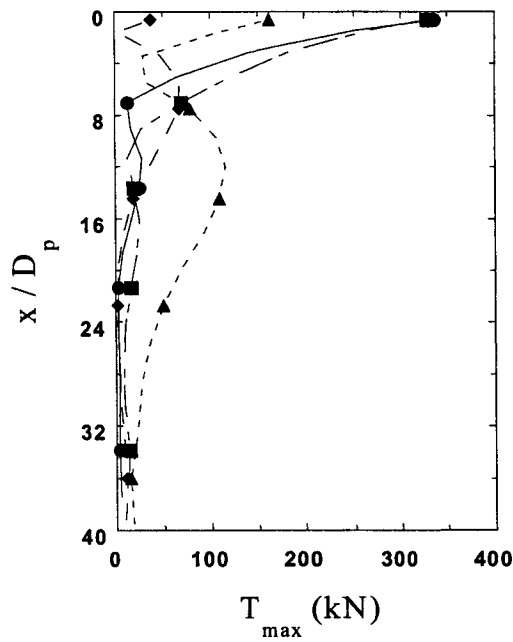
Tableau 3.6 Influence de l'inclinaison sur la réponse sismique des micropieux et minipieux [$E_s=E_s(z)$; N_1 et N_2 sont les composantes de l'effort normal induit en tête résultant respectivement du moment et d'effort tranchant induits au niveau du chevron]



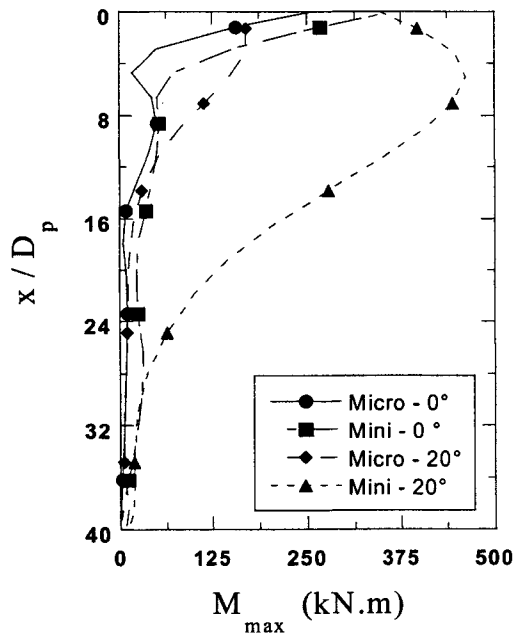
a) Amplification de l'accélération latérale



b) Enveloppe de l'effort normal



c) Enveloppe de l'effort tranchant



d) Enveloppe du moment fléchissant

Figure 3.13 Influence de l'inclinaison sur la réponse sismique des groupes de micropieux et minipieux [Cas 2 - $E_s = E_s(z)$]

3.5 Conclusion

Ce chapitre a comporté une analyse de l'influence de l'inclinaison des micropieux sur leur réponse sismique. L'analyse a été réalisée pour deux types de sols : un sol avec une rigidité uniforme et un sol avec un module de Young croissant avec la profondeur.

Les simulations numériques réalisées ont montré que l'inclinaison de micropieux conduit à une réduction de l'amplification latérale de la superstructure résultant d'une augmentation de la rigidité du système.

Les résultats montrent que l'utilisation des micropieux inclinés présentent plusieurs avantages. L'inclinaison permet de soulager la liaison micropieux-chevêtre vis à vis des efforts de cisaillement. En effet, on obtient une atténuation significative de l'effort tranchant maximal en tête. On note également une diminution des efforts de flexion dans les micropieux inclinés. Cette tendance est attribuée à une meilleure mobilisation de l'effort normal dans le cas de micropieux. Ceci a été montré par une comparaison entre les micropieux et minipieux. L'inclinaison de micropieux conduit à un changement de l'allure de l'effort normal : observation d'un pic en travée dépassant la valeur maximale obtenue en tête.

Malgré une meilleure performance des micropieux inclinés, les efforts de flexion en tête restent très significatifs. Dans le chapitre suivant, nous examinons l'influence de la présence d'une articulation en tête qui permet de soulager la liaison micropieux chevêtre vis à vis de la flexion.

Les simulations numériques ont été effectuées en prenant un comportement élastique du sol avec un amortissement visqueux. Des précautions doivent être prises dans l'application des résultats dans le cas de fortes vibrations qui nécessitent la prise en compte de non-linéarités dans le sol.

Chapitre IV

Configurations particulières de micropieux

4.1 Introduction

On se propose dans le présent chapitre d'examiner trois aspects particuliers des micropieux. Le premier porte sur l'influence des conditions de liaison entre les micropieux et le chevêtre. Le second concerne l'influence de l'encastrement des micropieux dans une couche rigide. Le dernier est consacré à la performance de micropieux croisés.

4.2 Influence de l'articulation de micropieux dans le chevêtre

Comme nous l'avons signalé dans l'analyse bibliographique, les sollicitations induites au voisinage de la tête de pieux sont généralement à la base des ruptures observées dans les pieux ayant subi un dommage sismique. La figure 4.1 illustre des exemples de rupture qui se sont produites pendant les tremblements de terre de Kobe 1995 (Université de Californie-Berkeley 1995 et Tokimatsu et al 1996) et de Loma Prieta 1989 (Meymand 1998). On note les dégâts sont localisés dans la zone proche de la connexion pieu-chevêtre, zone vulnérable caractérisée par des fortes valeurs du moment fléchissant et de l'effort tranchant.

Les résultats présentés au troisième chapitre ont montré que l'inclinaison de micropieux permet de soulager la connexion micropieux-chevêtre vis à vis de l'effort tranchant. Cependant, malgré une diminution du moment fléchissant avec l'inclinaison, les sollicitations de flexion induites en tête de micropieux restent significatives et peuvent induire des dommages importants dans les pieux. Il sera intéressant d'examiner l'influence d'une éventuelle articulation en tête qui aura pour conséquence d'atténuer l'effet de la flexion au niveau de la liaison micropieux-chevêtre.

Dans cette section, nous examinons l'influence de la présence d'articulation au niveau de la liaison micropieux-chevêtre. L'analyse portera sur des groupes de 2*2 micropieux identiques à ceux étudiés dans le troisième chapitre. L'analyse sera précédée par une synthèse des travaux antérieurs réalisés sur la condition de liaison micropieux-chevêtre. Nous

entamons l'analyse par le cas de micropieux verticaux en comparant les résultats obtenus avec l'hypothèse d'encastrement ou d'articulation en tête. Ensuite, l'analyse sera étendue au cas de micropieux inclinés ; ce dernier aspect n'a pas été abordé précédemment.

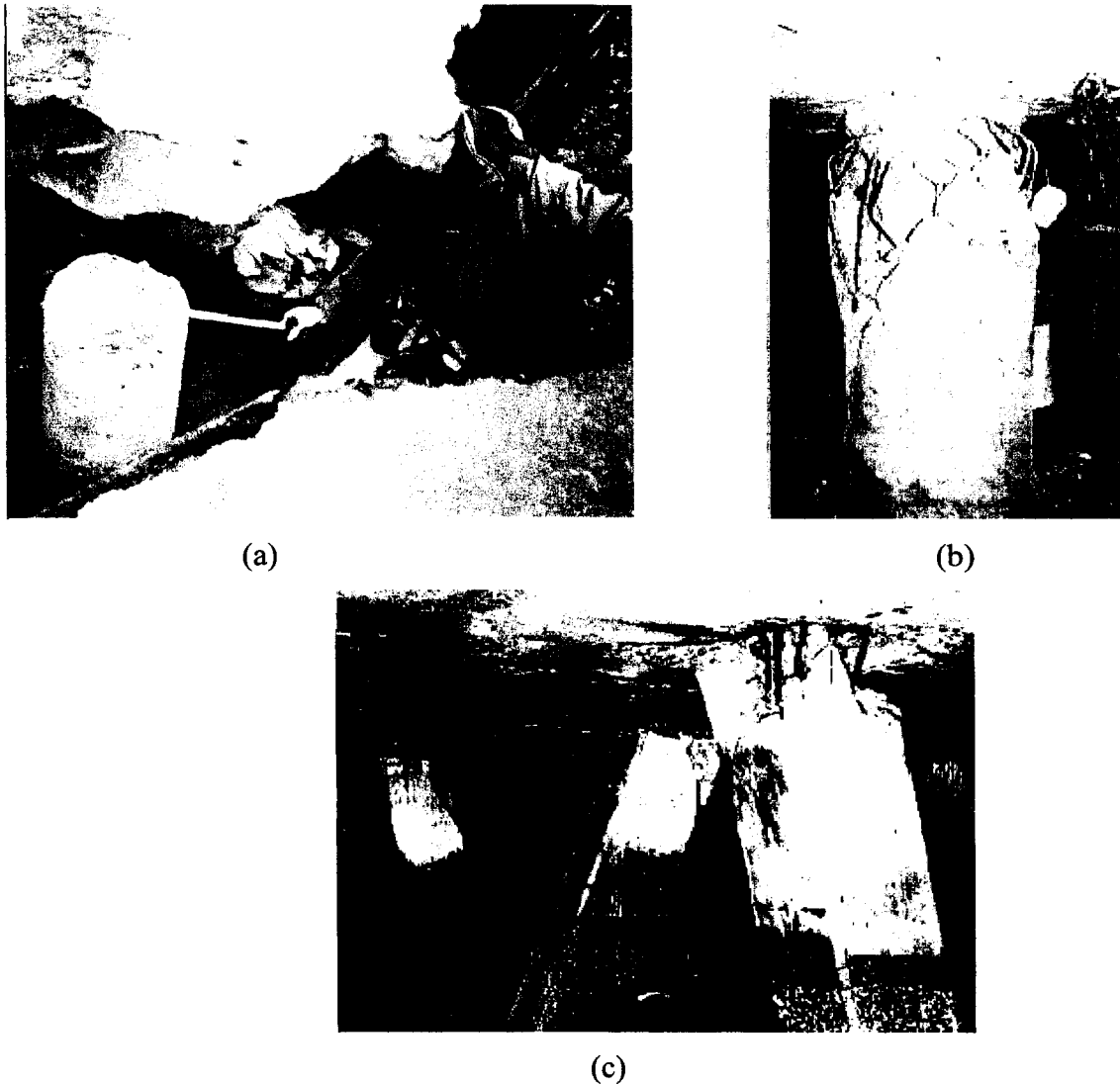


Figure 4.1 Exemples de ruptures induites dans les pieux par des séismes

a) Rupture d'un pieu par dépassement d'effort tranchant (Kobe 1995, U.C Berkeley) ; b) Dégâts induits par les forces inertielles (Kobe 1995, Tokimatsu et al. 1996) ; c) Dégâts causés dans un pieu (Loma Prieta 1989, Meymand 1998)

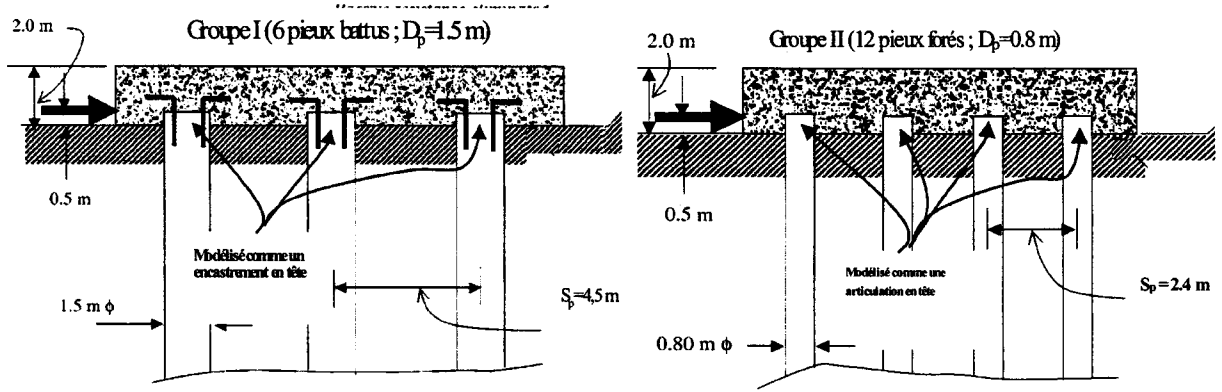
4.2.1 Quelques aspects du problème de liaison en tête

On trouve peu d'études sur l'influence d'une articulation en tête des pieux sur l'interaction sol-pieux-structure. Dans un rapport technique destiné à l'"US Army Corps of Engineering", Ayyub et Eloseily (1998) signalent que dans le cas des pieux articulés en tête et soumis à des charges inclinées, le moment maximal est induit à une certaine distance en dessous du niveau du chevêtre, alors que pour le cas des pieux encastés dans le chevêtre, le moment maximal peut avoir lieu au niveau de la connexion pieu-chevêtre. Un guide de "Caltrans" publié en décembre 2000 évoque plusieurs types de pieux. En particulier, ce mémo signale que pour les pieux du type "Standard Plans", la liaison pieu-chevêtre est conçue comme une connexion du type articulation "pinned connection".

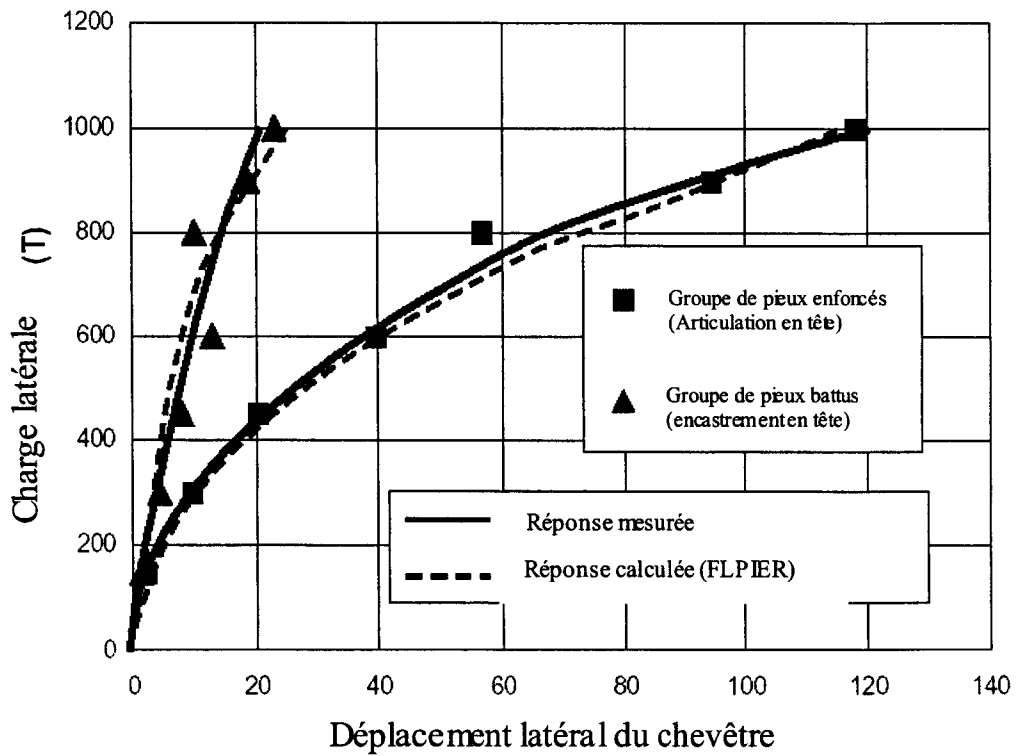
Elgamal et al. (2003) ont effectué plusieurs tests dans le cadre d'un projet comportant des essais de chargements statiques et cycliques dans la direction latérale sur des groupes de pieux enfoncés dans un sol argileux. Le projet a été réalisé dans l'intention de mieux comprendre le comportement des pieux utilisés dans les structures "Offshore". Parallèlement aux essais réalisés, une modélisation numérique a été effectuée en utilisant le programme de calcul "Florida Pier" ou "FLPIER" (Hoit & McVay, 1996) en y incorporant le modèle de Reese pour le sol argileux. Le programme a été utilisé pour étudier le comportement d'un groupe de 2*2 pieux métalliques de 12 m de longueur avec deux conditions en tête de pieux : encastrement et articulation. Un chargement, $F=1440$ kN a été appliqué en tête au niveau d'un chevêtre rigide de 1,5 m d'épaisseur. Ils ont trouvé que le déplacement obtenu en tête pour le cas des pieux articulés dépasse largement celui obtenu dans les pieux encastés. L'examen des profils du moment fléchissant montre l'apparition d'un moment maximal en tête en cas des pieux encastés. L'articulation en tête permet de soulager la tête des pieux. Cependant le moment maximal obtenu pour ce dernier cas, se trouve à une profondeur de 1,5 m. Elle dépasse la valeur maximale obtenue pour les pieux encastés. Ceci est lié à un plus fort déplacement en tête des pieux articulés.

Une publication de NCHRP (2001) a comporté une étude statique et dynamique des pieux chargés latéralement en tête. La figure 4.2b montre une comparaison du déplacement latéral obtenu au niveau du chevêtre pour deux groupes de pieux (I) et (II). Le premier comporte un groupe de 6 pieux battus de 1,5 m diamètre et encastés dans un chevêtre rigide. L'encastrement est assuré par la mise en place des armatures en tête de pieux comme la

montre la figure 4.2a. Le second groupe (II) est composé de 12 pieux forés de 0,8 m de diamètre. Dans ce dernier cas, le chevêtre est coulé sur les pieux en place. Le calcul a été mené avec le programme FLPIER, avec l'hypothèse d'encastrement en tête pour le groupe I, et l'hypothèse d'articulation en tête pour le groupe II. Les résultats montrent un bon accord entre la réponse mesurée et la réponse calculée. En particulier, on note un écart très important dans le déplacement latéral au niveau du chevêtre entre les cas I et II. Cet écart est principalement dû à la condition d'articulation en tête dans le cas du groupe II par rapport au groupe I.



(a)



(b)

Figure 4.2 a) Modèles adoptés dans le programme FLPIER respectivement pour les groupes I et II ; b) Comparaison des déplacements latéraux mesurés et calculés pour les groupes de pieux I et II (NCHRP rapport 461, 2001)

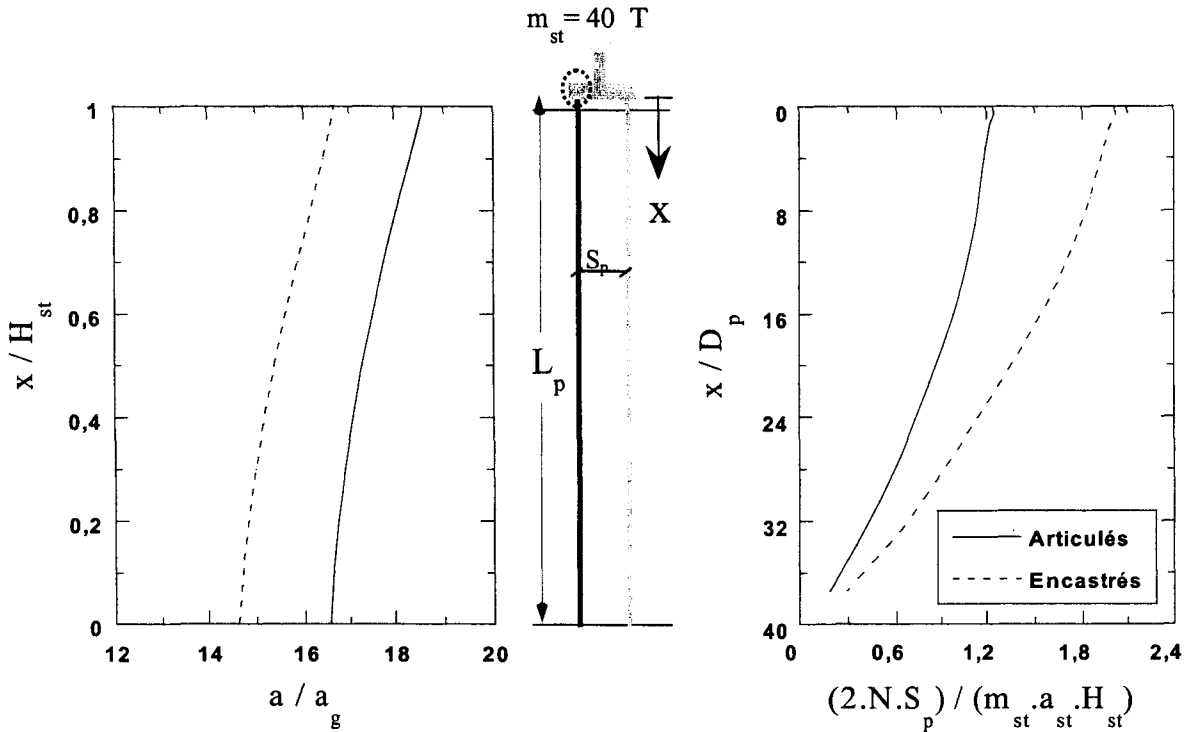
4.2.2 Micropieux verticaux

L'exemple traité concerne un groupe de 4 micropieux verticaux identiques à ceux étudiés dans le troisième chapitre (paragraphe 3.3.1). L'hypothèse d'un module de Young variable avec la profondeur est retenue. Rappelons que les micropieux sont liés par un chevêtre rigide et supportent une superstructure de 40 tonnes.

Le tableau 4.1 et la figure 4.3 montrent les résultats obtenus. Dans le cas des micropieux articulés, on note un pic du moment fléchissant à une profondeur $z \approx 5D_p$. Dans ce cas, le moment fléchissant normalisé atteint une valeur maximale $M^* = 0,58$ qui est de 30% inférieure au moment induit en tête des micropieux encastres dans le chevêtre. L'articulation des micropieux est accompagnée par une diminution de l'effort normal dans les micropieux. A titre d'exemple, on note une diminution de 40% de l'effort normal normalisé maximal par rapport aux micropieux encastres. D'un autre coté, l'articulation induit une augmentation de 60% de l'effort tranchant normalisé, ce qui explique la faible mobilisation de l'effort normal en tête.

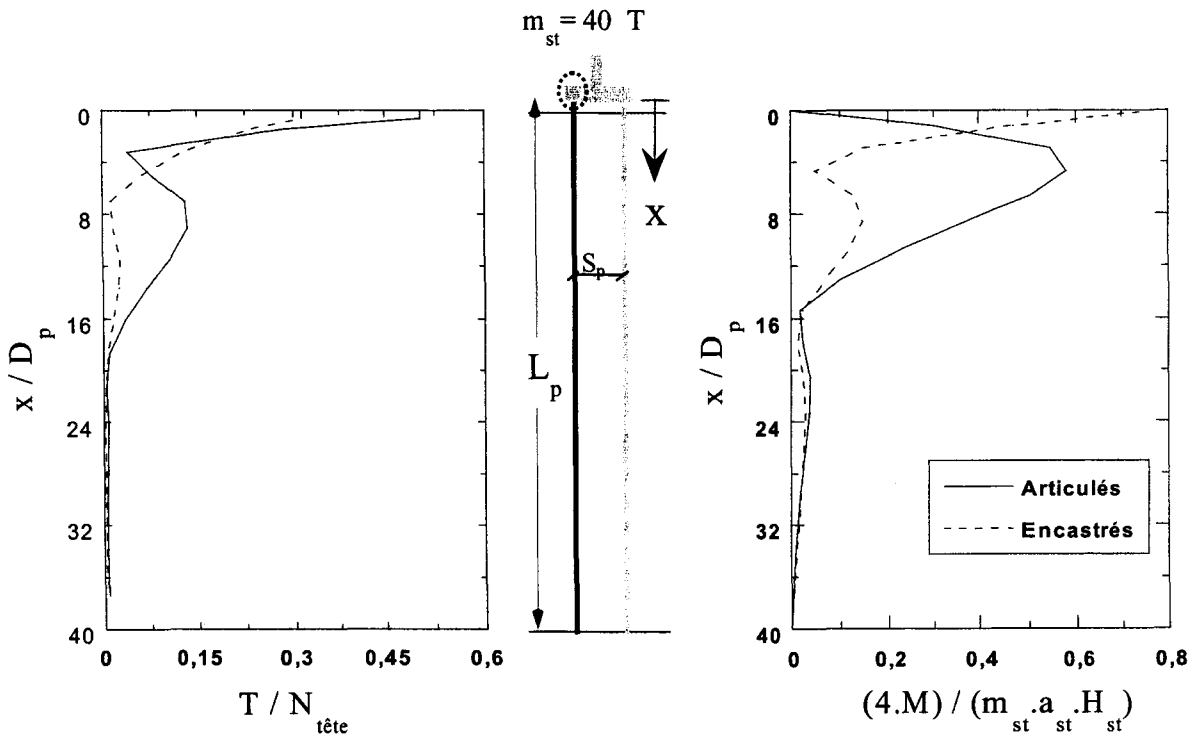
	Condition de liaison micropieux-chevêtre	
	Articulation	Encastrement
Amplification en tête du chevêtre	16,54	14,61
Amplification en tête de la structure	18,60	16,67
Moment fléchissant maximal (kN.m)	216	258
Effort normal maximal (kN)	741	1077
Effort tranchant maximal (kN)	374	336

Tableau 4.1 Influence de la condition de liaison micropieux-chevêtre sur le comportement d'un groupe de micropieux verticaux



a) Amplification de l'accélération latérale

b) Effort normal normalisé



c) Effort tranchant normalisé

d) Moment fléchissant normalisé

Figure 4.3 Influence de la condition de liaison micropieux-chevêtre sur le comportement d'un groupe de micropieux verticaux

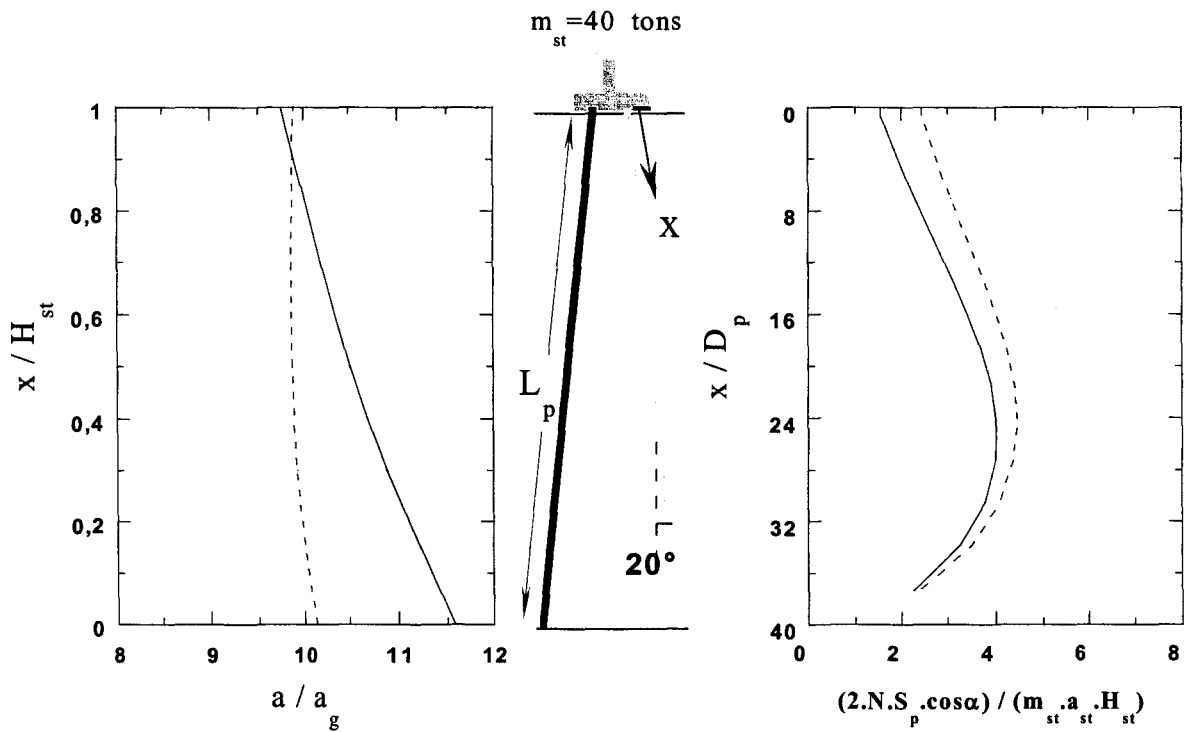
4.2.3 Micropieux inclinés

Dans cette section, on applique l'analyse exposée ci-dessus au cas des micropieux inclinés. L'étude est effectuée pour une inclinaison de 20° . Le tableau 4.2 et la figure 4.4 illustrent les résultats obtenus. On note que l'amplification de l'accélération latérale au niveau de la masse dans le cas de micropieux articulés, dépasse de 15% celle obtenue pour les micropieux encastrés. Le profil de l'effort normal normalisé conserve son allure avec cependant une diminution dans le cas de micropieux articulés au voisinage de la tête. Cette diminution atteint 10% en tête de micropieux.

Par ailleurs, on remarque que l'articulation en tête induit une augmentation de l'effort tranchant et une forte diminution du moment fléchissant dans les micropieux. Dans ce cas, l'effort tranchant maximal est induit en tête, et atteint 79 kN. Il dépasse de 20% l'effort tranchant maximal obtenu pour les micropieux encastrés. Une forte atténuation est observée dans la courbe du moment fléchissant normalisé. La valeur maximale, obtenue à une profondeur $z=3D_p$, est de l'ordre de 22% du moment fléchissant maximal induit dans les micropieux encastrés. Toutefois, la présence d'une articulation en tête conduit à une réduction de la résistance des micropieux au flambement. Ceci nécessite une analyse spécifique qui sort du cadre de la présente thèse. A titre d'exemple, nous citons les travaux de Cadden et al. (2002) qui traitent différents aspects de ce problème.

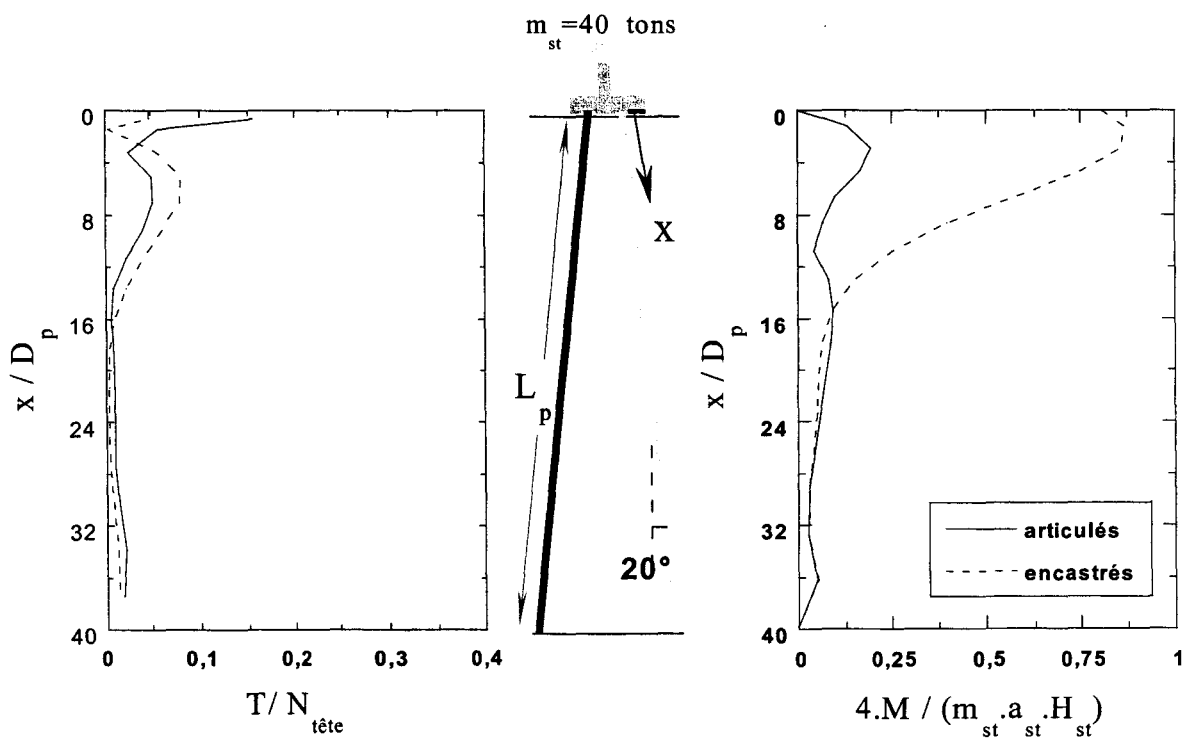
	Condition de liaison micropieux-chevêtre	
	Articulation	Encastrement
Amplification en tête du chevêtre	11,59	10,14
Amplification en tête de la structure	9,75	9,88
Moment fléchissant maximal (kN.m)	38	171
Effort normal maximal (kN)	1334	1500
Effort tranchant maximal (kN)	79	66

Tableau 4.2 Influence de la condition de liaison micropieux-chevêtre sur le comportement d'un groupe de micropieux inclinés



a) Amplification de l'accélération latérale

b) Effort normal normalisé



c) Effort tranchant normalisé

d) Moment fléchissant normalisé

Figure 4.4 Influence de la condition de liaison micropieux-chevêtre sur le comportement d'un groupe de micropieux verticaux

4.3 Influence de l'encastrement des micropieux dans une couche rigide

Les micropieux fonctionnent principalement par frottement. Cependant, on peut dans certains cas procéder à leur encastrement dans des couches de bonne qualité. Zacek (1996) signale que l'encastrement des pieux dans un bon sol doit être limité afin de conserver une flexibilité et une possibilité de rotation des pieux. Il a également noté que lorsque la profondeur d'encastrement est importante et aucune rotation des pieux en pointe n'est possible, les moments fléchissants et les efforts tranchants sont, sous charge latérale, respectivement doublés et quadruplés.

Dans cette section, nous présentons une analyse sur l'effet d'un encastrement des micropieux sur leur comportement sismique.

4.3.1 Présentation des exemples traités

L'étude est réalisée pour des micropieux verticaux et inclinés de 20° avec les caractéristiques utilisées dans le paragraphe 4.3.

La figure 4.5 illustre le cas traité. Le module de Young des deux couches suit la loi :

$$E_s(z) = E_{s0} \left[\frac{p(z)}{P_a} \right]^{0.5}, \text{ avec } E_{0s1}=10 \text{ MPa et } E_{0s2}=1000 \text{ MPa. A l'interface des deux couches,}$$

le ratio entre les deux modules de Young est égal à 100. La fiche des micropieux dans la couche rigide est égale à 1 m (de l'ordre de 4 D_p). La fréquence fondamentale du massif du sol est $f_1 = 0,56$ Hz. Rappelons que la fréquence de la superstructure est $f_{st}=1,36$ Hz. Le calcul est effectué avec un chargement sismique appliqué à la base du massif de sol sous forme d'une accélération harmonique composée de 15 cycles avec une fréquence égale à la fréquence fondamentale du massif (0,56 Hz) et une amplitude $a_g= 0,2$ g.

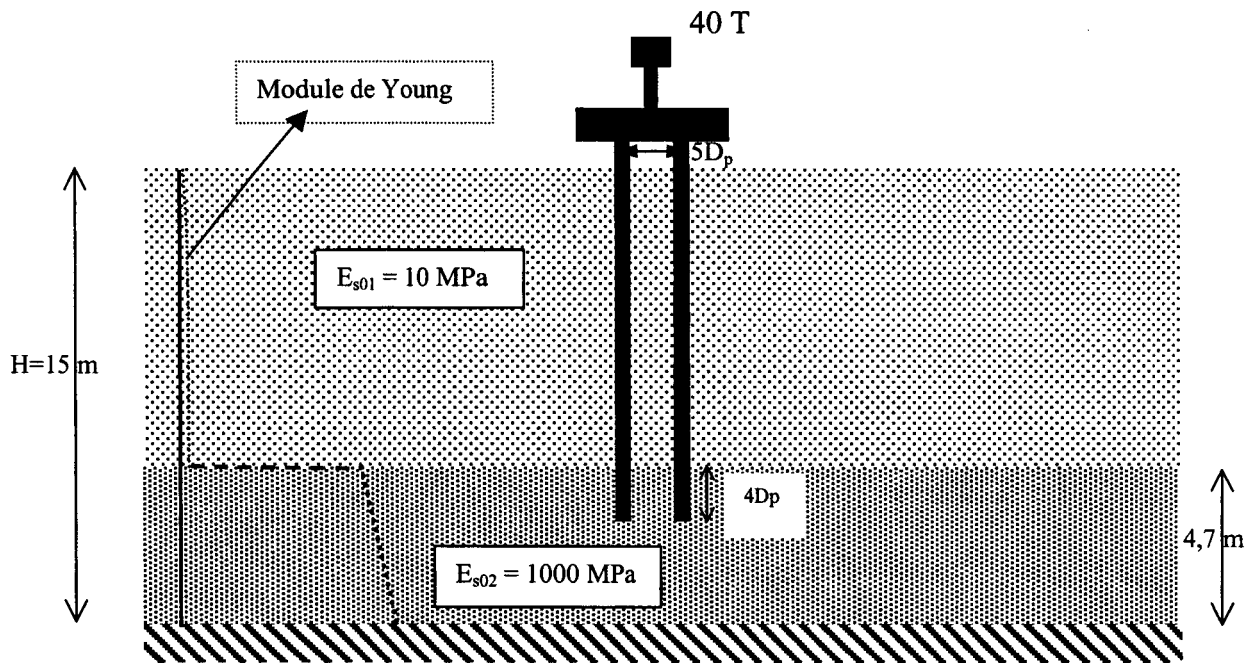
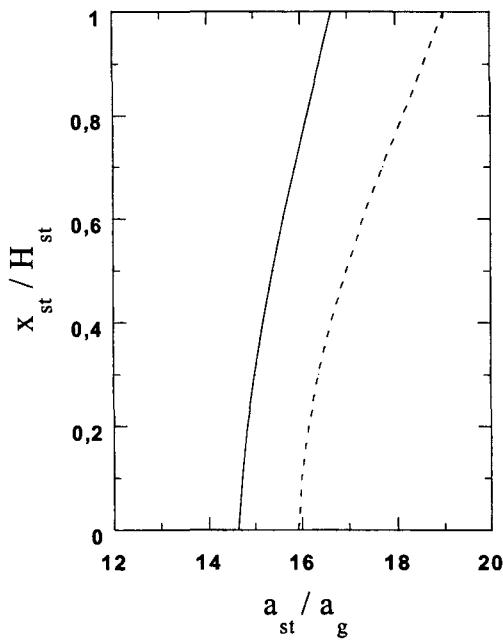


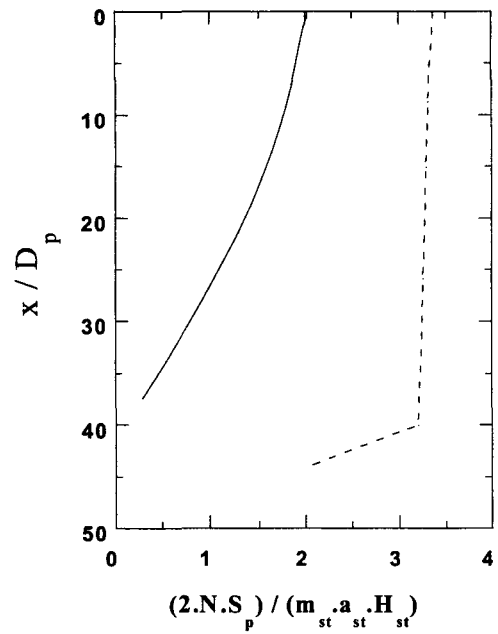
Figure 4.5 Groupe de micropieux encastrés dans une couche rigide

4.3.2 Micropieux verticaux

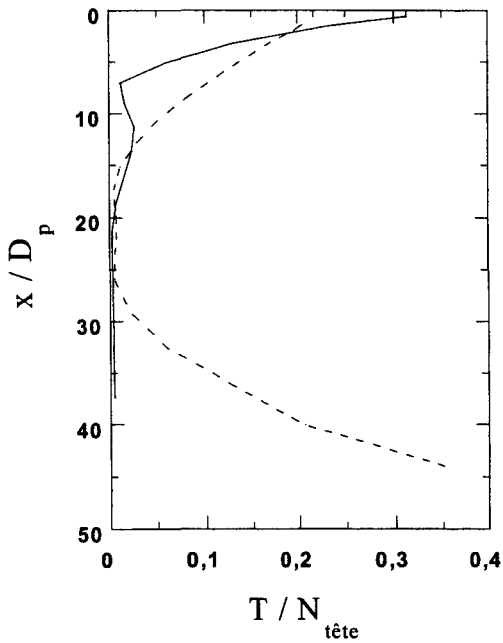
La figure 4.6 donne l'influence de l'encastrement des micropieux verticaux dans une couche rigide sur leur comportement sismique. Signalons que la fréquence naturelle du sol (= fréquence du chargement) n'est pas la même dans les deux cas (sol monocouche - sol bicouche). En premier lieu, on note que l'encastrement des micropieux verticaux dans une couche rigide a une faible influence sur l'amplification de l'accélération latérale de la superstructure. Cependant, cet encastrement induit des sollicitations très significatives en tête et à la base des micropieux. En effet, on obtient un moment fléchissant normalisé en tête $M^*=2,1$ qui est trois fois plus élevé que celui induit dans les micropieux enfouis dans un sol monocouche. On note également l'apparition d'un moment fléchissant très significatif à la base des micropieux encastrés ($M_{\text{base}}=800 \text{ kN.m}$). Cette valeur de moment fléchissant montre que la zone d'encastrement constitue une zone très vulnérable. Le profil de l'effort tranchant confirme ce résultat, puisqu'on obtient un effort tranchant normalisé maximal $T^*=0,36$. Cette valeur dépasse de 20% la valeur maximale obtenue en tête dans le cas d'un sol monocouche $T^*=0,31$. Pour les micropieux encastrés, l'effort normal normalisé atteint $N^*=3,37$ qui de l'ordre de 170% de celui induit dans les micropieux implantés dans un sol monocouche.



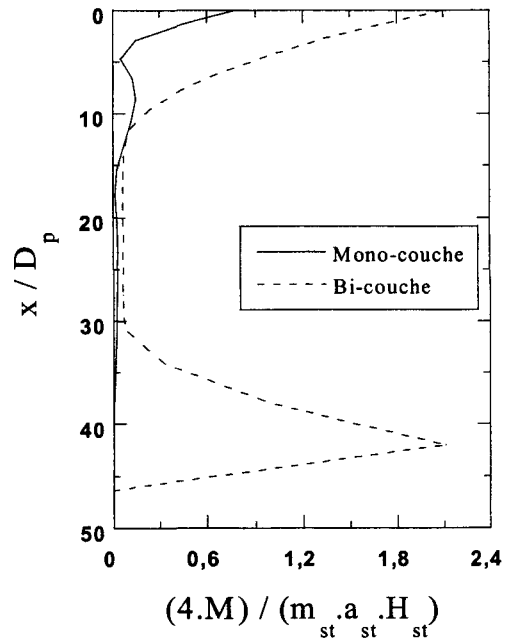
a) Amplification de l'accélération latérale



b) Effort normal normalisé



c) Effort tranchant normalisé



d) Moment fléchissant normalisé

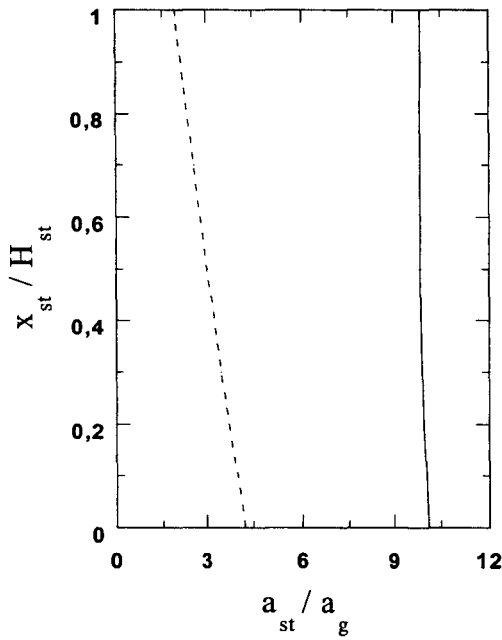
Figure 4.6 Influence de l'encastrement des micropieux verticaux dans une couche rigide sur leur réponse sismique

4.3.3 Micropieux inclinés

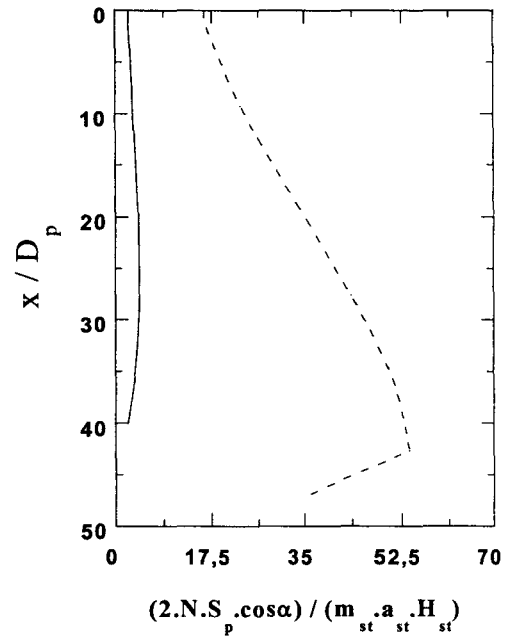
La figure 4.7 donne l'influence de l'encastrement à la base dans le cas de micropieux inclinés. En examinant l'amplification latérale, on constate une forte réduction de l'amplification latérale au niveau de la superstructure dans les micropieux encastres. L'amplification obtenue dans ce cas est de l'ordre de 20% de celle obtenue pour les micropieux implantés dans un sol monocouche, ce qui traduit une augmentation de la rigidité des micropieux encastres dans une couche rigide.

Une tendance similaire à celle des micropieux verticaux est observée concernant les efforts internes, en particulier l'apparition des pics dans la zone d'encastrement. Cependant, on obtient des valeurs relativement très élevées par rapport aux micropieux verticaux. Le moment fléchissant normalisé atteint une valeur maximale $M^*=20$ pour les micropieux encastres. Le rapport entre ce moment fléchissant maximal et celui obtenu pour le sol monocouche, est de l'ordre de 25. L'existence des points rigides aux extrémités des micropieux induit une augmentation significative des efforts internes dans les micropieux inclinés. Cet aspect est également observé dans le profil de l'effort normal, où on obtient des valeurs très significatives dans les micropieux encastres. Contrairement à la tendance observée pour les micropieux dans un sol monocouche, l'effort normal normalisé augmente avec la profondeur et atteint une valeur maximale $N^*=54$ à l'interface des deux couches.

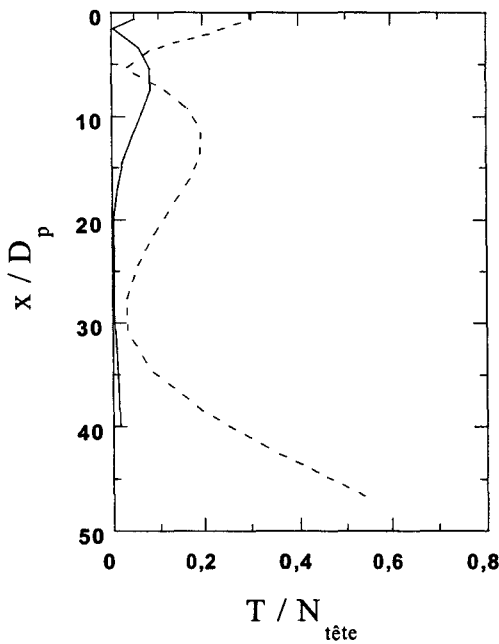
Par ailleurs, on obtient dans les micropieux encastres, un effort tranchant très élevé à l'interface de deux couches $T^*=0,56$ kN. Il est de l'ordre de 12 fois de l'effort tranchant normalisé maximal obtenu pour les micropieux non encastres. Ce qui indique que la zone d'encastrement présente une zone critique autant à la flexion qu'au cisaillement.



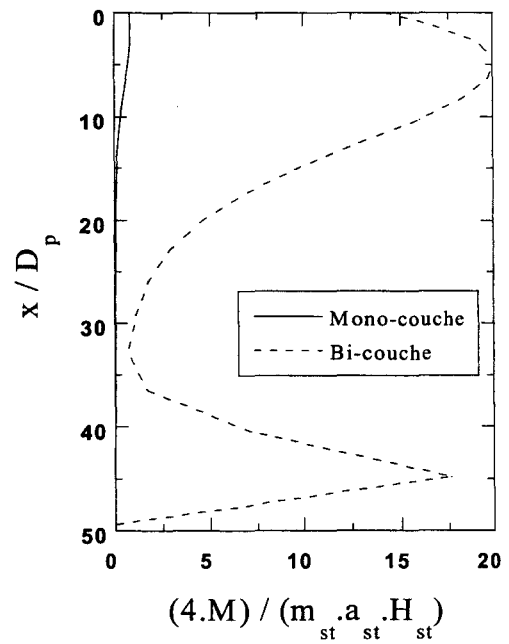
a) Amplification de l'accélération latérale



b) Enveloppe de l'effort normal



c) Enveloppe de l'effort tranchant



d) Enveloppe du moment fléchissant

Figure 4.7 Influence de l'encastrement des micropieux inclinés dans une couche rigide sur leur comportement sismique

4.4 Micropieux croisés

Dans le cadre du projet national FOREVER, des essais en vraie grandeur ont été réalisés sur trois réseaux de 4 micropieux inclinés de 20° . La figure 4.8 illustre la géométrie de ces réseaux qui diffèrent par la position du point d'entrecroisement des micropieux qui est respectivement situé hors du sol, au tiers et à la moitié de la profondeur. Les micropieux sont constitués par des tubes métalliques 50/40mm placés dans des forages de 10 mm de diamètre et de 5 m de profondeur. Le massif du sol est constitué du sable de Fontainebleau. Les résultats des chargements horizontaux avec la direction de l'effort dans le plan de chevalet, montrent une très nette différence de comportement entre les trois réseaux. Le tableau 4.3 donne les résultats obtenus. On note que la première configuration (réseau 1) donne les meilleurs résultats, alors que la seconde (entrecroisement au tiers) les moins bons.

Dans cette section nous présentons une analyse du comportement de 4 micropieux croisés. La performance de ces micropieux croisés sera comparée à celle des micropieux inclinés.

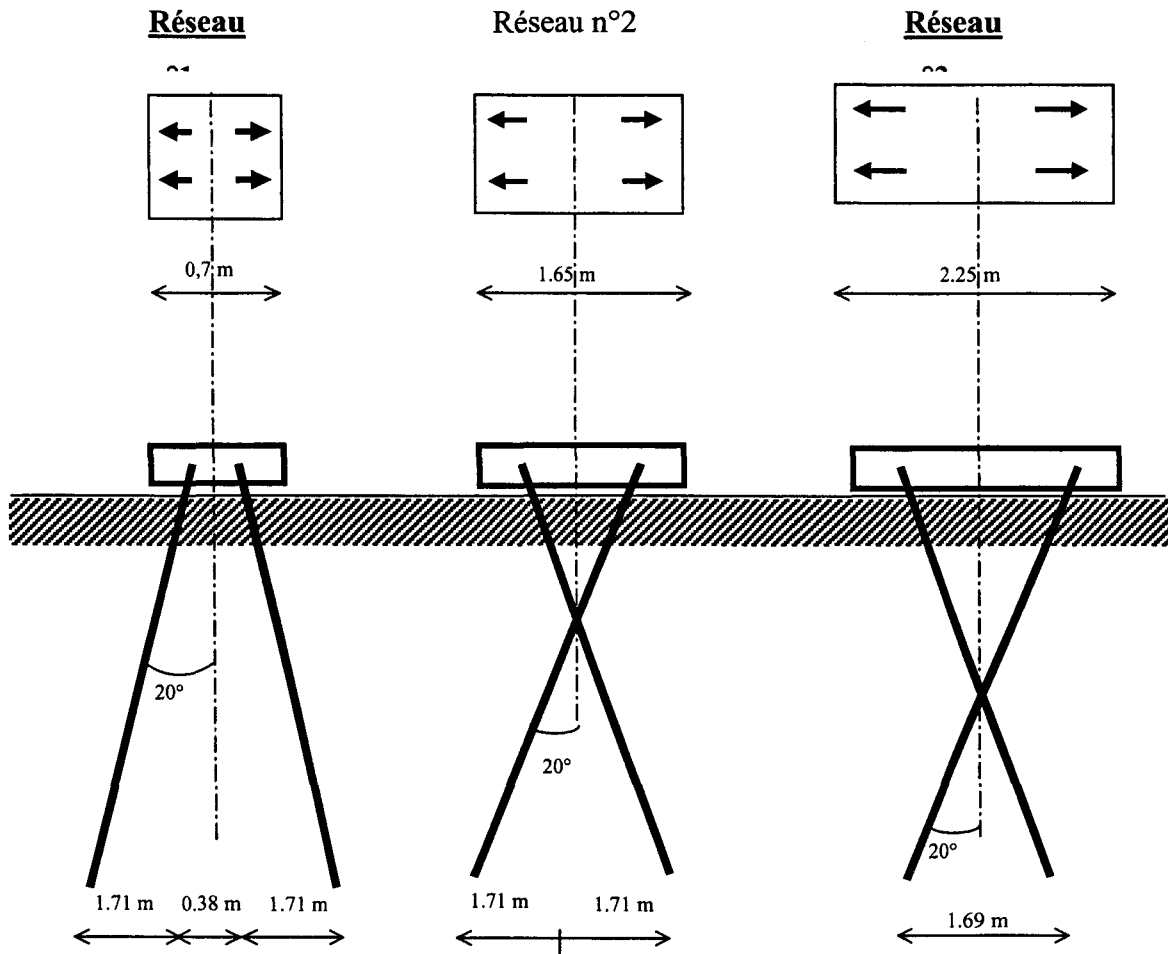


Figure 4.8 Géométrie des 3 réseaux de micropieux de Saint Rémy-Lès-Chevreuse (FOREVER 2002)

	Réseau 1	Réseau 2	Réseau 3
Charge limite Q_1 conventionnelle	52 kN	32 kN	44 kN
Déplacement s sous $Q=70$ kN	22 mm	64 mm	33 mm
Raideur K	67 kN/mm	14 kN/mm	17 kN/mm

Tableau 4.3 Comparaison des résultats du chargement horizontal des 3 réseaux.

4.4.1 Présentation de l'exemple

L'exemple traité est un groupe comportant deux lignes de deux micropieux croisés. Les micropieux croisés sont inclinés de 20° . Le maillage utilisé est illustré à la figure 4.9. L'hypothèse d'encastrement dans le chevêtre est retenue pour les deux groupes. Les paramètres du sol et de la structure sont identiques à ceux utilisés au paragraphe 3.3.

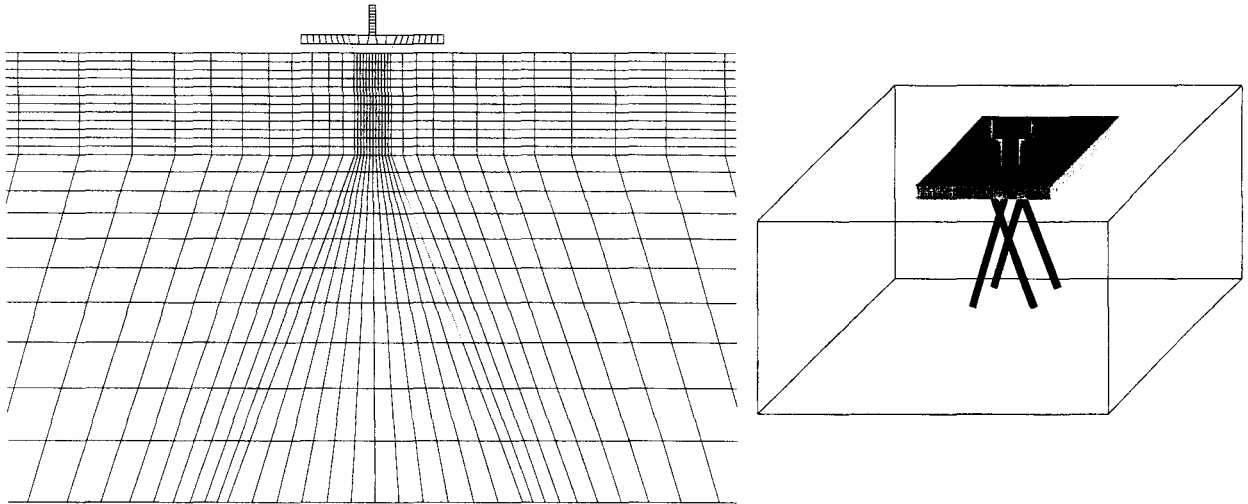


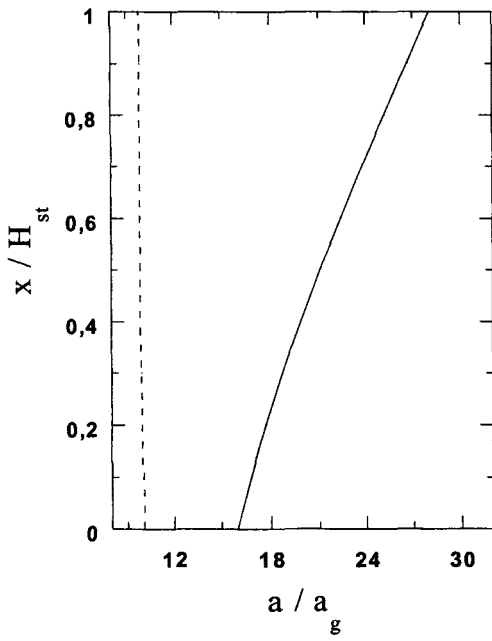
Figure 4.9 Maillage utilisé dans la modélisation de micropieux croisés

4.4.2 Résultats

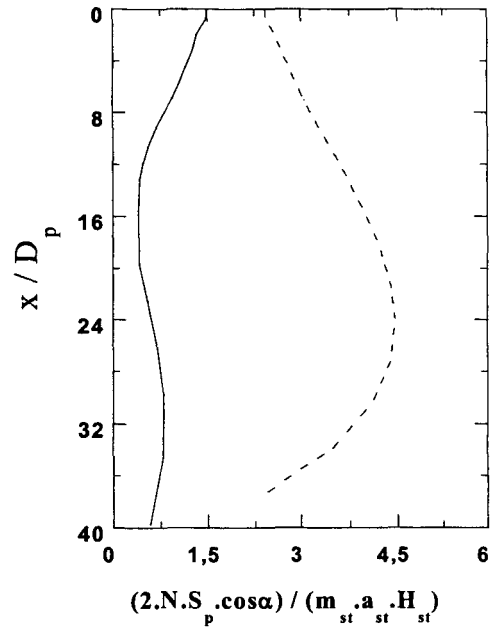
La figure 4.10 compare la réponse sismique des micropieux croisés à celle des micropieux inclinés. Les résultats montrent clairement un désavantage de micropieux croisés par rapport aux micropieux inclinés présentés au paragraphe 3.3. On note une augmentation de l'amplification latérale dans la superstructure qui est de l'ordre de 3 fois de celle obtenue pour les micropieux inclinés. En plus, on constate l'apparition d'importantes valeurs du moment fléchissant et de l'effort tranchant autour de la tête de micropieux croisés. En effet, le moment fléchissant normalisé atteint une valeur maximale $M^*=1,5$ à une profondeur $z=7D_p$, donc une augmentation de 200% par rapport au maximum du moment fléchissant normalisé des micropieux inclinés.

Concernant l'effort tranchant, on note un accroissement très significatif dans les micropieux croisés où on obtient une valeur maximale $T^*=1,05$ en comparaison avec la valeur

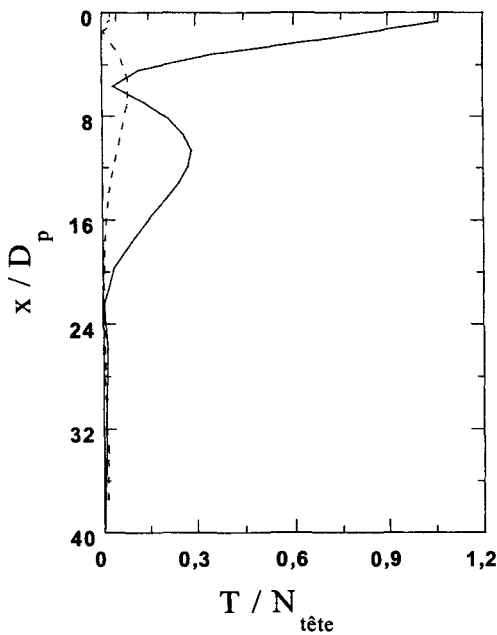
obtenue pour les micropieux inclinés ($T^*=0,046$). Une précaution particulière est à prendre vis à vis des efforts de cisaillement en tête de micropieux croisés. Toutefois, et pour ces derniers, l'effort normal change de profil, avec une baisse des valeurs par rapport aux micropieux inclinés, ce qui signifie une plus faible mobilisation de l'effort normal.



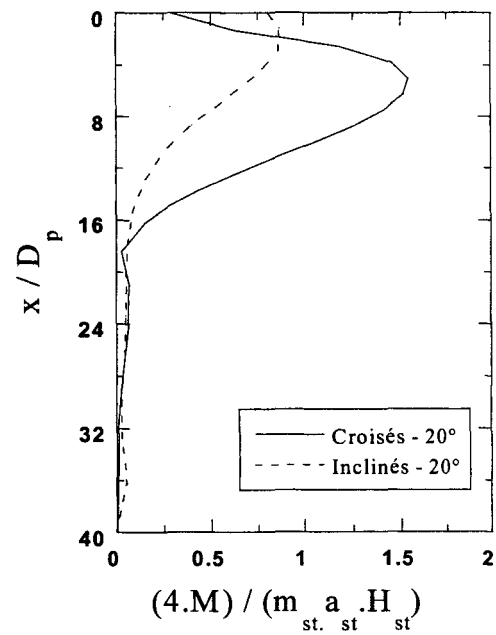
a) Amplification de l'accélération latérale



b) Effort normal normalisé



c) Effort tranchant normalisé



d) Moment fléchissant normalisé

Figure 4.10 Influence de l'encastrement des micropieux verticaux et inclinés dans une couche homogène

4.5 Conclusion

Des configurations particulières de micropieux ont été étudiées dans ce chapitre. L'étude a comporté une analyse de l'influence des conditions en tête et à la base sur leur réponse sismique. Nous avons également examiné la performance des micropieux croisés.

L'influence de la liaison micropieux-chevêtre sur la réponse sismique des micropieux a été présentée pour les groupes ayant des éléments verticaux et inclinés. L'analyse a montré que la présence d'une articulation en tête de micropieux présente des avantages. Dans le cas des micropieux verticaux, l'articulation soulage la connexion micropieux-chevêtre, et permet la réduction du moment fléchissant maximal qui se localise à une profondeur de l'ordre de $5D_p$. D'un autre côté, l'étude a montré que la présence d'une articulation en tête des micropieux inclinés conduit à une réduction très significative du moment fléchissant dans les micropieux. Toutefois la présence d'une articulation en tête réduit la résistance des micropieux au flambement.

L'étude du comportement sismique des micropieux encastres dans une couche rigide, a montré que l'encastrement dans une couche rigide nécessite des précautions particulières. Cet encastrement induit une augmentation très significative du moment fléchissant et de l'effort tranchant en tête et au niveau de l'interface entre les deux couches. Des contraintes de cisaillement très importantes se développent dans ces zones. Ce résultat est en accord avec les textes en vigueur qui déconseillent l'utilisation des pieux inclinés ancrés dans des substratums rigides.

L'étude effectuée sur les micropieux croisés montre que ce type de micropieux présente des inconvénients, car on assiste dans ce cas à une augmentation significative du moment fléchissant et de l'effort tranchant. Ce constat concerne des groupes ayant un nombre limité d'éléments avec des croisements dans des plans parallèles.

Conclusion générale

Ce travail a été consacré à une étude du comportement sismique des micropieux utilisés comme éléments de fondation. L'étude a été menée à l'aide d'une analyse tridimensionnelle par éléments finis intégrant le sol, les micropieux, le chevêtre et la structure. Cette analyse a permis de mieux comprendre le comportement des micropieux sous chargement sismique, et plus particulièrement l'effet de groupe, l'intérêt d'utiliser des micropieux inclinés et l'influence des conditions en tête et en pointe des micropieux sur leur réponse sismique.

Les simulations effectuées sur des micropieux isolés et des groupes avec un faible nombre d'éléments confirment le caractère flexible des micropieux, qui se traduit par le fait que les micropieux suivent le mouvement des sols en champ libre lorsqu'ils supportent des structures de faibles masses. Ces résultats confirment les résultats obtenus en centrifugeuse par Juran et al. (FOREVER 2002).

La réponse des micropieux utilisés comme éléments de fondation est régie principalement par l'interaction inertielle qui dépend de la masse et de la fréquence de la superstructure. Les efforts induits par cette interaction sont concentrés dans la partie supérieure des micropieux.

Les simulations effectuées ont montré que les micropieux présentent un effet de groupe positif, qui peut être attribué à un effet de structure résultant de l'encastrement des micropieux dans le chevêtre. Cet effet se traduit par une réduction du moment fléchissant dans les micropieux faiblement espacés. Au sein du groupe, les efforts augmentent en s'éloignant du centre ; les éléments du coin sont les plus sollicités.

L'étude a montré que l'utilisation des micropieux inclinés présentent plusieurs avantages. L'inclinaison permet de soulager la liaison micropieux-chevêtre vis à vis des

efforts de cisaillement, en réduisant significativement l'effort tranchant en tête. On a également noté une diminution des efforts de flexion due à une meilleure mobilisation de l'effort normal dans le cas de micropieux. La comparaison de la réponse sismique des micropieux par rapport aux minipieux a montré une meilleure répartition des efforts dans le groupe de micropieux.

L'étude de l'influence des conditions en tête des micropieux a montré que la présence d'une articulation présente des avantages, notamment une réduction du moment fléchissant maximal dans les micropieux. Dans le cas des micropieux inclinés, la présence d'une articulation en tête apporte à une réduction significative du moment fléchissant.

Les simulations numériques réalisées pour les micropieux encastrés dans une couche rigide, montrent que cet encastrement nécessite des précautions particulières puisqu'il induit une augmentation très significative des efforts dans les micropieux. Cette augmentation est particulièrement prononcée dans le cas des micropieux inclinés. Ce résultat est en accord avec les textes en vigueur qui déconseillent l'utilisation des pieux inclinés ancrés dans des substratums rigides.

Le présent travail a été effectué en supposant un comportement élastique pour le sol. Cette hypothèse n'est pas réaliste dans le cas des séismes d'une forte intensité, il est par conséquent nécessaire de poursuivre ce travail en prenant en considération le comportement plastique des sols. Ce comportement peut influencer l'effet de groupe et la répartition des efforts entre les éléments du groupe. Ce travail a traité uniquement d'une utilisation des micropieux comme éléments de fondations. Il est nécessaire d'étendre ce travail à l'utilisation des micropieux pour la réparation des fondations endommagées ou pour la mise en conformité des fondations existantes.

Références bibliographiques

1. Abdoun, T., Dobry, R., and O'Rourke, T. D. (1997) "Centrifuge and numerical modeling of soil-pile interaction during earthquake induced soil liquefaction and lateral spreading", *Observation and Modeling in Numerical Analysis and Model Tests in Dynamic Soil-Structure Interaction Problems*, T. Nogami, Ed., Geotechnical Special Publication No. 64, ASCE, New York, N.Y., pp. 76-90.
2. Abghari A. and Chai, J. (1995) "Modeling of soil-pile-superstructure interaction in the design of bridge foundations", *Performance of Deep Foundations under Seismic Loading*, John Turner, Ed., Geotechnical Special Publication No. 51, ASCE, New York, N.Y., pp. 45-59.
3. Ahmad, S., and Mamoon, S. M. (1991) "Seismic response of piles to obliquely-incident waves", *Proc. 2nd Int. Conf. Recent Advances Geotech. Earthq. Engng Soil Dyn.*, St Louis 1, pp. 805-814.
4. Anandarajah, A., Rashidi, H., and Arulanandan K. (1995) "Elasto-plastic finite element analyses of a soil-structure system under earthquake excitations", *Computers and Geotechnics* 17, pp. 301-325.
5. API (1993) "Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms", API RP 2A-WSD, 20th ed., American Petroleum Institute.
6. Ayyub, B.M., and Eloseily, K., "Reliability Assessment of Pile Groups (RCPGF)", U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS, Final Report, December 1998, 60.
7. Bardet J.P., Idriss, I.M., O'Rourke, Adachi, N., Hamada, M., and Ishihara, K., (1996) "North America-Japan Workshop on the Geotechnical Aspects of the Kobe, Loma Prieta, and Northridge Earthquake", Report No. 98-36 to National Science Foundation, Air Force Office of Scientific Research, and Japanese Geotechnical Society. Osaka, Japan.

8. Blaney G.W., Kausel E.G, Roesset J.M. (1976) "Dynamic stiffness of piles", 2nd International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Blacksburg, Virginia, ASCE, Vol. 2, pp. 1001-1012.
9. Blaney, G. W., O'Neill, M.W., (1986) "Measured lateral response of mass on single pile in Clay", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 112, No.4, pp. 443-457.
10. Boulanger, R., Kutter, B., and Wilson, D. (1998) "The response of piles during earthquakes : dynamic soil-pile-superstructure interaction", Report No. UCD/CGM-98/01, Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis.
11. Boulanger, R., Curras, C., Bruce, B., Wilson, D., and Abghari, A. (1999) "Seismic soil-pile-structure interaction experiments and analyses", Journal of Geotechnical and GeoEnvironmental Engineering, No. 19133, pp. 750-759.
12. Bruce, D.A., Dimillio, A.F., and Juran, I., (1997) "Micropiles: the state of practice. Part I: Characterization, definitions and classification", Journal of Ground Improvement, Vol. I (1), Jan, pp. 25-36.
13. Bruce, D.A., and Juran, I., (1997) "Drilled and grouted micropiles: STATE-OF-PRACTICE REVIEW", Report No. FHWA-RD-96-017, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
14. Butterfield, R & Banerjee, P. K. (1971) "The elastic analysis of compressible piles and pile groups", Geotechnique, Vol. 21, 43-60.
15. Cadden A. & Gomez J. (2002) "Buckling of Micropiles- A review of historic research and recent advances" IWM International Workshop on Micropiles - IWM 2002, Session VII, Venice May 29- June 2, 2002 Italy.
16. 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)
17. Chung, Y., (2000) "Etude numérique de l'interaction sol-pieu-structure sous chargement sismique", Thèse de doctorat, Université des Sciences et Technologie de lille.
18. Clough R.W. & Penzien J. (1993) "Dynamics of Structures", Mac Graw Hill.
19. CNEL-ENEL (1976) "Contribution to the study of the Friuli earthquake of May 1976", Rome.
20. Dobry, R. & Gazetas, G. (1988) "Simple method for dynamic stiffness and damping of floating pile groups", Geotechnique, Vol. 38, No. 4, 557-574
21. Dou, H., and Byrne, P.M. (1996) "Dynamic response of single piles and soil-pile interaction", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 33, pp. 80-96.

22. Elgamal (Mai, 2003), "Reese's Stiff Clay below Water Table"
http://geotechnic.ucsd.edu/se243/SSI%20Final%20Project/Reese_Clay_Below_Water_Table.pdf
23. El Naggar, M.H. and Novak, M., (1996) "Nonlinear analysis for dynamic lateral pile response", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 15, No. 4, June, pp. 233-244.
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. Fan, K., Gazetas, G., Kaynia, A., Kausel, E., & Ahmad, S. (1991) "Kinematic seismic response of single piles and pile groups", *J. Geotech. Engng Div., ASCE*, Vol. 117, No. 12, 1860-1879.
27. Faruque, M.O. and Desai, C.S. (1982) "3-D material and geometric nonlinear analysis of piles", *Proceedings of the Second International Conference on Numerical Methods in Offshore Pilling*, University of Texas at Austin, Texas, pp. 553-575.
28. FHWA, "Micropile design and construction guidelines, implementation manual Juin 2000". Publication No. FHWA – SA – 97 – 070. Federal Highway Administration, US Department of Transportation.
29. Finn, W.D, N. Fujita (2002) "Piles in liquefiable soils: seismic analysis and design issues", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 22, 731–742.
30. FOREVER (2002), Synthèse des résultats et recommandations du Projet National sur les micropieux (1993-2001)- Opération du Réseau Génie Civil et Urbain - IREX.
31. Fukui Jiro (2002) " Joint Research on the Development of Seismic Retrofit Method for the Existing Bridge Foundation", *International Workshop on Micropiles - IWM 2002*, Session VII, Venice May 29- June 2, 2002 Italy.
32. Gazetas, G. (1983) "Analysis of machine foundation vibrations: state of the art", *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, Vol. 2, No. 1, pp. 2-41.
33. Gazetas, G. and Dobry, R. (1984) "Horizontal response of piles in layered soil", *Journal of the Geotech. Eng. Div., ASCE*, Vol. 110, No. 1, pp. 20-40.
34. Gazetas, G., Fan, K., Tazoh, T., Shimizu, K., Kavvadas, M., and Markis, N. (1992) "Seismic pile-group-structure interaction", *Piles under Dynamic Loads*, ASCE, S. Prakash, ed., pp. 56-93
35. Gazetas, G., Fan, K., Tazoh, T., Shimizu, K., Kavvadas, M., and Makris, N. (1992) "Seismic response of soil-pile-foundation-structure systems: some recent developments",

- Piles Under Dynamic Loads, S. Prakash (ed.), Geotech. Special Publ. No. 34, ASCE, 1992, pp. 56-93.
36. Gazetas, G., Fan, K., and Kaynia, A. (1993) "Dynamic response of pile groups with different configurations", *Soil Dynamics & Earthquake Engineering*, 12, pp. 239-257.
 37. Gazetas, G., Fan, K., Tazoh, T. and Shimizu K. (1993) "Seismic Response of the pile foundation of ohba-ohashi bridge", *Proceedings: Third International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, St. Louis, Missouri, June 1-4, SOA No.2 pp. 1803-1809.
 38. Gazetas, G. and Mylonakis, G. (1998) "Seismic Soil-Structure Interaction: New Evidence and Emerging Issues", *Emerging Issues Paper, Geotechnical Special Publication No 75, ASCE, Vol III.*, pp. 1119-1174.
 39. Han, Y.C, Novak, M., (1988) "Dynamic behaviour of single pile under strong harmonic excitation", *Canadian Geotechnical Journal*, 25(3), pp. 523-534.
 40. Han, Y.C, Vaziri, H., (1992) "Dynamic response of pile groups under lateral loading", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 11, pp. 87-99.
 41. Herbst, T.F., (1994) "The GEWI-PILE, a micropile for retrofitting, seismic upgrading and difficult installation", *Int. Conference on Design and Construction of Deep Foundations, Sponsored by the US Federal Highway Administration (FHWA), Vol. (2)*, pp. 913-930.
 42. Higdon R. L (1992) "Absorbing Boundary Conditions for Acoustic and Elastic Waves in Stratified Media". *Journal of Computational Physics*, 101 : 386-418.
 43. Hoit & McVay, 1996, Florida pier computer program for bridge substructure analysis. *Conference Proceedings: The Design of Bridges for Extreme*, Atlanta, December 1996.
 44. Hwang, R. N., Lysmer, J. & Berger, E., (1975) : "A simplified Three-Dimensional soil structure interaction study", *Proceeding, 2nd ASCE specialty Conference on Structural Design of Nuclear Power Plant Facilities, Vol. I-A*, pp. 786-808.
 45. Idriss, I.M. and Ishihara, K. (1998). *Proceedings from a US-Japan workshop*.
 46. JRA (1980) "Specifications for highway bridges", *Japan Road Association*.
 47. Juran, I., Benslimane, A., and Hanna, S., (2001) "Engineering Analysis of the Dynamic Behavior of Micropile Systems," *Transportation Research Record No. 1772., Soil Mechanics 2001*, pp.91-106.
 48. Kagawa, T. (1980) "Soil-pile-structure interaction of offshore structures during an earthquake", *12 Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, OTC 3820*.

49. Kagawa, T., and Kraft, M. (1980) "Lateral load-deflection relationships of piles subjected to dynamic loadings", *Soils and Foundations*, Vol. 2, pp 19-36.
50. Kausel, E., and Roesset, J.M. (1975) "Dynamic stiffness of cylindrical footings", *ASCE, JNL. Engng Mechanics Div.* 101 (EM6), pp.771-785.
51. Kausel, E., and Peek, R. (1982) "Boundary integral method for stratified soils", *Res. Re.* R82-50, MIT, Cambridge, MA.
52. Kavvadas, M., and Gazetas, G. (1993) "Kinematic seismic response and bending of free-head piles in layered soil", *Géotechnique* 43, No. 2, pp. 207-222.
53. Kaynia, A. M. & Kausel, E. (1982) "Dynamic Behavior of Pile Groups", *Proc. 2nd Int. Conf. Numer. Meth. in Offshore Piling*, Austin, pp. 509-532
54. Kaynia, A., and Mahzooni, S. (1996) "Forces in pile foundations under seismic loading", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 122, No. 1, pp. 46-53.
55. Ke Fan, Gazetas G., Kaynia A. , Kausel E., and Hmad S. (1991) "Kinematic seismic response of single piles and pile groups", *J. Geotech . Eng.*, Vol 117, No. 12, pp. 1860-1879.
56. Kimura, M., and Zhang, F. (2000) "Seismic evaluations of pile foundations with three different methods based on three dimensional elasto-plastic finite element", *Soils and Foundations*, Vol. 40, No.5, pp 113-132.
57. Kishishita Takahiro, Oshita Takeshi, Fukui Jiro, Saito Eturo, Sagara Masao (2002) "Liquidizing Model Shaking Tabel Test of an Existing Foundation Reinforced with Micropiles", *International Workshop on Micropiles - IWM 2002, Session VI, Venice May 29- June 2, 2002 Italy.*
58. Kobayashi, K., Nakamura, S., Sato, K., Yoshida, N., and Yao,S. (1991) "Soil-pile interaction in liquefied sand layer", *Fifth International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Karlsruhe, Germany, pp. 351-361.
59. Kuhlemeyer, R. L. and Lysmer, J. (1973) "Finite Element Method for Accuracy for Wave Propagation Problems," *J. Soil Mechanics and Foundations Div.*, ASCE, Vol. 99, No. SM5, May, 421-427.
60. Kuhlemeyer, R.L. (1979) "Vertical vibration of piles", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 105 No. GT2, pp. 273-288.
61. Laghrouche O and Le Houédec D. (1995), "Simulation de la propagation d'ondes en milieu semi-infini : couplage éléments - éléments infinis", *12ème Congrès Français de Mécanique*, AUM, Strasbourg, France, Vol.2, 161-164.

62. Liam Finn, W.D., Guoxl, Wu. (1995) "The nonlinear stiffness of pile foundations", Proceedings 5th International Conference on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG V), Davos- Balkema, Rotterdam, pp. 625-630.
63. Liu, L. and Dobry, R. (1995) "Effect of liquefaction on lateral response of piles by centrifuge model tests", National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER) Bulletin, Vol. 9, No. 1, January, pp. 7-11.
64. Lizzi, Fernando, (1978) "Reticulated root piles to correct landslides", ASCE Convention Chicago, Oct. 16-20, preprint 3370, 25 pp.
65. Lizzi, Fernando and Carnevale, G. (1981) "The static restoration of the leaning AL Hadba Minaret in Mosul (Iraq)", Proceeding 3rd International Symposium of Babylon, Ashur and Haditha, Baghdad. November.
66. Lizzi, Fernando, (1982) The Pali Radices (Root Piles). Symposium on soil and Rock Improvement Techniques Including Geotextiles, Reinforced Earth and Modern Piling Methods, December, Bangkok, paper D-3.
67. Lizzi, Fedele (2002). "Micropiles Fifty years ago and now", International Workshop on Micropiles - IWM 2002, Session I, Venice May 29- June 2, 2002 Italy.
68. Luco, J.E. (1974) "Impedance functions for a rigid foundation on a layered medium", Nuclear Engrg. and Design, Vol. 31, pp. 204-217.
69. Makris, N., and Gazetas, G. (1992) "Dynamic pile-soil-pile interaction. Part II : Lateral and seismic response", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 21, pp.145-162.
70. 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
71. Makris, N., Gazetas, G., and Delis, E., (1996) "Dynamic soil-pile-foundation-structure interaction : records and predictions", Géotechnique 46, No. 1, pp. 33-50.
72. Masayuki, H., and Shoichi, N., (1991) "A study on pile group in layered soil under seismic loadings", Proc. 2nd Intl. Conf. on Recent Advances in Geotech. Eng. and Soil Dyn., St. Louis, Paper No. 5.58, pp. 2079-2086.
73. Mason, J.A., (1993) "CALTRANS full scale lateral load test of a driven pile foundation in soft bay mud; Preliminary results", California Department of Transportation (CALTRANS), Division of Structure, Sacramento, California, 31pp.

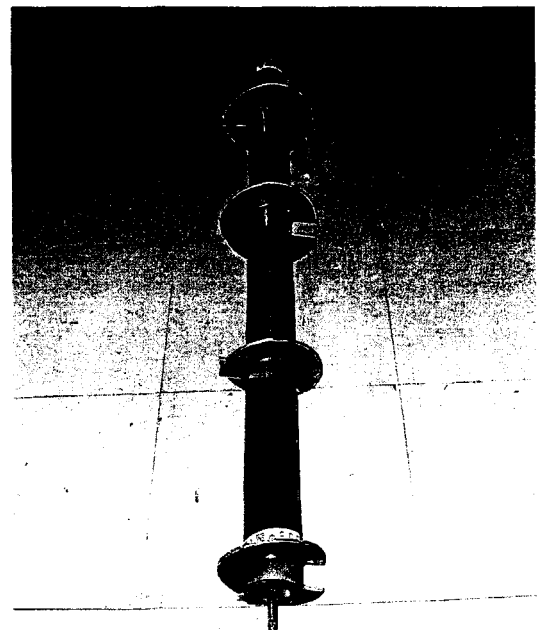
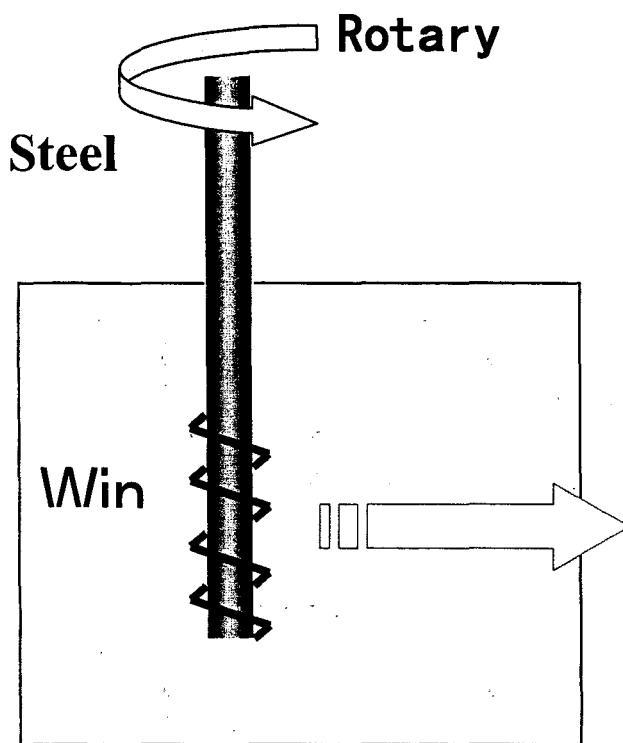
74. Mason, James A. (2001) "Three arches Bridge (Tre Archi), Venice, Italy: Lizzi's Structural System Retrofit with Reticulated Reinforcement Method", TRB Annual Meeting, January 7-11, paper number 01-2861.
75. Matlock, H. (1970) "Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay", ASCE, Jnl. Soil Mech. and Found. Div., SM5, pp. 63-91.
76. Matlock, H., Foo, S.H., and Bryant, L.L. (1978) "Simulation of lateral pile behavior", Proceedings, Earthquake Engineering and Soil Dynamics, ASCE, pp. 600-619.
77. Meymand, P.J., (1998) "Shaking table scale model tests of nonlinear soil-pile-structure interaction in soft clay", Ph. D. Dissertation, University of California, Berkeley.
78. Miyamoto, Y., Miura, K., Scott, R., and Hushmand, B., (1992) "Pile foundation response in liquefiable soil deposit during strong earthquakes, centrifuge test for pile foundation model and correlation analysis", Journal of Struct. Constr. Engng. AIJ., No. 439, pp. 49-63.
79. 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.
80. Mizuno, H. (1987) "Pile damage during earthquakes in Japan", Dynamic Response of Pile Foundations, ed. T. Nogami, ASCE Special Publication, pp. 53-78.
81. MIURA F. (2002). "Some typical examples of Damage to pile foundation by the 1995 Hyogoken Nambu earthquake", International Workshop on Micropiles - IWM 2002, Session VI, Detailed Seismic Design and Performance Issues ,Venice May 29- June 2, 2002 Italy.
82. Mylonakis, G., (1995) "Contributions to the static and seismic analysis of pile-supported bridge Piers", Ph.D. Dissertation, State University of New York at Buffalo.
83. Mylonakis, G., Nikolaou, A., and Gazetas, G. (1997) "Soil-Pile-Bridge Seismic Interaction: Kinematic and Inertial Effects. Part I : Soft Soil", Earthq. Engng & Struct. Dynamics, Vol. 26, No.3, pp. 337-359.
84. Nogami, T. (1985) "Flexural responses of grouped piles under dynamic loading", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, vol.13, pp. 321-336.
85. Novak, M., and Nogami, T. (1977) "Soil pile interaction in horizontal vibration", Earthq. Engng. Struct. Dyn., vol.5, pp. 263-282.
86. Novak, M., Nogami, T., and Aboul-Ella, F. (1978) "Dynamic reactions for plane strain case", Journal of Engineering Mechanics Division ASCE, 104, pp. 953-959.

87. Novak et al (1993) «DYNA4» : Dynamic Analysis of Rigid, Flexible, and Pile Foundations, Geotechnical Research Centre, University of Western Ontario, London, Ontario
88. Okahara M., Fudui J. and Kimura Y. (1997) "Damage to bridge foundations during the Hansin Earthquake", Proceedings of the 1st International Workshop on Micropiles, pp.308-328.
89. Ousta R. (1998), Thèse de doctorat "étude du comportement sismique des micropieux", Université des Sciences et Technologies de Lille 1, Laboratoire de Mécanique de Lille.
90. Pearlman, S.L., Wolosick, J.R., and Groneck (1993) "Pinpiles for seismic rehabilitation of bridges", Proceeding, 10th International Bridge Conference. Pittsburg, Pennsylvania. June 14-16.
91. Penzien, J. (1970) "Soil-pile foundation interaction", Earthquake Engineering, Ch. 14, Prentice-Hall, pp.349-381.
92. Ramshaw C.L., Selby A.R. and Bettess P. (1997) "Computation of the transmission of waves from pile driving", in Ground Dynamics and Man-made Processes, ed B.O. Skipp T.Telford ICE London ISBN 0 7277 2676 5, p115-128.
93. Reese, L. C. (1975) "Laterally Loaded Piles", Design, Construction, and Performance of Deep Foundations Lecture Series, University of California, Berkeley.
94. Reese, L.C., and S. T. Wang. "Documentation of Computer Program LPILE". Ensoft, Inc., Austin, Tex., 1989.
95. Reese, L.C., and S. T. Wang. "Documentation of Computer Program GROUP". Ensoft, Inc., Austin, Tex., 1994.
96. Roesset, J. M. (1977) "Soil Amplification of Earthquakes", Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Desai, C.S., & Christian, J.T, eds., McGraw-Hill, Ch. 19, pp. 639-682.
97. Roesset, J. M., and Angelides, D., (1979) "Dynamic stiffness of piles", Proc. 1st Int. Conf. on Numerical Methods in Offshore Piling, London, pp. 75-81.
98. Ross, G. A., Seed, H. B., & Migliaccio, R. (1969) "Bridge Foundations in the Alaska Earthquake", J. Soil Mech. Fdn. Engng, ASCE, pg. 95
99. Sanchez, S.I. (1982) "Static and dynamic stiffnesses of single piles", Research Report GR82-31, Department of Civil Engineering, The University of Texas at Austin, Austin, Texas.

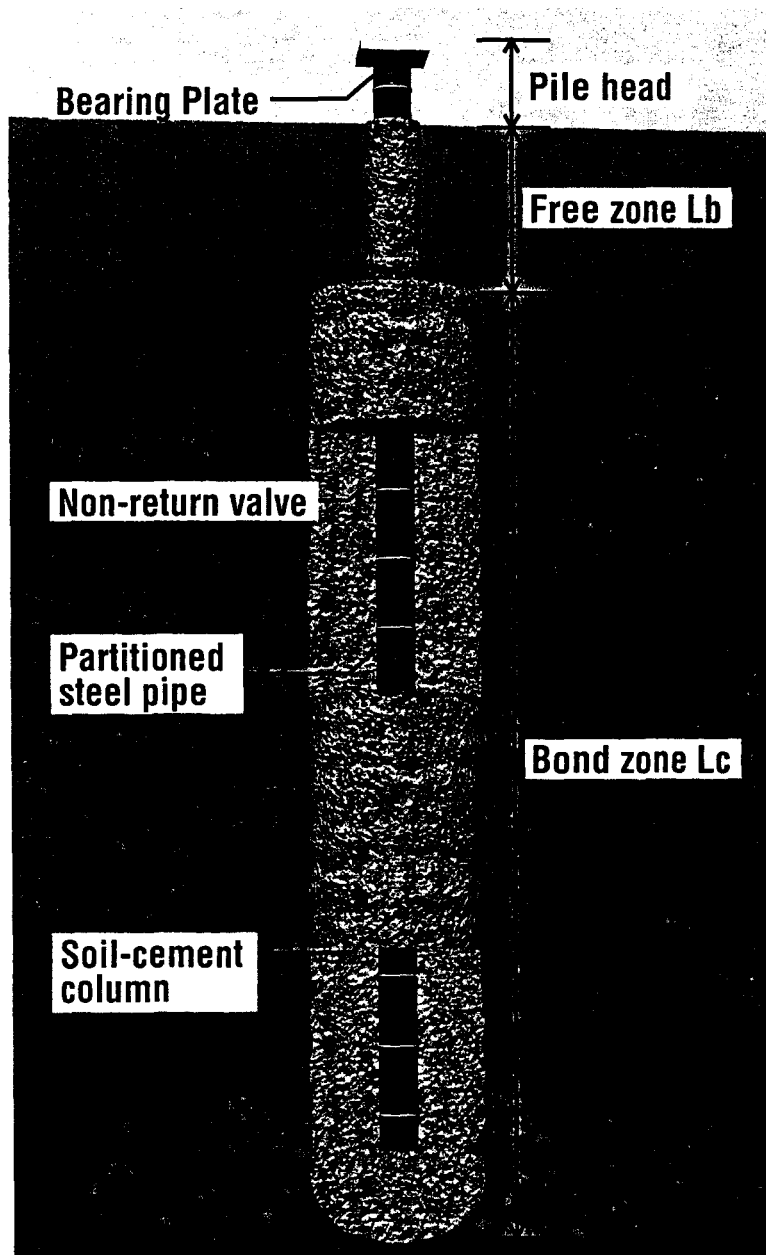
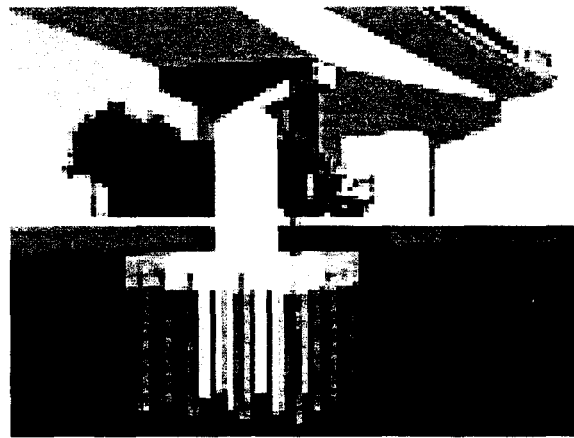
100. Sen, R., Davis, T.G. and Barnerjee, P.K. (1985) "Dynamic analysis of piles and pile groups embedded in homogeneous soils", *International Journal Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 13, pp. 53-65.
101. Shahrour, I., (1992) "PECPLAS : a finite element software for the resolution of earthwork problems", *Actes du colloque International 'Géotechnique & Informatique'*, Edition Presse ENPC, Paris, pp. 327-334.
102. Shahrour, I., and Chehade W. (1992) "Development of a constitutive elastoplastic model for soils", *XI International Congress on Rheology, Bruxelles*, Edition P. Moldenaers and R. Keuning, Elsevier.
103. Tabesh, A. (1997) "Lateral seismic analysis of piles", Ph.D. thesis, University of Sydney.
104. Tajimi, H. (1969) "Dynamic Analysis of Structure Embedded in Elastic Stratum", *Proc. 4th Wld Conf. Earthq. Engng, Santiago*, pp. 53-69
105. Tajimi, H. (1977) "Seismic effects on piles", *State-of-the-art report 2, Specialty session 10, IXth. Int. Conf. on Soil Mech. and Fndn Engng, Tokyo*.
106. Tazoh, T., Wakahara, T., Shimizu, K., and Matsuzaki, M. (1988a) "Effective motion of group pile foundations", *Proc. 9th, WCEQE, Tokyo-Kyoto, Vol. III*, pp. 587-592.
107. Tazoh, T., Shimizu, K., Wakahara, T., (1988b) "Seismic observations and analysis of grouped piles", *Dynamic Response of Pile Foundations-Experiment, Analysis and Observation, Geotechnical Special Publication, No.11, ASCE*, pp. 1-20.
108. Tazoh, T., Shimizu, K., Wakahara, T., (1987) "Seismic observations and analysis of grouped piles", *Dynamic Response of Pile Foundations – Experiment, Analysis and Observation, Geotechnical Special Publication No. 11 ASCE, April, 1987*.
109. Tokimatsu, K., Mizuno, H., and Kakurai, M. (1996). "Building Damage Associated with Geotechnical Problems," *Soils and Foundations Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken Nambu Earthquake, JSSMFE, 36(1)*, 219-234.
110. Transportation Research Board Executive Committee (2001), "Static and dynamic lateral loading of pile groupes". NCRHP, Report 461, TRANSPORTATION RESEARCH BOARD.
http://www4.trb.org/trb/onlinepubs.nsf/web/nchrp_reports (Mai 2003)
111. Trochanis, A.M., Bielak, J., and Christiano, P. (1991) "Simplified model for analysis of one or two piles", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 117, No. 3*, pp. 448-466.

112. Vanderpool Walt (2002) "MICROPILE RESPONSE TO HECTOR MINE EARTHQUAKE ", International Workshop on Micropiles - IWM 2002, Session VI, Venice May 29- June 2, 2002 Italy.
113. Vucetic, M., Tufenkjian, R.M. and Doroudian, M., "Dynamic Centrifuge Testing of Soil Nailed Excavations," ASTM Geotechnical Testing Journal, June 1993.
114. Wang, S., Kutter, B.L., Chacko, M.J., Wilson, D.W., Boulanger, R.W., and Abghari, A. (1998) "Nonlinear seismic soil-pile structure interaction", Earthquake Spectra, EERI, Vol. 14, No. 2, pp. 377-396.
115. Wilson, D. W. (1998) "Soil-pile-superstructure Interaction at Soft and Liquefying Soil Sites", PhD Thesis, U. of California at Davis, Davis, CA.
116. Wolf, J.P. & Von Arx, G.A. (1978) "Impedance function of a group of vertical piles", Proc. of the Specialty Conf. on Earthq. Engng and Soil Dynamics, ASCE, Pasadena, California, Vol. 2, pp. 1024-1041
117. Wolf, J. (1980) "Dynamic Stiffness of Group of Battered Piles", J. Geotech. Eng., ASCE,106(2), 198-203.
118. Wolf, J., and Von Arx, G., (1982) "Horizontally travelling waves in a group of piles taking pile-soil-pile interaction into account", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 10, pp. 225-237.
119. 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.
120. Youd, T.L. and Bartlett, S.F. (1989) "Case histories of lateral spreads from the 1964 Alaskan earthquake", Proceedings, Third Japan-U.S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction, Report NCEER-91-0001, National Center for Earthquake Engineering Research SUNY, Buffalo, N.Y.
121. Zaman, M. M., Najjar, Y. M. and Muqtadir, A. (1993) "Effects of Cap Thickness and Pile Inclination on the Response of a Pile Group Foundation by a Three-Dimensional Nonlinear Finite Element Analysis," Computers and Geotechnics, Vol. 15, pp. 65-86
122. Zacek M. (1996). "Construire parasismique", Editions Parenthèses.
123. Zhao C. and Valliappan S. (1993) "A dynamic infinite element for three-dimensional infinite-domain wave problems", International journal for numerical methods in engineering, 36:2567-2580.

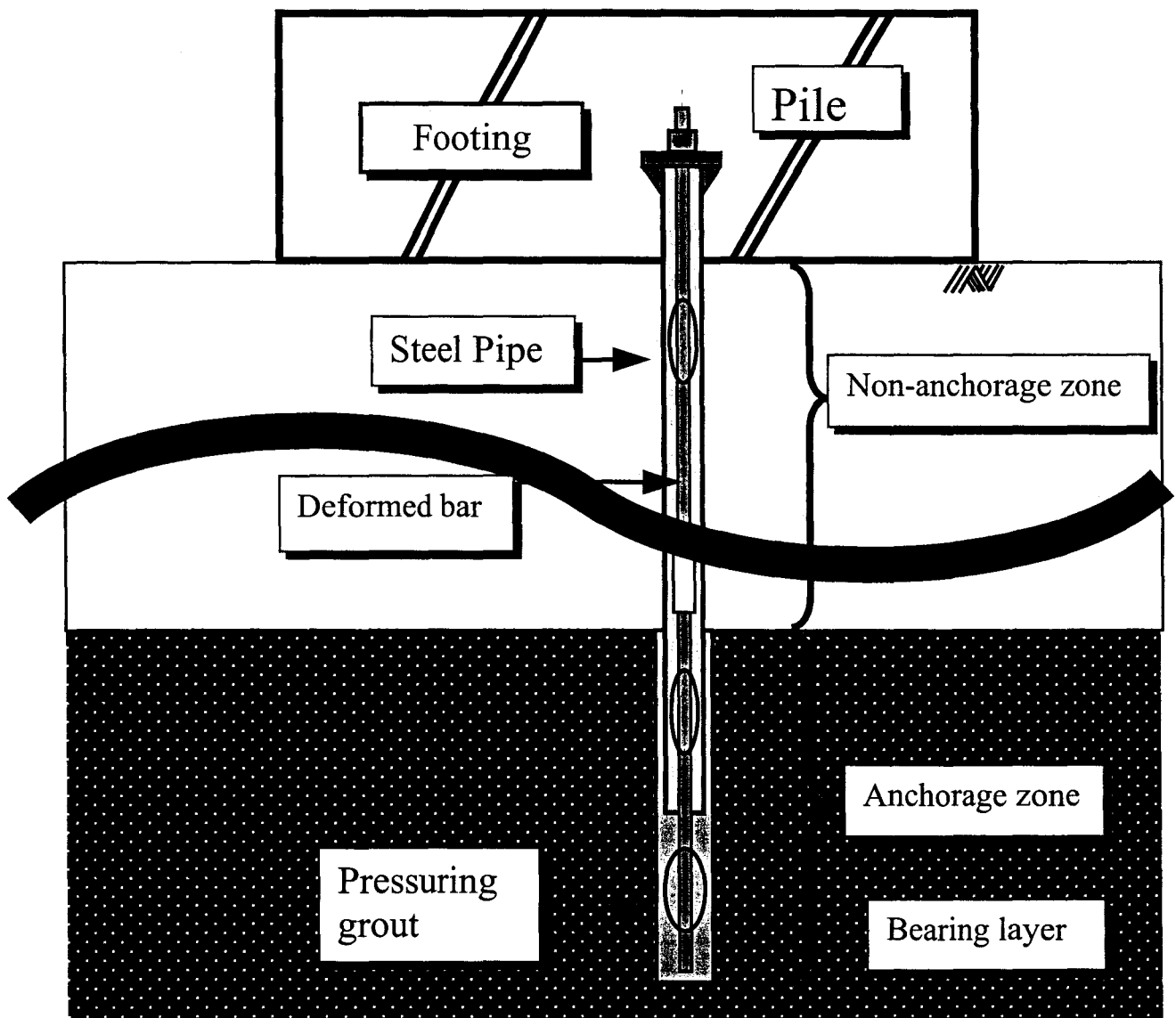
Annexe 1



MH Micropile (Multi-Helix Micropile)



ST Micropile (Strong-Tubfix Micropile)



HC Micropile (High Capacity Micropile)

Annexe 2

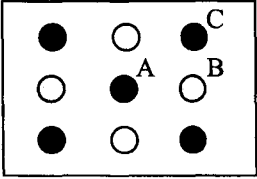
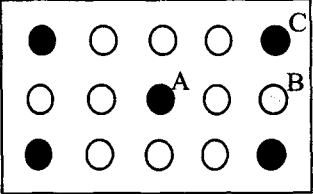
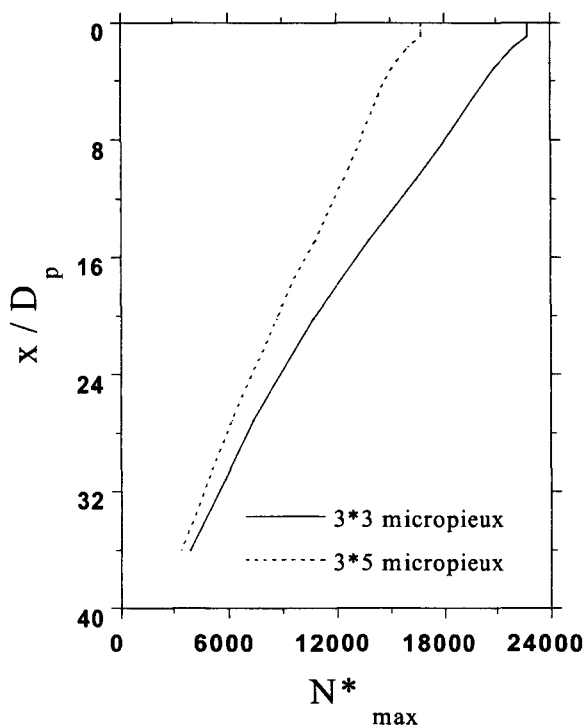
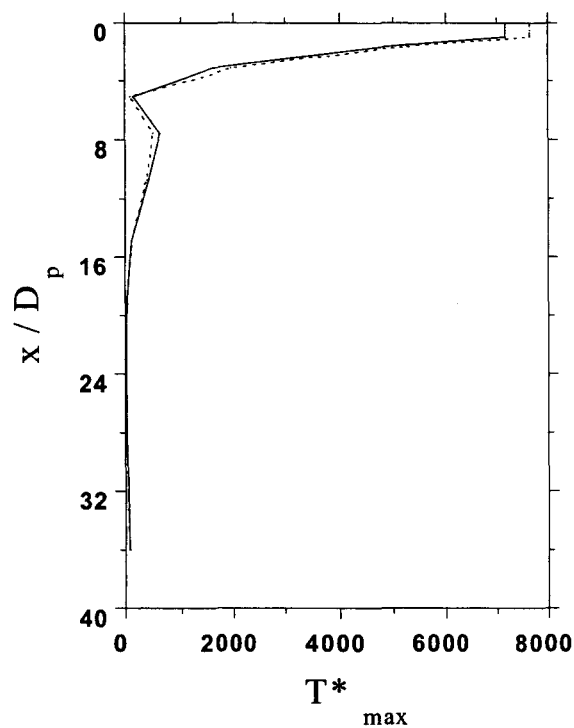
		Efforts en tête des micropieux		
		central	extrémité	coin
	Moment fléchissant (kN.m)	127	151	208
	Effort normal (kN)	0	1164	1778
	Effort tranchant (kN)	307	375	560
	Moment fléchissant (kN.m)	159	218	289
	Effort normal (kN)	0	808	1302
	Effort tranchant (kN)	266	402	597

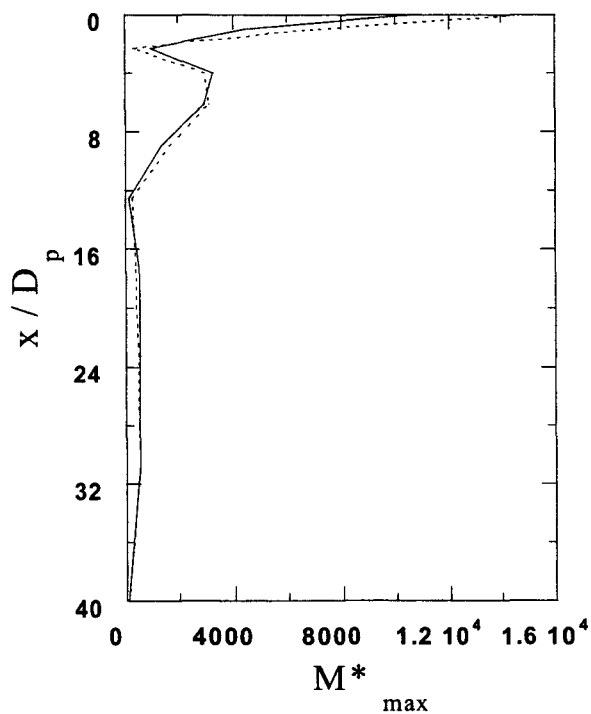
Tableau 1. Efforts sismiques induits dans les deux groupes de micropieux (9 et 15 micropieux)



a) Effort normal normalisé dans le micropieu du coin

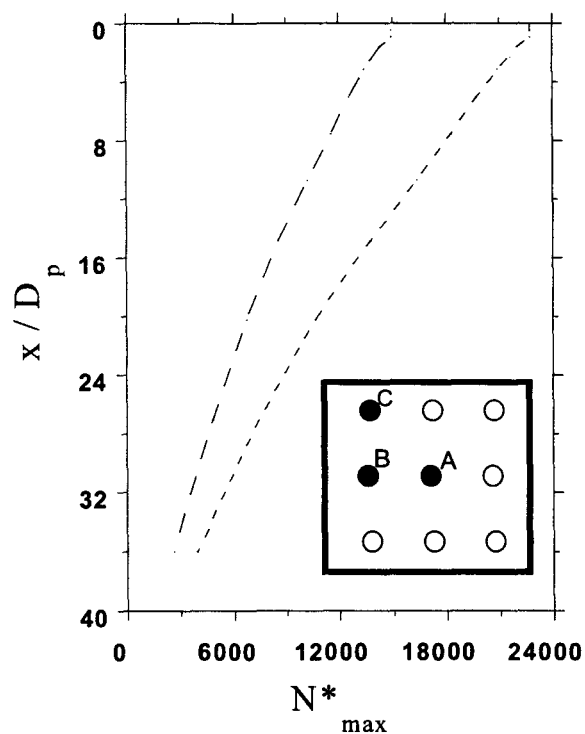


b) Effort tranchant normalisé dans le micropieu du coin

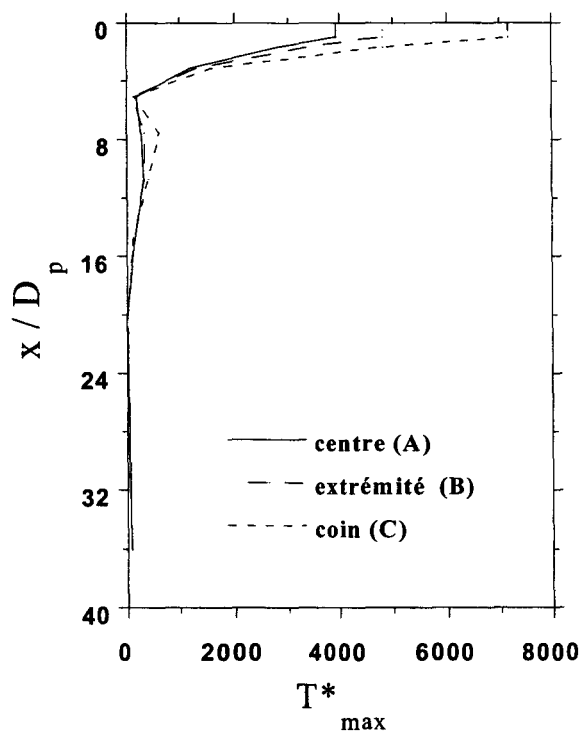


c) Moment fléchissant normalisé dans le micropieu du coin

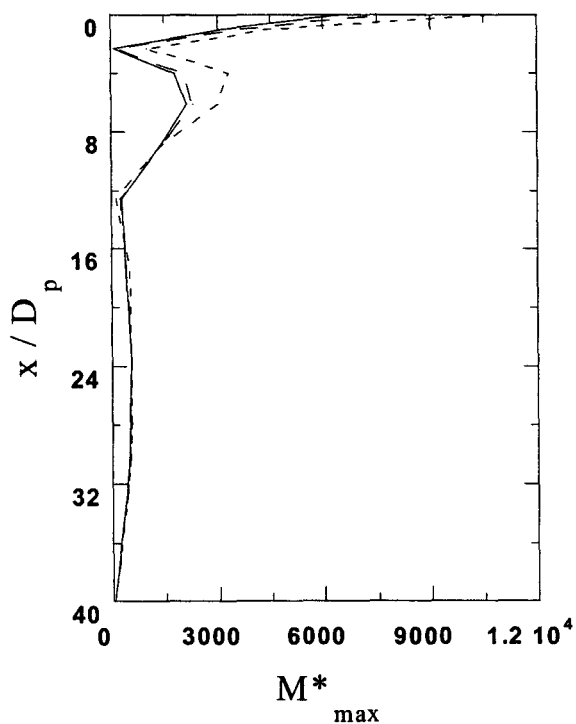
Figure 1. Influence du nombre de micropieux sur leur réponse sismique ;
 $[N^* = N/(\rho_p D_p^3 a_g); T^* = T/(\rho_p D_p^4 a_g); M^* = M/(\rho_p D_p^4 a_g)]$



a) Effort normal normalisé

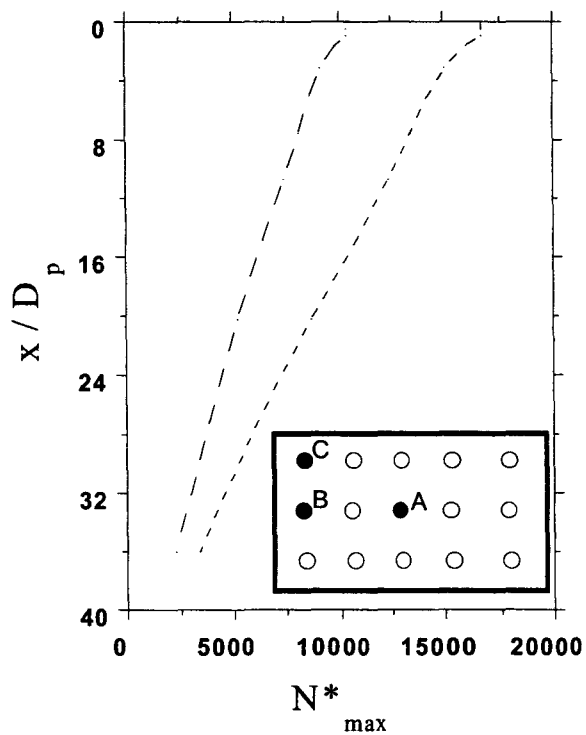


b) Effort tranchant normalisé

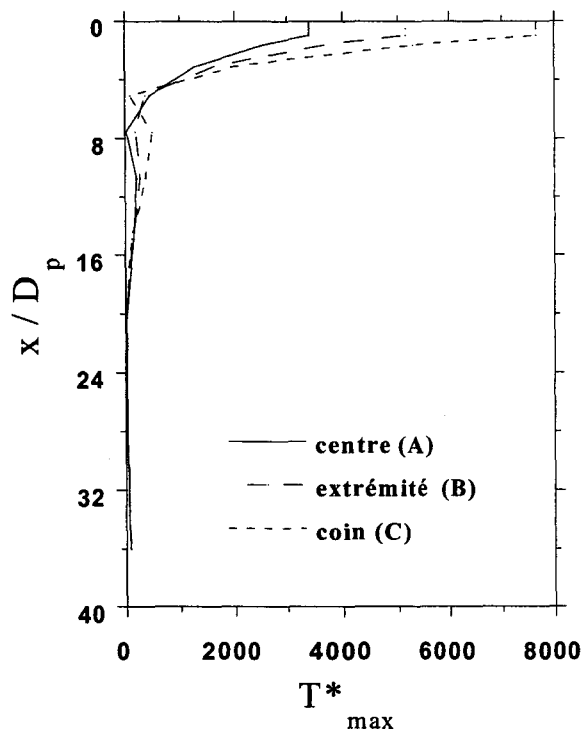


c) Moment fléchissant normalisé

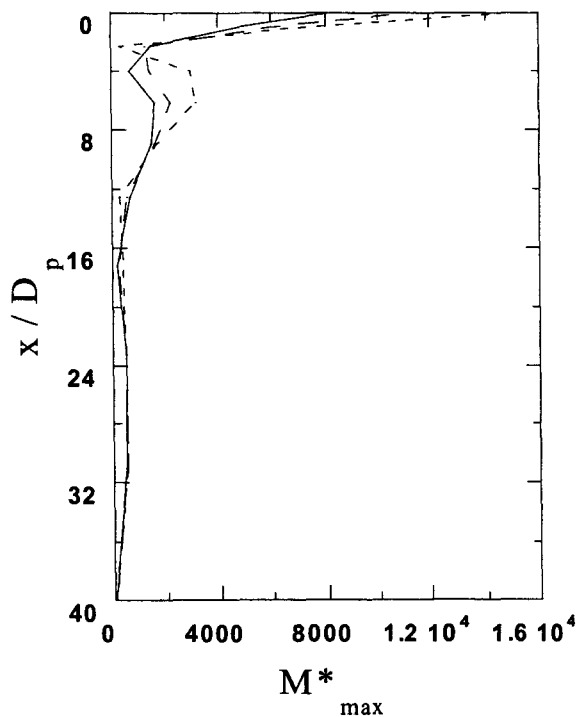
Figure 2. Groupe (3*3): Influence de la position des micropieux sur leur réponse sismique ; [$N^* = N/(\rho_p D_p^3 a_g)$; $T^* = T/(\rho_p D_p^3 a_g)$; $M^* = M/(\rho_p D_p^4 a_g)$]



a) Effort normal normalisé



b) Effort tranchant normalisé



c) Moment fléchissant normalisé

Figure 3 Groupe (3*5) : Influence de la position des micropieux sur leur réponse sismique ; [$N^* = N / (\rho_p D_p^3 a_g)$; $T^* = T / (\rho_p D_p^3 a_g)$; $M^* = M / (\rho_p D_p^4 a_g)$]

Annexe 3

	Inclinaison (α)			
	0 °	7 °	13 °	20 °
Amplification en tête du chevêtre	13.73	12.83	12.19	11.50
Amplification en tête de la structure	17.88	16.09	14.86	13.70
Effort normal en en tête (kN)	942	948	958	859
Effort tranchant en tête (kN)	355	222	140	28.5
Moment fléchissant maximal (kN.m)	149	127	114	74

Tableau 1 Influence de l'inclinaison sur la réponse sismique des groupes de micropieux (Rigidité uniforme – $E_s = \text{cst}$)

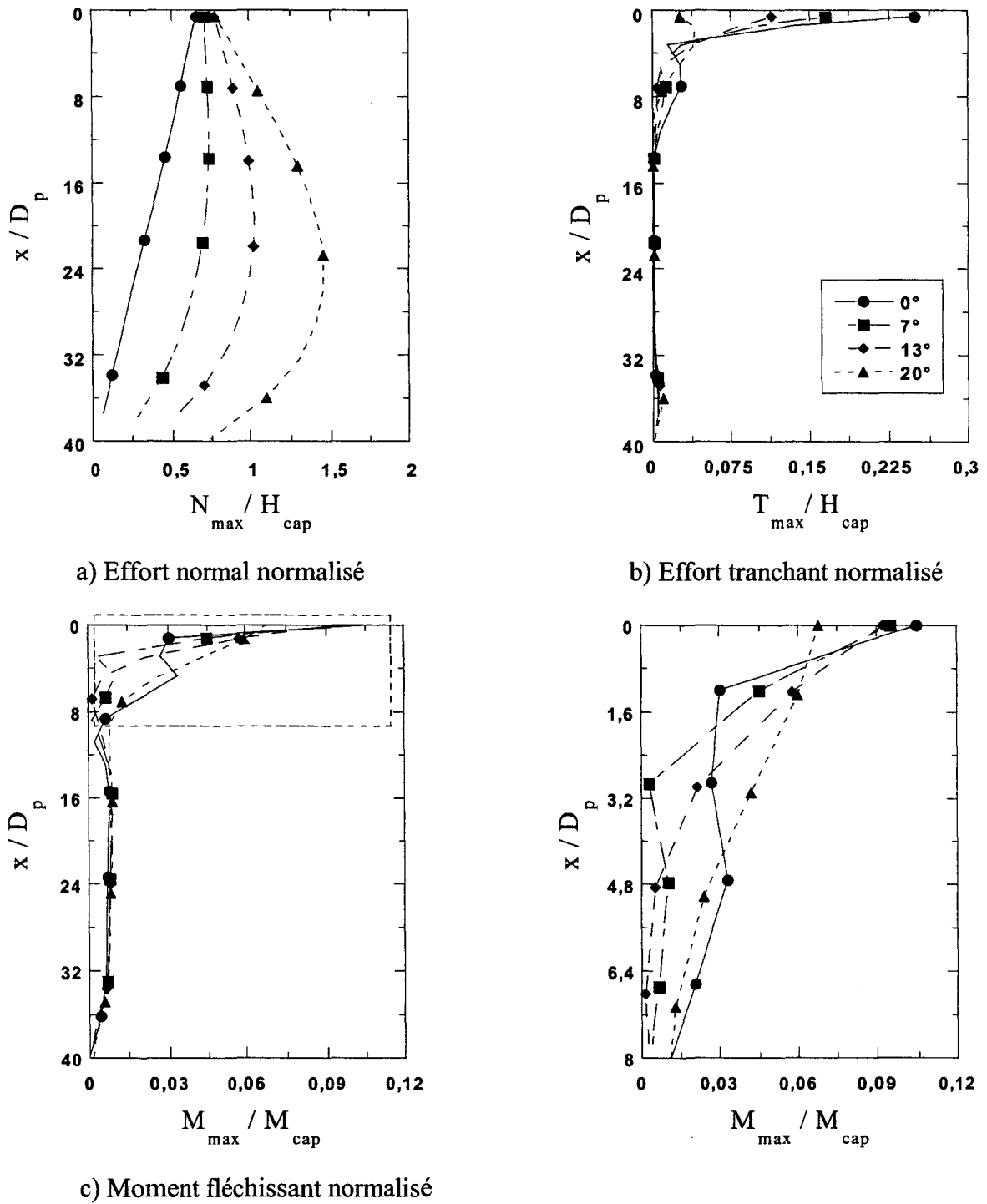


Figure 1 Influence de l'inclinaison sur la réponse sismique des groupes de micropieux (Rigidité uniforme ; $E_s = \text{cst}$)

