

UNIVERSITE LILLE1 - SCIENCES ET TECHNOLOGIES

Laboratoire Génie Civil et géo-Environnement - Lille Nord de France

Année : 2012

n° d'ordre : 40748

HABILITATION A DIRIGER DES RECHERCHES

Discipline : Sciences Physiques

Présentée par :

Marwan SADEK

Sujet :

**Problèmes d'Interaction Sol Structure sous chargements statique
et dynamique**

Soutenue le Mercredi 7 Décembre devant le jury composé de :

Messieurs

R. Frank	Président	Ecole des ponts, ParisTech
D. Dias	Rapporteur	Polytech'Grenoble
F. Masrouri	Rapporteur	ENSG, Nancy
A. Soubra	Rapporteur	Université de Nantes
G. Gazetas	Examineur	NTU, Greece
I. Shahrour	Garant	Université Lille 1

**Problèmes d'Interaction Sol Structure sous chargements statique
et dynamique**

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 le Professeur Isam SHAHROUR. C'est lui bien sûr qui m'a initié au monde de la recherche. Je lui exprime mes profonds remerciements, pour ses conseils, sa patience sans borne, sa compréhension, son humanité.

Je tiens à remercier Monsieur D. Dias, Professeur à Polytech'Grenoble, Madame F. Masrouri, Professeur à l'ENSG de Nancy et Monsieur A. Soubra, Professeur à l'Université de Nantes qui ont accepté de rapporter ce travail, et qui ont rédigé des rapports minutieux et consciencieux.

J'exprime toute ma reconnaissance envers Monsieur R. Frank, Professeur à l'Ecole Nationale des Ponts ParisTech de 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 G. Gazetas, Professeur à l'Université Nationale Technique de la Grèce dans le Jury.

Je tiens à remercier également tous mes amis et tous mes collègues de l'équipe notamment Ali, Bassem, Erick, Hasan, Hussein, Iyad, Laurent, Malek, Mohannad, Sébastien, Yuanyuan et Zohra.

Je conclus bien sûr en ayant une pensée pour ma famille, et notamment pour Rola, mon épouse, pour son indéfectible soutien dans ce travail. Ses encouragements, et sa présence à mon côté ont apporté la sérénité nécessaire pour mener à bien cette habilitation.

TABLE DES MATIERES

AVANT - PROPOS	4
INTRODUCTION GENERALE	6
PREMIERE THEMATIQUE : Modélisation numérique du	
Comportement des ouvrages sous chargement sismique	8
Chapitre 1 : Modélisation numérique du comportement sismique des groupes de micropieux	11
Chapitre 2 : Comportement sismique des groupes des pieux - Prise en compte de la non linéarité du sol	43
Chapitre 3 : Influence de l'Interaction sol-structure sur la réponse sismique des bâtiments	64
Chapitre 4 : Comportement sismique des barrages en terre - Influence de l'Interaction eau-squelette	94
DEUXIEME THEMATIQUE : Modélisation numérique du	
Comportement des infrastructures de transport	108
Chapitre 5 : Modélisation numérique du comportement mécanique des chaussées souples : Application à l'analyse de l'orniérage	110
Chapitre 6 : Modélisation numérique des vibrations induites par le trafic routier	130
CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES	148
BIBLIOGRAPHIE GENERALE	151
CURRICULUM VITAE	163
ANNEXES : Quelques Publications représentatives du travail	

AVANT-PROPOS

Mon activité de recherche a débuté dans le cadre de mon DEEA à l'Université des Sciences et Technologies de Lille 1 en 1998-1999. Le sujet du mémoire portait sur l'influence de l'interaction inertielle sur le comportement sismique des pieux. Bien que le travail réalisé ait concerné principalement l'élaboration d'un programme basé sur le modèle simplifié de Winkler, ce fut pour moi la première occasion d'utiliser la modélisation numérique. Grâce à la progression rapide des capacités de calcul des ordinateurs, la modélisation numérique devient un outil incontournable et efficace pour l'analyse du comportement des ouvrages.

Le sujet de ma thèse a d'emblée concerné l'analyse du comportement sismique des groupes de micropieux en utilisant une modélisation numérique tridimensionnelle par éléments finis. J'ai utilisé le code de calcul par éléments finis PECPLAS3D qui a été développé au sein de l'équipe Sol-Structure du laboratoire de mécanique de Lille. Ce code de calcul a été utilisé pour étudier une large gamme de problèmes de géotechnique. J'ai introduit la formulation des éléments poutres tridimensionnelles dans la version dynamique du programme, ce qui a permis de surmonter quelques difficultés comme la modélisation des éléments inclinés.

Après la soutenance de ma thèse, j'ai été recruté au bureau d'ingénierie Acogec spécialisé dans les ouvrages d'art. En parallèle, j'ai poursuivi mon activité de recherche et j'ai gardé un lien fort avec l'Université en assurant la supervision de plusieurs mémoires de Master 2 (ex DEEA) et des cours aux élèves ingénieurs de génie civil de Polytech'Lille.

En Septembre 2005, j'ai été nommé au poste de Maître de Conférences à Polytech'Lille. J'ai poursuivi mes activités de recherche sur les problèmes d'interaction sol-structure en m'intéressant plus particulièrement sur l'aspect non linéaire avec un élargissement aux problèmes liés aux infrastructures de Transport en milieu urbain. J'ai pris en charge la thématique de recherche "comportement sismique des ouvrages complexes".

Le présent mémoire présente une synthèse de mes travaux de recherche s'étendant sur une dizaine d'années au Laboratoire de Mécanique de Lille puis au laboratoire Génie Civil et

géo-Environnement. Ces travaux sont essentiellement divisés en deux thématiques : L'analyse du comportement des ouvrages situés en zones sismiques d'une part, et d'autre part les problématiques de la géotechnique routière et les infrastructures de transport en milieu urbain. Ces deux thématiques sont abordées avec une certaine unité méthodologique en m'intéressant principalement aux aspects de modélisation numérique et en accordant une importance à la validation des modèles numériques par l'expérimentation dès que cela est possible.

INTRODUCTION GENERALE

La modélisation des ouvrages et de leurs interactions recouvre des domaines variés de la géotechnique et du génie parasismique. Cette partie du mémoire présente une synthèse scientifique de mes travaux de recherche. Elle s'articule autour de deux thématiques principales :

La première thématique concerne l'analyse du comportement des ouvrages situés en zones sismiques. Elle a pour objectif l'amélioration des méthodes de conception et de dimensionnement des ouvrages du génie civil situés en zone sismique. En particulier on s'intéresse à l'interaction sol fondation structure qui est un phénomène important à considérer pour une bonne évaluation de la vulnérabilité des ouvrages. L'étude de cette problématique constitue une tâche complexe compte tenu du caractère très hétérogène du problème et la présence de différents mécanismes d'interaction. En plus, une attention particulière doit être accordée à la modélisation du comportement du sol qui est fort dépendant de l'amplitude de la secousse sismique et d'éventuels effets de site. Une modélisation globale tridimensionnelle se révèle particulièrement pertinente puisqu'elle permet d'intégrer dans la même analyse les différentes composantes du système, à savoir le sol, la fondation et la structure. Les travaux dédiés à cette thématique seront présentés en 4 chapitres : Le premier chapitre présente une analyse par éléments finis du comportement sismique des groupes de micropieux utilisés dans les régions de faible et moyenne sismicité. L'accent est mis sur l'effet de groupe, l'utilisation des éléments inclinés et les conditions de liaison des micropieux. Le second chapitre concerne l'influence des non linéarités du sol sur les mécanismes d'interaction cinématique et inertielle dans le système sol-pieux-superstructure soumis à des fortes secousses sismiques. Le chapitre 3 porte sur l'influence de l'interaction sol-structure et du comportement non linéaire du sol sur la réponse sismique des structures du type bâtiment. Le chapitre 4 traite un sujet important et complexe de géotechnique et de génie parasismique qui est celui du comportement sismique des barrages en terre. En particulier, on s'intéresse à l'influence de l'interaction eau-squelette sur la réponse sismique des barrages en terre.

La deuxième thématique est dédiée à des problématiques de la géotechnique routière et les infrastructures de transport en milieu urbain. Cette partie est présentée en 2 chapitres : le premier chapitre présente un modèle numérique pour analyser l'orniérage des chaussées flexibles. Le modèle prend en considération l'influence de la température et les conditions réelles de trafic. Il a été validé sur des mesures réelles. Le deuxième chapitre concerne le problème des nuisances vibratoires induites en milieu urbain par le transport. L'analyse est effectuée par une modélisation numérique où la réponse dynamique du véhicule à un défaut de chaussée est dans un premier temps modélisée par un modèle discret, elle est ensuite couplée à un modèle tridimensionnel en différences finies. Le modèle proposé est validé sur des mesures réelles. Il constitue un outil efficace pour mieux comprendre l'atténuation de ces nuisances dans le sol et leur influence sur les structures et permet d'analyser les stratégies d'isolation.

I. PREMIERE THEMATIQUE

**Modélisation numérique du Comportement des ouvrages sous
chargement sismique**

L'Interaction du Sol avec la Structure (ISS) est un phénomène important à considérer pour une bonne évaluation de la vulnérabilité des ouvrages situés en zone sismique. Les procédures simples proposées dans les règlements parasismiques ne sont pas suffisantes pour évaluer correctement l'influence de l'interaction sol-structure (ISS) sur la réponse de la structure. L'interaction sol-fondation-structure a une grande influence sur le comportement de l'ensemble. Une structure reposant sur des fondations profondes est un exemple type où multiples mécanismes d'interactions interviennent entre le sol, les éléments de fondation et la superstructure. Une modélisation globale tridimensionnelle se révèle particulièrement pertinente pour évaluer le comportement réel de ce type d'ouvrage tout en accordant une attention particulière à la modélisation du comportement du sol qui est fort dépendant de l'amplitude de la secousse sismique. Les résultats présentés dans cette partie sont consacrés à l'étude théorique et numérique du comportement sismique des ouvrages complexes.

Dans le premier chapitre, je propose un résumé de mes travaux de thèse portant sur la modélisation numérique du comportement sismique des groupes de micropieux. Ce type de fondation caractérisée par sa haute flexibilité est très apprécié pour la construction des ouvrages exposés à des risques sismiques. Ce travail s'inscrit dans le cadre du projet National FOREVER en collaboration avec l'Université Polytechnique de New York et la FHWA (Federal Highway Administration). L'étude est réalisée par une modélisation tridimensionnelle en éléments finis en utilisant le code de calcul par éléments finis PECPLAS développé au sein de l'équipe Sol-Structure. Pendant ce travail, j'ai introduit la formulation des éléments poutres tridimensionnelles dans la version dynamique du programme, ce qui a permis de surmonter quelques difficultés comme la modélisation des éléments inclinés. L'accent est mis sur l'effet de groupe, la performance des éléments inclinés et les conditions de liaison des micropieux. Les résultats obtenus permettent une meilleure compréhension de la réponse sismique des ouvrages fondés sur micropieux. Cependant, l'analyse a été effectuée en considérant un comportement linéaire du sol avec un amortissement visqueux, ce qui ne sera pas applicable dans le cas de forte sismicité où les non linéarités de sol peuvent jouer un rôle décisif en modifiant l'état du sol autour du pieu et en provoquant un fort amortissement de l'énergie sismique injectée dans la structure.

Avec les avancées technologiques des moyens de calcul, la prise en compte des linéarités émanant du sol et de la structure sont devenues possibles dans une approche globale. Le second chapitre est dédiée à l'influence des non linéarités du sol sur les mécanismes d'interaction cinématique et inertielle dans le système sol-pieux-superstructure soumis à des fortes secousses sismiques.

Le chapitre 3 tente d'analyser à l'aide d'une modélisation numérique l'influence de l'interaction sol-fondation-structure sur la réponse sismique des bâtiments, et d'étudier l'effet du comportement non-linéaire du sol et des matériaux de la structure sur l'interaction sol-fondation-structure. Un abaque a été proposé pour la prise en compte d'une manière simple l'influence de cette interaction dans le calcul de la fréquence fondamentale des bâtiments. D'un autre côté, une bonne évaluation de la vulnérabilité des ouvrages nécessite une modélisation fine du comportement mécanique des sols en fonction de l'amplitude du chargement sismique.

Le chapitre 4 traite un sujet important et complexe de géotechnique et de génie parasismique qui est celui du comportement sismique des barrages en terre. L'accent est mis sur l'influence de non linéarité du sol et l'interaction eau-squelette sur la réponse sismique des barrages en terre. Les résultats d'une analyse simplifiée non drainée sont confrontés à ceux d'une analyse couplée qui permet d'étudier l'influence de la phase de l'eau sur la réponse de barrage à un chargement sismique réel.

CHAPITRE 1

Modélisation numérique du comportement sismique des groupes de micropieux

Ce chapitre présente un résumé de mes travaux de thèse effectuée au Laboratoire de Mécanique de Lille sous la direction du Professeur Isam Shahrour. Le travail s'inscrit dans le cadre du projet national FOREVER en collaboration avec l'Université Polytechnique de New York. Il vise à apporter une meilleure compréhension des mécanismes de fonctionnement des micropieux sous chargement sismique. L'analyse est réalisée à l'aide d'une modélisation tridimensionnelle par éléments finis en utilisant le code de calcul par éléments finis PECPLAS 3D développé au sein de l'équipe Sol-structure sous la direction du Professeur Isam Shahrour. Afin de surmonter quelques difficultés comme la modélisation des éléments inclinés, j'ai introduit la formulation des éléments poutres tridimensionnelles dans la version dynamique du programme. Ce travail a fait l'objet des publications suivantes : A13, A14, A15, C12, C13 et C14.

1.1 Introduction

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 très 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.

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 termes 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, Kaynia & Kausel 1982, Mizuno et al. 1984, Gazetas & Dobry 1984, Tazoh et al. 1987, Gazetas et al 1992, Gazetas & Mylonakis 1998, Finn & Fujita 2002..). Ces travaux montrent que l'interaction sol-pieu-superstructure joue un rôle primordial et décisif dans les dommages subis par les pieux pendant les séismes. L'étude de la réponse du système constitue un problème fort complexe, car elle fait intervenir les interactions sol-pieux, pieu-pieu, pieux-chevêtre et l'ensemble pieux-chevêtre-sol avec la structure. Elle 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.

La conception de micropieux est fondée sur la philosophie du comportement qui classe les micropieux en deux catégories (Fig 1.1) :

- 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).

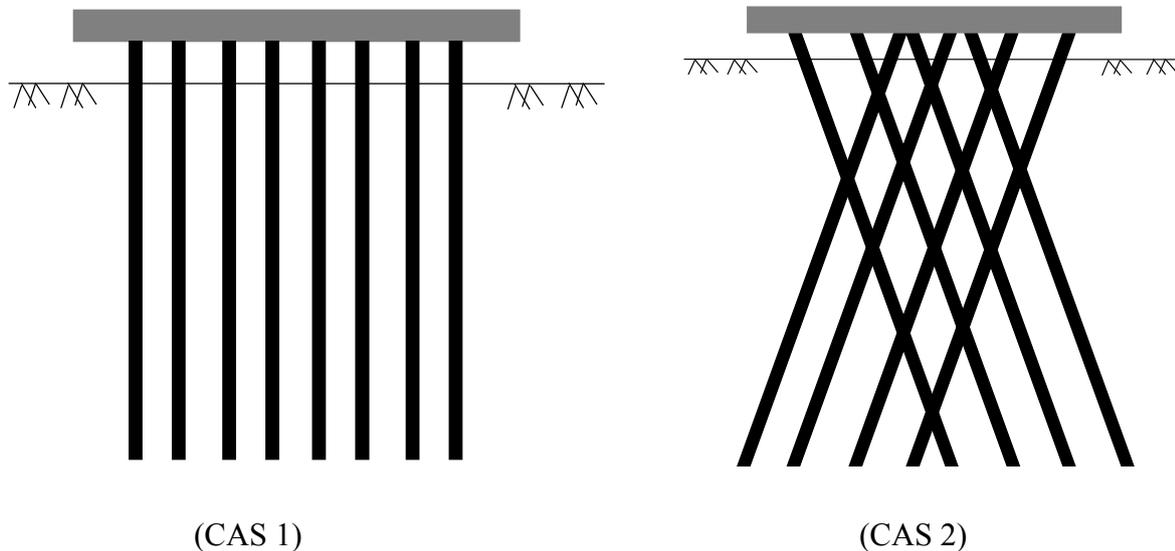


Figure 1.1 : Groupe et Réseau de micropieux

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 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). Mon travail de thèse a été réalisé 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.

1.2 Mécanismes d'interaction et modes de rupture

Les observations et les 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 les mécanismes 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*.

Les modes de rupture observés suite à des séismes 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.

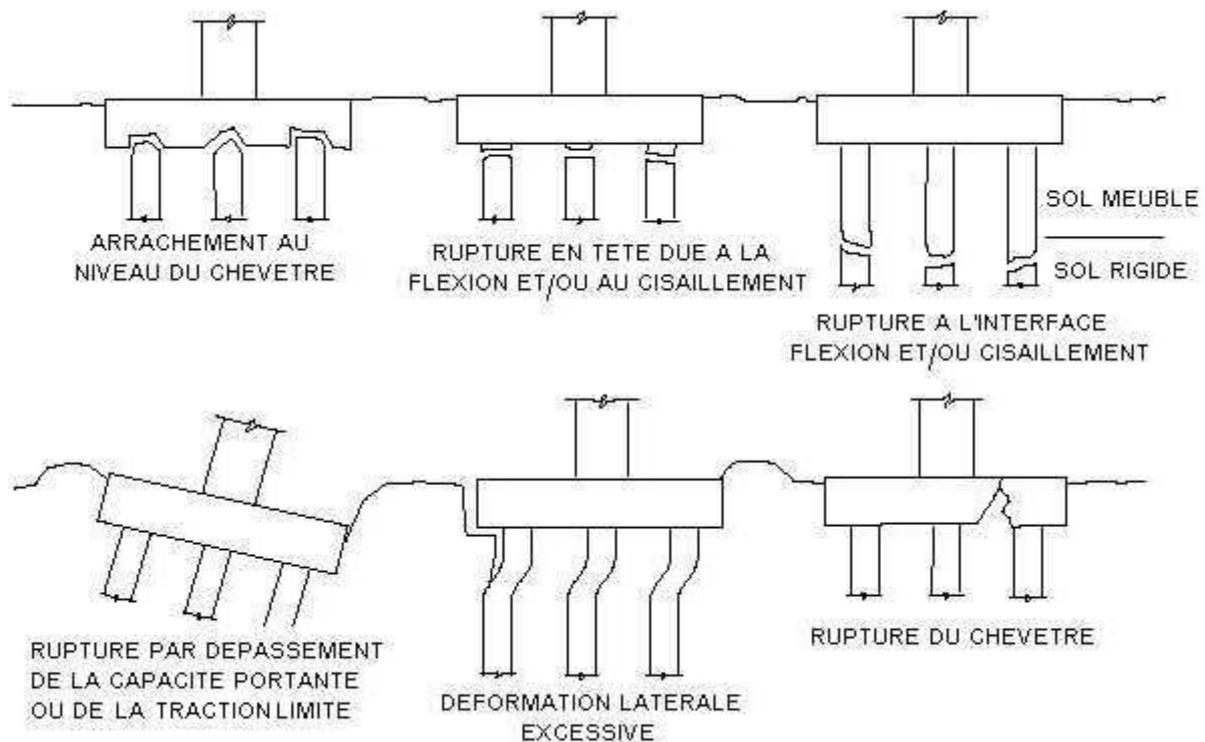


Figure 1.2 : Modes de ruptures observées lors des tremblements de terre (Wilson 1998)

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.

Les différentes approches et travaux expérimentaux réalisés sur les pieux montrent l'importance de l'interaction inertielle qui donne 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.

1.3 Méthodes d'analyse

Les procédures expérimentales utilisées pour modéliser le comportement sismique des pieux comme les essais en centrifugeuses sont très coûteuses et nécessitent des précautions particulières dans le traitement des mesures. C'est pour cela, un nombre important de travaux de recherche sur le comportement dynamique des pieux a été consacré aux approches

théoriques. Toutefois, la modélisation dynamique en centrifugeuse reste un outil très performant pour étudier ces problèmes sismiques. Les données mesurées fournissent des indications importantes pour l'analyse de la réponse du système et pour la validation des codes numériques.

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 comme les méthodes de sous-structures et les méthodes des éléments finis.

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 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). Cependant, les résultats obtenus avec l'approche de Winkler montrent sa limitation pour l'analyse de la réponse sismique des groupes des pieux. Elle aboutit à un effet de groupe négatif contrairement aux résultats expérimentaux observés (Juran et al. 2001).

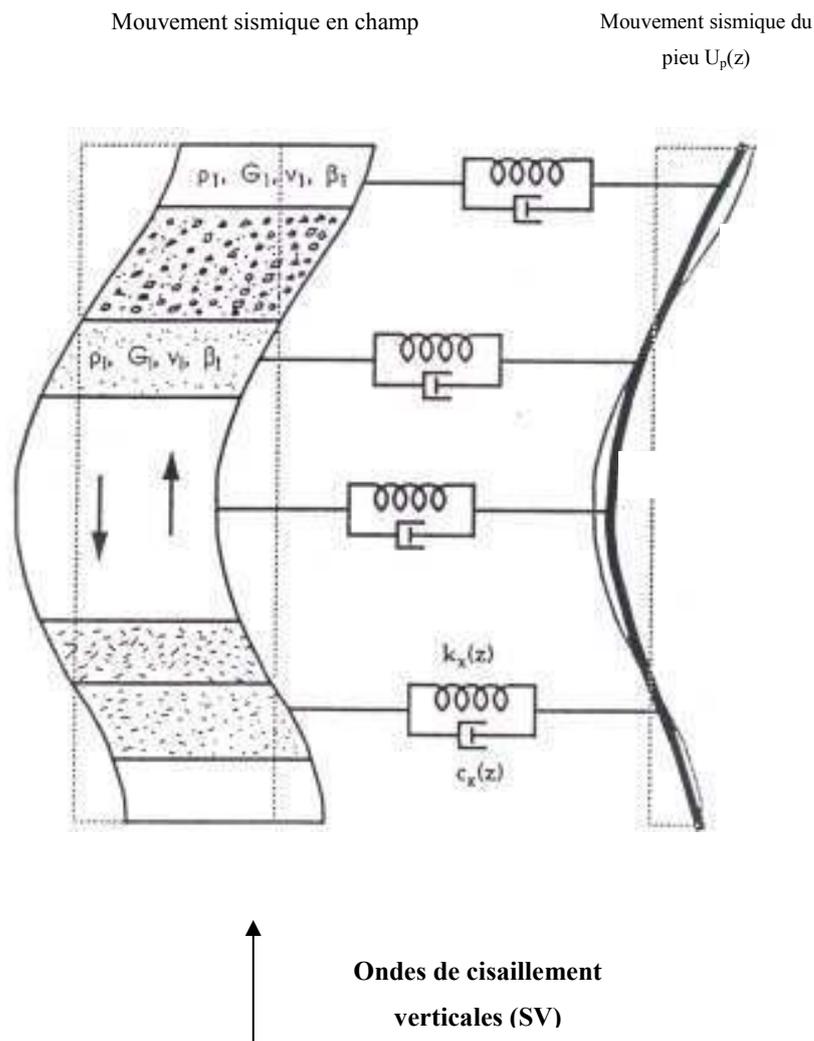


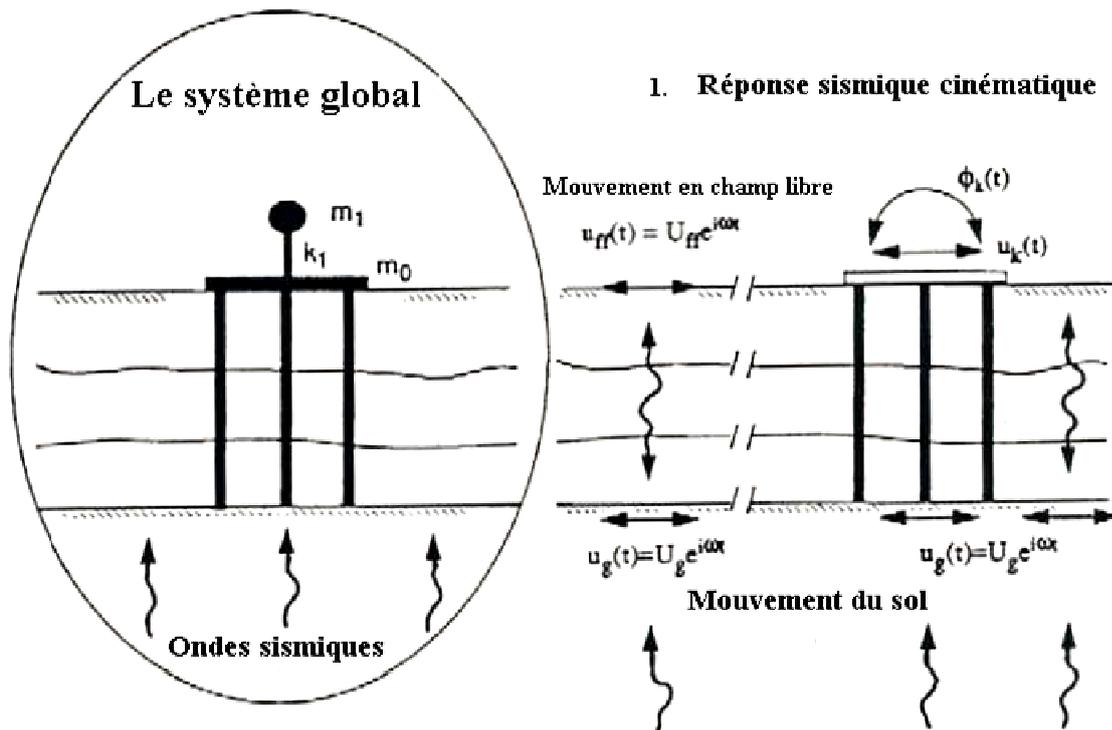
Figure 1.3 : Modèle dynamique de Winkler (d'après Gazetas et al. 1998)

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. 1.4) :

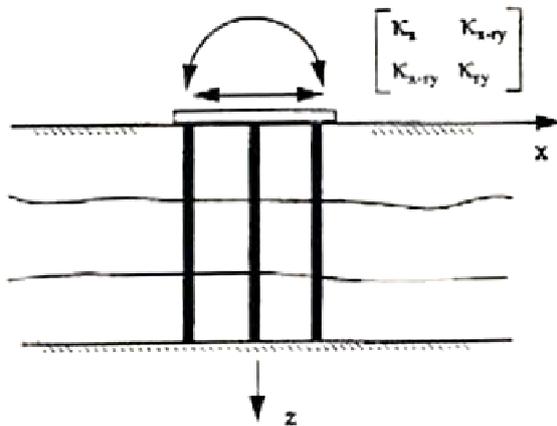
- i) Détermination du mouvement de la fondation en l'absence de la superstructure ***FIM*** (Foundation Input Motion). Ce mouvement peut comporter des translations et des rotations. Pour cette étape, le calcul peut être effectué avec des approches analytiques ou numériques (voir interaction cinématique). 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, 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.

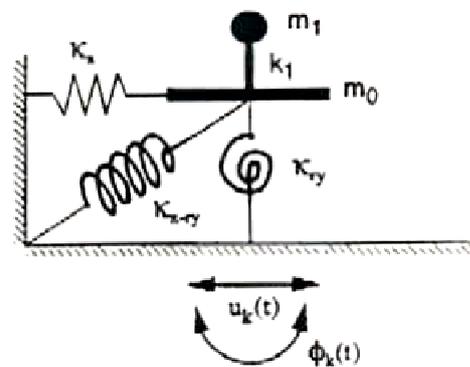
Les nombreux résultats publiés dans la littérature en utilisant la méthode de sous-structures montrent que cette méthode tend à surestimer la réponse du système (Abghari et Chai 1995, Makris & Gazetas 1996, Tabesh 1997). Toutefois, nous évoquons les résultats trouvés par Kimura et al. (2000) qui ont comparé cette méthode à celui d'un calcul tridimensionnel (DGPILE3D). Contrairement à la tendance observée ci-dessus, l'approche indirecte a sous-estimé les efforts dans les pieux.



2. Impédances dynamiques du groupe de pieux (et distribution des charges inertielles dans chaque pieu)



3. Réponse inertielle de la superstructure



Mouvement de la fondation (en absence de la superstructure)

Figure 1.4 : Procédure générale de l'interaction sismique sol-pieu-fondation-structure (d'après Gazetas et al. 1992)

Parallèlement aux approches simplifiées, des méthodes numériques plus sophistiquées ont été développées comme la méthode des éléments finis et la méthode aux différences finies. Elles sont pertinentes pour l'analyse des problèmes à géométrie complexe et permettent la prise en compte du caractère tridimensionnel du problème et éventuellement du caractère non-linéaire du contact sol-pieux. 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.

1.4 Formulation du problème – Méthode des éléments finis

Une discrétisation par éléments finis du problème conduit au système d'équations suivant :

$$[M] \{ \ddot{u} \} + [C] \{ \dot{u} \} + [K] \{ u \} = \{ F \} \quad (\text{Eq. 1.1})$$

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.

Dans le cas de sollicitations sismiques faibles voire modérées, un modèle élastique avec un amortissement visqueux peut être représentatif du comportement du sol. 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 :

$$[C] = a_M [M] + a_K [K] \quad (\text{Eq. 1.2})$$

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

Cette construction conduit à un facteur d'amortissement ξ 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 :

$$\beta_i = \frac{a_M}{2\omega_i} + \frac{a_K \omega_i}{2} \quad (\text{Eq. 1.3})$$

Ce modèle a été introduit dans le code de calcul par éléments finis PECPLAS (Shahrour 1992, Ousta 1998). Pendant la thèse, j'ai introduit la formulation dynamique des éléments poutres tridimensionnelles dans PECPLAS, ce qui a permis de surmonter quelques difficultés comme la modélisation des éléments inclinés.

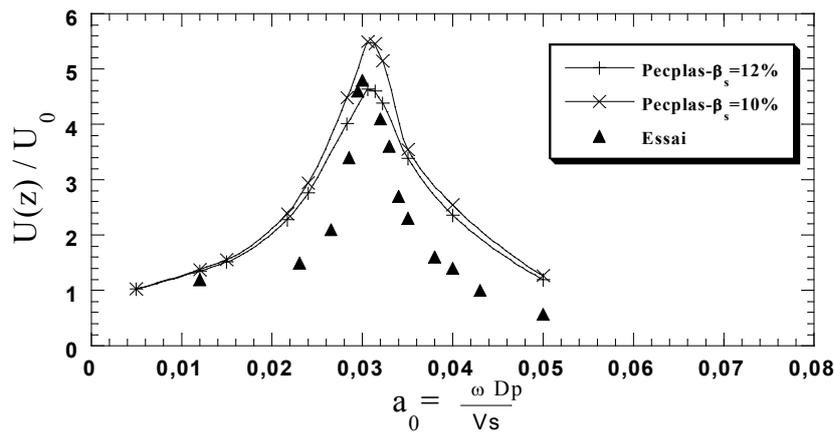
La discrétisation temporelle est effectuée par le schéma implicite de Newmark. Ce schéma garantit une stabilité de la solution sans une forte restriction sur le pas de temps. Toutefois le maillage doit garantir une transmission correcte des ondes dans le domaine.

$$\Delta X_{\max} \leq \frac{1}{8} \frac{V_s}{f_{\max}} \quad (\text{Eq. 1.4})$$

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. Afin de réduire la réflexion des ondes sur les frontières latérales, ces frontières sont placées suffisamment éloignées de la structure avec des conditions de déplacement périodiques équivalentes dans le sens vertical.

1.5 Vérification du programme

Le modèle numérique est validé sur des essais effectués à l'Université de Saitama (Makris et al. 1997). La figure 1.5a 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



b) Amplification latérale de l'accélération - $z=0,25$ m

Figure 1.5 : Comparaison des réponses enregistrée et calculée du système sol-pieu-superstructure – Essais (Makris et al. 1997)

Dans la suite, je présenterai quelques aspects spécifiques de l'interaction sol-micropieux-structure. 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. Pour plus de détails le lecteur pourra consulter les publications de Shahrour et al (2001), Sadek et Shahrour (2004, 2006).

1.6 Analyse du comportement sismique des groupes de pieux et micropieux

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 1.6 présente la réponse enregistrée dans les jauges H-5 et P-15 lors du séisme. L'effet du séisme étant modéré, la variation maximale du chargement (compression) en tête des micropieux est 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.

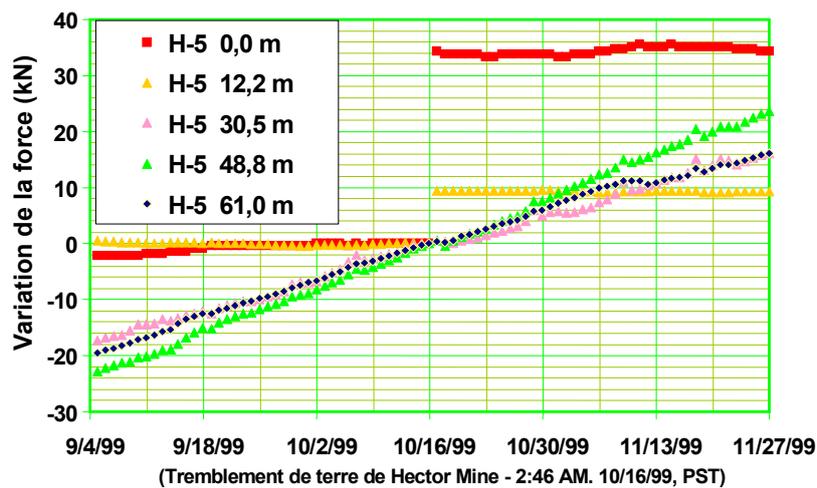
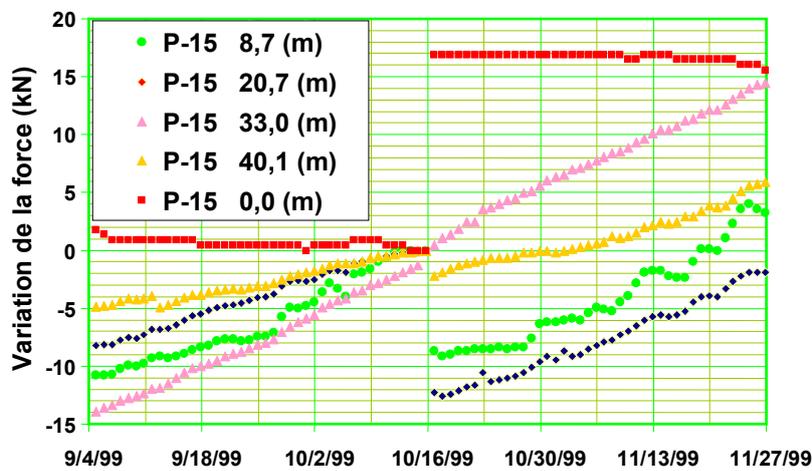
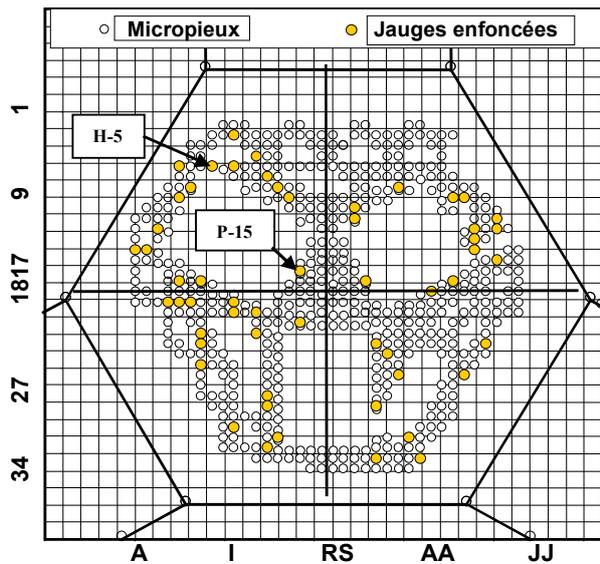


Figure 1.6 : Effet de l'interaction inertielle. Réponse des jauges H-5 et P-15 situées respectivement au centre et à la frontière du groupe des micropieux (Vanderpool et al. 2002)

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.

Sous charge statique, 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. 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.

Cette partie est consacrée à l'étude des micropieux utilisés en groupe. Les simulations numériques ont été effectuées pour plusieurs configurations : 3, 9, 15. Les micropieux 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 micropieux dans le groupe).

1.6.1 Exemple de référence

L'exemple de référence consiste en un groupe de (1*3) micropieux flottants de 10 m de longueur, implantés dans une couche de sol homogène de 15 m d'épaisseur. Les micropieux sont liés en tête par l'intermédiaire d'un chevêtre 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. Le comportement du système sol-micropieu-structure est supposé élastique avec un amortissement de type Rayleigh. Les caractéristiques du système sont résumées dans le tableau 1.1. Seule la section d'acier des micropieux est prise en compte dans le calcul, ce qui conduit à un rapport rigidité axiale/rigidité à la flexion différent du cas de pieux classiques. L'espacement est fixé à une valeur $S=3D_p$ pour les différents groupes de micropieux. Les micropieux sont modélisés par des éléments poutres tridimensionnels.

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. La fréquence fondamentale de la couche du sol est égale à $f_1 = 0,67$ Hz. La fréquence fondamentale de la superstructure, supposée encastree à la base, est $f_{st}=1,38$ Hz.

Le maillage retenu est illustré sur la figure 1.7. 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 ($240 D_p$) de l'axe du micropieu central.

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	$\rho_p= 7800$	$E_p= 200\ 000$	$\xi_p= 2\%$	$E_p I_p= 0,85$	$E_p A_p= 1100$
Colonne (Superstructure)	$\rho_{st}= 2500$	$E_{st}= 2\ 000$	$\xi_{st}= 2\%$	$E_{st} I_{st}= 0,651$	

Tableau 1.1 : Propriétés du système sol-micropieux-structure utilisées dans l'exemple de référence

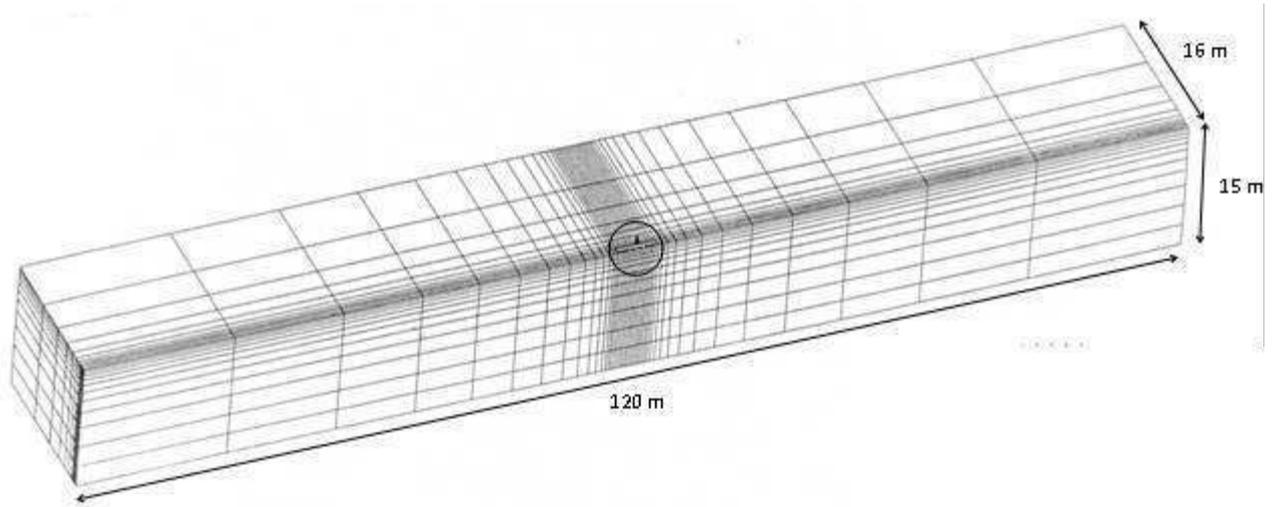


Figure 1.7 : Exemple de référence : *Maillage utilisé dans la modélisation numérique (5771 éléments ; 26988 nœuds)*

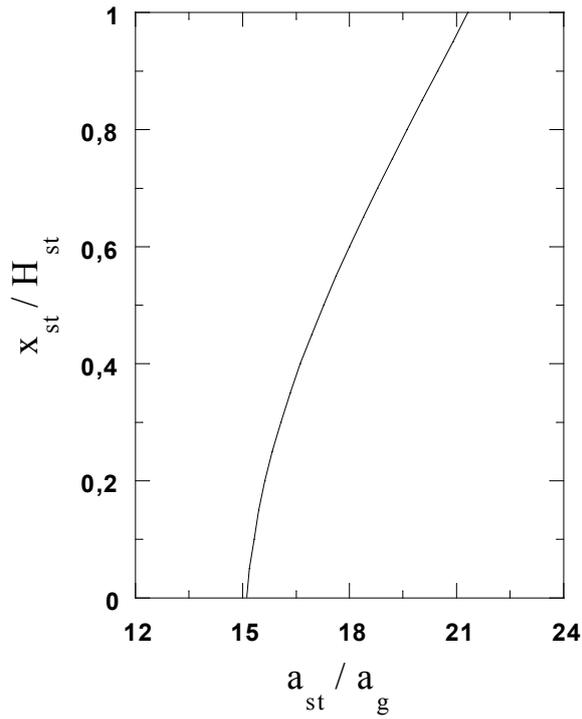
Résultats

La figure 1.8 et le tableau 1.2 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. 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.

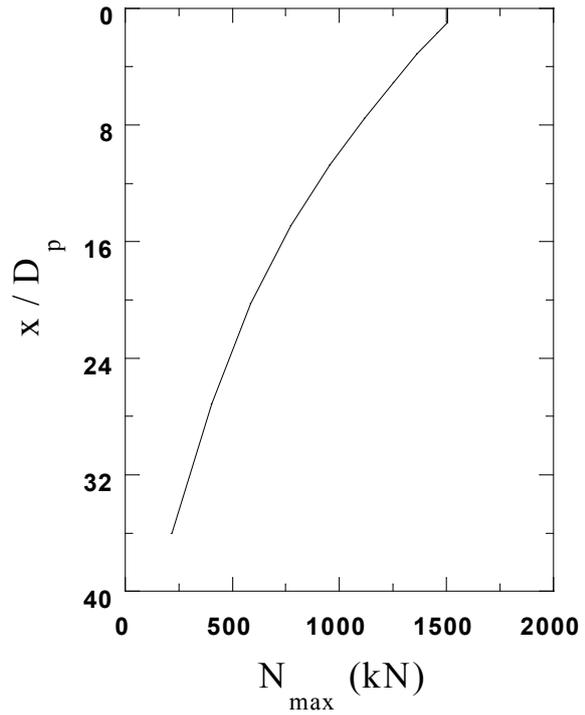
On constate un faible effet cinématique qui se traduit par des valeurs négligeables des efforts internes en s'éloignant de la tête des micropieux. Ce phénomène est dû à la haute flexibilité des micropieux. Ce résultat est en accord avec les constatations de Ousta (1998) qui a noté que la diminution de 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

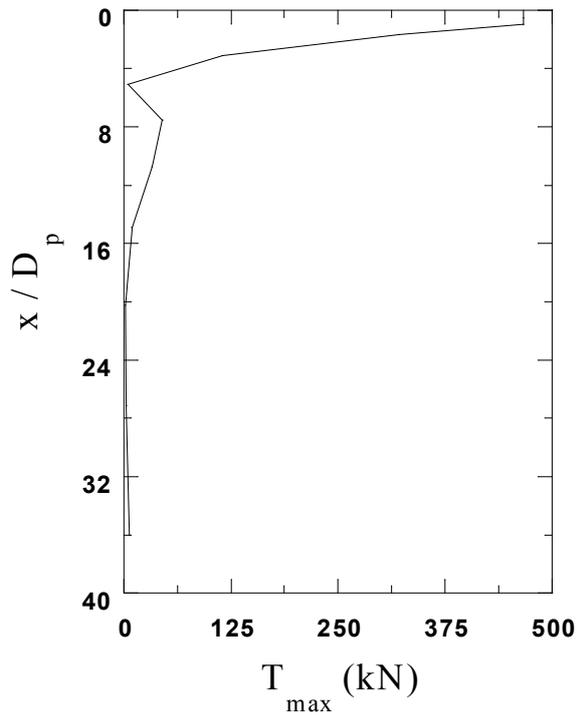
Tableau 1.2 : Réponse sismique du groupe de 1*3 micropieux



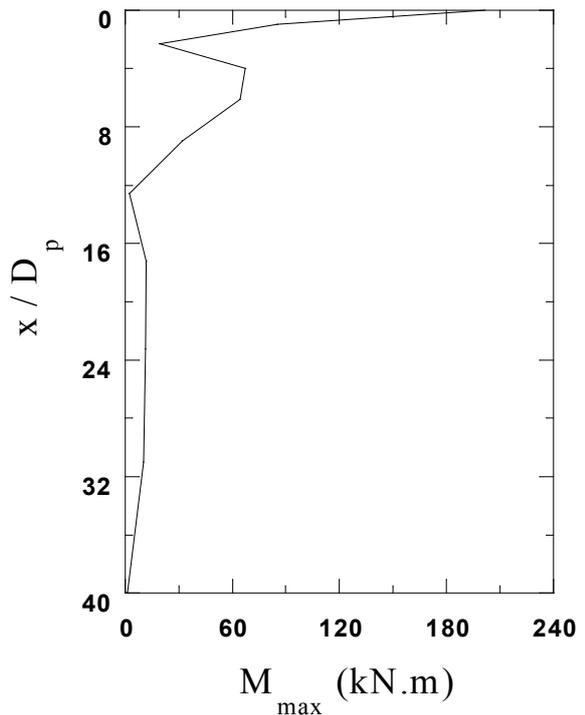
a) Amplification de l'accélération latérale dans la superstructure



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

1.6.2 Influence de la position des micropieux

Les tableaux 1.3 et 1.5 résument les résultats des simulations numériques effectuées pour les groupes de micropieux (3*3) et (3*5). Ces résultats montrent l'influence du nombre de micropieux et de leur position sur leur réponse sismique. 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). Afin de mieux comprendre le comportement de ce type de fondation, une étude comparative a été faite avec des groupes de minipieux qui sont des pieux classiques en béton armé de diamètre égal à celui des micropieux, ce qui conduit à des rigidités axiale et de flexion ($E_p.A_p= 1500 \text{ MN}$, $E_p.I_p= 7,8125 \text{ MN.m}^2$) différentes du cas de micropieux.

Les résultats de cette étude sont récapitulés sur les tableaux 1.3→1.6 et la figure 1.9. L'analyse de ces résultats montre :

- 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 1.9 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.
- iii) L'effet cinématique pour les micropieux est négligeable en comparaison avec celui des minipieux. En effet, la figure 1.9 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.

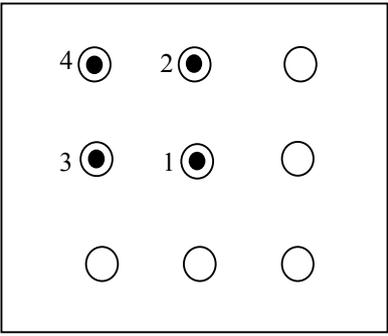
		Efforts en tête des micropieux			
		1	2	3	4
	$M / M_{cap} \times 10^2$	3,1	4,6	3,7	5,1
	$N / H_{cap} \times 10^2$	0	0	28,8	44,1
	$T / H_{cap} \times 10^2$	7,6	11,9	9,3	13,8
	$(N_i \times D_i) / M_i$	0	0	11,67	12,97

Tableau 1.3 : Efforts sismiques induits dans le groupe de (3*3) micropieux

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

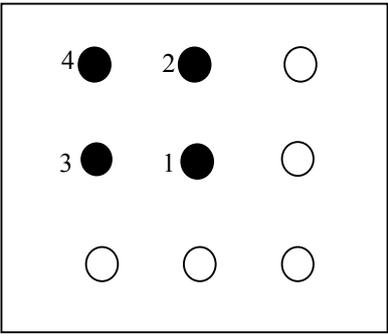
		Efforts en tête des minipieux			
		1	2	3	4
	$M / M_{cap} \times 10^2$	3,1	6,3	6,5	8,3
	$N / H_{cap} \times 10^2$	0	0	37,5	46,5
	$T / H_{cap} \times 10^2$	3,4	8,7	10,9	14,9
	$(N_i \times D_i) / M_i$	0	0	8,53	8,40

Tableau 1.4 : Efforts sismiques induits dans le groupe de (3*3) minipieux

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

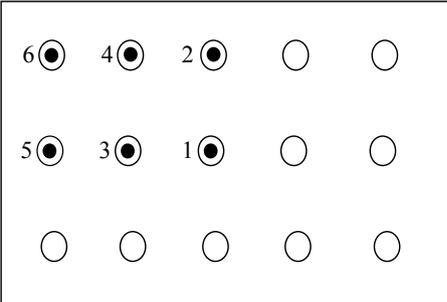
		Efforts en tête des micropieux					
		1	2	3	4	5	6
	$M / M_{cap} \times 10^2$	2,3	3,4	2,8	3,7	3,3	4,3
	$N / H_{cap} \times 10^2$	0	0	4,6	7,5	12,1	19,6
	$T / H_{cap} \times 10^2$	4,0	6,6	4,7	7,2	6,0	8,9
	$(N_i \times D_i) / M_i$	0	0	2,46	3,04	11,0	13,6

Tableau 1.5 : Efforts sismiques induits dans le groupe de (3*5) micropieux

(Amplification maximale de l'accélération en tête de superstructure $a_{st}/a_g = 22,1$)

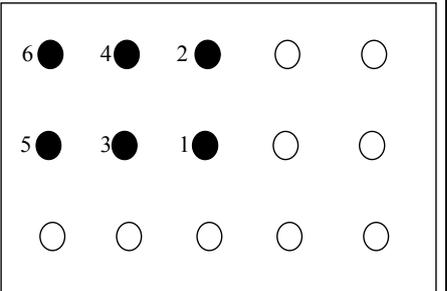
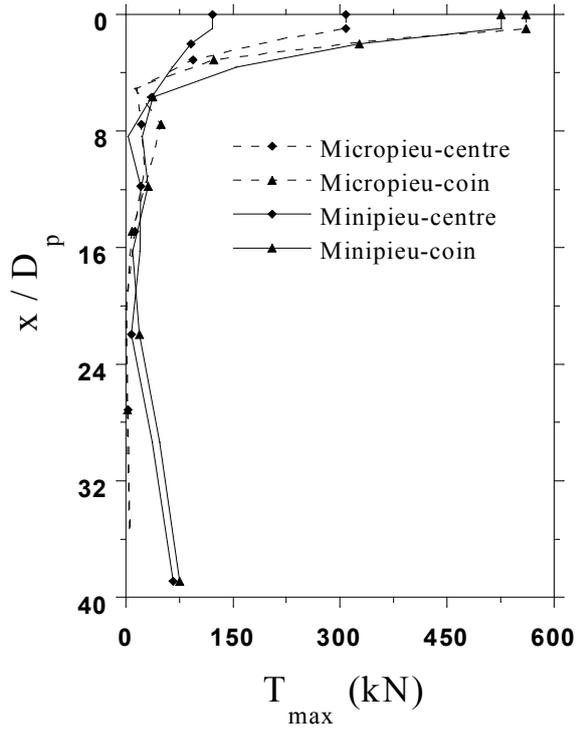
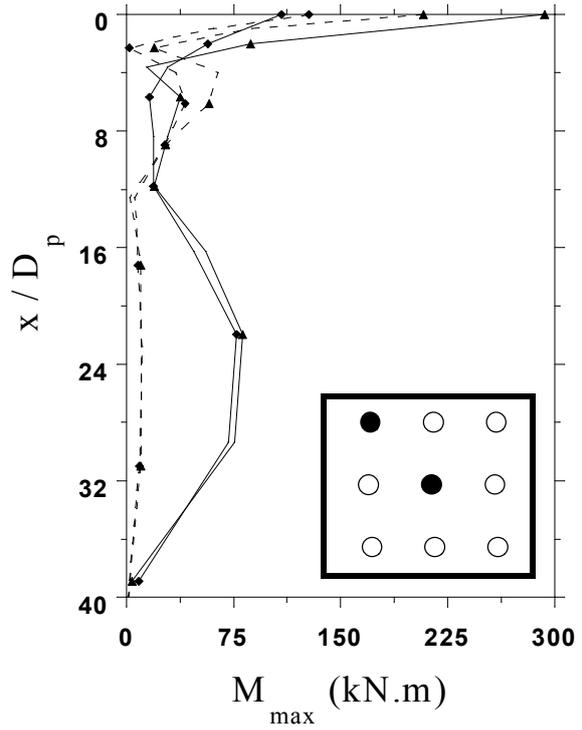
		Efforts en tête des minipieux					
		1	2	3	4	5	6
	M / M_{cap}	2,2	4,8	5,3	6,1	6,2	7,7
	$N / H_{cap} \times 10^2$	0	0	5,0	6,9	16,9	24,1
	$T / H_{cap} \times 10^2$	0,6	4,56	4,3	6,3	7,9	10,7
	$(N_i \times D_i) / M_i$	0	0	1,41	1,70	8,17	9,39

Tableau 1.6 : Efforts sismiques induits dans le groupe de (3*5) minipieux

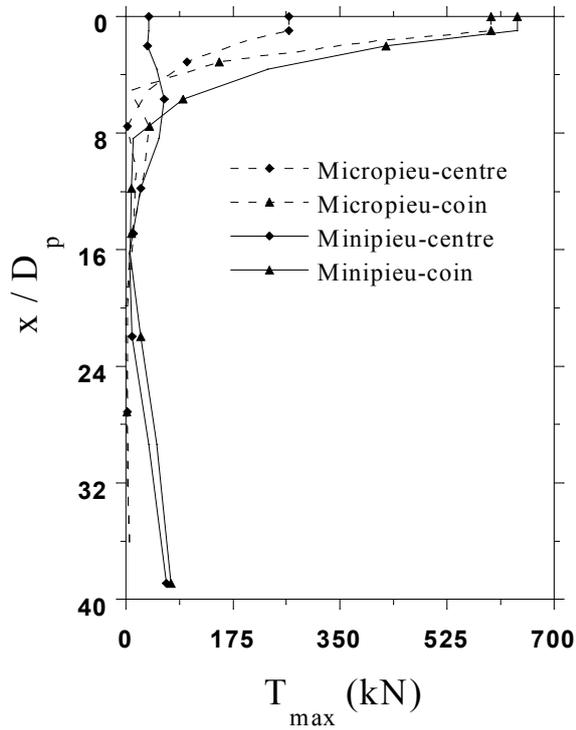
(Amplification maximale de l'accélération en tête de superstructure $a_{st}/a_g = 19,8$)



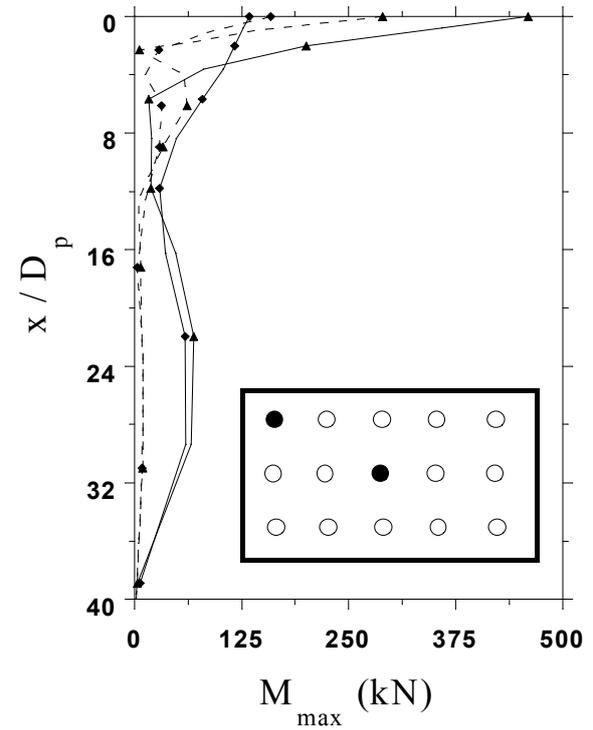
Effort tranchant maximal (3*3)



Moment fléchissant maximal (3*3)



Effort tranchant maximal (3*5)



Moment fléchissant maximal (3*5)

Figure 1.9 : Comparaison des efforts sismiques induits dans les micropieux et les minipieux (Groupes 3*3 et 3*5)

1.7 Influence de l'inclinaison sur la réponse sismique de micropieux

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.

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. 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.

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

$$E_s(z) = E_{s0} \left[\frac{p(z)}{p_a} \right]^{0,5} \quad (\text{Eq. 1.5})$$

avec :

$$p(z) = \left[\frac{(1 + 2K_0)}{3} \right] \rho_s z \quad \text{si } z < z_0, \quad p(z) = p(z_0) \quad (\text{Eq. 1.6})$$

- 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.

Avec cette hypothèse, la fréquence naturelle du sol est $f_1=0,43$ Hz. L'étude réalisée concerne l'analyse du comportement d'un groupe de 4 micropieux avec des caractéristiques identiques à ceux utilisés dans la section précédente. Les micropieux sont espacés de $S=5D_p$. Le groupe supporte une masse de 40 tonnes (10 tonnes/micropieu).

Le maillage retenu est illustré dans la figure 1.10. Il comporte 21576 éléments à 8 nœuds et 34 éléments poutres tridimensionnelles.

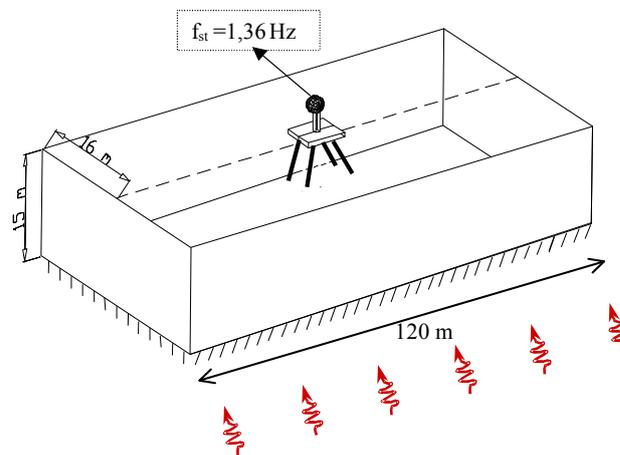
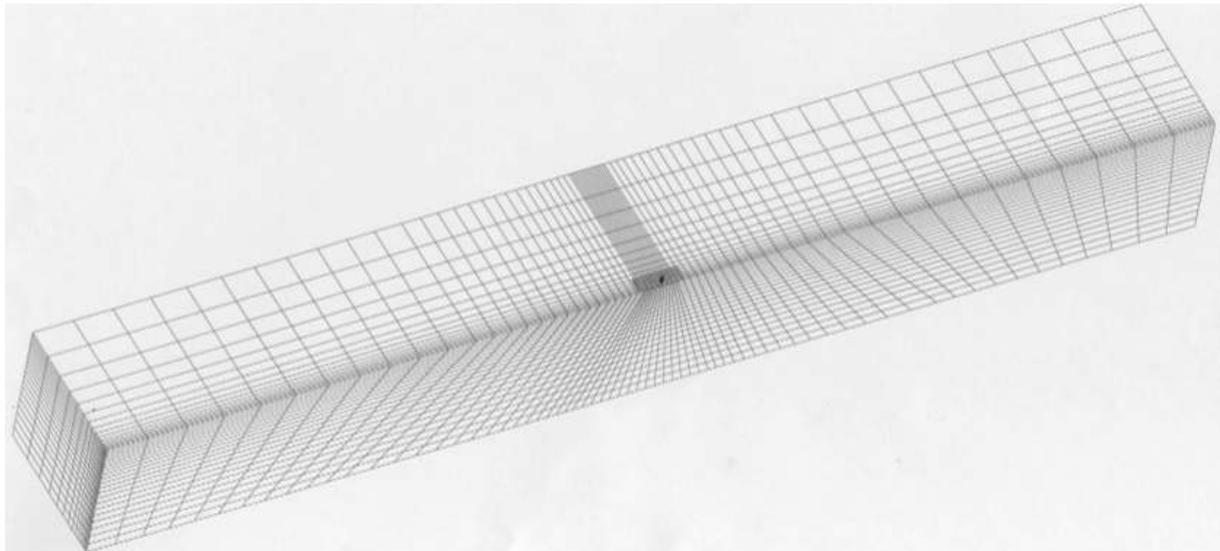


Figure 1.10 : Exemple traité / Maillage utilisé dans la modélisation numérique (21576 éléments hexaédriques)

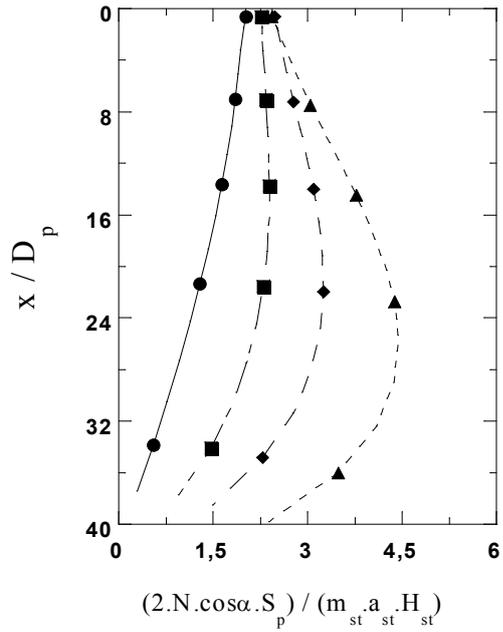
La figure 1.11 et le tableau 1.7 illustrent l'influence de l'inclinaison sur la réponse sismique des groupes de micropieux. On note une diminution de l'amplification de l'accélération latérale dans la superstructure avec l'augmentation de l'inclinaison. A titre d'exemple, l'augmentation de l'inclinaison de 0° à 20° conduit à une diminution de l'accélération de la superstructure (resp. chevette) 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

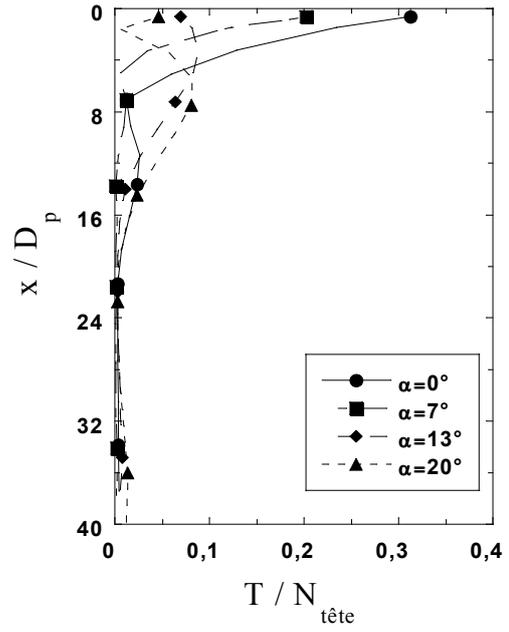
réduction de l'amplification latérale en tête de la superstructure puisque la valeur maximale du moment fléchissant normalisé, obtenue en tête, n'est pas fortement influencée par l'inclinaison. Par ailleurs, on constate que l'accroissement de l'inclinaison de micropieux conduit à une augmentation de 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 croit de 0° à 20°, l'effort tranchant en tête décroît de 336 kN à 48 kN.

	Inclinaison			
	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

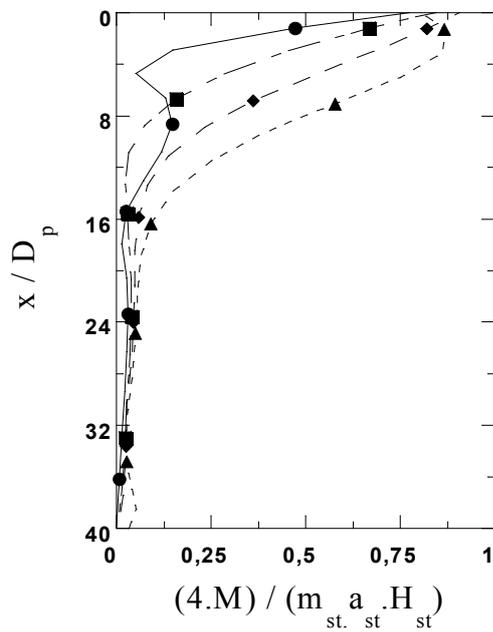
Tableau 1.7 : Influence de l'inclinaison sur la réponse sismique des groupes de micropieux [$E_s=E_s(z)$]



a) Effort normal normalisé



b) Effort tranchant normalisé



c) Moment fléchissant normalisé

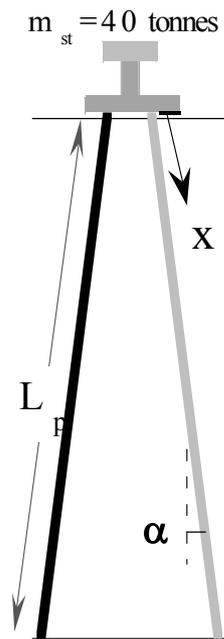


Figure 1.11 : Influence de l'inclinaison sur la réponse sismique des groupes de micropieux $[E_s=E_s(z)]$

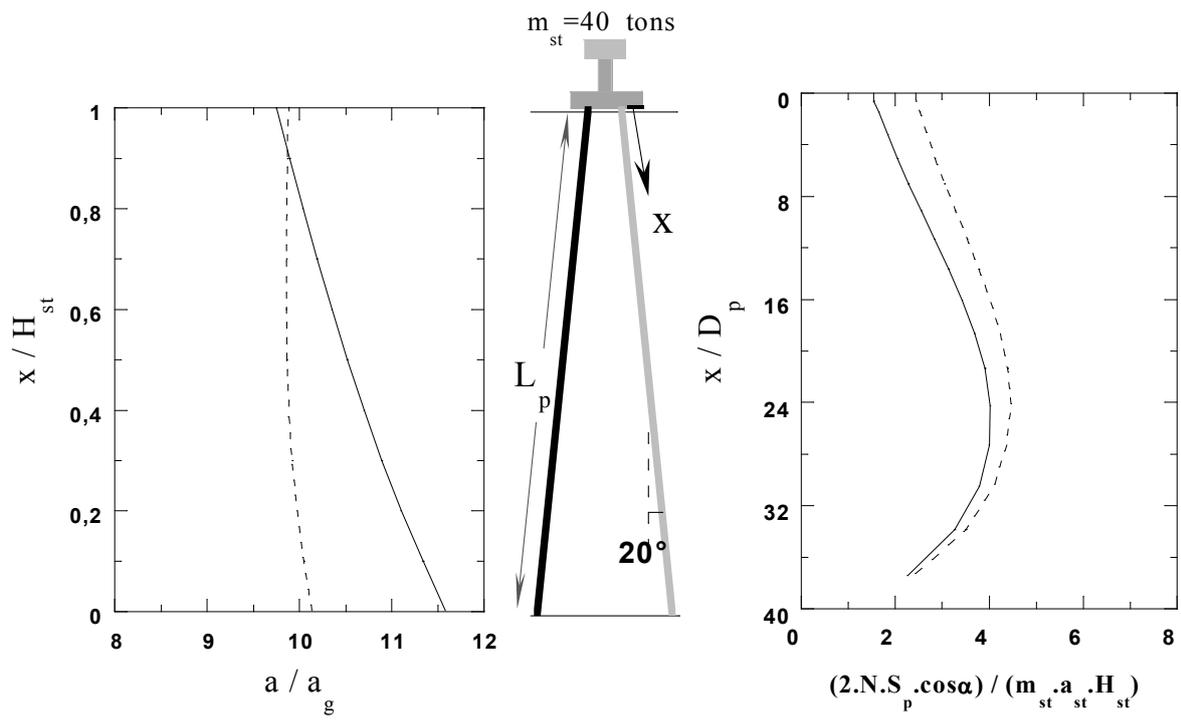
1.8 Influence des conditions de liaison entre les micropieux et le chevêtre

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 est intéressant d'examiner l'influence d'une éventuelle articulation en tête suite à la formation de rotules plastiques au niveau de la liaison micropieux-chevêtre.

Le tableau 1.8 et la figure 1.12 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.

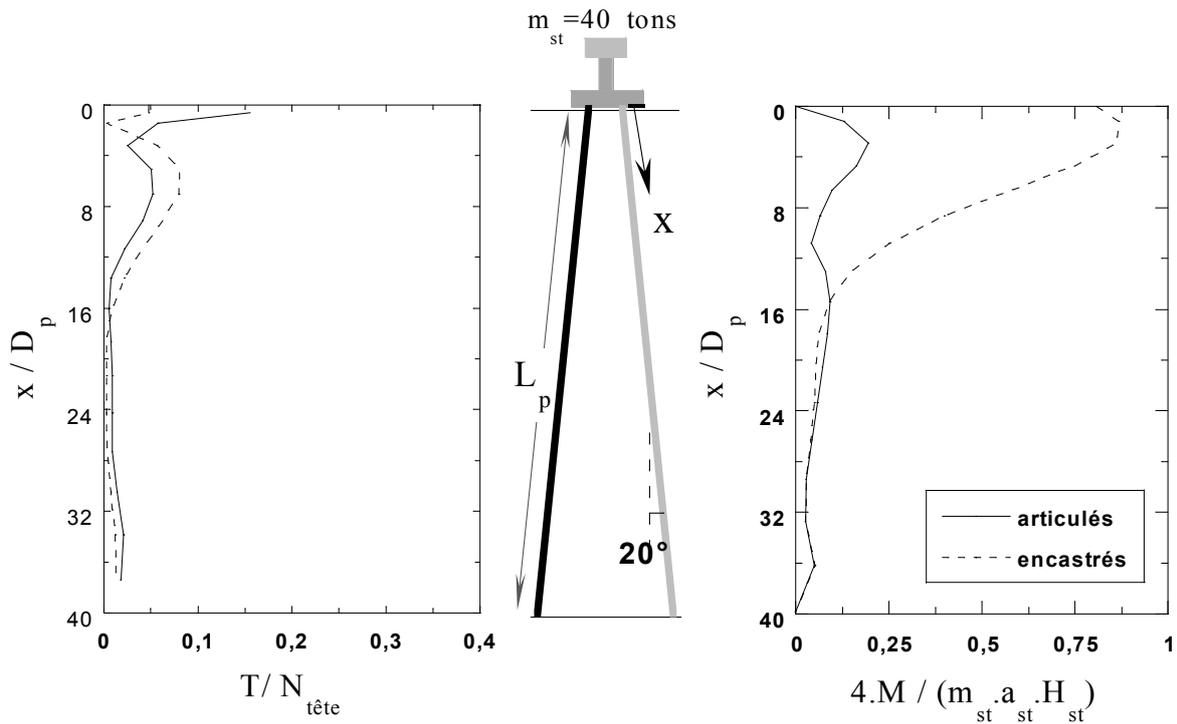
	Condition de liaison micropieux-chevêtre	
	Articulation	Encastrement
Amplification en tête du chevêtre	11,59	10,14
Amplification en tête de la structure	9,75	9,88
Moment fléchissant maximal (kN.m)	38	171
Effort normal maximal (kN)	1334	1500
Effort tranchant maximal (kN)	79	66

Tableau 1.8 : 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 1.12 : Influence de la condition de liaison micropieux-chevêtre sur le comportement d'un groupe de micropieux inclinés

1.9 Conclusion

Ce chapitre présentait une analyse du comportement sismique des groupes de micropieux dans le domaine élastique. 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. Des éléments poutres tridimensionnels ont été introduits dans la version dynamique du code PECPLAS3D ce qui a permis de surmonter quelques difficultés comme la modélisation des éléments inclinés.

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. Au sein du groupe, les efforts augmentent en s'éloignant du centre ; les éléments du coin sont les plus sollicités. L'utilisation des micropieux inclinés présente 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. 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 significative du moment fléchissant maximal dans les micropieux inclinés.

L'analyse a été effectuée en supposant un comportement élastique pour le sol. Cette hypothèse n'est pas réaliste dans le cas des séismes d'une forte intensité, où les non linéarités de sol peuvent jouer un rôle décisif. Avec les avancées technologiques des moyens de calcul, la prise en compte des linéarités émanant du sol et de la structure sont devenues possibles dans une approche globale.

CHAPITRE 2

Comportement sismique des groupes des pieux

Prise en compte de la non linéarité du sol

Dans le cas de fortes sollicitations sismiques, les non linéarités de sol peuvent jouer un rôle décisif en modifiant l'état du sol autour du pieu et en provoquant un fort amortissement de l'énergie sismique injectée dans la structure. Avec les avancées technologiques des moyens de calcul, la prise en compte des linéarités émanant du sol, de la structure et une modélisation de l'interface sol-pieu sont devenues possibles dans une approche globale. Ces aspects ont été traités dans le cadre de la thèse de Mohannad Al-Fach (2009). Ce chapitre comporte une analyse de différentes interactions du système sol-pieux-structure sous chargements sismiques en tenant compte des non linéarités du sol.

2.1 Introduction

En raison de la complexité de l'analyse non linéaire de l'interaction sol-pieux-structure, la plupart des recherches dans ce domaine ont été réalisées dans le cadre de l'élasticité avec une liaison rigide entre les pieux et le sol. Néanmoins, sous un chargement sismique à forte intensité, le comportement non linéaire du sol est très prononcé. Les analyses des dommages subis par des fondations suite à des séismes dévastateurs montrent que les non linéarités des matériaux doivent être prise en compte dans le dimensionnement des ouvrages sur pieux en zone sismique (Bhuj 2001, Chi-Chi 1999 et Kocaeli 1999, Kobe 1995, Hyogoken-Nambu 1995, Loma Prieta 1989, Northridge, 1994; Loma Prieta, 1989..). Gerolymos et al (2008) montre que la réponse d'un pieu soumis à un chargement cyclique latéral est fortement affectée par le comportement non linéaire du sol même sous faible amplitude de chargement.

La réponse sismique du système sol-pieux-structure est également influencée par le comportement de l'interface entre la structure et l'ensemble sol-fondation. En réalité, les liaisons ne sont pas parfaites et un mouvement relatif comme le glissement et le décollement sur cette interface peut avoir lieu. Ce mouvement induit une non-linéarité de l'interaction sol-structure. Par conséquent, une analyse de ce problème est nécessaire pour prendre en compte la non-linéarité du sol et la possibilité de glissement à l'interface sol-pieux.

Selon Finn (2005), l'influence de la non-linéarité du sol a été initialement introduite dans les approches pseudo-statiques par l'utilisation des courbes p-y non linéaires. Les résultats des essais à grande échelle sur des pieux implantés dans des sols frottant et sols argileux (Murchison and O'Neill 1984, Gazioglu and O'Neill 1984) montrent que l'utilisation des courbes p-y ne reproduit pas correctement le comportement observé. Les résultats des essais en centrifugeuses (Wilson 1998) montrent également que les approches pseudo-statiques ne permettent pas d'obtenir des résultats fiables.

Maheshwari et al. (2005) ont utilisé une approche de sous-structuration pour analyser l'influence de non linéarité sur le comportement sismique du système sol-pieu-structure. Les résultats obtenus (Fig. 2.1) montrent que la non-linéarité du sol influence la réponse d'un pieu isolé d'une manière plus importante dans le cas d'un sol rigide ($a_0 \leq 0,25$) que dans le cas d'un sol souple ($a_0 \geq 0,8$), (a_0 : est la fréquence adimensionnelle).

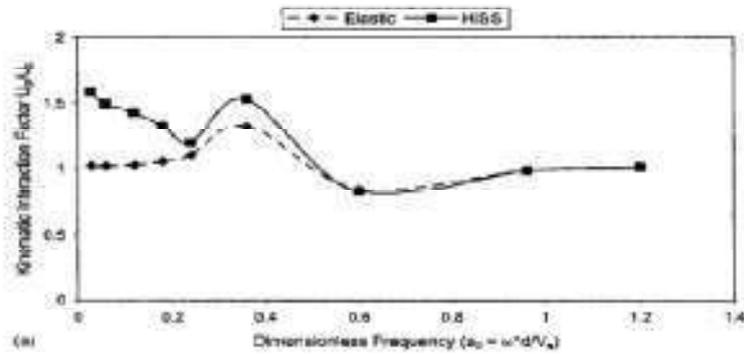


Figure 2.1 : Influence de la rigidité de sol ; amplification de déplacement (U_p en tête de Pieu / U_g en surface de sol) ; $E_p/E_s=500$; chargement harmonique avec $a_{max}=1 \text{ m/s}^2$, (Maheshwari et al. 2005)

Ce chapitre présente une analyse de différentes interactions du système sol-pieux-structure sous chargements sismiques en tenant compte des non linéarités du sol. L'étude est réalisée en utilisant une modélisation globale tridimensionnelle à l'aide du code de calcul FLAC3D basé sur la méthode des différences finies explicite. Le schéma explicite est beaucoup plus compétitif pour la résolution des problèmes non linéaires que pour la résolution des problèmes linéaires. L'étude illustre la limite de validité de la théorie du modèle élastique.

2.2 Influence de la plasticité du sol sur la réponse sismique du système sol-pieu-superstructure

2.2.1 Exemple de référence

L'exemple traité consiste en un groupe de 2x3 pieux flottants, de longueur $L_p=10,5 \text{ m}$. Le groupe est implanté dans une couche de sol meuble homogène de 15 m de profondeur (Fig. 2.2). Les caractéristiques élastiques du sol, des pieux et de la superstructure sont données dans les tableaux 2.1 et 2.2.

L'élément « pile » est utilisé pour introduire une interface entre les pieux et le sol. Cet élément a les mêmes caractéristiques qu'une poutre habituelle mais il donne la possibilité d'utiliser un élément d'interface entre le pieu et le sol.

Les caractéristiques mécaniques et géométriques de l'exemple de référence sont reportées sur la figure 2.2. Les pieux de diamètre $D_p = 80$ cm sont encastés dans un chevêtre d'épaisseur $e_c = 1$ m. L'espacement entre les pieux est de 3 m ($S = 3,75 D_p$). Afin d'éviter la complexité de l'interaction sol-chevêtre, ce dernier a été placé à 0,5 m au-dessus du sol. On évite ainsi le contact sol-chevêtre. La fréquence fondamentale du sol vaut 0,67 Hz. La superstructure est modélisée par une colonne supportant en tête une masse de 350 tonnes. La fréquence de la superstructure en tenant compte de l'interaction sol-structure est $f_{ISS} = 1,1$ Hz.

Le chargement sismique qui a été choisi est celui enregistré à Kocaeli en Turquie le 17/08/1999 (Station AMBARLI; source KOERI). Ce chargement est appliqué sous forme d'une vitesse à la base (Fig. 2.3). On note une amplitude maximale de 40 cm/s (accélération maximale = 0,247 g). On constate que les fréquences mises en jeu sont inférieures à 3 Hz avec un pic maximal pour $f = 0,9$ Hz qui est compris entre la fréquence fondamentale du sol ($f_1 = 0,67$ Hz) et de la structure ($f_{ISS} = 1,1$ Hz), d'où le choix de ce chargement dans notre analyse. A noter qu'un premier pic est observé pour $f = 0,6$ Hz qui est très proche de la fréquence fondamentale du sol.

Afin de bien élucider l'influence de la plasticité, les caractéristiques de sol sont choisies dans un but de mettre le sol dans état avancé de plasticité. Le comportement de sol est décrit par une loi élasto-plastique sans écrouissage selon le modèle standard de l'élasto-plasticité de Mohr-Coulomb. Le choix de ce modèle est justifié par sa simplicité et le nombre limité de ces paramètres qui peuvent être déterminés par des essais relativement simples. Les analyses sont réalisées pour deux types différents de sol, un sol cohérent et un sol frottant afin de caractériser l'influence de la plasticité pour chacune des ces 2 catégories de sol.

Matériau	ρ (kg/m ³)	E (Mpa)	ν	ξ (%)	L_P (m)
Pieu	2500	20000	0,3	2	10
Sol	1700	8	0,45	5	

Tableau 2.1 : Propriétés des pieux et du sol

ρ_{st} (kg/m ³)	E_{st} (Mpa)	ν_{st}	ξ_{st} (%)	Masse (Tonne)
2500	80000	0,3	2	350

Tableau 2.2 : Propriétés de la superstructure

ρ , E et ν sont la masse volumique, le module de Young et le coefficient de Poisson. ξ est le facteur de l'amortissement. $E.A$ et $E.I$ représentent les rigidités axiale et à la flexion.

Les frontières du modèle doivent être mises suffisamment loin de la structure. Cela conduit à des grands maillages. Pour surmonter cette difficulté, on utilise des frontières spécifiques (Free-field) qui sont capables d'absorber les ondes sortantes et les empêchent donc de se réfléchir dans le modèle. La méthode est basée sur l'exécution d'un calcul de champ libre en parallèle de celui qui contient la structure. Le domaine de champ libre est couplé au domaine principal par des frontières absorbantes et les forces non équilibrées de champ libre sont appliquées sur le domaine principal. Le maillage retenu est illustré à la figure 2.2. Le maillage a été raffiné autour des pieux et dans la zone proche de la superstructure où les forces inertielles induisent de fortes contraintes.

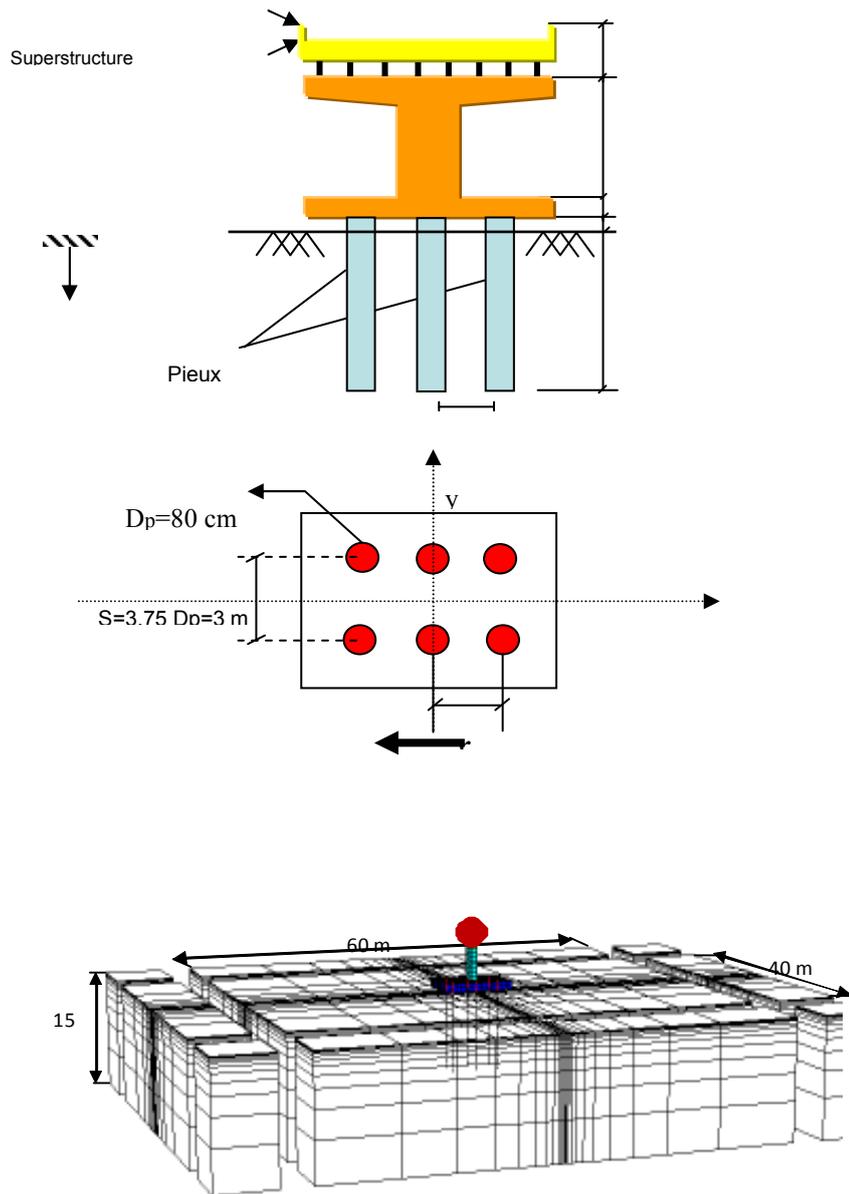


Figure 2.2 : Exemple de référence : Géométrie et maillage utilisés dans la modélisation numérique incluant des frontières absorbantes (6978 nœuds ; 138 éléments poutres)

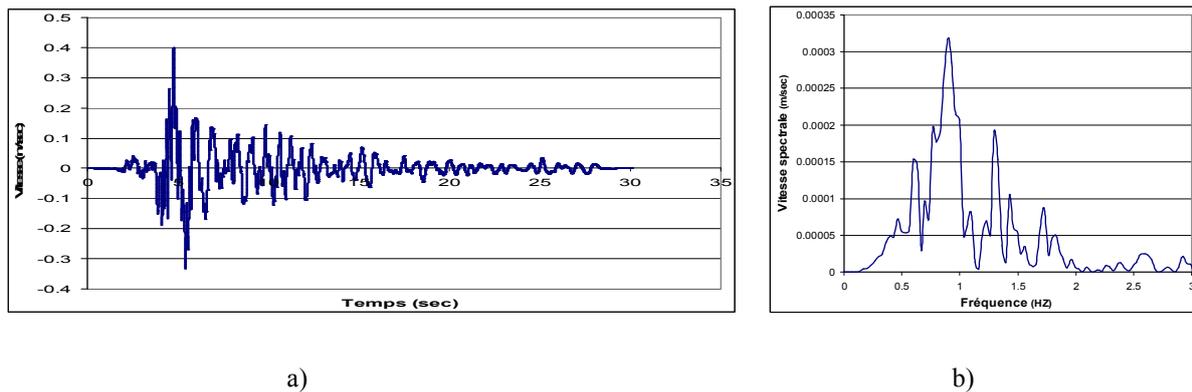


Figure 2.3 : Chargement sismique – Turquie, Kocaeli a) Vitesse b) Spectre de Fourier

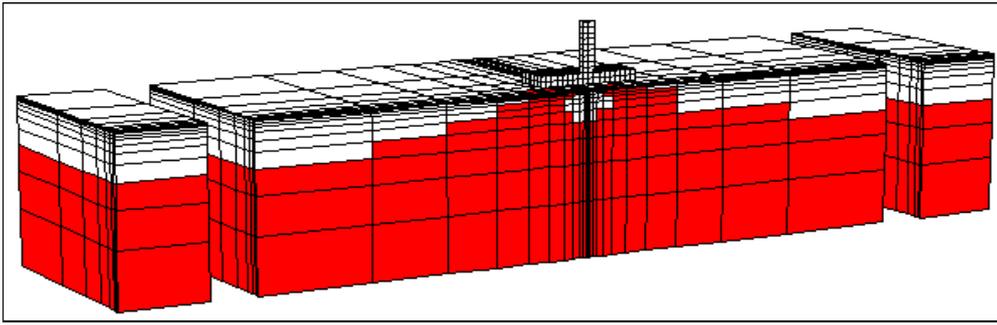
2.2.2 Sol cohérent

Les simulations numériques ont été effectuées pour trois valeurs de la cohésion ($C = 20, 50, 100$ kPa). L'angle de frottement est supposé être nul. Un léger amortissement de type Rayleigh est utilisé pour le sol pour éviter la pseudo-résonance en petite déformation de cisaillement. Le comportement du système chevette-structure est supposé élastique.

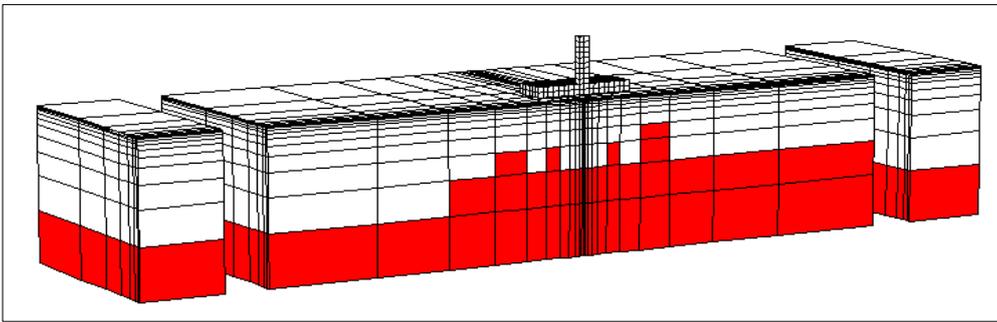
La figure 2.4 montre l'extension de la plasticité sous chargement sismique pour les trois valeurs de la cohésion. Pour une cohésion de 100 kPa, le comportement de sol reste quasiment élastique. Avec la diminution de la cohésion, la plasticité se propage à partir de la base et s'étend vers la surface ($C=20$ kPa). En effet, la déformée du sol est proche du premier mode ($f_{ch}=0,9$ Hz, proche de $f_{1sol}=0,67$ Hz); en d'autres termes, le gradient de déformation est maximal à la base du massif. En conséquence, pour un sol cohérent le critère de plasticité sera d'abord dépassé à la base du massif. Cette mise en plasticité entraîne une forte dissipation de l'énergie et gêne la transmission des ondes à la surface. Ce résultat est confirmé par la figure 2.5 qui compare la déformée maximale des pieux et celui du sol en champ libre pour différentes valeurs de la cohésion. On observe une forte diminution de l'amplification latérale avec la diminution de la cohésion. Cette amplification atteint une valeur $U/U_g=4,841$ pour $C=100$ kPa soit 85% supérieure à celle obtenue avec une cohésion $C=20$ kPa. D'ailleurs, la comparaison entre la réponse élastique et élasto-plastique (Fig. 2.6) montre que les deux réponses sont identiques au début du chargement. Par contre, lorsque ce dernier devient suffisamment grand, le sol commence à se plastifier et les deux réponses divergent surtout

pour $C=20$ kPa. La réponse élasto-plastique devient plus amortie en raison de l'amortissement additionnel produit par la plasticité de sol. Le spectre de Fourier montre des pics correspondant à la fréquence propre du sol et les fréquences dominants du chargement.

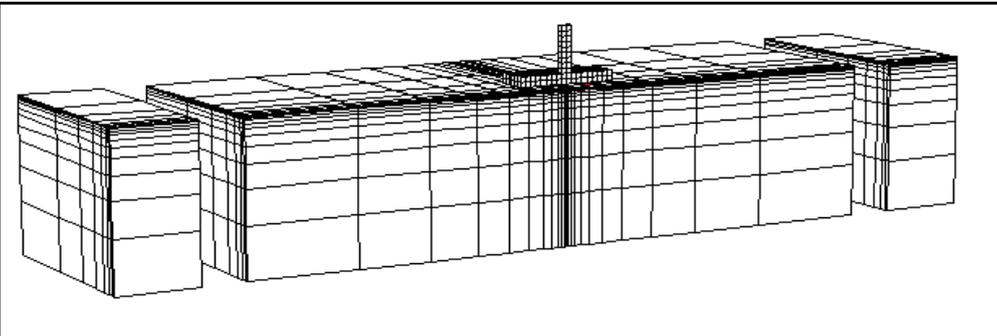
L'influence de la plasticité sur les sollicitations internes induites par le chargement sismique est illustrée sur la figure 2.7 et le tableau 2.3. La variation de l'effort tranchant maximal en tête est liée à la variation de l'effort inertiel dans la superstructure qui diminue suite à l'extension de la plasticité du sol. Le moment fléchissant ne montre pas une tendance régulière. La mise en plasticité du sol ne conduit pas forcément à une diminution de l'effort maximal. En effet, ce moment n'est pas uniquement contrôlé par l'accélération de la masse de la superstructure mais également par l'état du sol entourant le pieu en particulier à la surface. A titre d'exemple, lorsque la cohésion diminue de 100 KPa à 20 KPa, on observe une atténuation significative de l'accélération en tête de superstructure, cependant on obtient une diminution minimale du moment fléchissant maximal. Ceci est dû à l'extension de la plasticité de sol jusqu'à la surface pour $C=20$ KPa comme la montre la figure 2.4. Cette mise en plasticité favorise une forte augmentation de la flexion due à l'absence de la butée de sol en tête des pieux. Plusieurs observations post-sismiques sur des pieux endommagés en tête ont mis en évidence la formation d'un vide entre la tête de pieu et le sol.



a) $C=20$ KPa



b) $C=50$ KPa



c) $C=100$ KPa

Figure 2.4 : Extension de la plasticité pour différentes valeurs de la cohésion (Sol cohérent)

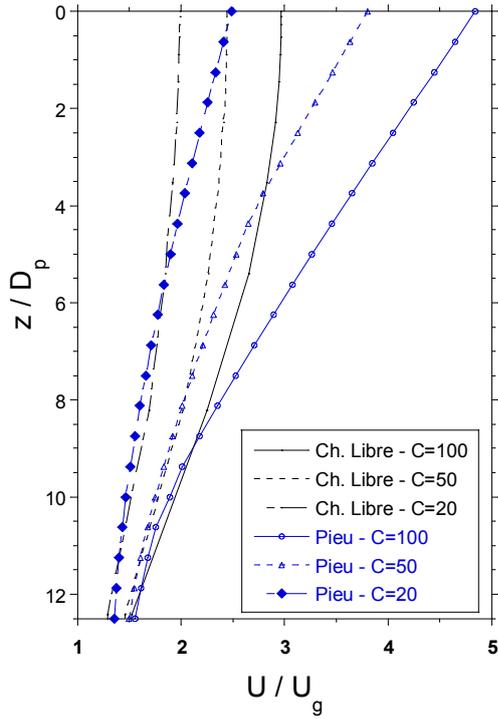


Figure 2.5 : Influence de la mise en plasticité de sol cohérent sur la déformé du pieu et du sol en champ libre (z étant la côte à partir de la tête du pieu selon la figure 2.2)

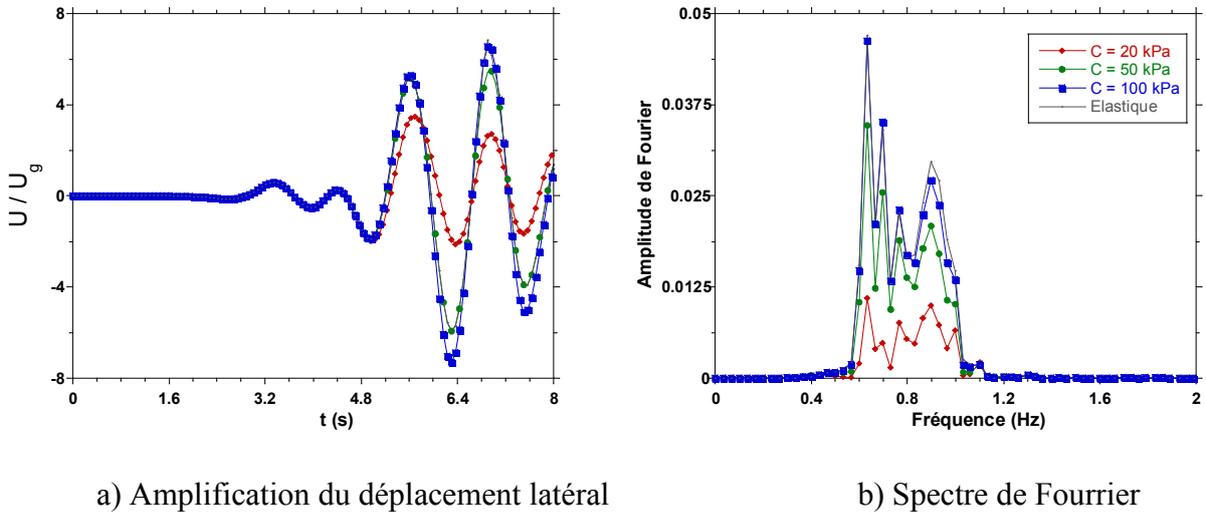
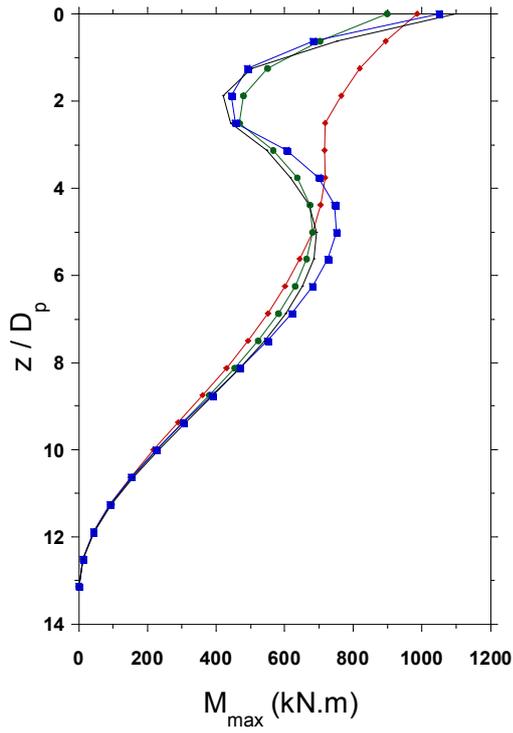
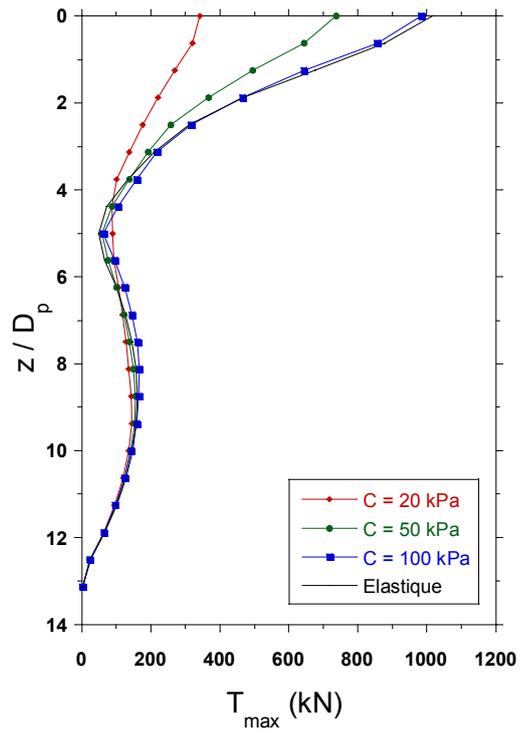


Figure 2.6 : Influence de la mise en plasticité du sol cohérent sur l'amplification latérale en tête de superstructure



a) Moment fléchissant maximal



b) Effort tranchant maximal

Figure 2.7 : Influence de la plasticité du sol cohérent sur les efforts sismiques induits dans le pieu du coin

C (kPa)	Acc masse (m/s ²)	Acc chevêtre (m/s ²)	Efforts dynamiques				Efforts normalisés	
			Pieu central		Pieu extérieur		Pieu extérieur	
			T _{max} (kN)	M _{max} (kN.m)	T _{max} (kN)	M _{max} (kN.m)	T*	M*
Elast.	11,28	8,385	675,8	954,4	831,1	1099	0,16	0,05
20	4,694	3,422	259,2	632	342,6	986,4	0,159	0,109
50	8,793	6,367	502,8	793,7	737	898	0,183	0,053
100	11,06	7,902	642,1	949,2	984,7	1050	0,195	0,049

Tableau 2.3 : Influence de la mise en plasticité de sol cohérent sur les efforts sismiques induits dans les pieux ($T^* = \frac{T}{T_{st}}$; $M^* = \frac{M}{M_{st}}$; M_{st} et T_{st} sont le moment fléchissant et l'effort tranchant à la base de la superstructure)

2.2.3 Sol frottant

Dans cette partie, nous examinons l'effet de la plasticité sur la réponse du comportement sismique du système sol-pieux-structure dans le cas d'un sol frottant. Les caractéristiques de la couche du sol sont résumées dans le tableau 2.4. On note en particulier un angle de frottement de 30° et une faible cohésion de 2 kPa. Afin de voir l'influence de la dilatance, deux valeurs de dilatances ont été choisies $\psi=0^\circ$ et 7° . Comme pour le cas d'un sol cohérent, le comportement du système chevêtre-structure est supposé élastique avec un maillage identique.

La figure 2.8 montre l'extension de la plasticité sous chargement sismique dans le sol frottant pour deux valeurs de dilatances $\psi=0^\circ$ et 7° . Contrairement au cas d'un sol cohérent, on constate que la plasticité est induite proche de la surface du sol. Ceci est dû au faible confinement en surface pour ce type de sol. D'un autre côté on constate l'absence de la plasticité dans la zone proche de la base. En conséquence, l'énergie du séisme est injectée dans la structure ce qui explique que l'amplification latérale du mouvement n'a pas été affecté d'une manière significative par la plasticité. La prise en compte de la dilatance de sol conduit à une réduction de la zone plastifiée, avec une augmentation dans l'amplification latérale.

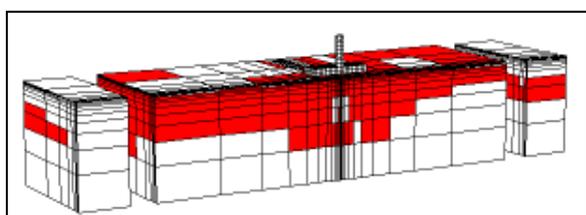
Les efforts sismiques induits dans le pieu extérieur sont données sur la figure 2.9. La variation de l'effort tranchant maximal en tête est liée à la variation de l'accélération en tête qui n'est pas très significative. Le diagramme du moment fléchissant montre que les résultats ne sont pas très affectés en tête, tandis qu'on observe une divergence en profondeur surtout dans le cas d'une dilatance nulle. En effet, dans la zone proche du centre du pieu ($z \approx 6\text{m}$), le moment fléchissant maximal obtenu pour un sol frottant $M=1118 \text{ T.m}$ est 2 fois plus élevé que celui obtenu à la même profondeur avec un comportement élastique du sol. L'état du sol autour de pieu joue un rôle prépondérant.

ρ_s (kg/m ³)	E_{0s} (MPa)	ν_s	K_0	ξ_s (%)	C (kPa)	φ (°)	ψ (°)
1700	8	0,3	0,5	5	2	30	0 ou 7

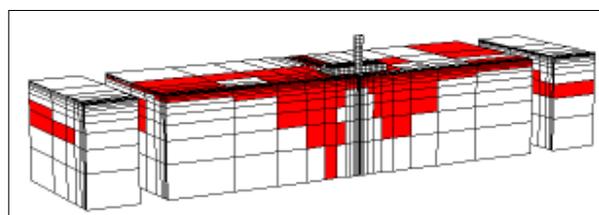
Tableau 2.4 : Caractéristiques mécaniques du sol frottant

Ψ (°)	Acc masse (m/s ²)	Acc chevêtre (m/s ²)	Efforts dynamiques				Efforts normalisés	
			Pieu central		Pieu extérieur		Pieu extérieur	
			T_{\max} (kN)	M_{\max} (kN.m)	T_{\max} (kN)	M_{\max} (kN.m)	T^*	M^*
Elast.	11,28	8,385	675,8	954,4	831,1	1099	0,16	0,05
0	9,669	6,321	531,8	999,2	931,6	1118	0,2149	0,06
20	9,567	6,592	511,7	897,9	917,3	1140	0,211	0,062

Tableau 2.5 : Influence de la mise en plasticité du sol frottant sur les efforts sismiques induits dans les pieux

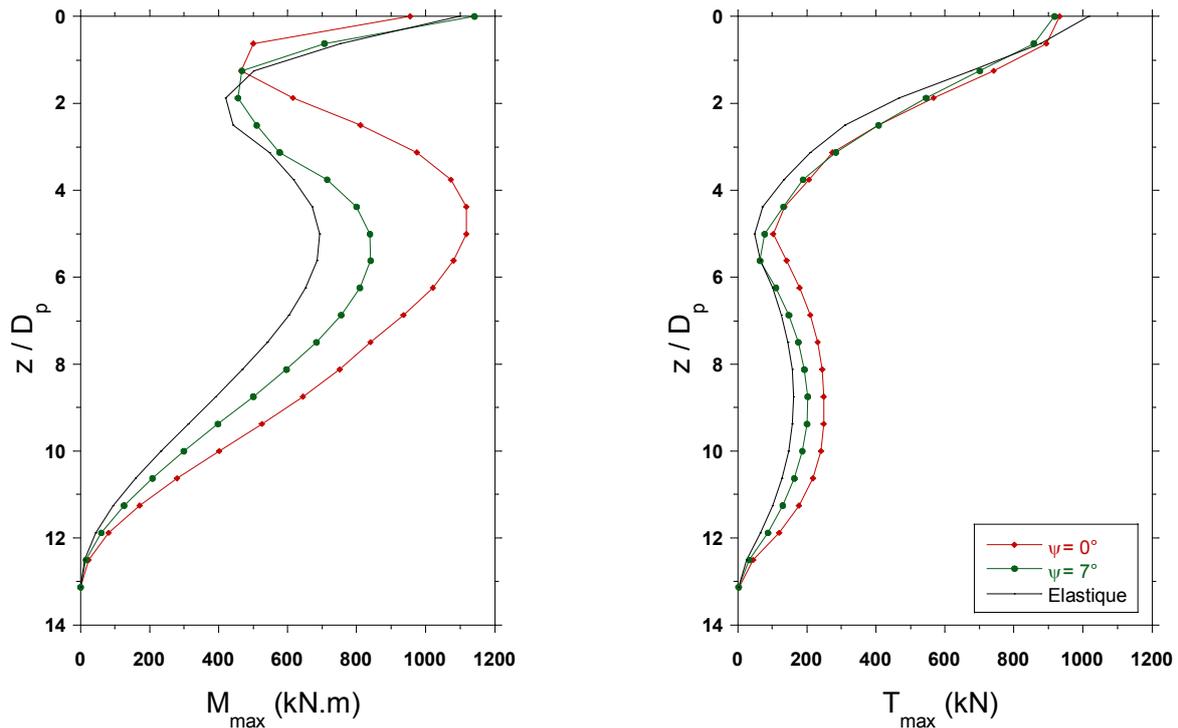


a) $\psi=0^\circ$



b) $\psi=7^\circ$

Figure 2.8 : Extension de la plasticité dans le sol - Sol frottant (C=2 kPa; $\varphi=30$)



a) Moment fléchissant maximal

b) Effort tranchant maximal

Figure 2.9 : Influence de la plasticité du sol frottant sur les efforts sismiques induits dans le pieu du coin

2.3 Effet de groupe

On présente dans cette section une étude de l'influence de la plasticité sur l'effet de groupe des pieux sous chargement sismique. On présente uniquement les résultats dans le cas d'un sol cohérent ($C=50$ kPa). Une analyse paramétrique est effectuée sur l'exemple de référence en fonction l'espacement des pieux ($S=3D$, $3,75D$, $4D$, $5D$). Les résultats sont données sur les figures 2.10-2.12 et le tableau 2.6. On constate que la déformée en tête des pieux diminue avec l'augmentation de l'espacement entre les pieux. Ce résultat peut être attribué à l'augmentation de la rigidité du système avec l'augmentation de l'espacement entre les pieux. Le moment fléchissant et l'effort tranchant ne présentent pas une tendance régulière. Lorsque l'espacement entre les pieux descend de $S=5 D_p$ à $S=3,75 D_p$, on observe un effet positif du groupe qui se traduit par une réduction du moment fléchissant. Ce résultat est concordant avec les résultats des études tridimensionnelles réalisées dans le domaine élastique sur l'effet de

groupes des pieux et micropieux par Chung (2001) et Sadek (2003). Cependant, une diminution de l'espacement à $S=3D_p$ se traduit par un changement du profil du moment fléchissant qui se rapproche de celui d'un pieu isolé, le moment fléchissant maximal ne se produit pas en tête des pieux. Cette tendance est divergente avec celle obtenue pour un comportement élastique du sol. En effet, si on examine l'extension de la zone de plasticité dans le sol (Fig. 2.10), on remarque que pour un espacement $S=3D_p$, la zone entre les pieux est plastifiée en raison de la forte interaction des pieux. Les pieux sont moins protégés par le sol qui les entoure, ce qui entraîne une forte courbure comme l'illustre la déformée des pieux pour un espacement $S=3D_p$ (Fig 2.11). Pour cet espacement, on note une augmentation de l'effort tranchant en allant vers la pointe des pieux.

S	Acc masse (m/s^2)	Acc chevêtre (m/s^2)	Efforts dynamiques			
			Pieu central		Pieu extérieur	
			T_{max} (kN)	M_{max} (kN.m)	T_{max} (kN)	M_{max} (kN.m)
3D	9,002	6,12	483,1	1309	651,6	1363
3,75D	8,793	6,367	502,8	793,7	737	898
4D	8,312	6,272	482,8	888,4	693,7	998,2
5D	6,582	5,493	406,4	1211	529,1	1310

Tableau 2.6 : Influence de l'espacement entre pieux sur les efforts sismiques induits dans les pieux (sol cohérent $C=50$ KPa, $\varphi=0^\circ$).

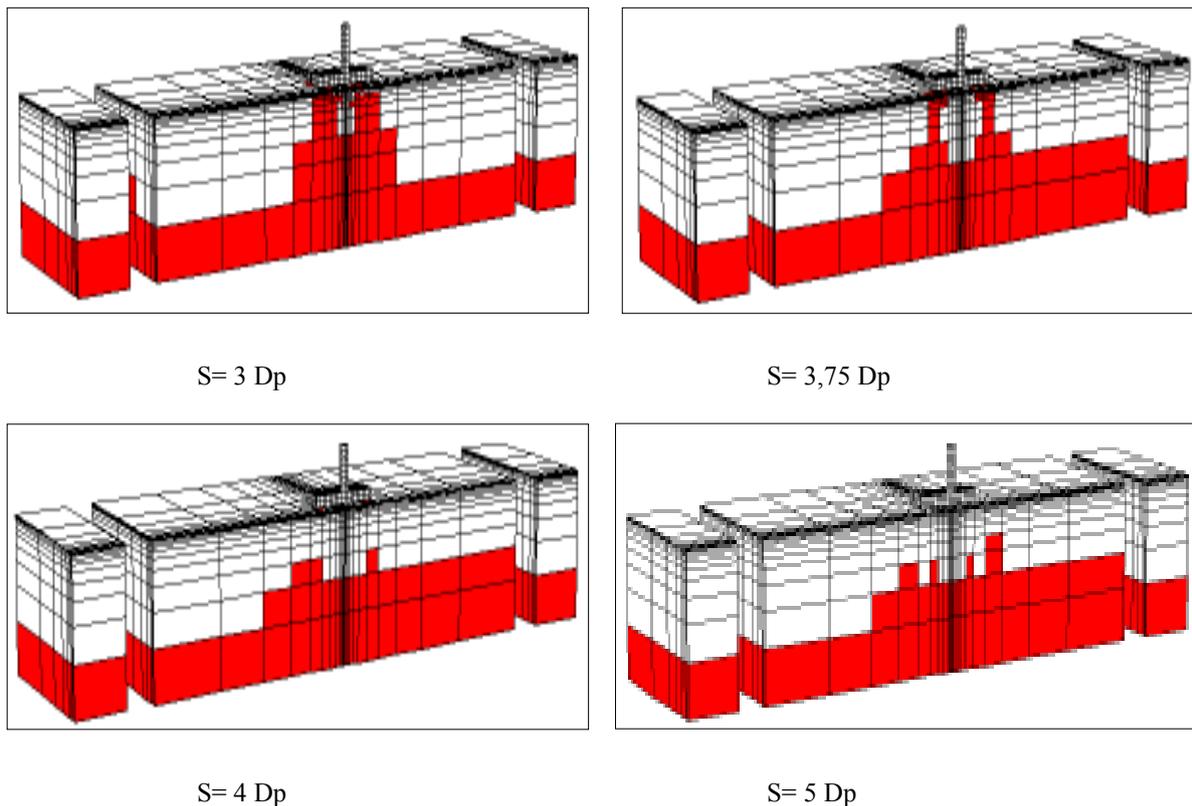


Figure 2.10 : Influence de l'espacement entre pieux sur l'extension de la plasticité dans le sol (Sol cohérent $C=50$ KPa, $\varphi=0^\circ$)

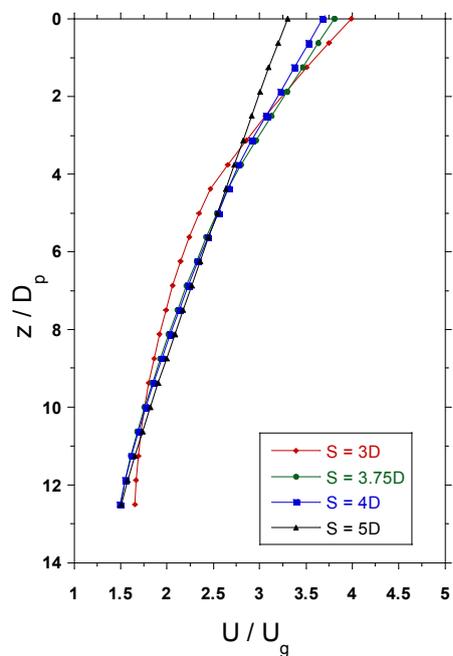
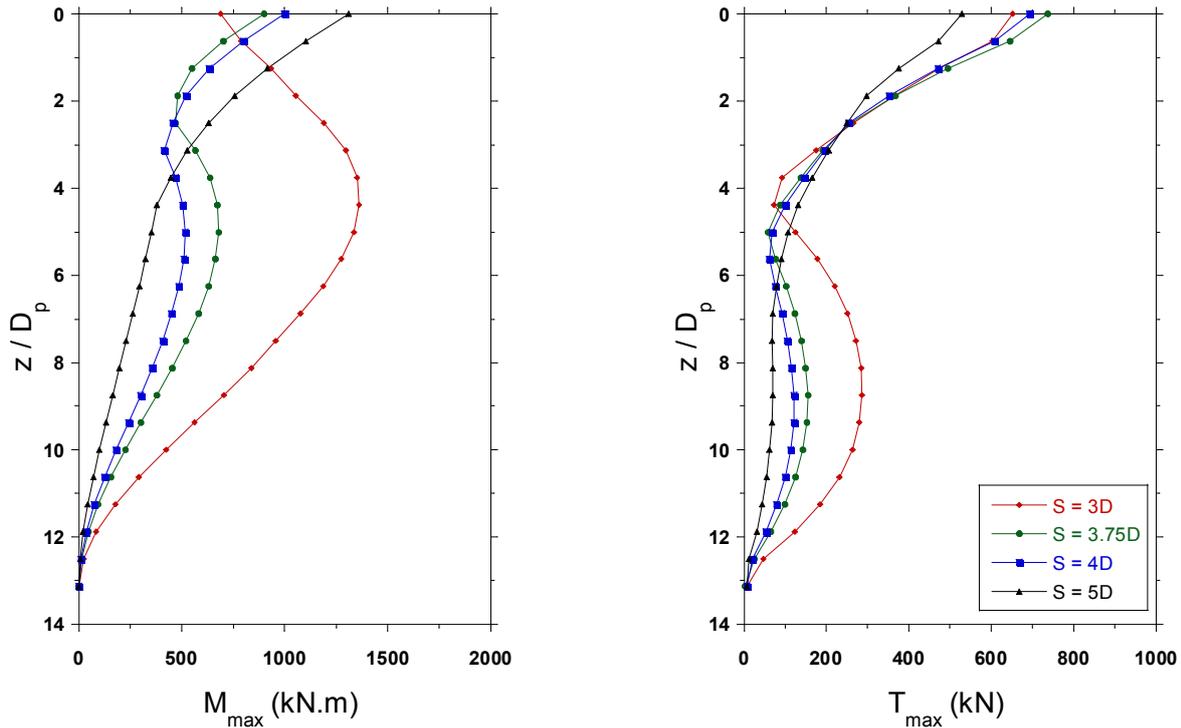


Figure 2.11 : Influence de l'espacement sur la déformée du pieu (sol cohérent, $C=50$ kPa, $\varphi=0^\circ$)



a) Moment fléchissant maximal

b) Effort tranchant maximal

Figure 2.12 : Influence de l'espacement entre pieux sur les efforts sismiques induits dans le pieu extérieur (sol cohérent, $C=50$ KPa, $\varphi=0^\circ$)

2.3 Fréquence de chargement

La fréquence de chargement constitue un facteur important dans l'étude des problèmes d'interaction sol-pieu-structure. Afin d'étudier l'influence de ce facteur sur la réponse de la superstructure, nous avons réalisé des simulations numériques pour une gamme de fréquence oscillant autour de la fréquence propre du massif et la superstructure où le risque est le plus significatif, afin de voir l'influence de la prise en compte de la plasticité sur le comportement du système. 6 fréquences ont été choisies pour la fréquence de chargement : 0,335 Hz, 0,5 Hz, 0,67 Hz ($=f_{1\text{ sol}}$), 1,0 Hz (fréquence propre de la superstructure), 1,34 Hz et 2,1 Hz ($=f_{2\text{ sol}}$). Le chargement imposé est harmonique et constitué de 10 cycles de chargement avec une amplitude d'accélération de 0,2 g qui représente un séisme d'intensité moyenne. L'analyse a été réalisée pour les deux types de sols cohérent et frottant.

La figure 2.13 montre l'effet de la fréquence de chargement sur l'accélération maximale en tête de la superstructure pour quatre types de sol : sol élastique, sol cohérent avec de faible cohésion $C=20$ KPa, sol cohérent de cohésion moyenne $C=50$ KPa et un sol frottant ($C=2$ KPa, $\varphi=30^\circ$, $\psi=20^\circ$).

Les amplifications maximales sont prépondérantes à la première fréquence fondamentale du massif de sol. On constate une influence claire de la plasticité pour une fréquence de chargement égale à la fréquence fondamentale du sol ($f_{ch}/f_1=1$). Cette influence est plus ou moins marquée en fonction du type et de la résistance du sol. A titre d'exemple, l'amplification latérale en tête du pieu (resp. Superstructure) descend de 17 (resp. 23) à 6 (resp. 9) lorsque la plasticité est prise en compte dans le cas d'un sol frottant. Cette différence est moins importante pour le sol cohérent avec une cohésion $C=50$ KPa. Pour la fréquence fondamentale, les amplifications de la déformée en tête de pieu et de la superstructure pour le sol cohérent ($C=50$ KPa, $\varphi=0^\circ$) est proche de celui obtenu en considérant un comportement élastique du sol.

En dehors du sol cohérent avec une très faible cohésion $C=20$ KPa, on constate que pour une gamme de fréquence f_{ch}/f_1 située entre 0,5 et 2, un calcul élastique est suffisant pour toutes les fréquences différentes que la fréquence fondamentale du sol. Cependant, un calcul plastique s'impose lorsque la fréquence du chargement s'approche de la fréquence propre du sol ou également lorsqu'il s'agit d'un sol de caractéristiques mécaniques médiocres.

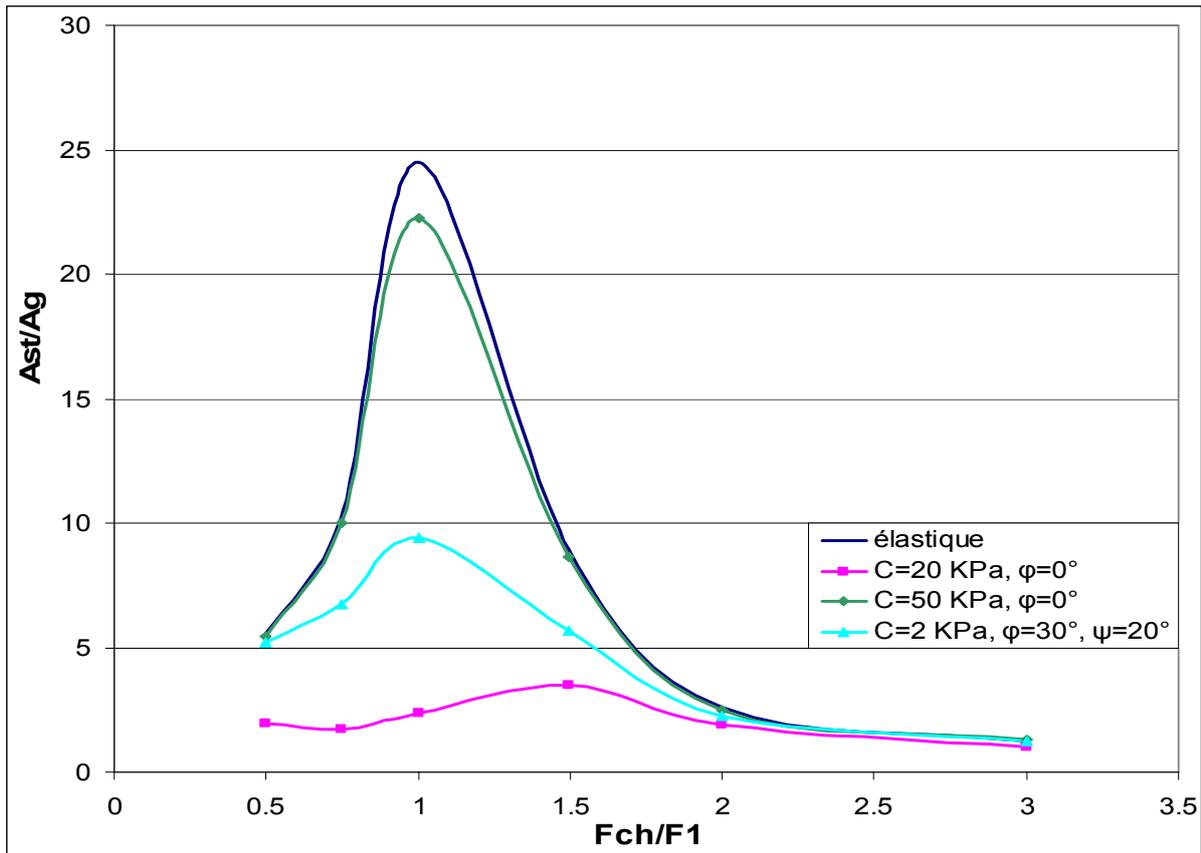


Figure 2.13 : Influence de la fréquence du chargement sur la réponse sismique du système – Accélération latérale maximale en tête de superstructure

2.4 Conclusion

Ce chapitre a comporté une analyse de l'influence du comportement non linéaire du sol sur la réponse du comportement sismique du système sol-pieux-structure. L'analyse a été réalisée pour deux sols types : sol cohérent et sol frottant. La plasticité du sol peut affecter d'une manière importante la réponse sismique du système. Pour un sol cohérent, la plasticité se propage à partir de la base du massif ce qui amortit la transmission de l'énergie en surface et à la superstructure. La prise en compte de la plasticité du sol aboutit à une atténuation des efforts en particulier pour les sols meubles à faible cohésion. Pour un sol frottant, la plasticité se propage à partir de la surface en raison du faible confinement du sol dans cette zone ce qui dégrade la liaison sol-pieu. Dans ce cas, la plasticité du sol conduit à une réduction de l'amplification latérale dans la structure sans que les pieux soient soulagés. La mise en

plasticité du sol autour de la tête des pieux, les rend plus vulnérables en raison de l'absence de la butée ce qui peut conduire à des moments fléchissants de forte ampleur. Les observations post sismiques des pieux endommagés en tête montrent la formation d'un vide autour de la tête des pieux. L'étude révèle un effet de groupe positif jusqu'à une limite au dessous de laquelle la forte interaction entre pieux peut altérer le sol qui se plastifie et aboutit à une forte augmentation du moment fléchissant. Avec un espacement 3D, l'effet de groupe devient préjudiciable. Cette conclusion contredit les résultats obtenus dans le domaine élastique où on obtient toujours un effet positif avec la diminution de l'espacement.

Toutefois, nous signalons que le sol est représenté par un modèle type Mohr-Coulomb avec plasticité parfaite qui a tendance en général à surestimer la réponse de sol en terme de déplacement. Ce choix est justifié par la simplicité et le nombre limité de paramètres de ce modèle en comparaison avec des modèles élastoplastiques avec écrouissage. La présente analyse reste qualitative et doit être complétée par des modélisations physiques en centrifugeuses.

CHAPITRE 3

Influence de l'Interaction sol-structure sur la réponse sismique des bâtiments

Ce chapitre comporte une analyse de l'influence de l'interaction sol-fondation-structure sur le comportement sismique des structures de type bâtiment. Le travail a été réalisé dans le cadre de la thèse de Louay Khalil (2009). L'analyse tridimensionnelle montre que la réponse sismique de la superstructure dépend d'une manière sensible de l'interaction sol-structure. Cette dernière fait intervenir des mécanismes complexes qui dépendent du contenu fréquentiel du chargement, des fréquences propres du massif du sol et de la structure et du comportement non linéaire du sol. Ce travail a fait l'objet des publications suivantes : A12, C9.

3.1 Introduction

Le dimensionnement des bâtiments à l'action sismique est généralement mené avec l'hypothèse d'encastrement à la base (PS92, ATC-3, NEHRP-97). Cette hypothèse néglige la flexibilité du sol qui se traduit par une augmentation de la période fondamentale de la structure (Bielak, 1975 et Stewart et al., 1999). Gazetas et Mylonakis (2000) ont montré que l'augmentation de la période fondamentale de la structure n'est pas toujours bénéfique (Fig. 3.1). L'interaction sol-structure (ISS) peut avoir un effet nuisible sur la réponse de structure et la simplification de l'effet d'ISS dans des codes sismiques peut conduire à une mauvaise conception des structures.

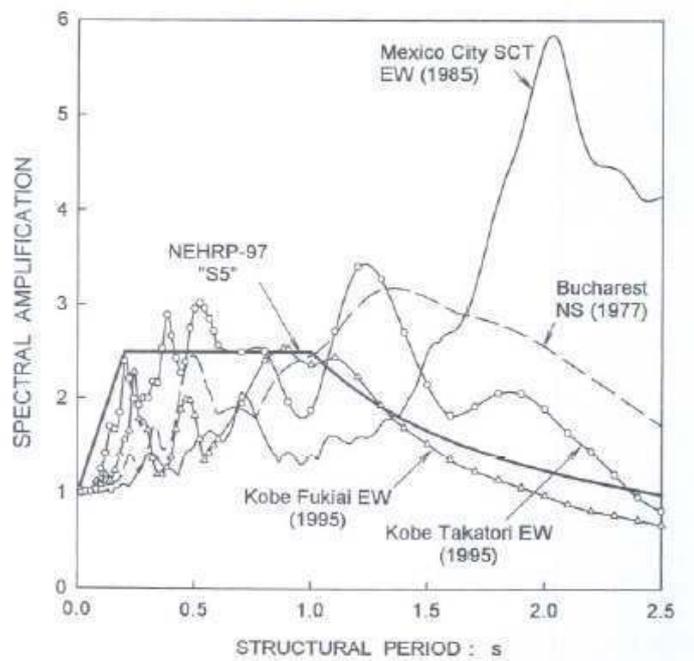


Figure 3.1 : Comparaison d'un spectre de réponse typique avec des spectres réels des tremblements de terre (amortissement = 5%) (Mylonakis et Gazetas 2000)

Les dernières actualisations des réglementations parasismiques comme le FEMA450 (BSSC, 2003) proposent des procédures simplifiées pour la prise en compte de l'effet de l'interaction sol-structure en utilisant une approche de dimensionnement en déplacement. Ces procédures sont basées sur les expressions traditionnelles de l'ISS, c'est-à-dire en gardant l'hypothèse d'un comportement linéaire-élastique pour le sol. Cependant, il est bien connu que le domaine

du comportement linéaire-élastique du sol est très réduit. Ce domaine est généralement dépassé lors d'un séisme susceptible d'endommager la structure (Chin et Aki, 1991).

L'objectif de ce travail est d'analyser à l'aide d'une modélisation numérique l'influence de l'interaction sol-fondation-structure sur la réponse sismique des bâtiments. Dans un premier temps, on propose une modélisation simplifiée où l'interaction sol-fondation est représentée par des ressorts linéaires. Un abaque est proposé pour une prise en compte aisée de cette interaction dans l'évaluation de la première fréquence des bâtiments en fonction d'un paramètre représentatif de la rigidité relative sol-structure (Khalil et al 2007). Ensuite, on présente les résultats d'une modélisation tridimensionnelle en différences finies intégrant dans la même analyse les différentes composantes du système, à savoir le sol, la fondation et la structure et prenant en compte les non linéarités du sol.

3.2 Influence de l'Interaction Sol-Structure sur la fréquence fondamentale - Modèle simplifié

Veletsos et Meek (1974) ont proposé l'expression suivante pour déterminer la période fondamentale d'une structure de type bâtiment en considérant la flexibilité de la fondation :

$$\frac{\tilde{T}}{T} = \sqrt{1 + \frac{k}{k_x} + \frac{kH^2}{k_\theta}} \quad (\text{Eq. 3.1})$$

\tilde{T} : période fondamentale de la structure en considérant l'ISS ;

T : période fondamentale de la structure encastree à sa base ;

k_x et k_θ : rigidités de translation et de rotation de la fondation ;

H et k : hauteur et rigidité à la flexion de la structure.

Une expression similaire est recommandée par le règlement BSSC (2003). Stewart et al. (1999) ont réalisé des expérimentations sur 57 bâtiments. Les essais ont été analysés à l'aide de formules simplifiées proposées par Veletsos et Meek (1974), Veletsos et Nair (1975) et Bielak (1975). Ils montrent que ces formules donnent de bons résultats pour les structures à un degré de liberté (1 DDL), mais qu'elles ne s'appliquent pas aux systèmes à plusieurs DDL.

3.2.1 Exemple numérique

Dans un premier temps, nous traitons un cas simple qui consiste en un portique en béton armé constitué de deux poteaux de section carrée de 53 cm de côté et une poutre représentant le plancher de 30 cm d'épaisseur et de dimensions 5x5 m². La structure repose sur des semelles superficielles carrées en béton de 2 m de côté. Les éléments de la superstructure sont modélisés par des éléments poutres élastiques alors que l'interaction sol-fondation est représentée par 6 ressorts : 3 en translation et 3 en rotation (Fig. 3.2). Le tableau (3.1) résume les caractéristiques des matériaux.

Les rigidités des ressorts en translation et en rotation sont déterminées à l'aide des formules suivantes (Newmark & Rosemblyeth 1971):

- Translation verticale :
$$K_v = \frac{G_s}{(1-\nu)} \beta_z \sqrt{A} \quad (\text{Eq. 3.2})$$

- Translation horizontale :
$$K_h = 2(1+\nu)G_s \beta_x \sqrt{A} \quad (\text{Eq. 3.3})$$

- Rotation :
$$K_\theta = \frac{1+\nu}{4} G_s \beta_x (a^2 + b^2) \sqrt{A} \quad (\text{Eq. 3.4})$$

G : module du cisaillement du sol ;

A : aire de la fondation ;

a : dimension parallèle à la direction du chargement sismique ;

b : dimension perpendiculaire à la direction du chargement sismique ;

β_x et β_z : paramètres dépendant du rapport a/b ;

ν : coefficient de Poisson.

Le calcul des raideurs de ressorts pour l'exemple de référence donne :

$$K_v = 115\,000 \text{ kN/m};$$

$$K_h = 100\,000 \text{ KN/m};$$

$$K_\theta = 100\,000 \text{ kN.m/rd.}$$

L'analyse modale effectuée permet d'obtenir la fréquence fondamentale de la structure $f=7,23$ Hz. Cette fréquence est de 18% inférieure à la fréquence de la même structure supposée encastrée à sa base ($f_{en}=8,82$ Hz).

	Masse volumique γ (KN/m ³)	Module de Young E (MPa)	Coefficient de Poisson ν	Vitesse des ondes sismiques V_s (m/sec)	Rigidité à la flexion $E_p I_p$ (kN.m ²)
Sol	20	50	0,3	98	
Superstructure	24,5	32 000	0,2		420 000

Tableau 3.1 : Caractéristiques mécaniques - Exemple de référence

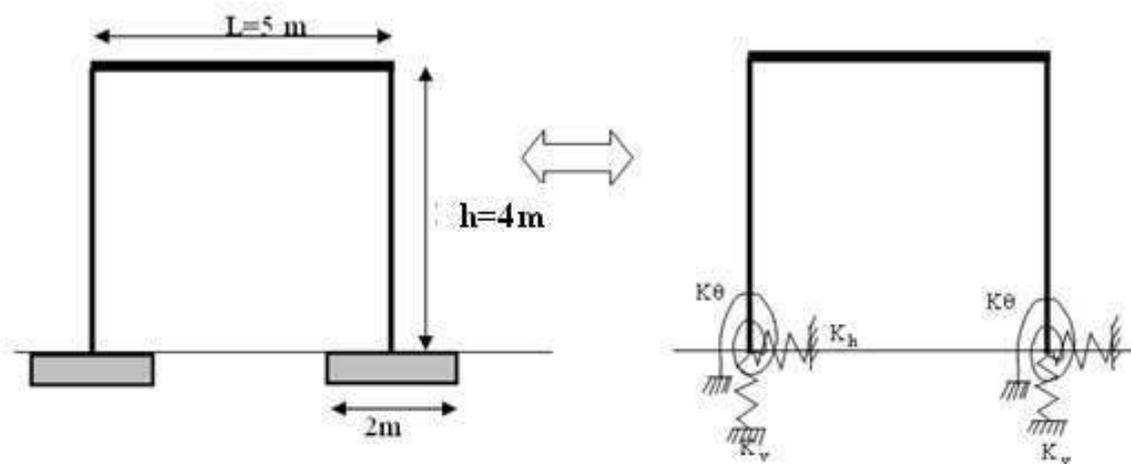


Figure 3.2 : Modèle d'une structure à un seul étage

3.2.2 Rigidité relative sol-structure K_{ss} - Portique à un étage

L'analyse de l'influence de l'interaction sol structure sur la réponse sismique fait intervenir plusieurs facteurs qui peuvent affecter la fréquence fondamentale de la structure. Pour un portique simple comportant un seul étage et une seule ouverture, la fréquence fondamentale peut s'exprimer sous la forme :

$$F = f(V_s, I_p, E_p, h, A) \quad (\text{Eq. 3.5})$$

Cette équation montre que la fréquence fondamentale du système sol-fondation-structure dépend essentiellement de 5 paramètres qui caractérisent le sol (V_s), la fondation (A) et la superstructure (h, E_p, I_p), avec :

V_s : vitesse de propagation des ondes de cisaillement dans le sol

E_p et I_p : module de Young et moment d'inertie des poteaux;

h : hauteur de l'étage;

A : aire de la fondation.

A noter qu'une étude préalable a montré que la portée entre poteau et la forme de la fondation n'ont pas une influence significative sur la fréquence.

Une étude paramétrique en fonction ces paramètres a été effectuée dans le but de déterminer un paramètre adimensionnel représentatif de la rigidité relative sol-structure K_{ss} . Une série des simulations numériques ont été réalisés pour les valeurs suivantes :

- Rigidité à la flexion $I_p = 0,000139, 0,00135, 0,0131$ et $0,1357 \text{ m}^4$.
- Hauteur de niveau $h = 2, 4, 7, 10$ et 13 m .
- Module de Young $E_p = 20000, 32000$ et 42000 MPa .
- Vitesse d'onde sismique $V_s = 98, 107, 140, 200, 250$ et 300 m/s (sol rigide).

Le tableau 3.2 donne les valeurs du rapport F/F_{en} (F : fréquence du portique ; F_{en} : fréquence du portique encasté à sa base) pour les cas étudiés. On peut noter que pour certaines configurations (structures rigides sur sol mou), le rapport F/F_{en} peut atteindre des valeurs faibles, proches de 0,3, ce qui signifie que l'interaction sol-structure conduit à une réduction

de l'ordre de 70% de la fréquence fondamentale du portique. La recherche d'une régression multilinéaire du type :

$$\text{Log}(F / F_{en}) = A_1 \times \log(V_s) + A_2 \times \log(h) + A_3 \times \log(E_p) + A_4 \times \log(I_p) \quad (\text{Eq. 3.6})$$

donne $A_1 = 0,233$, $A_2 = 0,33$, $A_3 = -0,12$ et $A_4 = -0,07$ avec un coefficient de détermination $R^2 = 0,76$.

La normalisation des coefficients par A_3 donne : $A_1/A_3 \approx -2$, $A_2/A_3 \approx -3$ et $A_4/A_3 \approx 0,75$.

D'après ces résultats, on propose d'utiliser le paramètre adimensionnel suivant (K_{ss}) caractérisant la rigidité relative sol-structure (Fig. 3.3):

$$K_{ss} = \frac{\rho \times v_s^2 \times h^3 \sqrt{\frac{A}{A_0}}}{E_p \times (I_p)^{3/4}} \quad (\text{Eq. 3.7})$$

A_0 : surface de référence de 1 m^2

v_s (m/s)	h (m)	E_p (MPa)	I_p (m ⁴)	F/F _{en}		v_s (m/s)	h (m)	E_p (MPa)	I_p (m ⁴)	F/F _{en}
98	4	32000	0,000139	1		200	4	20000	0,00135	0,996
107	4	32000	0,000139	1		250	4	20000	0,00135	0,997
140	4	32000	0,000139	1		300	4	20000	0,00135	0,998
200	4	32000	0,000139	1		98	4	42000	0,00135	0,961
250	4	32000	0,000139	1		107	4	42000	0,00135	0,967
300	4	32000	0,000139	1		140	4	42000	0,00135	0,981
98	4	32000	0,00135	0,973		200	4	42000	0,00135	0,991
107	4	32000	0,00135	0,976		250	4	42000	0,00135	0,994
140	4	32000	0,00135	0,985		300	4	42000	0,00135	0,996
200	4	32000	0,00135	0,995		98	4	20000	0,01315	0,881
250	4	32000	0,00135	0,998		107	4	20000	0,01315	0,899
300	4	32000	0,00135	0,999		140	4	20000	0,01315	0,936
98	4	32000	0,01315	0,819		200	4	20000	0,01315	0,968
107	4	32000	0,01315	0,833		250	4	20000	0,01315	0,979
140	4	32000	0,01315	0,891		300	4	20000	0,01315	0,985
200	4	32000	0,01315	0,949		98	4	42000	0,01315	0,787
250	4	32000	0,01315	0,967		107	4	42000	0,01315	0,814
300	4	32000	0,01315	0,976		140	4	42000	0,01315	0,877
98	4	32000	0,135752	0,576		200	4	42000	0,01315	0,936
107	4	32000	0,135752	0,589		250	4	42000	0,01315	0,958
140	4	32000	0,135752	0,686		300	4	42000	0,01315	0,969
200	4	32000	0,135752	0,823		98	4	20000	0,135752	0,666
250	4	32000	0,135752	0,876		107	4	20000	0,135752	0,699
300	4	32000	0,135752	0,908		140	4	20000	0,135752	0,785
98	2	32000	0,01315	0,548		200	4	20000	0,135752	0,878
107	2	32000	0,01315	0,584		250	4	20000	0,135752	0,917
140	2	32000	0,01315	0,682		300	4	20000	0,135752	0,939
200	2	32000	0,01315	0,804		98	4	42000	0,135752	0,523
250	2	32000	0,01315	0,862		107	4	42000	0,135752	0,558
300	2	32000	0,01315	0,896		140	4	42000	0,135752	0,657
98	4	32000	0,01315	0,819		200	4	42000	0,135752	0,784
107	4	32000	0,01315	0,833		250	4	42000	0,135752	0,845
140	4	32000	0,01315	0,891		300	4	42000	0,135752	0,883
200	4	32000	0,01315	0,949		98	2	32000	0,1315	0,316
250	4	32000	0,01315	0,967		107	2	32000	0,1315	0,338
300	4	32000	0,01315	0,976		140	2	32000	0,1315	0,413
98	7	32000	0,01315	0,963		200	2	32000	0,1315	0,557
107	7	32000	0,01315	0,983		250	2	32000	0,1315	0,661
140	7	32000	0,01315	0,963		300	2	32000	0,1315	0,735
200	7	32000	0,01315	0,983		98	7	32000	0,1315	0,842
250	7	32000	0,01315	0,989		107	7	32000	0,1315	0,863
300	7	32000	0,01315	0,993		140	7	32000	0,1315	0,911
98	10	32000	0,01315	0,966		200	7	32000	0,1315	0,954
107	10	32000	0,01315	0,972		250	7	32000	0,1315	0,971
140	10	32000	0,01315	0,983		300	7	32000	0,1315	0,978
200	10	32000	0,01315	0,992		98	10	32000	0,1315	0,911
250	10	32000	0,01315	0,995		107	10	32000	0,1315	0,924
300	10	32000	0,01315	0,996		140	10	32000	0,1315	0,953
98	13	32000	0,01315	0,979		200	10	32000	0,1315	0,977
107	13	32000	0,01315	0,985		250	10	32000	0,1315	0,986
140	13	32000	0,01315	0,987		300	10	32000	0,1315	0,987
200	13	32000	0,01315	0,994		98	13	32000	0,1315	0,953
250	13	32000	0,01315	0,997		107	13	32000	0,1315	0,955

300	13	32000	0,01315	1	140	13	32000	0,1315	0,974
98	4	20000	0,00135	0,981	200	13	32000	0,1315	0,988
107	4	20000	0,00135	0,985	250	13	32000	0,1315	0,993
140	4	20000	0,00135	0,991	300	13	32000	0,1315	0,995

Tableau 3.2 : Influence de K_{ss} sur la fréquence fondamentale d'un portique à un seul étage et une seule ouverture

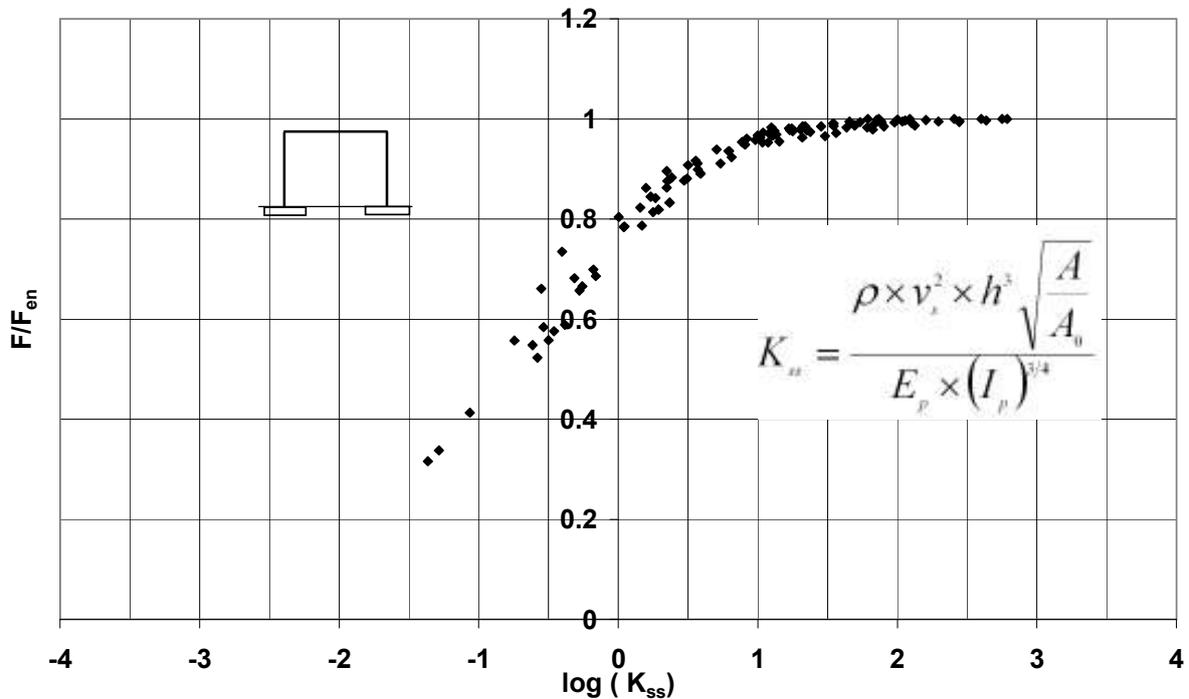


Figure 3.3 : Influence de la rigidité relative K_{ss} sur la fréquence d'une structure à un seul étage et à une seule ouverture (à partir des données du tableau 3.2)

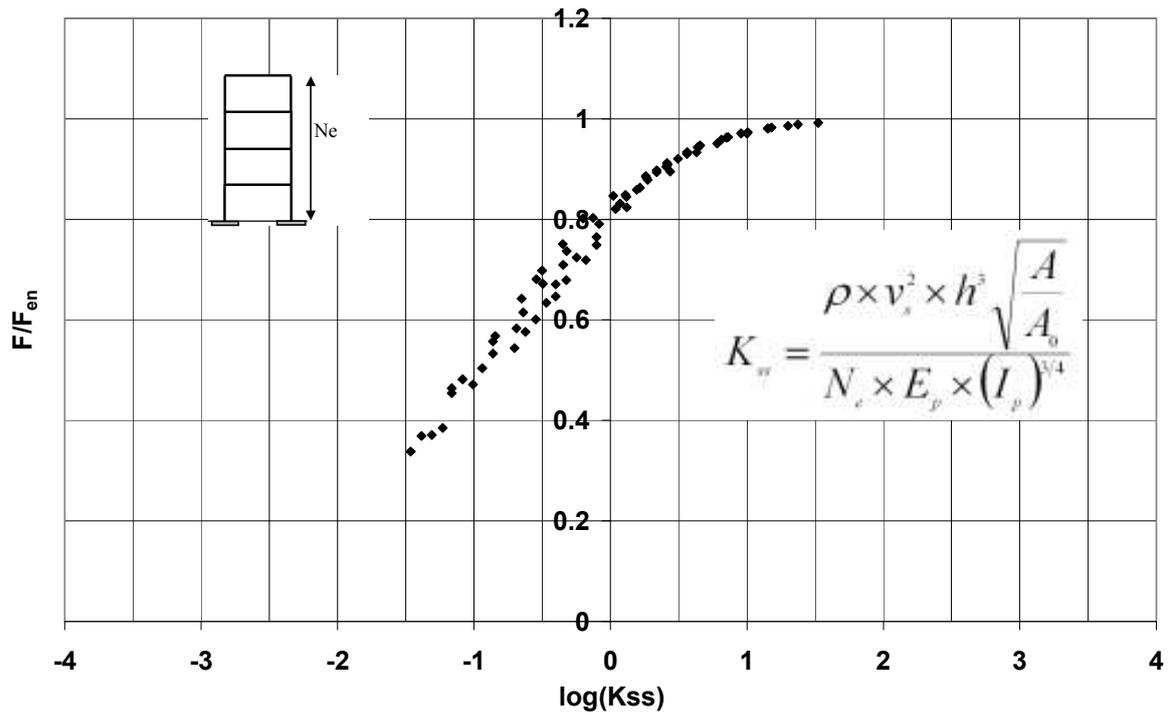
3.2.3 Généralisation - bâtiments à plusieurs étages

L'étude a été ensuite généralisée pour des structures à plusieurs degrés de liberté en incluant les paramètres N_b , N_o , et N_e (nombre d'ouvertures dans le sens longitudinal et transversal et nombre d'étages respectivement). Ces résultats ont été reportés dans le plan (F/F_{en} , K_{ss}) en prenant pour K_{ss} l'expression suivante :

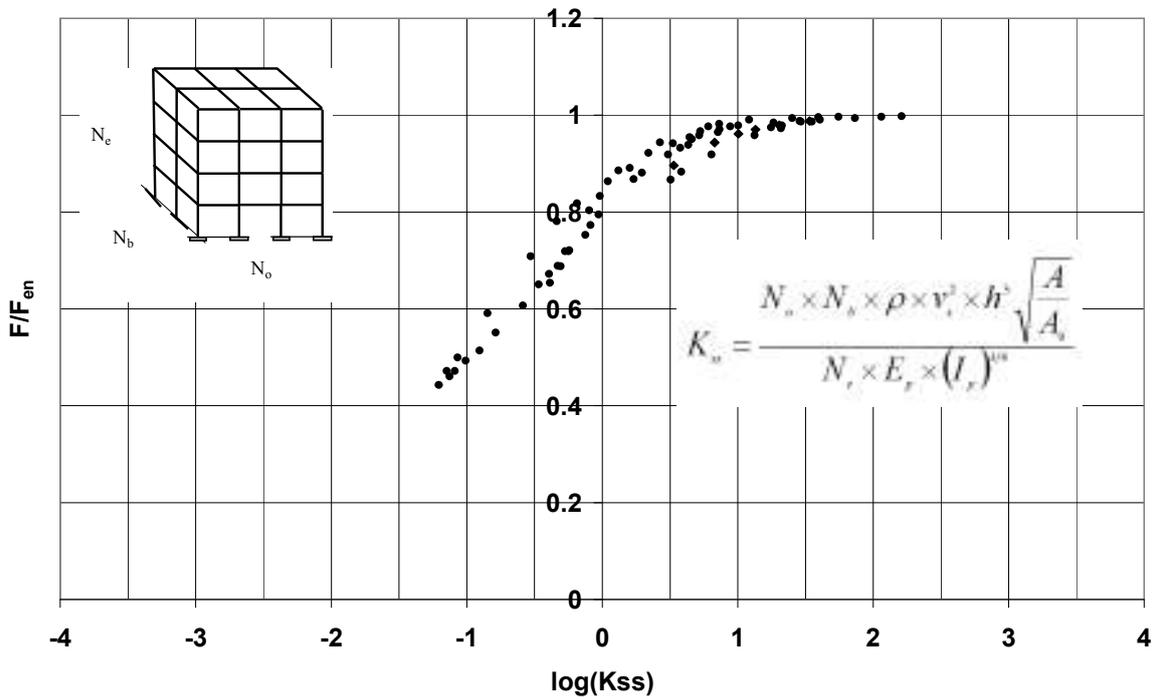
$$K_{ss} = \frac{N_o \times N_b \times \rho \times v_s^2 \times h^3 \sqrt{\frac{A}{A_0}}}{N_e \times E_p \times (I_p)^{3/4}} \quad (\text{Eq. 3.8})$$

A : désigne une valeur moyenne des surfaces de fondations

On note que les valeurs du rapport F/F_{en} s'inscrivent dans un faisceau très serré, ce qui indique la possibilité d'utiliser l'abaque de la figure 3.4 pour déterminer la fréquence fondamentale d'une structure à plusieurs niveaux et à plusieurs ouvertures en prenant en compte la rigidité de l'ensemble sol-fondation à l'aide du paramètre « rigidité relative » donné dans l'équation 3.8. Par ailleurs, on peut noter que l'augmentation du nombre d'ouvertures induit une augmentation de la rigidité relative K_{ss} , ce qui a pour effet de réduire l'influence de l'interaction sol-structure sur la fréquence fondamentale du bâtiment.



a)



b)

Figure 3.4 : Influence de la rigidité relative K_{ss} sur la fréquence d'un bâtiment
 a) à plusieurs étages à une seule ouverture b) 3D à plusieurs étages et ouvertures

3.3 Influence de l'Interaction Sol-structure sur le comportement sismique des bâtiments

- Influence du comportement non linéaire du sol

La réponse sismique d'un ouvrage est fort dépendante des caractéristiques mécaniques et géotechniques de la couche du sol proche de la surface. D'un autre côté, le comportement de sol varie avec le niveau de sollicitations et de déformations qu'ils subissent. Les non linéarités dans le sol apparaissent à petites déformations (10^{-6} à 10^{-4}). Toutefois, il faut faire la distinction entre les déformations réversibles élastiques, et les déformations résiduelles qui se développent à des amplitudes plus élevées (10^{-4} à 10^{-3}). Les valeurs de ces seuils qu'on notera γ_s et γ_v dépendent de la nature du sol caractérisé par son indice de plasticité (Vucetic 1984). Le tableau 3.3 et la figure 3.5 illustrent les différents domaines de comportement ainsi que la description des modèles mathématiques qui peuvent être utilisés dans l'analyse numérique.

Distorsion	$0 \leq \gamma \leq \gamma_s$	$\gamma_s \leq \gamma \leq \gamma_v$	$\gamma_v \leq \gamma$
Domaine	Linéaire	Hystérétique stabilisé	Fortement non linéaire
Représentation du sol	Élastique linéaire	Viscoélastique	Lois incrémentales
Méthode d'analyse	Linéaire	Linéaire équivalent	Intégration pas à pas

Tableau 3.3 : Domaines de comportement et méthode d'analyse en fonction des seuils de déformation

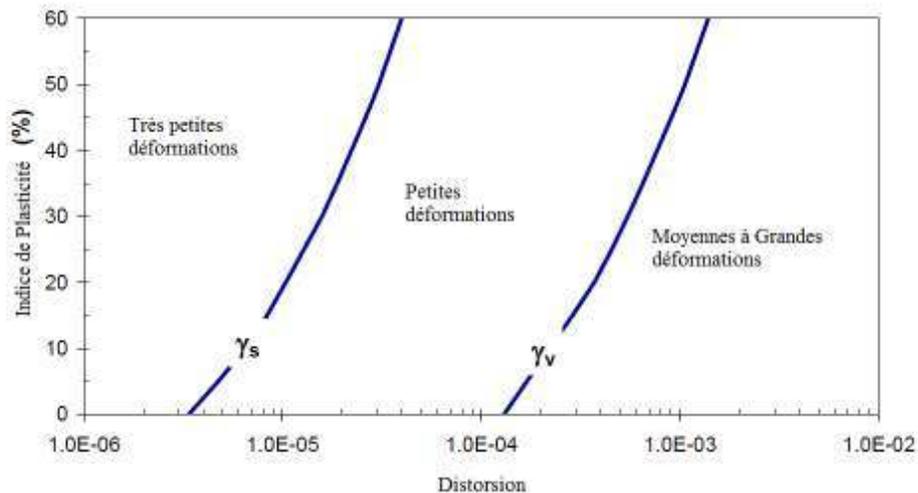


Figure 3.5 : Seuils de déformation délimitant les domaines de comportement

La non linéarité des sols réduit généralement l'amplification dynamique et affecte les fréquences du système sol-structure. Les sites instrumentés par Field et al. (1997) ont montré

une amplification deux fois plus faible que celle observée lors des répliques. Ce constat a été interprété comme une conséquence du comportement non-linéaire des sols. Des observations sismologiques (Archuleta, 1992 ; Anderson et al., 2001) indiquent que les non linéarités apparaissent habituellement pour des sollicitations en accélération de l'ordre de 0,1 à 0,2g. Su et al (1998) ont analysé les enregistrements sur les sites alluvionnaires situés dans le bassin de San Fernando et de Los Angeles. Ils ont noté un effet des non linéarités pour des enregistrements ayant une accélération maximale (PGA) au sol supérieure à 0,3g, ou une vitesse maximale au sol supérieure à 20 cm/s.

Dans la suite, la réponse sismique du système sol-fondation-structure sera analysée dans les différents domaines de comportement. L'étude est effectuée d'une manière globale tridimensionnelle en différences finies (Flac3D) en considérant dans un seul calcul les trois éléments du problème, à savoir la structure, le sol et les fondations.

3.3.1 Analyse globale élastique

L'objet de cette analyse est de bien comprendre l'influence de l'interaction sol-structure sur la réponse des bâtiments. Dans un premier temps, on suppose que le comportement est linéaire. Ceci permet d'avoir des indications pour les chargements sismiques de très faibles amplitudes. Dans un second temps, on considère un comportement élastique non linéaire prenant en compte la dégradation du module de déformation avec le niveau de déformation. Cette analyse permet de traiter des chargements n'introduisant pas des déformations irréversibles significatives (domaine hystérétique stabilisé). Pour ce cas, le module de cisaillement normalisé ($M_s = G/G_0$) est décrit par l'expression (Fig. 3.6) :

$$M_s = \frac{a}{1 + \exp(-(\log(\gamma) - x_0)/b)} \quad (\text{Eq. 3.9})$$

a , b et x_0 sont des paramètres du modèle. Dans les simulations numériques, nous utilisons les paramètres suivants $a = 1,017$, $b = -0,587$ et $x_0 = -0,633$ (Seed & Sun, 1989).

Les calculs sont effectués avec des enregistrements sismiques réels (Fig. 3.7) dont l'amplitude est normalisée pour obtenir une amplitude de vitesse de 40 cm/s

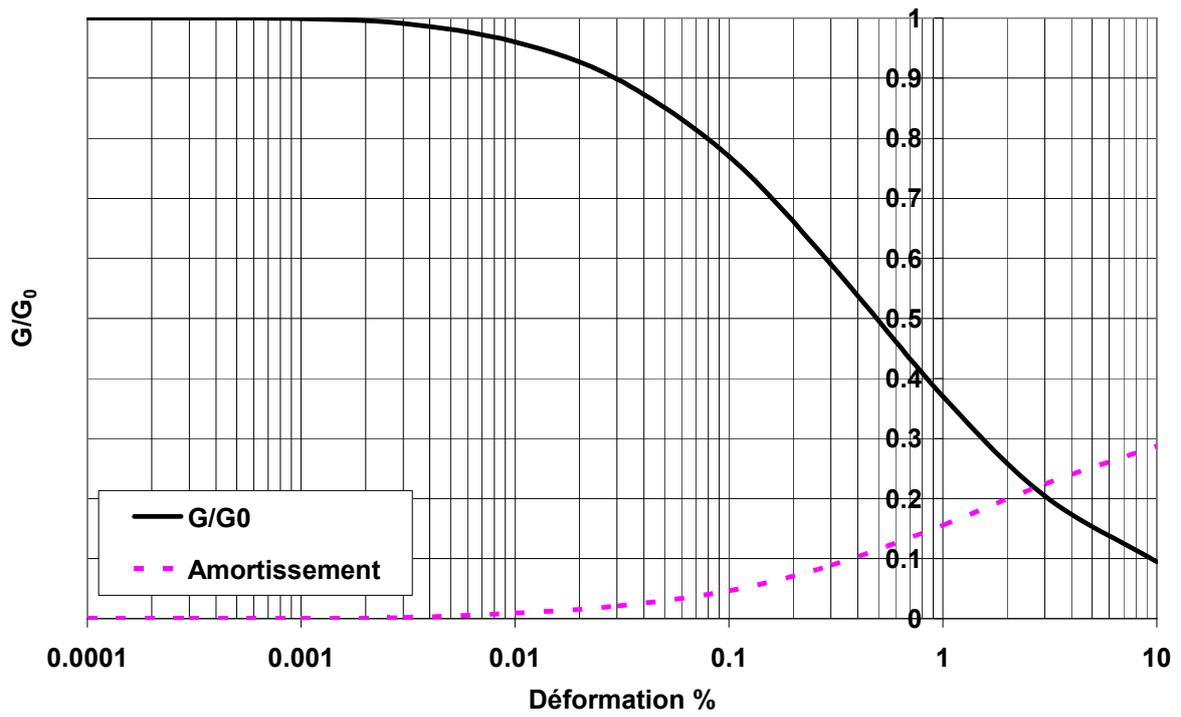


Figure 3.6 : Variation du module de cisaillement G et du taux d'amortissement ξ avec la distorsion

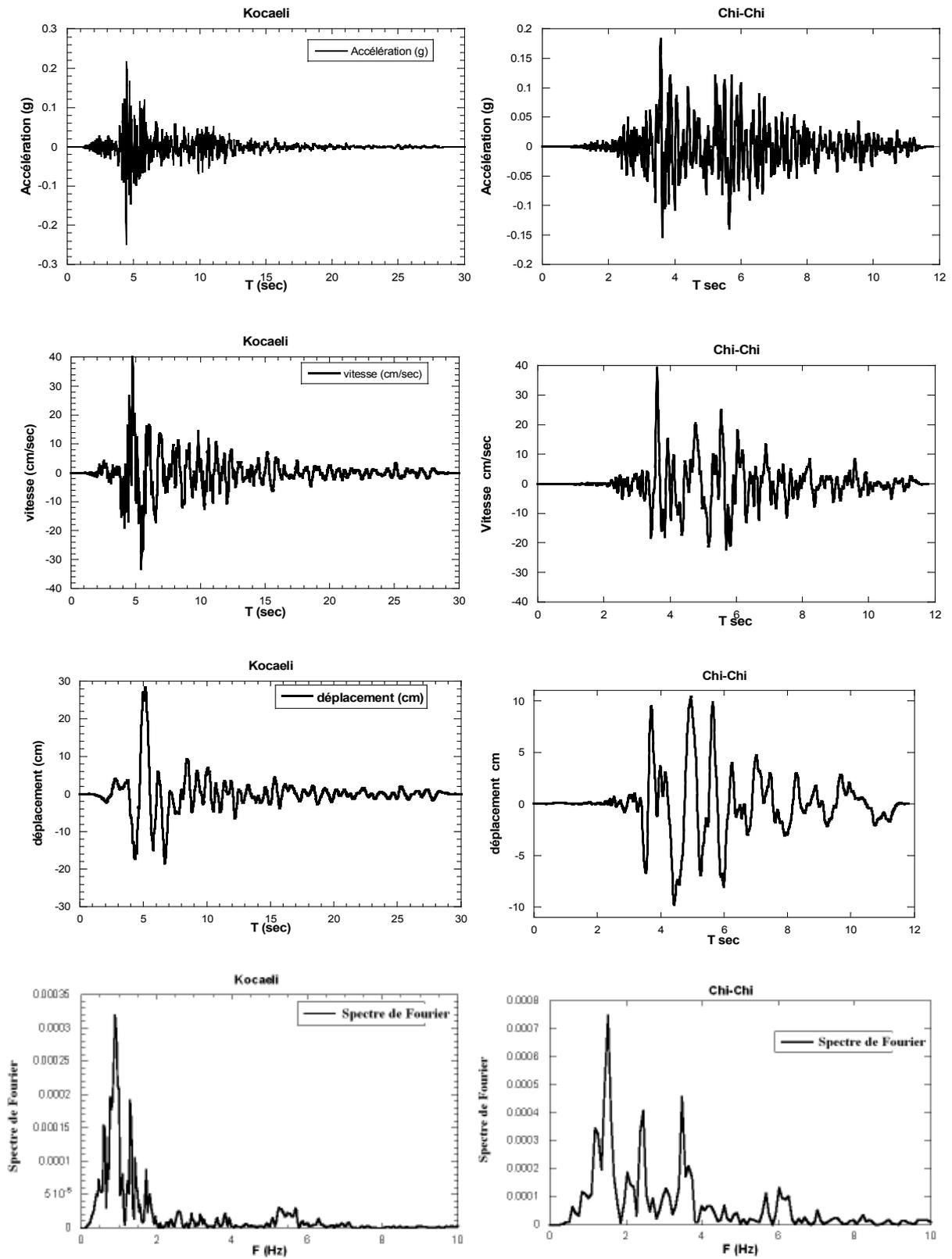


Figure 3.7 : Enregistrements utilisés dans les simulations numériques : Kocaeli (1999) et Chi-Chi (1999)

L'exemple traité concerne un portique à une seule ouverture de 4 m de côté, fondé sur une couche de sol de 15m de profondeur (Fig. 3.8). Le module de déformation du sol E_{0s} varie avec la profondeur selon l'équation 2.10 ($E_{0s} = 20 \text{ MPa}$, $p_a = 100 \text{ kPa}$, $A=0,5$) :

$$E_S(z) = E_{0s} \left[\frac{p(z)}{p_a} \right]^A \quad (\text{eq. 3.10})$$

La structure repose sur des semelles superficielles isolées de 2 m de côté. La masse du plancher est égale à 80 tonnes. La rigidité et la fréquence de la structure, supposée encastree à sa base sont respectivement égales à $K_{st} = 12149 \text{ kN/m}$ et $f_{st} = 1,95 \text{ Hz}$. En utilisant l'abaque de la figure 3.4, la fréquence de la structure en tenant compte de l'ISS est $f = 1,84 \text{ Hz}$.

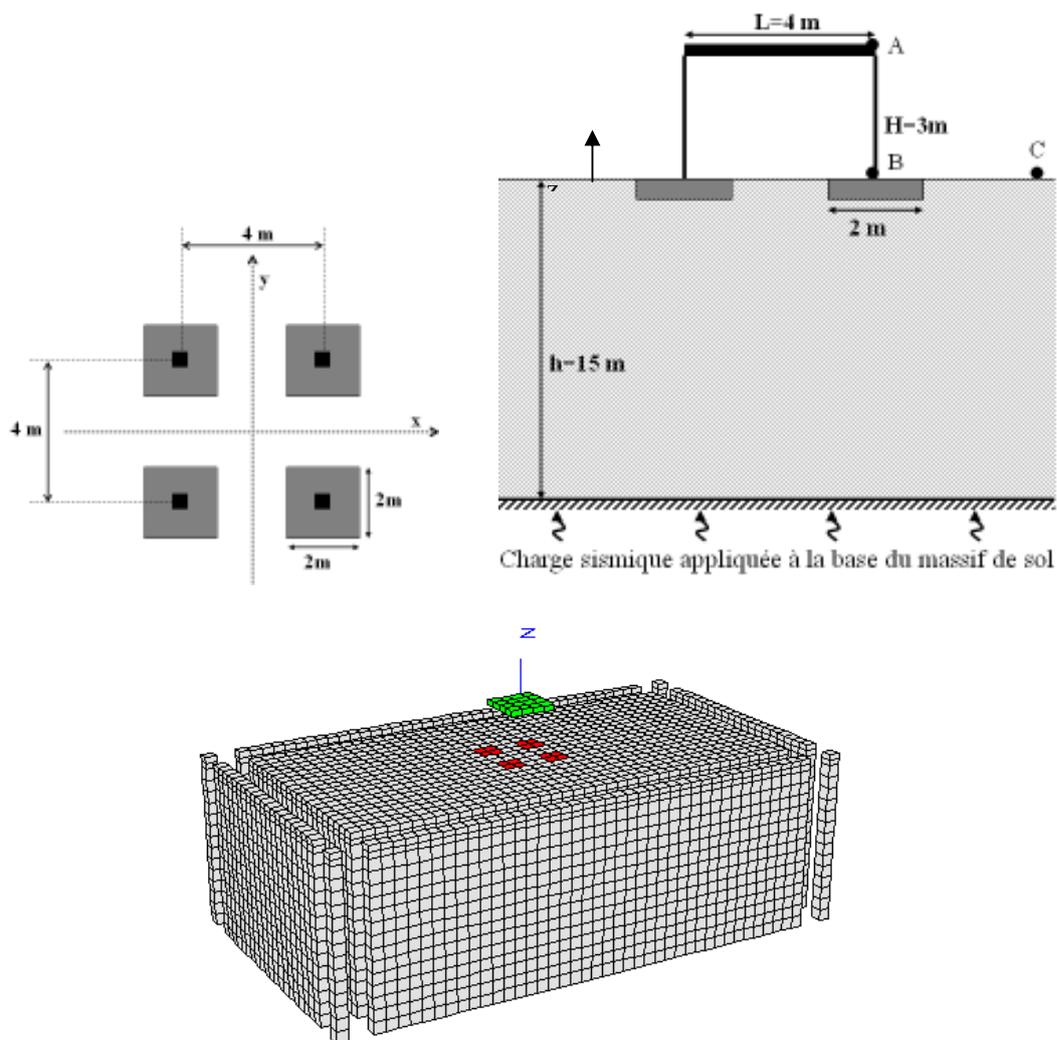


Figure 3.8 : Exemple de référence : Géométrie et maillage

a) Réponse en champ libre

La figure 3.9 donne le profil de vitesse en champ libre obtenu avec l'enregistrement de Chi-Chi ; ce profil est comparé avec celui obtenu avec le même chargement pour un sol ayant un comportement élastique-linéaire. On note que l'amplification dynamique obtenue en surface avec le modèle non linéaire (0,85) est nettement inférieure à celle obtenue avec le modèle linéaire (2,24). L'analyse de Fourier (figure 3.10) montre l'apparition de plusieurs pics pour le modèle non linéaire surtout pour les basses fréquences. Ce résultat peut être expliqué par la forte diminution de la rigidité avec la déformation du sol. La figure 3.11 présente la distorsion maximale induit par le chargement sismique. On note des déformations de l'ordre de 1%, ce qui correspond à un module de cisaillement normalisé G/G_0 de l'ordre de 40% et un amortissement de l'ordre de 15%.

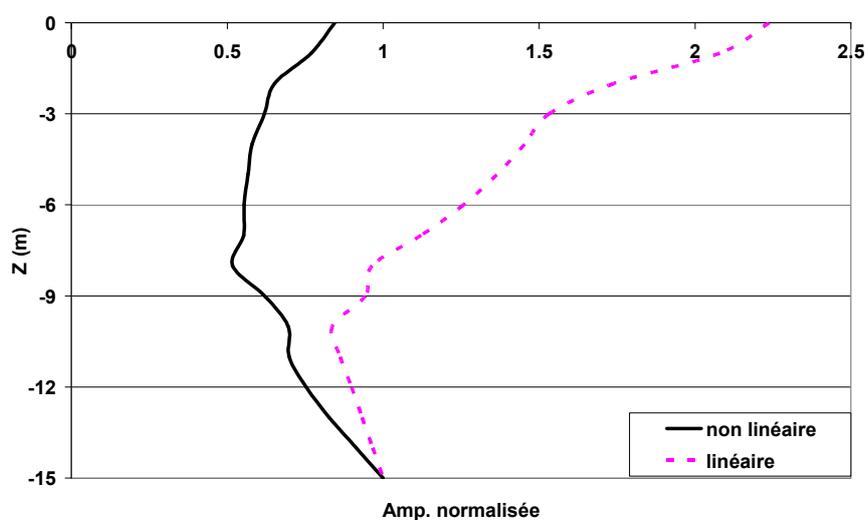


Figure 3.9 : Influence du modèle de comportement sur la réponse du sol en champ libre (Amplification de la vitesse) (enregistrement de Chi-Chi)

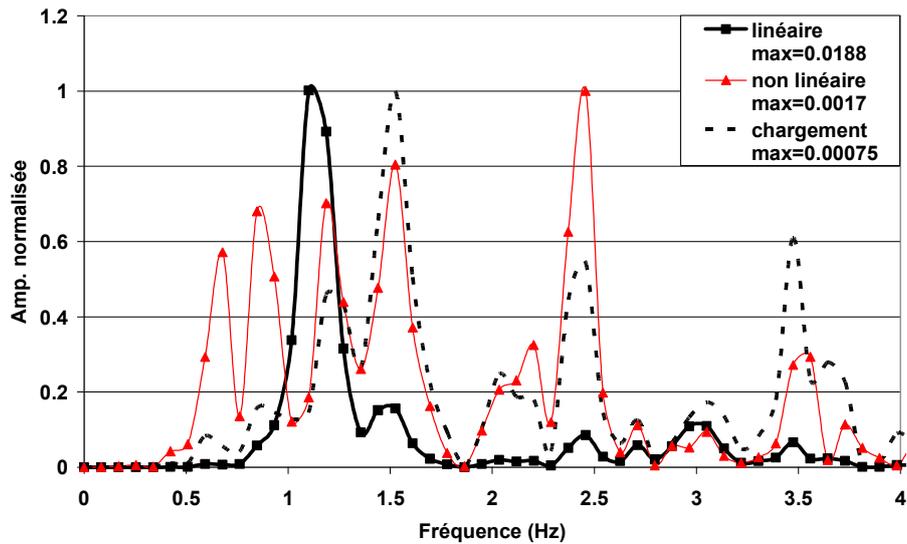


Figure 3.10 : Spectres des réponses en champ libre – influence du modèle de comportement

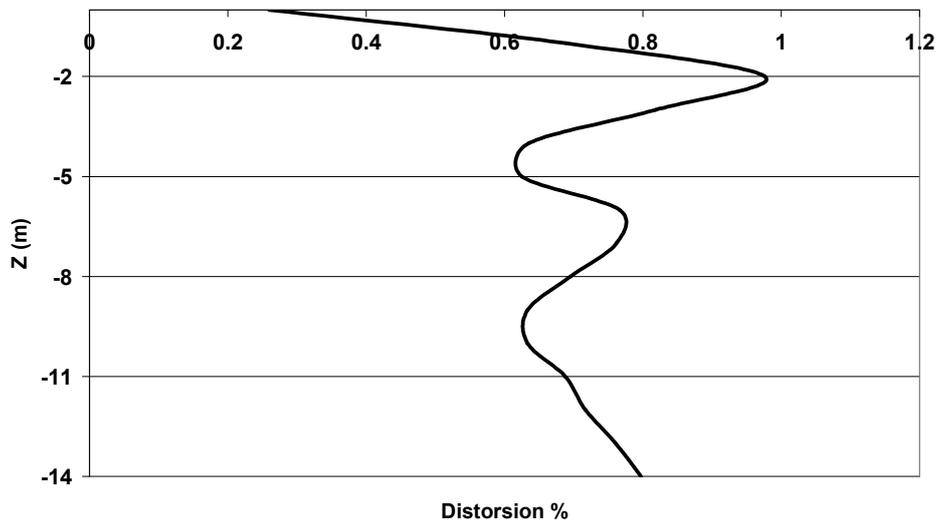


Figure 3.11: Profil du cisaillement maximal en champ libre (Enregistrement Chi-Chi)

b) Système sol-fondation-structure

La figure 3.12 présente l'influence de la présence de la structure sur l'amplification dynamique dans le sol. On note que cette présence induit une augmentation de l'amplification de 15% au voisinage de la surface par rapport à celle en champ libre. Le tableau 3.4 présente l'influence du modèle de comportement du sol (élastique linéaire, élastique non linéaire) sur la réponse sismique du système sol-fondation-bâtiment. On note que la non linéarité du sol

induit une nette diminution de l'amplification latérale entre 50 et 60% pour la structure (A), la fondation (B) et le champ libre (C). Cette diminution est accompagnée par une atténuation sensible des efforts à la base de la structure : la réduction du moment fléchissant et de l'effort tranchant est égale à 45%.

L'analyse de Fourier des réponses en champ libre et en tête de la structure est donnée sur la figure 3.13. La structure filtre les différentes fréquences et on obtient un pic prépondérant au voisinage de $F = 1,6$ Hz qui est une fréquence dominante du chargement et proche de la fréquence propre de la structure.

Modèle	Vitesse (m/sec)			Efforts	
	Champ libre (C)	Fondation (B)	Structure (A)	Moment fléchissant (kN.m)	Effort Tranchant (kN)
Non linéaire	0,3368	0,3953	0,7164	238	160
Linéaire	0,892	1,012	1,45	430	291

Tableau 3.4 : Influence du modèle de comportement sur la réponse sismique du système sol-fondation-bâtiment (Enregistrement de Chi-Chi)

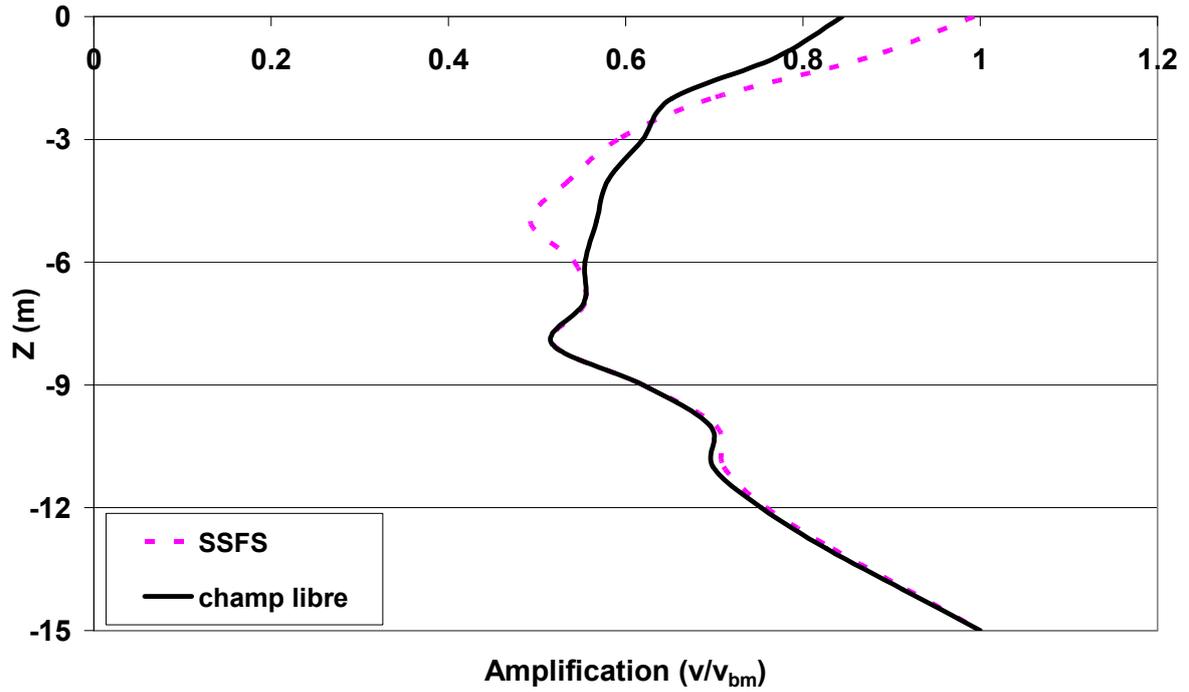


Figure 3.12 : Influence de la présence de la structure sur l'amplification dynamique (Modèle non linéaire, enregistrement Chi-Chi)

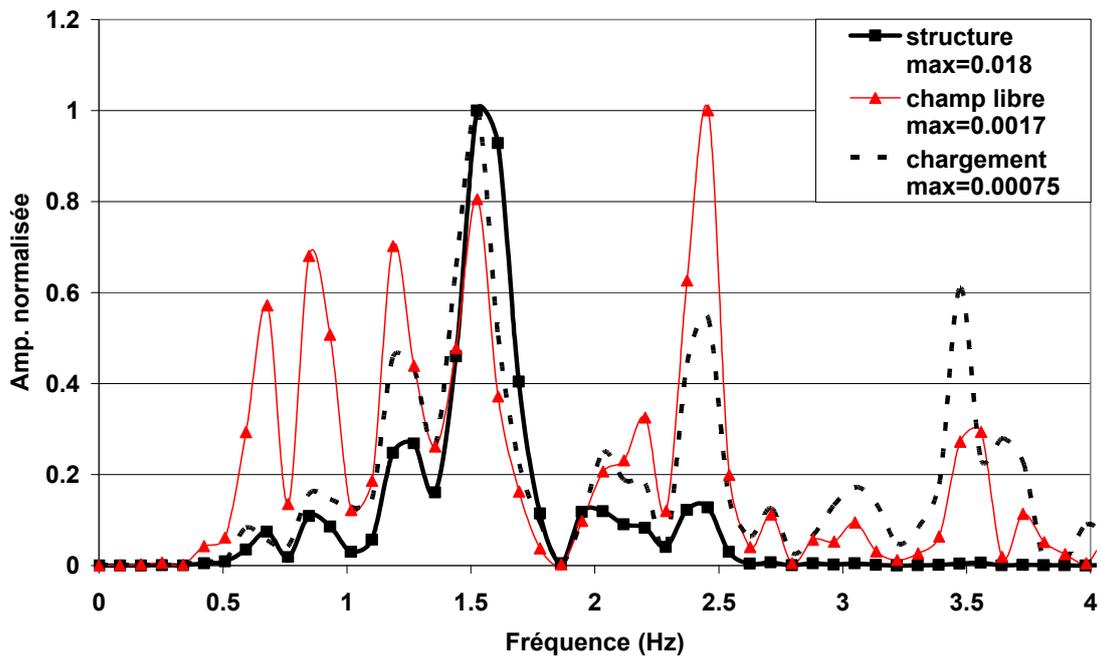


Figure 3.13 : Spectres du chargement et des réponses de la structure et en champ libre (Modèle non linéaire, enregistrement Chi-Chi)

La figure 3.14 donne le profil d'amplification de la vitesse dans le massif du sol. On note la forte amplification de la réponse à l'enregistrement de Kocaeli par rapport à celle de l'enregistrement de Chi-Chi, notamment dans la partie supérieure de la couche du sol

Le tableau 3.5 donne une comparaison des réponses de la structure aux enregistrements de Chi-Chi et Kocaeli. La différence est beaucoup moins prononcée au niveau de la structure (15%). Les efforts sismiques induits par les deux chargements sont de même ordre de grandeur.

La figure 3.15 donne les spectres de la réponse en champ libre et en structure. Concernant le champ libre, on note l'apparition des pics à faibles fréquences dans la réponse à l'enregistrement de Kocaeli. Ceci est conforme à la présence des basses fréquences dans le spectre de ce chargement et à la présence des modes propres à basses fréquences pour le massif du sol.

Concernant la réponse de la structure, on note l'apparition des pics à faibles fréquences dans la réponse à l'enregistrement de Kocaeli et la présence d'un pic majeur pour cet enregistrement à la fréquence $F = 1,75$ Hz. Pour l'enregistrement de Chi-Chi, on note la présence d'un pic à la fréquence $F = 1,52$ Hz. Les pics majeurs sont proches de la « fréquence fondamentale de l'ensemble sol-fondation-structure ». A noter que cette « fréquence » n'est pas intrinsèque, car elle dépend du niveau de déformations induites lors du chargement (modèle élastique non linéaire).

Chargement	Vitesse (m/sec)			Efforts	
	Champ libre (C)	Fondation (B)	Structure (A)	Moment fléchissant (kN.m)	Effort Tranchant (kN)
Kocaeli	0,709	0,69	0,83	247,8	162,2
Chi-Chi	0,3368	0,3953	0,7164	238,3	159,5

Tableau 3.5 : Comparaison entre les réponses aux enregistrements Chi-Chi et Kocaeli

(Structure à un seul étage, modèle élastique non linéaire)

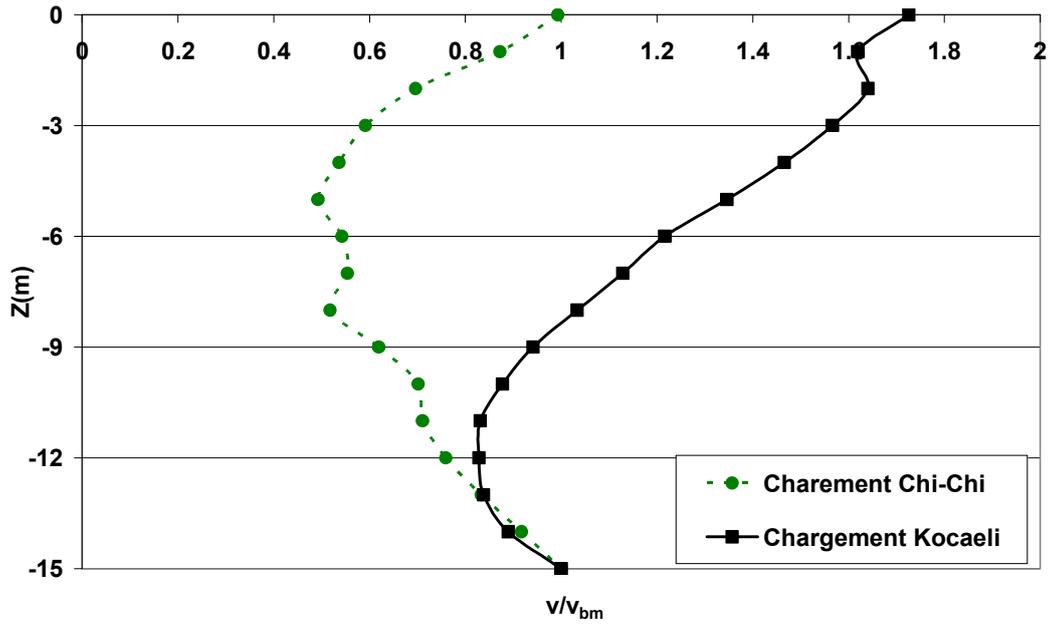


Figure 3.14 : Influence du chargement sur l'amplification de la vitesse latérale
(Modèle élastique non linéaire)

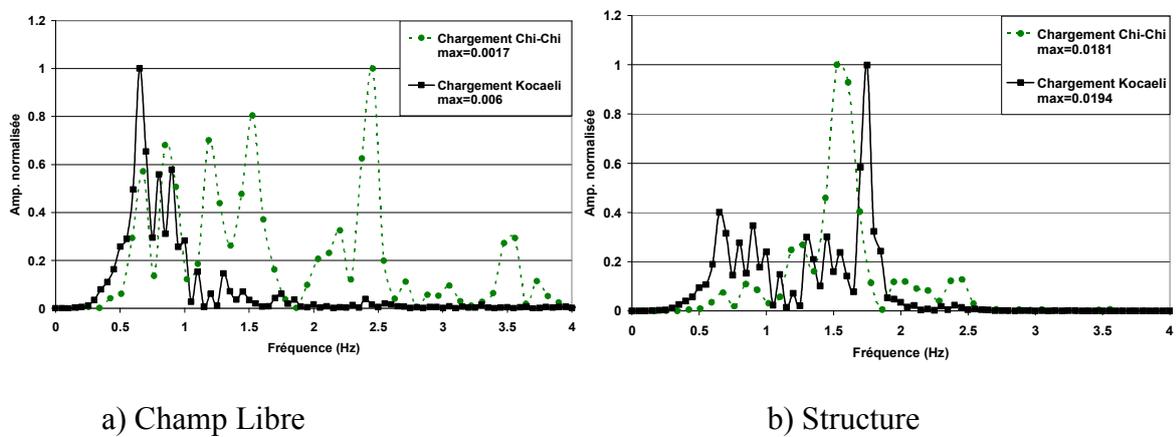


Figure 3.15 : Influence du chargement sur les spectres de Fourier
(Modèle élastique non linéaire)

3.3.2 Analyse élastoplastique

Dans le domaine fortement non linéaire, des changements importants de la microstructure (réarrangement des grains) interviennent, engendrant des déformations irréversibles, de

cisaillement et de volume, significatives. Ce type de comportement ne peut être abordé que par des modèles élastiques non linéaires. Les modèles élasto-plastiques avec écrouissage sont les mieux adaptés à la description de ce comportement. Cependant le modèle élastique parfaitement plastique avec le critère de rupture de Mohr Coulomb permet de décrire d'une manière acceptable le comportement des sols pulvérulents et des sols cohérents. Il s'agit d'un des modèles les plus couramment utilisés dans l'ingénierie géotechnique en raison de sa simplicité et du nombre réduit de ses paramètres. Ses paramètres ont un sens physique et peuvent être déterminés à partir des essais simples. Dans cette partie, on propose d'analyser l'influence de la plasticité sur l'interaction sol-structure en utilisant un modèle élastique parfaitement plastique avec le critère de Mohr-Coulomb. L'exemple traité est illustré sur la figure 3.16. Il s'agit d'un bâtiment à cinq étages avec les mêmes caractéristiques de l'exemple traité dans la section 3.3.1. Les analyses sont réalisées pour deux types différents de sol, un sol cohérent et un sol frottant afin de caractériser l'influence de la plasticité pour chacune des ces 2 catégories de sol. On se limitera aux résultats obtenus sous l'enregistrement de Chi-Chi ($V_s = 40$ cm/sec, $f_{ch} = 1,53$ Hz). En utilisant l'abaque de la figure 3.4, la fréquence de la structure en tenant compte de l'ISS est $f = 0,96$ Hz.

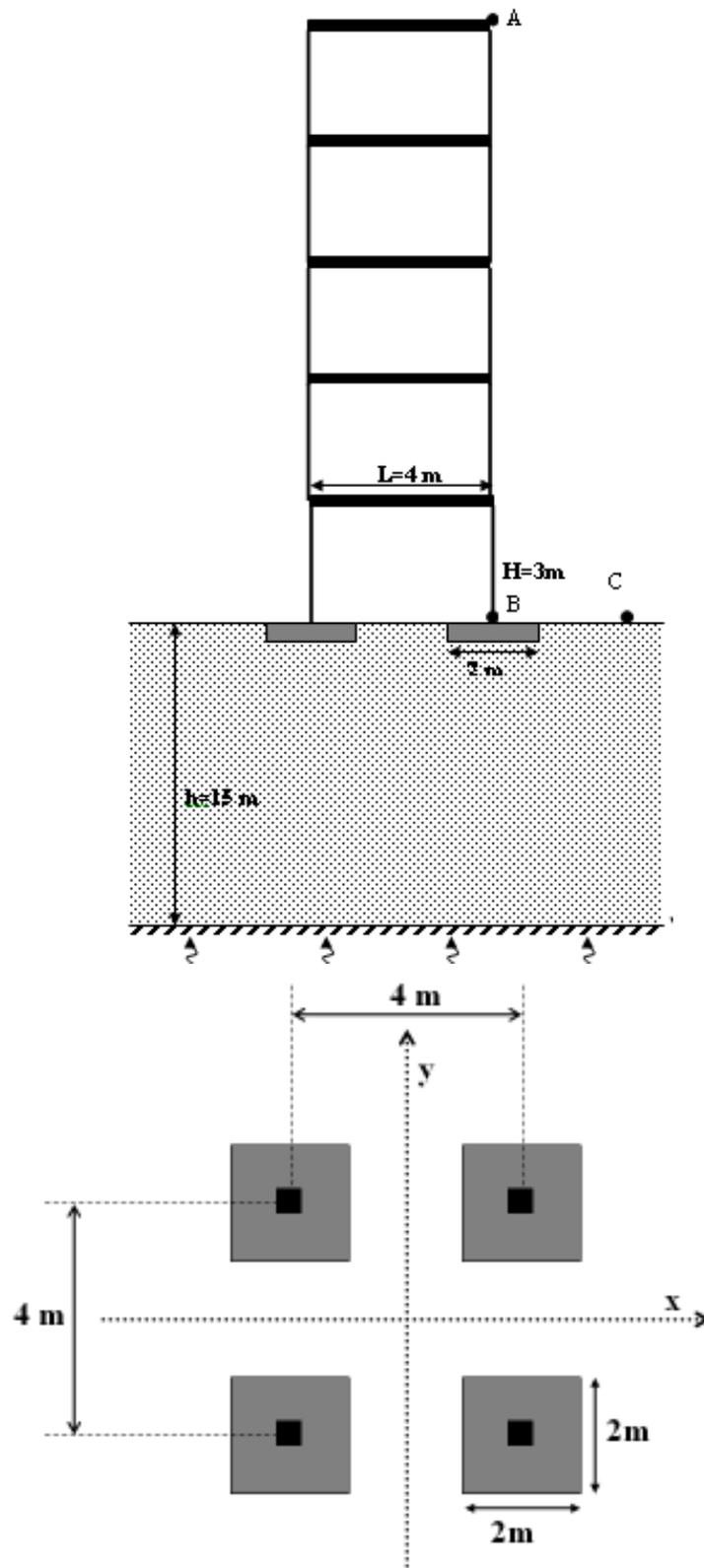


Figure 3.16 : Analyse élastoplastique - bâtiments à cinq étages

a) Sol cohérent

La figure 3.17 montre la variation de la vitesse latérale en différents points du système sol-fondation-structure. On obtient une vitesse maximale de l'ordre de 0,954, 0,697 et 0,541 m/sec pour la structure, la fondation et la surface de sol, respectivement. On note une amplification du mouvement en tête de structure de 80% par rapport au champ libre. La figure 3.18 illustre la zone plastifiée au cours du chargement. On note que la plasticité couvre la moitié inférieure du massif du sol et le voisinage de la fondation. La plasticité démarre à partir de la base du sol cohérent en fonction du gradient de la déformation.

La figure 3.19 donne l'analyse de Fourier du chargement appliqué et de la vitesse en tête de la structure. On note que la réponse de la structure présente deux pics. La fréquence du pic majeur est proche de la fréquence fondamentale du massif du sol ($f_1 = 1,08$ Hz) et de la première fréquence du système sol-fondation-structure. La fréquence du second pic est proche de celle de la fréquence du pic majeur du chargement ($f_{ch} = 1,53$ Hz).

Le tableau 3.6 montre une comparaison entre les réponses élastique et élastoplastique du système sol-fondation-structure. On note que la plasticité du sol induit une réduction de l'amplification du mouvement. Cette réduction se traduit par une diminution de l'ordre de 26% de l'effort tranchant et du moment fléchissant.

Modèle	Vitesse (m/sec)			Efforts	
	Champ libre (C)	Fondation (B)	Structure (A)	Moment fléchissant (kN.m)	Effort Tranchant (kN)
Elastique linéaire	0,892	1,04	1,39	1106	755
Elastoplastique	0,541	0,697	0,954	823	557

Tableau 3.6 : Influence de la plasticité sur la réponse du système sol-fondation-structure
(Sol cohérent)

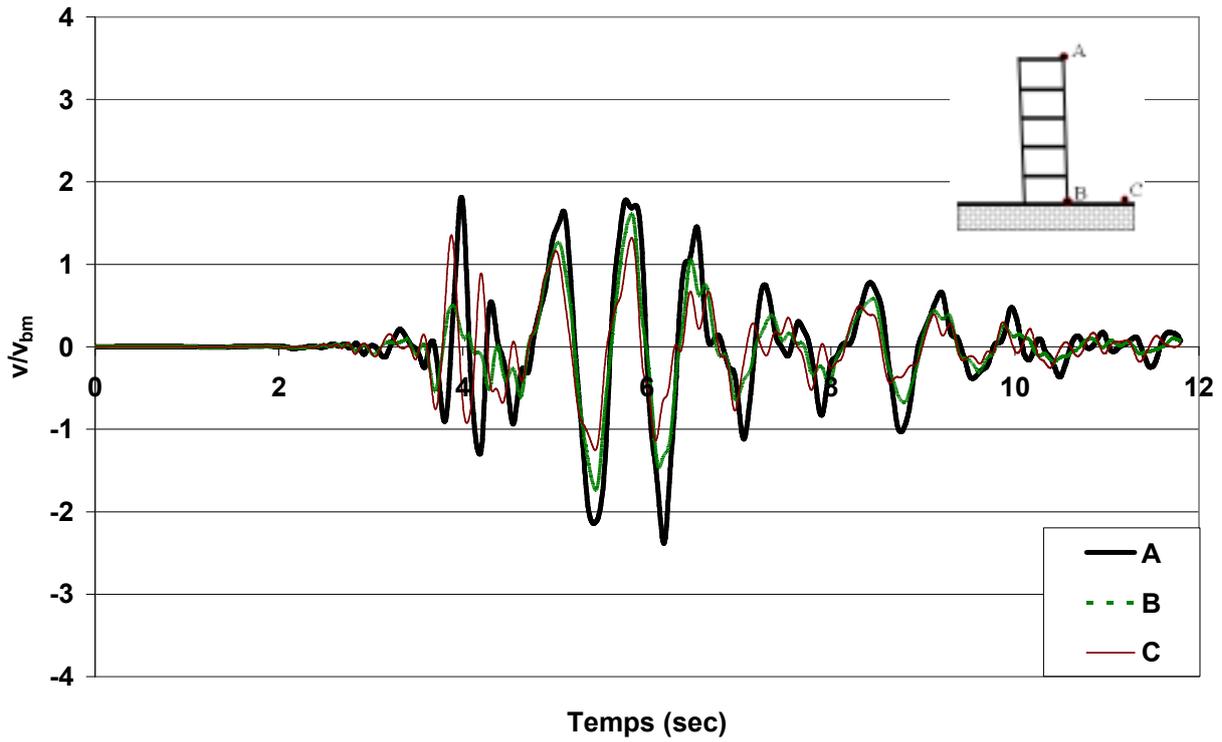


Figure 3.17 : Sol cohérent - Amplification de la vitesse latérale

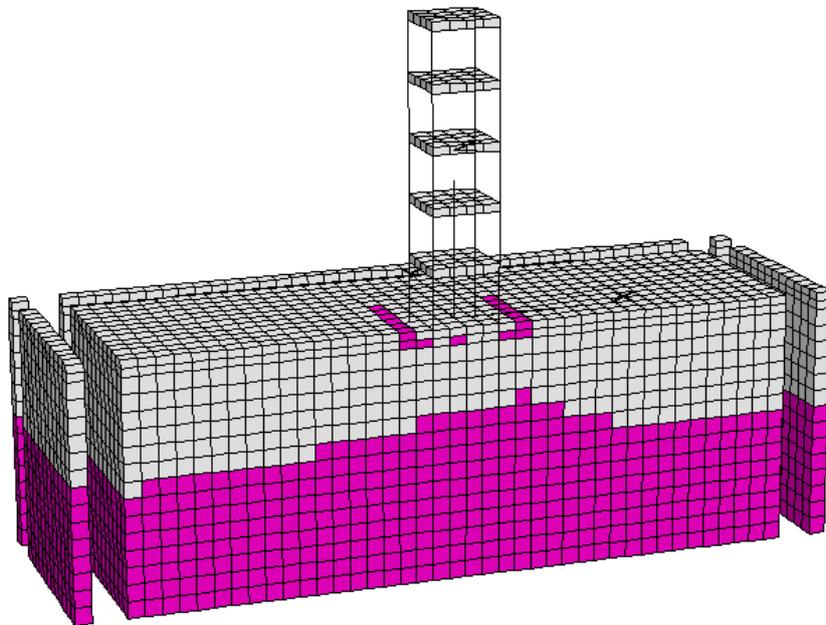


Figure 3.18 : Sol cohérent - Extension de la plasticité dans le sol

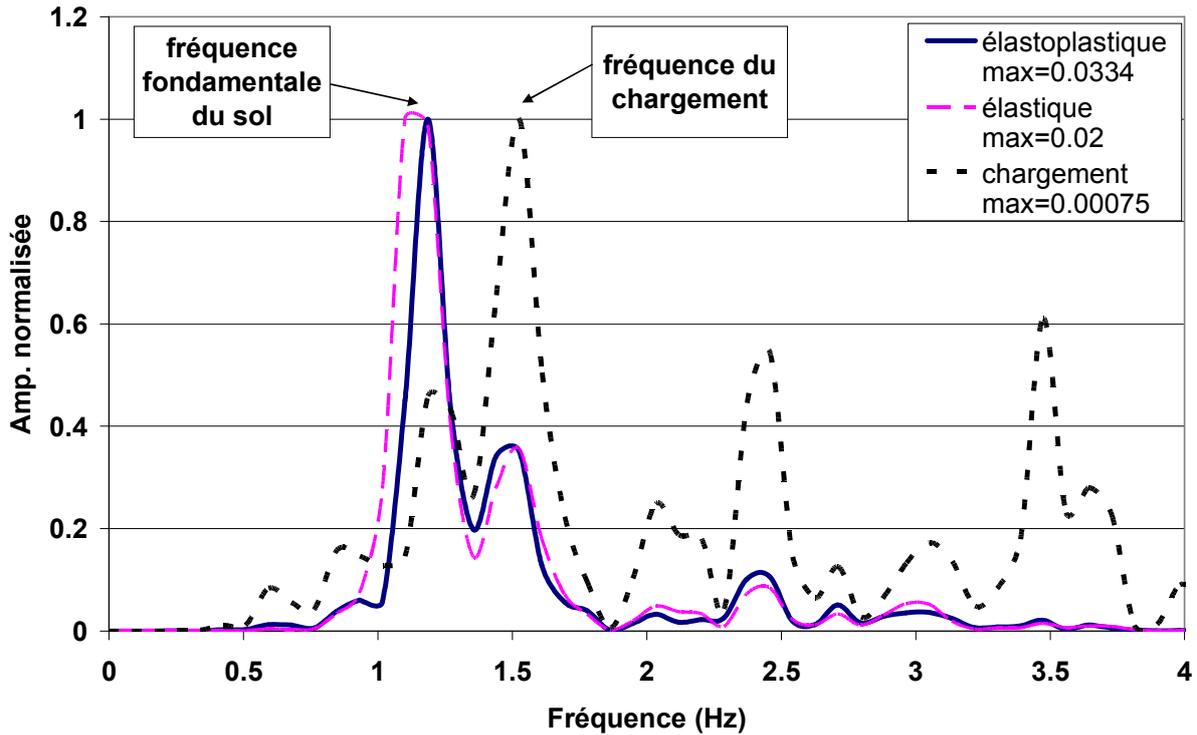


Figure 3.19 : Sol cohérent – Analyse de Fourier de la vitesse (Enregistrement de Chi-Chi)

a) Sol frottant

La figure 3.20 illustre l’extension de la plasticité induite par le chargement. On note que la plasticité couvre quasiment l’ensemble du massif du sol. La figure 3.21 donne l’analyse de Fourier du chargement appliqué et de la réponse de la structure. On note que la réponse de la structure présente un pic majeur dont la fréquence ($f = 1,1\text{Hz}$) est proche de celle du massif du sol et de la première fréquence du système sol-fondation-structure. Le second pic se produit à une fréquence $f = 1,5\text{Hz}$. Sa contribution au mouvement est faible par rapport à celle du premier pic. Le tableau 3.7 donne une comparaison entre les réponses élastique et élastoplastique. On note que la plasticité induit une forte diminution de l'ordre de 40% de l'effort tranchant et du moment fléchissant. La forte influence de la plasticité résulte de sa très forte extension dans le massif du sol.

Modèle	Vitesse (m/sec)			Efforts	
	Champ libre (C)	Fondation (B)	Structure (A)	Moment fléchissant (kN.m)	Effort Tranchant (kN)
Elastique linéaire	0,892	1,04	1,39	1106	755
Elastoplastique	0,739	0,74	1,2	670	446

Tableau 3.7 : Influence de la plasticité sur la réponse du système sol-fondation-structure
(Sol frottant, Enregistrement de Chi-Chi)

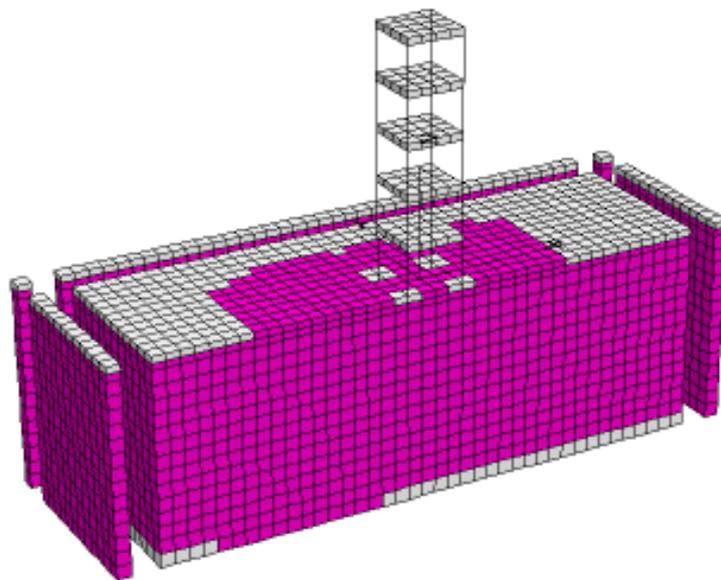


Figure 3.20 : Sol frottant - Extension de la plasticité dans le sol

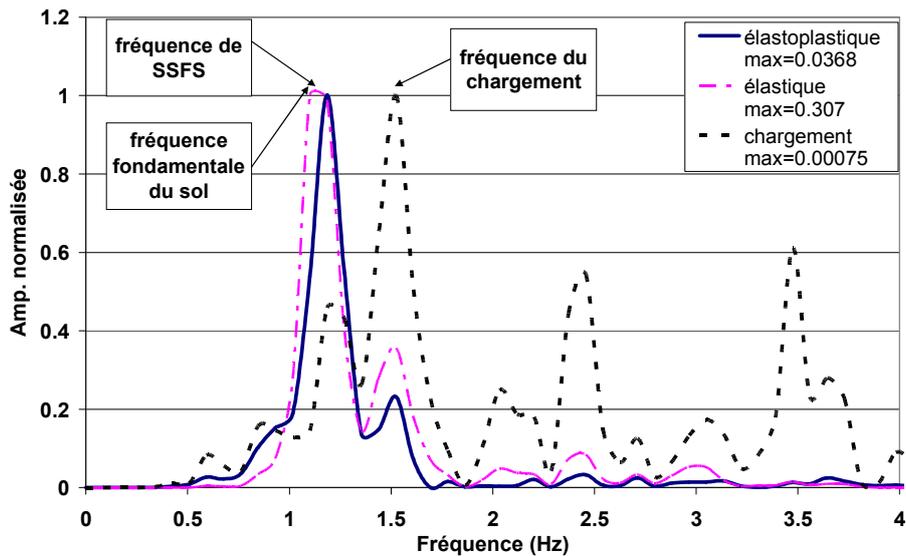


Figure 3.21 : Sol frottant – Analyse de Fourier de la vitesse (Enregistrement de Chi-Chi)

3.4 Conclusion

L'étude de l'influence de l'interaction sol-fondation-structure sur la fréquence fondamentale des structures de type bâtiment a montré que l'interaction sol-structure peut réduire d'une manière très importante la première fréquence des structures de type bâtiment. Un abaque a été proposé pour la prise en compte d'une manière simple de l'influence de cette interaction dans le calcul de la première fréquence des bâtiments. Cet abaque fait intervenir la rigidité relative sol-structure.

L'analyse tridimensionnelle du comportement sismique du système sol-fondation-structure a montré que la réponse sismique de la structure dépend d'une manière sensible de l'interaction sol-structure. Cette dernière fait intervenir des mécanismes complexes qui dépendent du contenu fréquentiel du chargement, des fréquences propres du massif du sol et de la structure et du comportement non linéaire du sol. L'utilisation d'un modèle élastique non linéaire du sol rend l'analyse de l'interaction sol-structure très complexe à cause de l'apparition de multiples fréquences dans la réponse du massif de sol. L'influence de ces fréquences peut être faible dans le cas où elles sont éloignées des fréquences dominantes du chargement. L'étude de l'influence de la plasticité du sol sur l'interaction sol-structure a montré que la plasticité du sol induit deux effets, à savoir un amortissement supplémentaire dû à la dissipation par

déformations plastiques et une réduction des « fréquences propres » du système sol-fondation due à la réduction de la « rigidité » induite par la plasticité. L'ampleur de l'influence de la plasticité dépend de son extension dans le massif du sol, qui dépend de l'amplitude du chargement, de son contenu fréquentiel et des fréquences propres du système sol-fondation-structure (SSFS).

CHAPITRE 4

Comportement sismique des barrages en terre

Influence de l'Interaction eau-squelette

Ce chapitre traite d'un sujet important et complexe de géotechnique et de génie parasismique. Il concerne une analyse numérique de l'influence de l'interaction eau-squelette sur la réponse sismique des barrages en terre. Le travail a été réalisé dans le cadre de la thèse de Youssef Parish (2007). L'analyse concerne un cas réel qui est le barrage Alaviyan situé au nord de l'Iran. Le travail a fait l'objet des publications suivantes : A6, A8 et C6.

4.1 Introduction

Le premier effondrement de barrages sous chargement sismique reporté dans la littérature est celui du barrage Augusta pendant le tremblement de terre à Charleston (Etats Unis) en 1886. Une trentaine de barrage se sont complètement effondrés suite à un tremblement de terre (USCOLD, 2000). Des données relatives au comportement de 400 barrages sous chargement sismiques sont fournies par l'USCOLD (1984, 1992, 2000). La performance sismique des barrages en terre a été directement liée à la nature du remblai utilisé et son compactage. Parish et al (2009) ont démontré que le rôle mécanique du noyau d'argile est peu influent en comparaison avec celui des recharges dans l'évaluation de la réponse sismique des barrages en terre à noyau argileux.

Les approches pseudo-statiques sont les plus couramment utilisés pour l'estimation de la stabilité des barrages en terre sous chargement sismique. Ces approches sont basées sur un schéma statique très simplifié où l'action sismique est introduite sous forme d'une force d'inertie proportionnelle au poids du sol susceptible de se déplacer. Ces méthodes sont insuffisantes puisqu'elles négligent plusieurs aspects du problème comme le contenu fréquentiel du chargement, le comportement non linéaire des géomatériaux, le couplage fluide squelette, la présence des hétérogénéités.

Depuis le séisme de San Fernando en Californie en 1971 (Ming et Li 2003), un progrès a été réalisé dans la compréhension du comportement sismique des barrages grâce au développement des méthodes numérique parallèlement à une meilleure connaissance de l'action sismique qui est facteur important pour évaluer l'aléa sismique. Cascone et Rampello (2003) ont utilisé la méthode des éléments finis 2D avec un modèle linéaire équivalente pour évaluer le comportement dynamique non linéaire des barrages en terre. Hwang et al (2007) ont utilisé le modèle dans une analyse fréquentielle (Programme FLUSH, Lysmer et al 1975) afin d'analyser la réponse sismique des barrages sous différentes niveau de chargement jusqu'à 0,7 g.

Ce chapitre présente une analyse numérique en différences finies (FLAC3D) de l'influence de l'interaction eau-squelette sur la réponse sismique des barrages en terre. L'analyse concerne un cas réel qui est le barrage Alaviyan situé au nord de l'Iran. L'analyse est conduite d'abord sous condition non drainée, qui correspond à une analyse simplifiée de la réponse du barrage. Cette

analyse ne fournit pas la variation de la pression d'eau ; elle constitue une première étape de l'analyse de la réponse sismique du barrage en contraintes totales. Par la suite une analyse couplée est conduite en contraintes effectives en utilisant le critère non associé de Mohr-Coulomb. Cette analyse fournit la variation de la pression d'eau. Elle permet d'étudier l'influence de la phase de l'eau sur la réponse de barrage à un chargement sismique réel.

4.2 Comportement sismique des barrages - Analyse non drainée

L'exemple traité concerne un barrage en terre à noyau d'argile construit sur une couche de fondation homogène et rigide avec une module de Young $E=1000$ MPa (Fig. 4.1). La figure 4.2 montre le spectre de Fourier du barrage en vibration libre. Cette analyse permet de déterminer les fréquences propres du barrage.

Le tableau 4.1 regroupe les caractéristiques mécaniques des différentes parties constitutives du barrage. Le matériau formant les recharges est frottant. Le noyau d'argile est purement cohérent avec une cohésion (non drainée) qui augmente avec la contrainte verticale effective initiale selon la loi :

$$C_u = \lambda_{cu} * \sigma'_v \quad (\text{Eq. 4.1})$$

Dans note cas, $\lambda_{cu} = 0,3$

L'analyse non drainée est effectuée en contraintes totales. Le chargement sismique est celui du tremblement de Terre de Kocaeli (Fig. 4.3) avec un contenu fréquentiel proche des fréquences propres du barrage.

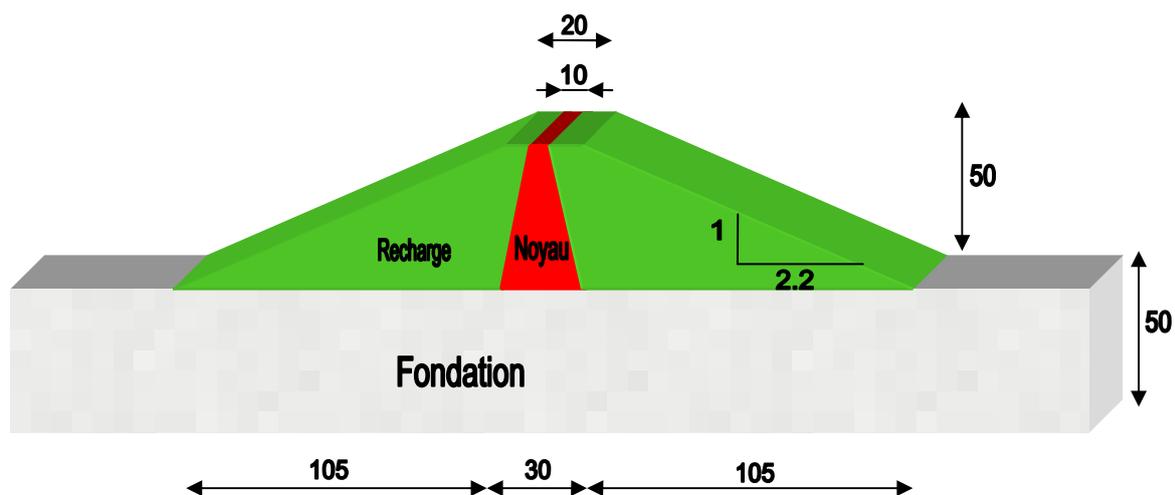


Figure 4.1 : Géométrie du barrage - Analyse non drainée

Paramètres	Unités	Noyau	Recharge	Fondation
Poids volumique sec (γ_d)	(kN/m ³)	18	20	22
Poids volumique saturé (γ_{sat})	(kN/m ³)	21	25	25
Angle de frottement (φ)	(°)	0	35	35
Cohésion (C')	(Pa)	$0,30 * \sigma_v'$	100	0,2e6
Module de Young (E)	(MPa)	40	60	1000
Coefficient de Poisson (ν)		0,3	0,3	0,25
Module de Cisaillement (G)	(MPa)	15	23	400

Tableau 4.1 : Résumé des principales caractéristiques des matériaux du barrage - Analyse non drainée

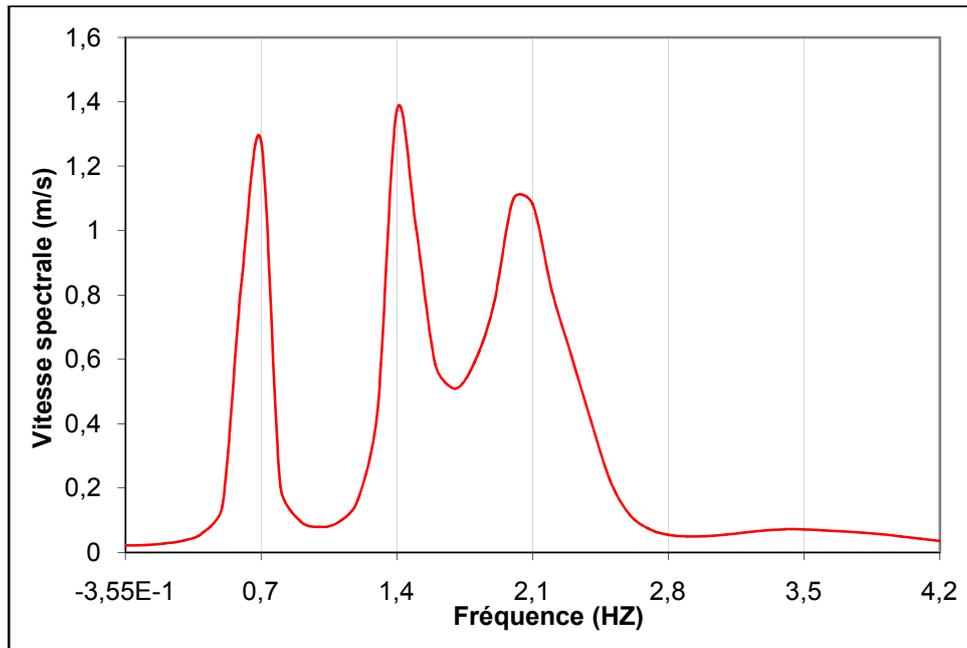
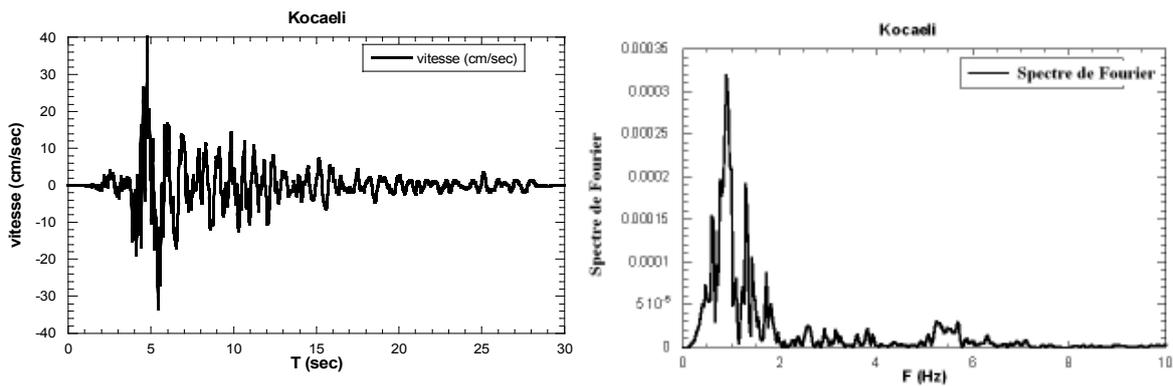


Figure 4.2 : Spectre de Fourier de la vibration libre du barrage



a) Histoire de chargement (Vitesse)

b) Spectre de Fourier

Figure 4.3 : Chargement sismique - Séisme de Kocaeli (1999)

Résultats

La figure 4.4 montre l'extension de la plasticité dans le barrage au pic de chargement. La plasticité est induite dans la quasi-totalité du barrage. Les déplacements résiduels sont donnés à la figure 4.5. Ces déplacements sont situés au quart supérieur et aux extrémités du barrage

avec des déplacements qui atteignent 1 m, ce qui montre l'approche de l'instabilité dans ces zones latérales à faible confinement.

La figure 4.6 montre l'amplification sismique de la vitesse le long de l'axe vertical du barrage et à mi hauteur. Cette amplification augmente en allant de la base du barrage pour atteindre un maximum poursuivi d'une diminution dans le quart supérieur. Cette réponse reflète une combinaison de deux premiers modes du barrage. La figure 4.7 montre une comparaison entre le spectre de Fourier normalisé de la vitesse obtenue en crête du barrage avec celui du chargement. La réponse en vitesse révèle un pic dominant à $f=1,35$ Hz ce qui est proche de la deuxième fréquence du barrage.

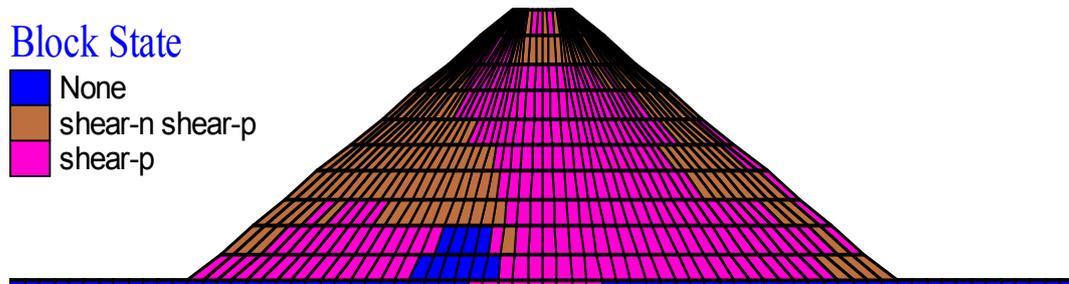
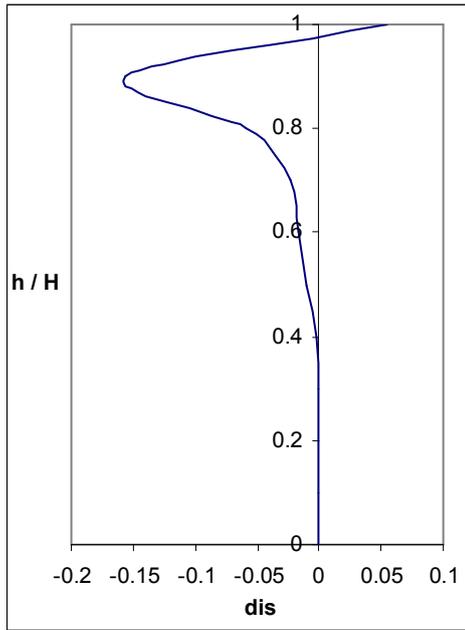
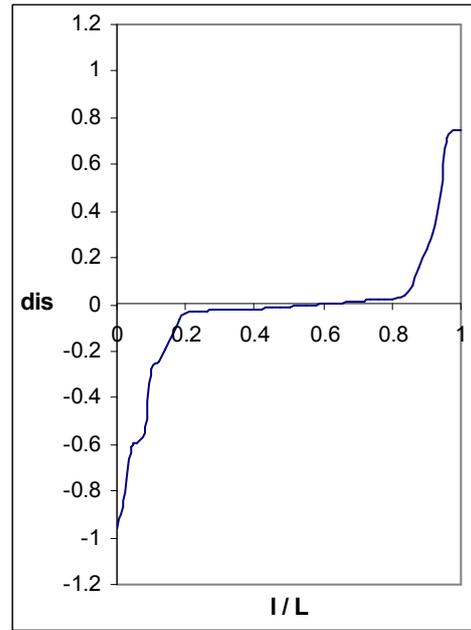


Figure 4.4 : Analyse non drainée - Extension de la plasticité dans le barrage (Séisme de Kocaeli)

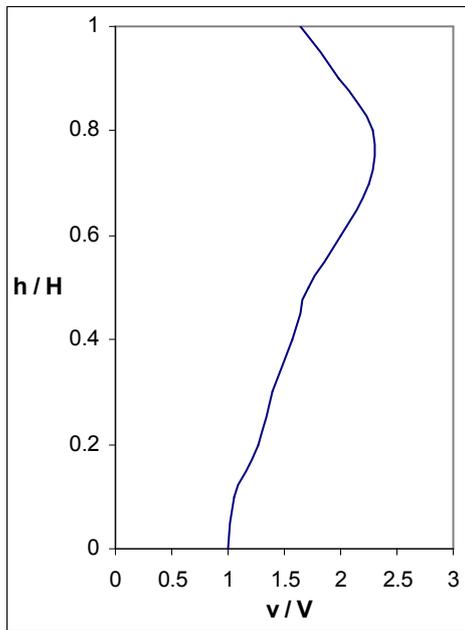


Axe vertical du barrage

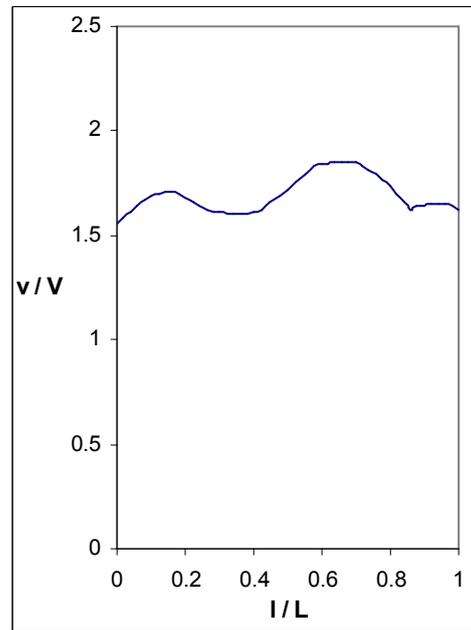


Section à mi-hauteur

Figure 4.5 : Analyse non drainée - Déplacements résiduels (Séisme de Kocaeli)



Axe vertical du barrage



Section à mi-hauteur

Figure 4.6 : Analyse non drainée - amplification de la vitesse latérale (Séisme de Kocaeli)

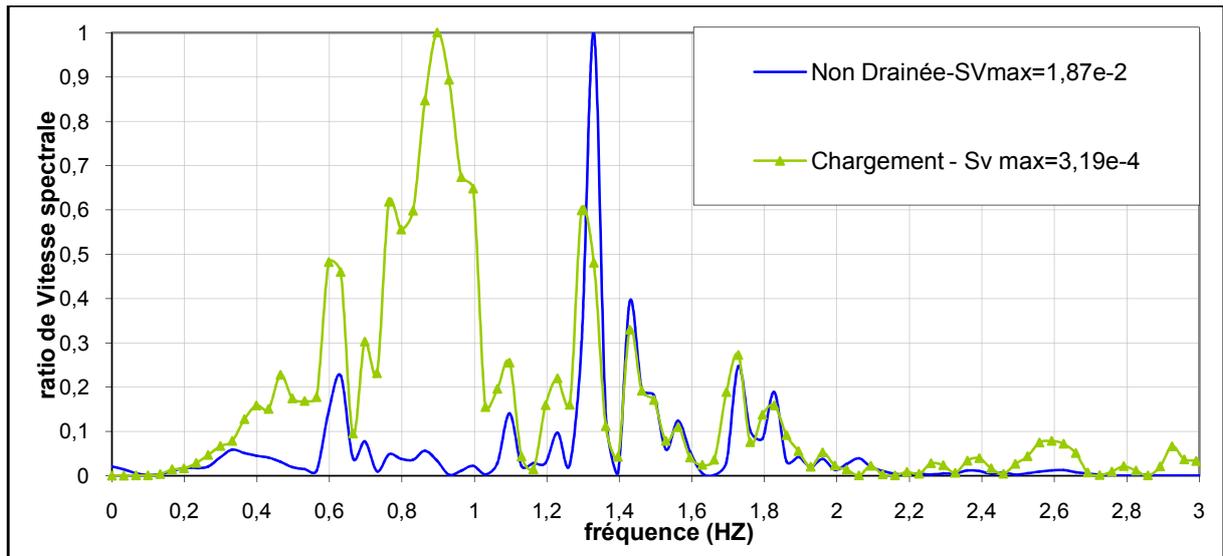


Figure 4.7 : Analyse non drainée - Spectre de Fourier de la réponse du barrage / chargement (Séisme de Kocaeli)

4.3 Analyse couplée

Dans cette section, la réponse sismique du barrage est étudiée à l'aide d'une analyse couplée en contraintes effectives. Cette analyse prend en compte l'interaction entre la phase solide et la phase liquide. Le tableau 4.2 résume les caractéristiques des éléments constitutifs du barrage. La réponse du barrage sera comparée à celle obtenue en analyse non drainée sous le chargement de Kocaeli et sous un autre chargement (Tabas) afin de vérifier le domaine de validité de l'analyse non drainée.

Paramètres	Unités	Noyau	Recharge	Fondation
Poids volumique sec (γ_d)	(kN/m ³)	18	20	22
Poids volumique saturé (γ_{sat})	(kN/m ³)	21	25	25
Angle de frottement (φ)	(°)	15	35	35
Angle de dilatance (ψ)	(°)	3	10	3
Cohésion	(Pa)	0,1 e6	100	0,2e6
Module de Young (E)	(MPa)	40	60	1000
Coefficient de Poisson (ν)		0,3	0,3	0,25
Porosité (n)		0,3	0,5	0,3
Coefficient de perméabilité (k)	cm/s	9,8e-7	9,8e-5	2,94e-4

Tableau 4.2 : Résumé des principales caractéristiques des matériaux du barrage - Analyse couplée

Résultats

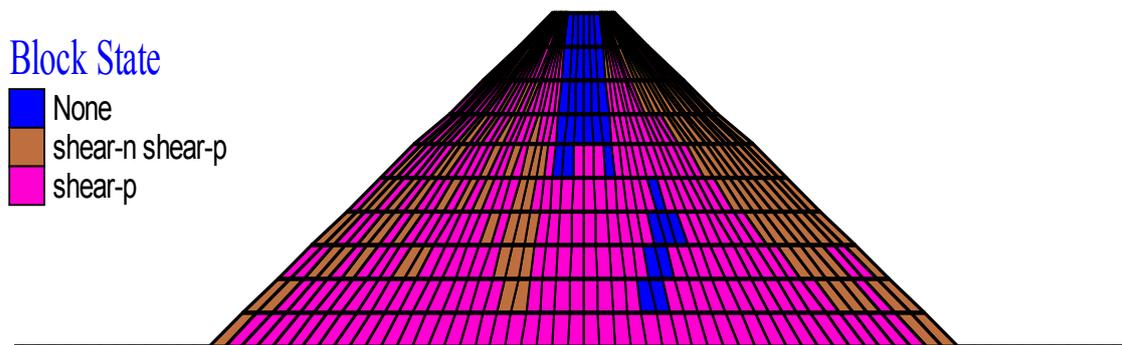
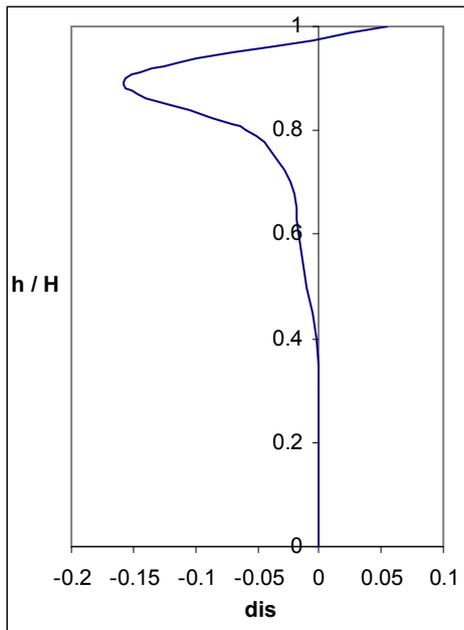
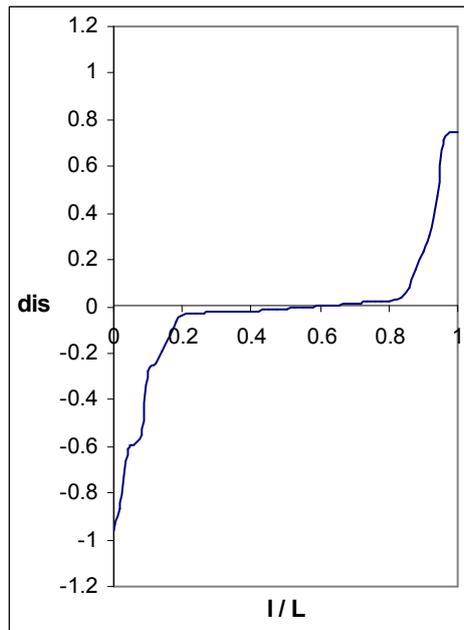


Figure 4.8 : Analyse couplée - Extension de la plasticité dans le barrage (Séisme de Kocaeli)

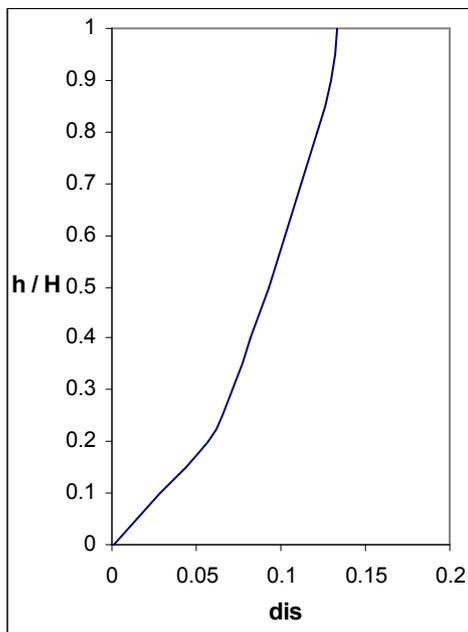


Axe vertical du barrage

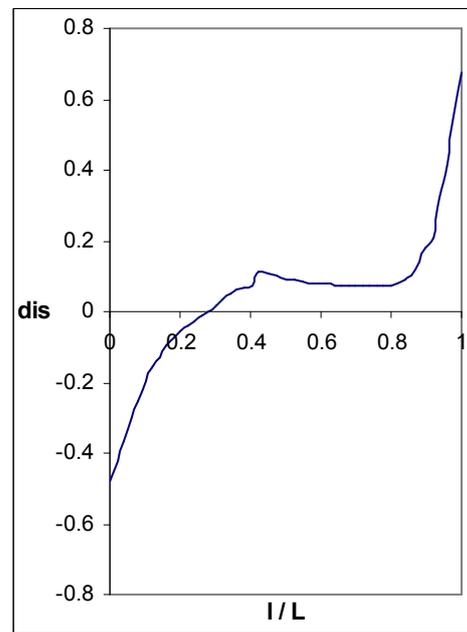


Section à mi-hauteur

Figure 4.9 : Analyse couplée - Déplacements résiduels (Séisme de Kocaeli)



Axe vertical du barrage



Section à mi-hauteur

Figure 4.10 : Analyse non drainée - amplification de la vitesse latérale (Séisme de Kocaeli)

4.3.1 Comparaison analyse couplée / analyse non drainée

Séisme de Kocaeli

La figure 4.11 montre une comparaison de l'amplification latérale du sol le long de l'axe du barrage pour les deux analyses couplée et non drainée. La réponse est une combinaison de deux premiers modes propres. Cependant, on note pour l'analyse non drainée une amplification latérale plus importante et une contribution du deuxième mode plus marquée. L'analyse en spectre de Fourier confirme cette tendance où on observe pour l'analyse couplée deux pics d'amplitude comparable correspondant aux fréquences $f=0,65$ Hz et $1,35$ Hz tandis que l'analyse non drainée donne un pic dominant à la fréquence $f=1,35$ Hz. Ce type d'analyse conduit à une surestimation de la rigidité du barrage et en conséquence une surestimation de sa fréquence de réponse.

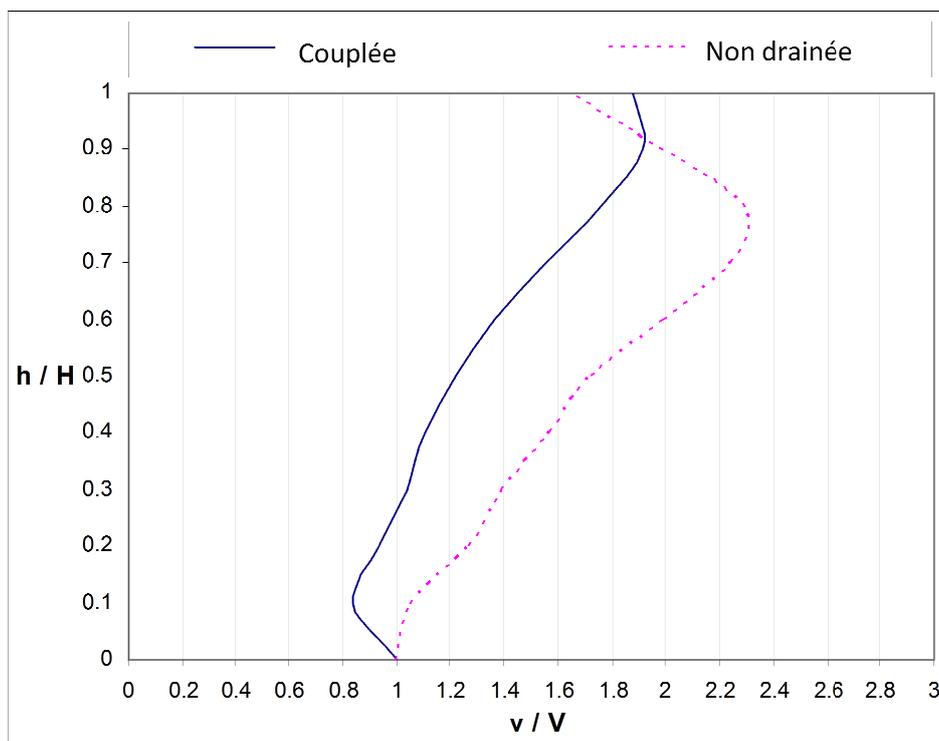


Figure 4.11 : Amplification de la vitesse - Comparaison analyse couplée / Analyse non drainée (Séisme de Kocaeli)

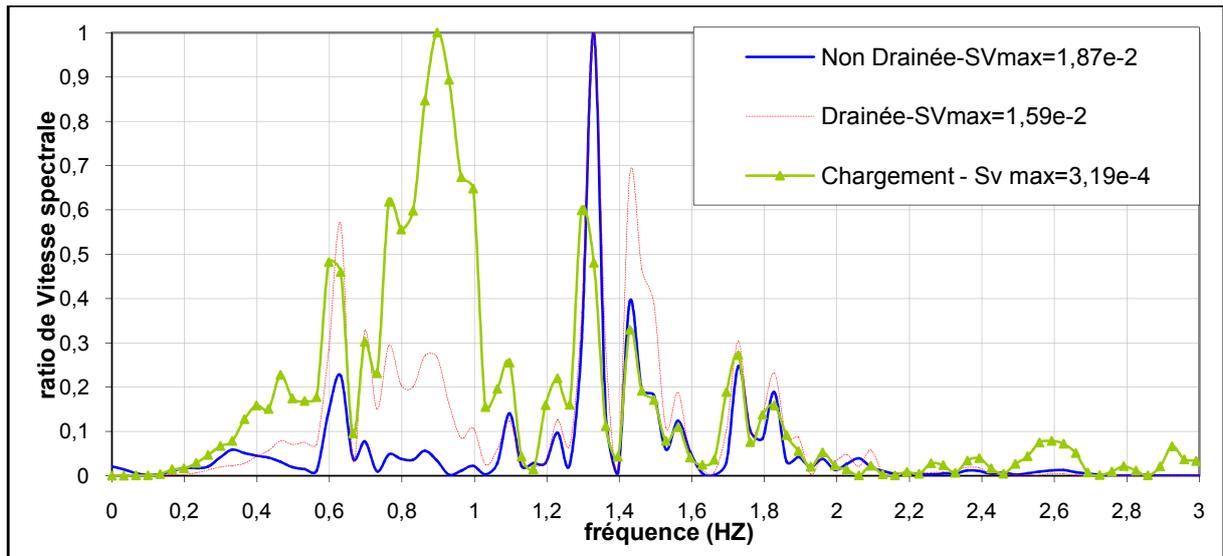
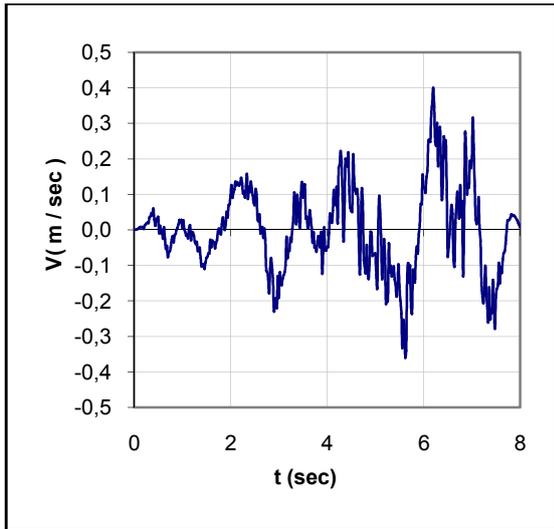


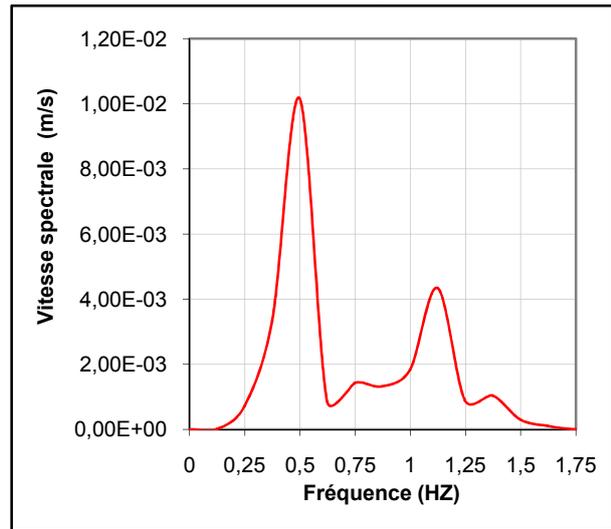
Figure 4.12 : Spectre de Fourier de la réponse sismique en tête de barrage - Comparaison analyse couplée / Analyse non drainée (Séisme de Kocaeli)

Séisme de Tabas

Afin d'étudier l'influence du chargement sismique et son contenu fréquentiel, l'analyse non drainée a été comparée à l'analyse couplée en utilisant un autre enregistrement qui est celui de Tabas (Iran) avec une amplitude maximale de la vitesse normalisée à 40 cm/s (Fig. 4.13). On note une fréquence dominante du chargement relativement faible $f=0,5$ Hz. Les résultats sont donnés sur la figure 4.14 et 4.15. On note une différence moins significative de la réponse des deux analyses que dans le cas du séisme du Kocaeli. L'amplification maximale de la vitesse est légèrement supérieure à celle obtenue dans le cas du séisme de Kocaeli avec des combinaisons des deux premiers modes propres, avec une contribution plus élevée du deuxième mode dans le cas de l'analyse non drainée. Dans les deux analyses, la fréquence de réponse dominante du barrage correspond à celle du chargement sismique $f=0,5$ Hz.



a)



b)

Figure 4.13 : Séisme de Tabas : a) Vitesse b) Spectre de Fourier

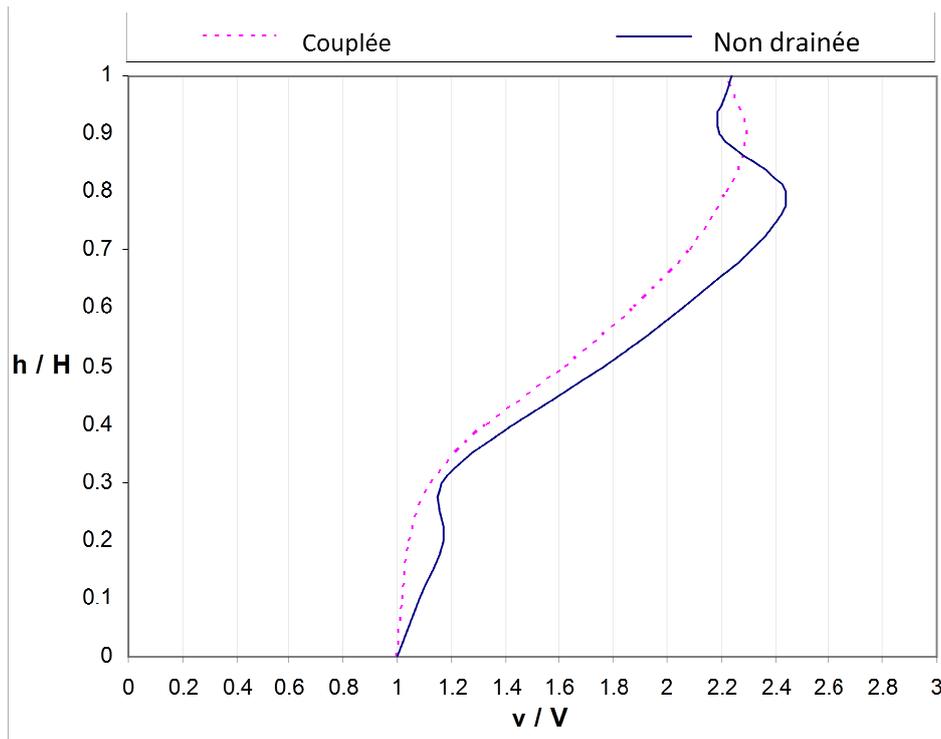


Figure 4.14 : Amplification de la vitesse - Comparaison analyse couplée / Analyse non drainée (Séisme de Tabas)

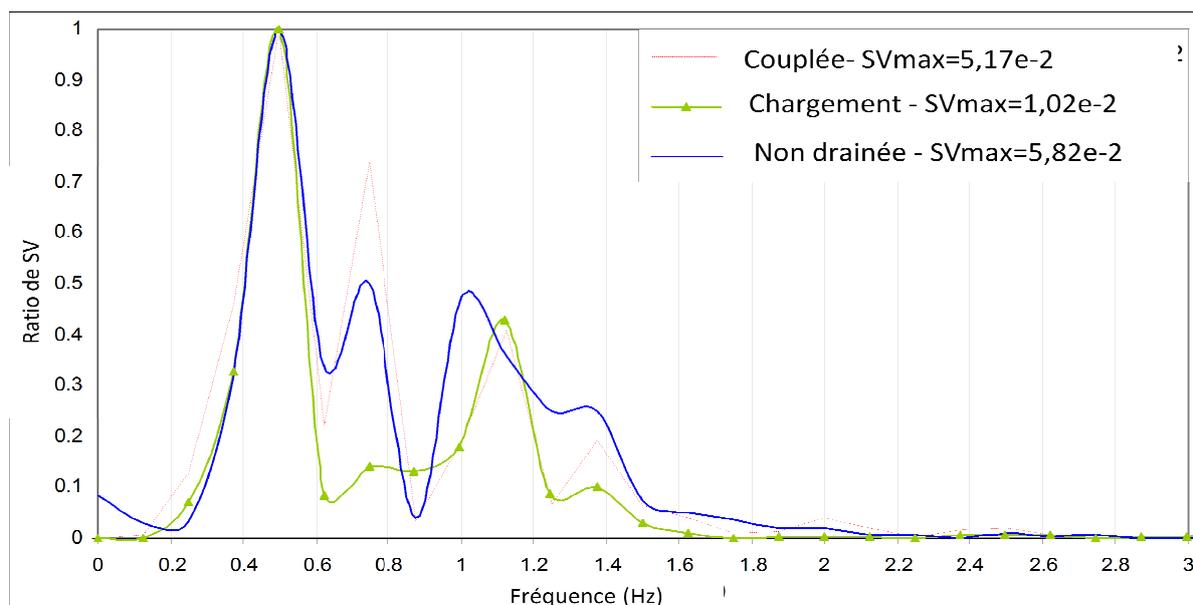


Figure 4.15 : Spectre de Fourier de la réponse sismique en tête de barrage - Comparaison analyse couplée / Analyse non drainée (Séisme de Tabas)

4.4 Conclusion

Ce chapitre a comporté une étude numérique du comportement sismique des barrages en terre en considérant la présence de la phase de l'eau. L'analyse est initialement conduite sous condition non drainée, qui correspond à une analyse simplifiée de la réponse du barrage. Le calcul est effectué en contraintes totales; il ne permet pas d'évaluer l'évolution de la pression de l'eau. L'analyse non drainée est comparée à une analyse couplée plus réaliste. Les simulations numériques montrent une forte influence du contenu fréquentiel du chargement sismique. L'analyse non drainée a tendance à surestimer la réponse du barrage et peut conduire à une surestimation de la rigidité du barrage et sa fréquence de réponse. Une analyse couplée est recommandée dans l'analyse de la réponse sismique des barrages puisqu'elle tient compte de l'interaction fluide-squelette. Cependant le comportement du sol a été décrit par un critère de Mohr-Coulomb non associé. Ce modèle est largement utilisé en ingénierie géotechnique. Il n'est pas très adéquat pour une analyse couplée sous un chargement sismique élevé. La pression de l'eau est fortement liée à la déformation volumique de la squelette d'où l'intérêt de l'utilisation d'une loi de comportement plus sophistiquée qui permet de mieux décrire le comportement de sol et l'apparition de la plasticité à faible sollicitation.

II. DEUXIEME THEMATIQUE

**Modélisation numérique du Comportement des infrastructures de
transport**

L'analyse du comportement des infrastructures de transport et leur dégradation constituent une préoccupation majeure des maîtres d'ouvrage et des gestionnaires des réseaux routiers. Plusieurs travaux de recherche ont été consacrés à l'étude du comportement et des mécanismes d'endommagement des chaussées routières et des infrastructures ferroviaires. Compte tenu des complexités de ce problème (comportement non linéaire, chargement complexe, couplage thermo-mécanique..), la modélisation numérique permet d'évaluer d'une manière satisfaisante la réponse de ces ouvrages et d'évaluer les méthodes de réparation et de renforcement. Ces modélisations doivent être complétées par l'observation de terrain/retour d'expériences et des validations expérimentales.

Cette partie du mémoire est dédiée à des problématiques de la géotechnique routière et les infrastructures de transport. Elle est présentée en 2 chapitres :

Le premier chapitre présente un modèle numérique pour analyser l'orniérage des chaussées flexibles. Le modèle prend en considération l'influence de la température et les conditions réelles de trafic. La confrontation des résultats numériques aux essais en vraie grandeur montre que le modèle reproduit d'une manière satisfaisante le comportement de la chaussée. Le modèle est appliqué à l'analyse de l'orniérage des voiries urbaines.

Le deuxième chapitre a pour objet l'analyse des nuisances vibratoires induites en milieu urbain par le transport. L'analyse est effectuée par une modélisation numérique où la réponse dynamique du véhicule à un défaut de chaussée est dans un premier temps modélisée par un modèle discret, elle est ensuite couplée à un modèle tridimensionnel en différences finies. Le modèle proposé est validé sur des mesures réelles. Il constitue un outil efficace pour mieux comprendre l'atténuation de ces nuisances dans le sol et leur influence sur les structures et permet d'analyser les stratégies d'isolation.

Une partie relative à la présente thématique de recherche a été réalisée dans le cadre du projet du pôle de compétitivité Itrans "Voie sur dalle grande vitesse NBT". Le système de voie envisagé vise à remplacer le support traditionnel de la voie ballastée par un support sur dalle bétonnée qui possède une durée de vie plus élevée. Le projet étant à caractère confidentiel, le travail ne sera pas présenté dans le rapport.

CHAPITRE 5

Modélisation numérique du comportement mécanique des chaussées souples : Application à l'analyse de l'orniérage

Ce chapitre comporte une contribution à l'élaboration d'une modélisation des chaussées souples par éléments finis. La modélisation permet de mieux comprendre le mécanisme de formation et de développement de l'orniérage. Le travail a été réalisé dans le cadre de la thèse de Bassem Ali en collaboration avec le laboratoire des voies de circulation (LAVOC) de l'EPFL. Le modèle a été validé sur des essais en vraie grandeur effectués au LAVOC. Il prend en considération l'influence de la température et les conditions réelles de trafic. Ce travail a fait l'objet des publications suivantes : A7, A9, A10, C7.

5.1 Introduction

Au cours des dernières décennies, l'évolution du trafic lourd et des charges a eu pour effet de réduire la durée de vie des chaussées. Le développement rapide du trafic accélère l'apparition de la dégradation prématurée notamment l'orniérage. Ce mode de dégradation est actuellement devenu un mode fondamental de défaillance possible des chaussées souples (Collop et al. 1995, 1997, Archilla et al. 2000, Skok et al. 2002, Zaniwski et al. 2003 et Haddock 2005). L'orniérage peut atteindre des profondeurs critiques mettant en péril la sécurité des usagers. Plusieurs facteurs peuvent influencer le développement de l'orniérage en particulier les propriétés mécaniques des matériaux de la chaussée, les conditions d'exploitation (type de pneus, charge/essieu, vitesse de déplacement, pression de gonflage de pneus) et les facteurs environnementaux.

La prévision rationnelle de l'orniérage, avec intégration des tassements sur toute l'épaisseur des couches, constitue un des défis majeurs de la géotechnique routière. Une bonne compréhension du mécanisme de son développement est donc nécessaire afin de réduire les coûts de maintenance. Les résultats des essais accélérés des chaussées servent comme indicateurs de la performance des chaussées. Cependant, en raison de la courte durée de ces essais et les conditions de trafic qui sont différents de ceux imposées par le trafic en conditions réelles, ces essais ne peuvent pas donner à eux seuls un point de vue quantitatif sur la performance des chaussées à long terme (orniérage). La modélisation numérique semble être un outil permettant d'évaluer raisonnablement le comportement des chaussées à l'orniérage. Les chaussées souples sont composées de couches de matériaux différents avec des comportements relativement complexes : dépendant ou indépendant du temps, réversible ou irréversible et dépendant ou indépendant de la température. Une étude fine de ce comportement nécessite le développement d'un modèle numérique qui peut reproduire la structure de la chaussée et le comportement de ses différents matériaux.

Le présent travail constitue une contribution à l'élaboration d'une modélisation des chaussées par éléments finis. La modélisation permet de mieux comprendre le mécanisme de formation de l'orniérage et d'analyser le rôle de différents facteurs dans l'apparition de ce phénomène. Après une synthèse de différentes méthodes d'analyses et modèles disponibles dans la littérature, nous présentons le modèle numérique proposé pour l'analyse de l'orniérage en

considérant un comportement élasto-viscoplastique pour les couches de surface et un modèle élastoplastique pour les couches inférieures. Le modèle prend en compte la variation de la température et les conditions réelles de trafic (surface du contact, déplacement transversal, vitesse du déplacement.....). Après une description du modèle, nous présentons les résultats de validation sur des essais en vraie grandeur effectués au laboratoire de voies et circulation (LAVOC) en Suisse, (Perret et al. 2001, Perret 2003). La dernière partie expose quelques applications du modèle comme la prédiction de l'orniérage et le choix de la stratégie de réparation (Ali et al 2008, 2009).

5.2 Méthodes d'analyse

L'orniérage de la chaussée est causé par trois mécanismes différents (Simpson, 2001, White et al. 2002) :

- la déformation plastique permanente verticale dans la couche de surface;
- le fluage latéral dans la couche de surface;
- la déformation des couches inférieures;

Les ornières dans les chaussées souples peuvent être classées en fonction de leur forme (Fig. 5.1) :

- les ornières d'usure qui sont dues à la perte progressive des particules de granulats de la couche de surface;
- les ornières d'instabilité qui sont dues au déplacement latéral des matériaux dans la couche de l'enrobé bitumineux;
- les ornières structurelles qui sont dues à la déformation verticale permanente dans les couches inférieures.

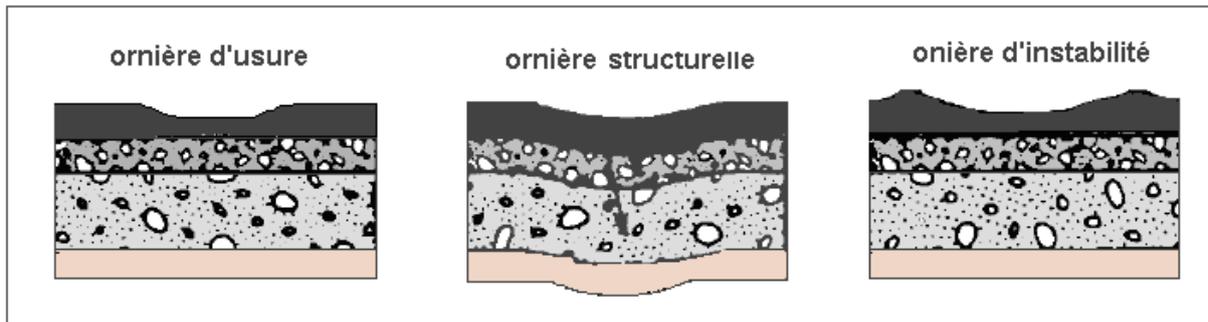


Figure 5.1 : Types d'ornières dans les chaussées souples (White et al. 2002)

Plusieurs méthodes ont été proposées pour évaluer l'orniérage des chaussées à partir d'un traitement statistique des ornières qui relie le volume du trafic à la déformation maximale à la surface de la couche de support. Ces méthodes sont basées sur les résultats des essais réalisés à l'AASHO. La première catégorie donne le nombre limite de cycles de passage N_f afin de limiter la déformation verticale permanente ϵ_v au sommet de la couche de sol (Brown 1978). Dans la deuxième catégorie, le taux d'ornière est corrélé avec le nombre d'essieux simples équivalent (*Equivalent Single Axle Loading ESAL*) et de la contrainte de compression à la base de la couche du béton bitumineux (Finn et al 1986, Chen et al 2004).

Sur le plan expérimental, les essais accélérés réalisés en laboratoire à l'orniéreur sont considérés satisfaisants pour l'obtention d'une évaluation raisonnable de la performance des chaussées (Uzarowski et al 2004). Toutefois les essais accélérés in situ permettent de réaliser des essais sur une chaussée à l'échelle réelle (Manège de fatigue du LCPC, Halle Fosse au LAVOC-EPFL). On peut reproduire en moins d'une semaine le trafic poids lourd supporté par une chaussée à fort trafic pendant un an. Ce type d'essai est essentiellement réalisé dans le cadre des travaux de recherche sur le comportement des chaussées, leur modélisation et leur dimensionnement.

Plusieurs auteurs ont proposé des modèles pour étudier la résistance des chaussées à l'orniérage. Certains se sont intéressés à l'orniérage d'instabilité en considérant un modèle de fluage pour la couche de surface associé à un comportement élastique (White et al 2002) ou élastoplastique (Olsson et al. 2000) pour les couches inférieures. D'autres auteurs comme Saleh et al. (2003) ont supposé que l'orniérage est essentiellement structurel. Ils ont adopté un modèle élastoplastique avec un critère de Drucker-Prager pour les couches inférieures en

négligeaient la couche de surface. Toutefois, ces auteurs n'ont pas pris en compte l'influence de la température qui est un facteur essentiel dans le développement de l'orniérage.

Concernant le chargement, l'empreinte d'un pneu sur la chaussée est souvent représentée par un disque à pression uniforme ce qui permet de réduire le problème tridimensionnel à une formulation axisymétrique. Hua et White (2002) ont utilisé une surface rectangulaire ($0,8712L \times 0,6L$) avec une pression uniforme où $L = \sqrt{As/0,5227}$ et $As =$ charge du pneu / pression de gonflage du pneu. Les mesures effectuées par De Beer et al. (1997) et Blab et Harvey (2002) montrent que l'empreinte d'un pneu comporte de bandes de roulement avec une pression non uniforme.

5.3 Modèle numérique

Une bonne modélisation de l'orniérage nécessite une bonne description du comportement des matériaux de la chaussée et en particulier celle de l'enrobé bitumineux, conjointement à une modélisation réaliste du chargement.

5.3.1 Modèles de comportement

Les propriétés thermo mécaniques de l'enrobé bitumineux ont une influence significative sur les déformations permanentes, cause de l'orniérage. Le comportement de l'enrobé bitumineux sera décrit par un modèle élasto-viscoplastique qui prend en compte l'influence de la température.

La déformation élastique de l'enrobé bitumineux est une fonction de la température T , de la contrainte σ et de la fréquence de chargement f_r . Le modèle proposé utilise la loi de Hooke en tenant compte de ces paramètres :

$$\varepsilon^e = f_e(T, \sigma, f_r) \quad (\text{Eq. 5.1})$$

L'effet de la fréquence de chargement est déterminé sur la base des mesures expérimentales. L'influence de la température est prise en compte à l'aide du modèle d'Ullidtz (1998) :

$$E_T = E_{ref} \exp(a_E [T - T_{ref}]) \quad (\text{Eq. 5.2})$$

E_{ref} : Module d'élasticité à la température de référence ($T_{ref} = 25^\circ\text{C}$)

a_E : Paramètre du modèle.

Concernant la partie permanente des déformations, on adopte un modèle élasto-plastique couplé à une loi de fluage en puissance. Ce modèle a été utilisé par plusieurs auteurs pour analyser l'orniérage (Olsson et al. 2000, Hua et White. 2002, White et al. 2002 et Chehab et al. 2003).

$$\varepsilon^{vp} = A' \sigma^n t^{m+1} \quad (\text{Eq. 5.3})$$

Où n , m et A' sont des paramètres qu'on peut déterminer à partir des essais de fluage.

L'influence de la température est introduite par le principe de superposition temps - température (Chehab 2002, Chehab et al. 2003). Avec ce principe, l'équation (5.3) devient :

$$\varepsilon^{vp}(T) = A' (a_T)_{vp}^{m+1} \sigma^n \xi^{m+1} \quad (\text{Eq. 5.4})$$

$\xi = t / (a_T)_{vp}$ désigne le temps réduit ; $(a_T)_{vp}$ est un paramètre du modèle.

La surface d'écoulement est décrite par le critère de Von Mises :

$$F = q - c \quad (\text{Eq. 5.5})$$

$$q = \sqrt{\frac{2}{3} s_{ij} s_{ij}}$$

c est la cohésion de matériaux.

Le comportement des couches d'assises et de support est décrit à l'aide d'un modèle élastoplastique utilisant le critère de Mohr-Coulomb. La loi de Hooke est utilisée pour la partie élastique.

5.3.2 Modèle du chargement

Le modèle du chargement concerne le temps de passages équivalent et la modélisation de la charge du pneu (surface et pression de contact).

5.3.2.1 Temps de passages

Pour la représentation du temps de passages, nous avons procédé à différentes simplifications sur la base des travaux de Fang (2001). La simplification de temps d'un passage consiste à remplacer l'application pas à pas du chargement sur le chemin de passage, par un seul incrément de chargement appliqué sur tout le chemin de passage. La deuxième simplification est liée au nombre de passages N . Dans ce cas, nous proposons de remplacer le calcul des N incréments de temps T par un calcul avec un seul incrément de temps égal $N \times T$ ce qui a permis de réduire fortement le temps de calcul (Olsson et al. 2000, Fang 2001, White et al. 2002).

5.3.2.2 Surface et pression de contact pneu/chaussée

L'empreinte de contact surfacique d'un pneu sur la chaussée est souvent approchée par un disque à pression uniforme qui permet de réduire sous certaines conditions le problème tridimensionnel à une formulation bidimensionnelle axisymétrique. Cette simplification peut être une source d'erreur sachant que l'empreinte réelle d'un pneu peut avoir une géométrie quelconque s'approchant davantage d'un rectangle ou d'une ellipse, et que la pression de contact n'est pas forcément uniforme. La modélisation de l'empreinte réelle avec des bandes de roulement et pressions de contact différentes (Fig. 5.2a) est complexe notamment avec le déplacement transversal. D'où, l'intérêt de procéder à des simplifications du chargement sans introduire des imprécisions notables. Les simplifications suivantes ont été examinées :

- Modélisation par une surface rectangulaire (Fig. 5.2b) de dimensions déduites des mesures de l'empreinte réelle (espaces vides entre bandes inclus) avec une pression de contact uniforme ($\bar{p}_e = \text{charge par essieu} / \text{surface proposée}$) (modèle - chargement 1)
- Modélisation en utilisant la simplification traditionnelle proposée dans la littérature (Fig. 1c) : $A_s = 0,5227 L^2$ (Hua et White 2002, White et al.2002, Blab et Harvey 2002)

avec une pression de contact égale à la pression de gonflage du pneu \bar{p}_s (modèle - chargement 2)

5.3.2.3 Vérification du modèle de chargement

Une analyse tridimensionnelle avec le logiciel ABAQUS a été effectuée afin d'évaluer les simplifications proposées dans le cas d'un pneu super single avec une charge/essieu de 8 tonnes et une pression de gonflage de 600 kPa (250000 passages à 30°C). Les données de calcul ont été déterminées à partir de mesures d'empreintes réalisées au LAVOC (Perret et al. 2001, Perret 2003).

La structure utilisée est composée de trois couches : une couche d'enrobé bitumineux de 15 cm, une couche d'assise de 40 cm et une couche de fondation de 20 cm en béton supposée très rigide. La figure 5.3 donne le maillage retenu dans l'analyse et les tableaux 5.1a et 5.1b donnent les paramètres des matériaux utilisés.

La figure 5.4 donne les résultats obtenus avec les trois modélisations. Malgré l'accord sur la profondeur maximale, on constate que le modèle - chargement 1 donne un meilleur accord avec le cas de référence. Les déformations de cisaillement obtenues avec ce modèle sont comparées au cas de référence à la figure 5.5. On constate un très bon accord entre les deux résultats. A noter que les déformations de cisaillement ont une influence significative sur le développement de l'orniérage. Des résultats similaires ont été obtenus avec des pneus jumeaux (Ali. 2006). Dans la suite, les modélisations numériques seront effectuées avec la première simplification.

	Couche de surface en enrobé bitumineux
E (MPa)	2300
A (N-1s-1 cm ²)	1,2E-6
n	0,88
m	-0,51

Tableau 5.1a : Propriétés de la couche de surface utilisées dans la vérification de la modélisation du chargement (T=30°C)

	Couche d'assise	Coche de fondation
E (MPa)	400	20000
Angle de frottement, ϕ (°)	35	-
Cohésion, c (kPa)	10	-
ν	0,35	0,15

Tableau 5.1b : Propriétés de la couche de base utilisées dans la vérification de la modélisation du chargement (T=30°C)

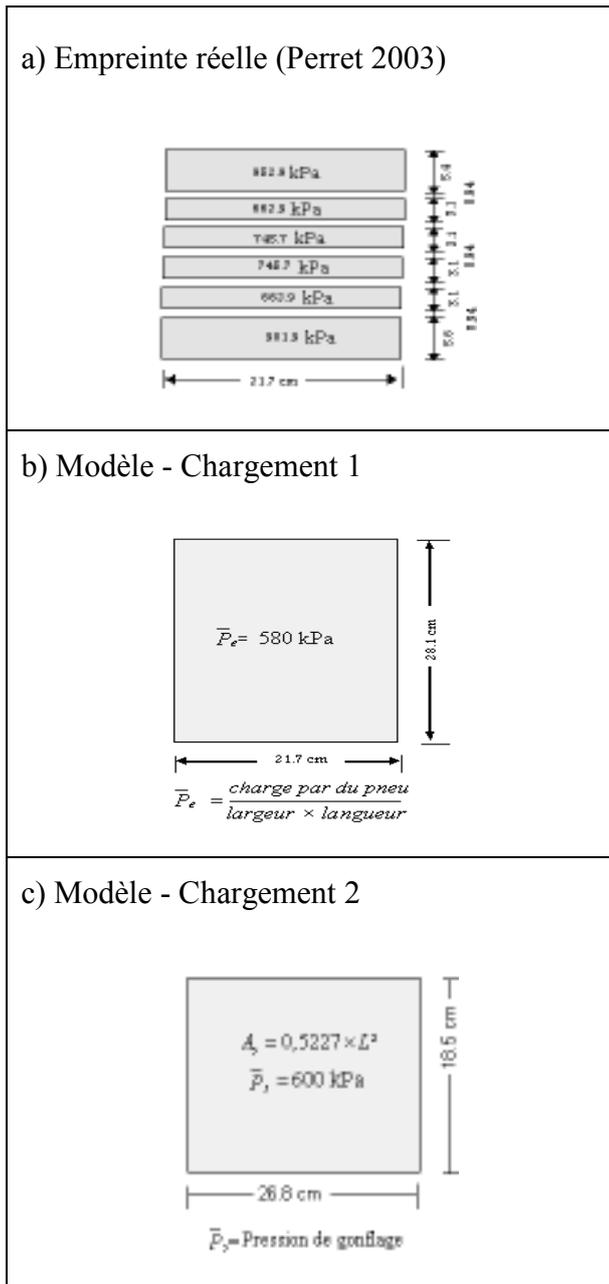


Figure 5.2 : Modélisation de la charge du pneu super single (charge/essieu = 8 tonnes, pression de gonflage = 600 kPa)

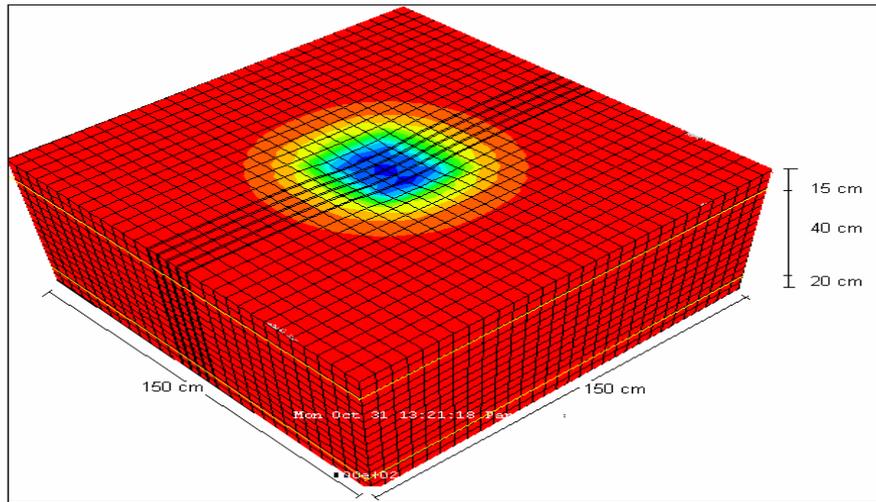


Figure 5.3 : Maillage utilisé pour évaluer les simplifications relatives à la charge du pneu

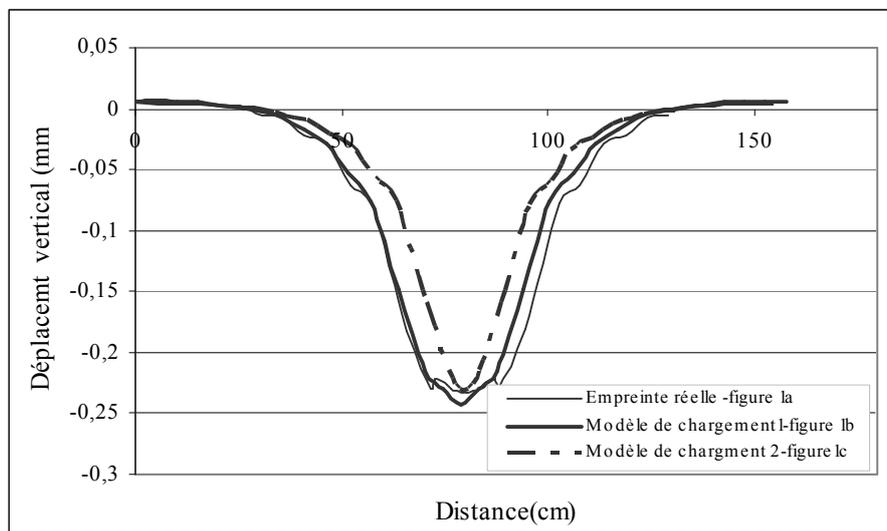


Figure 5.4 : Influence de la modélisation du chargement sur le déplacement vertical (charge/essieu = 8 tonnes, pression = 600 kPa, 25000 passages à 30° C)

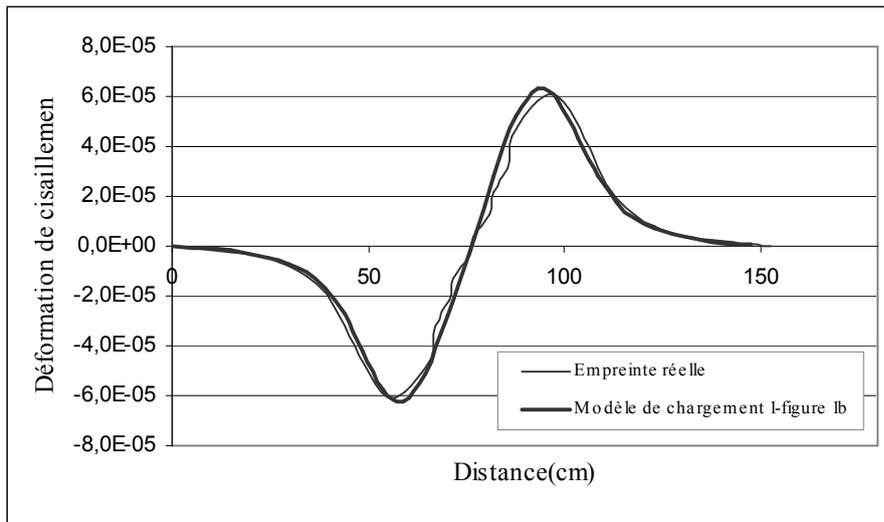


Figure 5.5 : Influence de la modélisation du chargement sur la déformation de cisaillement (charge/essieu = 8 tonnes, pression de gonflage = 600 kPa, pneu super single)

5.4 Validation du modèle numérique

La validation du modèle proposé a été effectuée sur des essais en vraie grandeur réalisés au LAVOC (Perret et al. 2001, Perret 2003). La figure 5.6 montre la structure de la chaussée qui est composée de :

- une couche de roulement de 3 cm d'enrobé bitumineux MR11 selon les normes suisses;
- une couche de liaison de 14 cm d'enrobé bitumineux (classique) HMT22s selon les normes suisses;
- une couche d'assise de graves (0/60 mm) composée de deux parties de 20 cm d'épaisseur;
- une couche sol de support de sable fin (0/2 mm) de 129 cm.

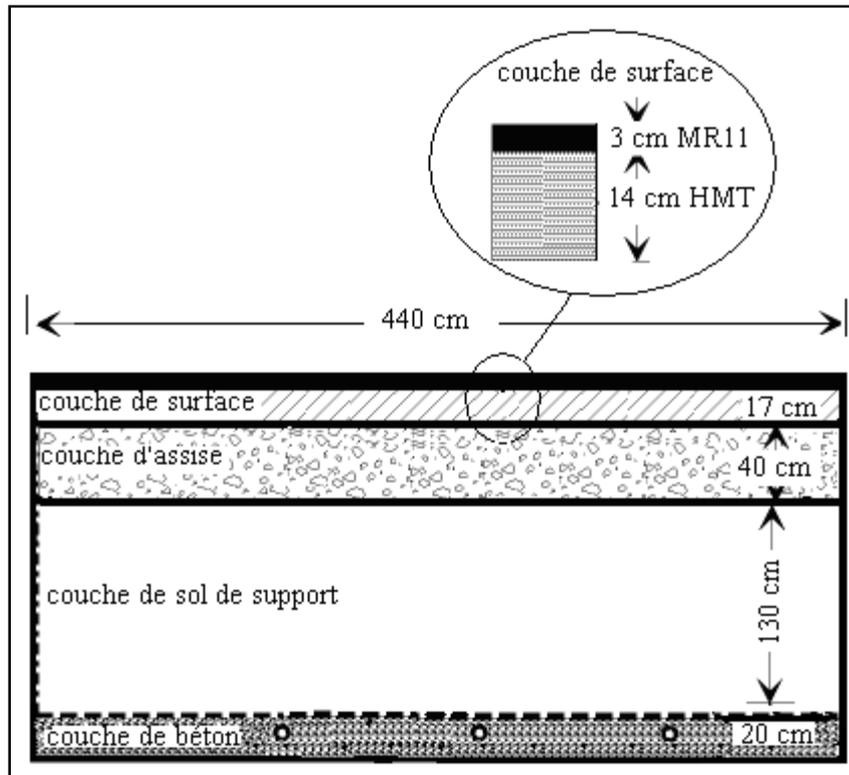


Figure 5.6 : Chaussée utilisée dans les essais en vraie grandeur

Il faut noter que, le dimensionnement a été effectué de sorte que les déformations verticales au sommet de la couche de sol de support restent limitées, pour éviter l'orniérage structural dû à la dégradation des couches inférieures.

Les simulations numériques ont été effectuées avec les conditions réelles d'essais, à savoir : charge / essieu de 11,5 tonnes; vitesse de déplacement de 12 km/h ; pression de pneus de 800 kPa ; température de 50°C à l'interface entre la couche de roulement et les couches de base. Les tableaux 5.2a et 5.2b donnent les paramètres utilisés.

La figure 5.7a présente une comparaison entre la modélisation numérique et les mesures effectuées. Conformément aux résultats de mesures, on constate que le modèle reproduit correctement les phases de développement de l'orniérage (initiation et propagation). Ces deux phases correspondent respectivement à la densification de l'enrobé bitumineux (initiation) et au fluage (propagation). Concernant la propagation de l'orniérage, on remarque que les résultats numériques se situent entre les résultats des deux essais réalisés. D'un autre côté, la figure 5.7b donne l'évolution de la forme de l'orniérage en fonction du nombre de passages.

On note un bon accord entre les essais et la modélisation, notamment en ce qui concerne le développement de bourrelets.

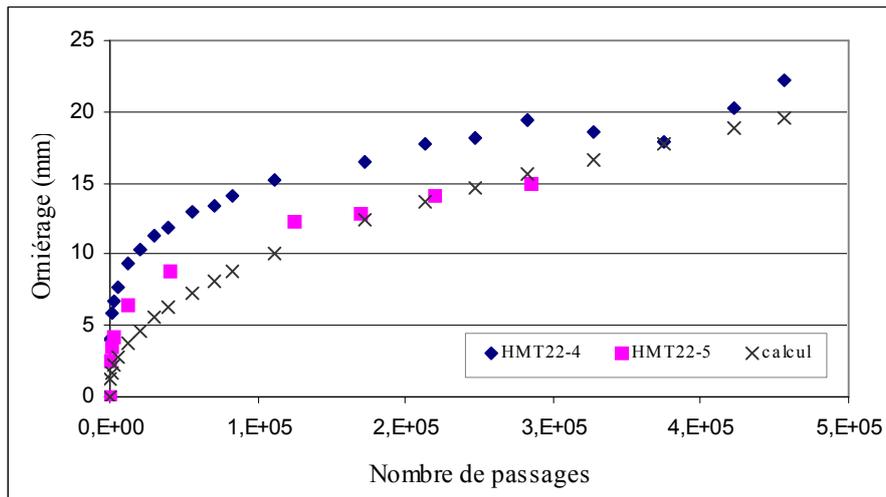
La comparaison effectuée avec les résultats des essais montre que le modèle numérique reproduit d'une manière satisfaisante le comportement de la chaussée à long terme (à l'orniérage). Il peut ainsi servir à l'analyser des mécanismes de développement de l'orniérage sous différentes conditions d'exploitation.

	Couche en enrobé bitumineux	
	HMT22s	MR11
E (MPa)	239	277
A (N-1S-1 cm ²)	1,74 E-5	2,75 E-5
n	0,88	0,89
m	-0,51	-0,5

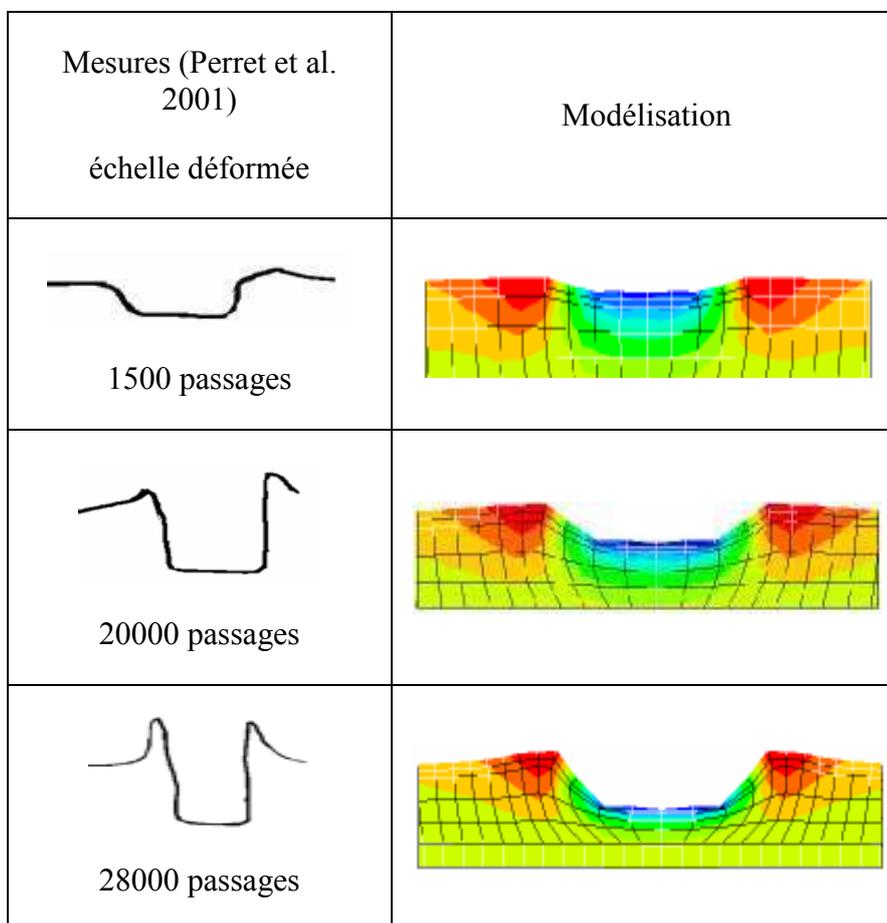
Tableau 5.2a : Propriétés des couches de surface utilisées dans la validation du modèle numérique (T=50°C)

	Couche d'assise	de sol de support	Coche de fondation
E (MPa)	400	90	20000
Angle de frottement, ϕ (°)	35	30	-
Cohésion, c (kPa)	10	1	-
ν	0,35	0,35	0,15

Tableau 5.2b : Propriétés de la couche de base et de fondation utilisées dans la validation du modèle numérique



a) Variation de l'orniérage avec le nombre de passages



b) Forme de l'orniérage

Figure 5.7 : Validation du modèle numérique sur des essais en vraie grandeur (pneu super single, charge/essieu = 11,5 tonnes, pression de gonflage = 800 kPa et 50°C)

5.5 Analyse paramétrique et Applications

Cette partie présente quelques applications du modèle comme l'analyse de l'orniérage de l'orniérage en milieu urbain, la performance des enrobés à module élevé et le choix de la stratégie de réparation des chaussées dégradées. Dans la suite, nous considérons une structure de chaussée identique à celle utilisée dans la partie de validation (Fig. 5.6).

5.5.1. Analyse de l'orniérage des voiries urbaines

Le développement de l'orniérage en milieu urbain présente des spécificités qui sont liées aux faibles vitesses de circulation (vitesse moyenne de 50km/h) et à la concentration de passages de véhicules à cause de l'absence de déplacement transversal des roues. L'analyse est réalisée avec une vitesse de circulation de 50 km/h, sans déplacement transversal ou avec un déplacement transversal réduit de 0,2 m. Les résultats seront comparés à ceux obtenus sur une voie avec une vitesse de circulation de 90 km/h et un déplacement transversal de 0,4 m. La température de la couche d'enrobé est de 45°C, ce qui correspond à une température ambiante de 28°C (Yavuzturk et al. 2005). L'étude est réalisée avec un essieu simple à pneus jumeaux exerçant une charge totale de 130 kN avec une pression de gonflage uniforme de 662 kPa (essieu de référence selon la méthode française de dimensionnement (Tran, 2004)). Pour une vitesse de circulation de 50 km/h la fréquence est estimée à 25 Hz, ce qui correspond à un module élastique $E = 625 \text{ MPa}$ à 45°C (Perret et al. 2003).

La figure 5.8 présente les résultats des différentes simulations. On constate que le l'orniérage des voiries urbaines est plus important que celui des voies rapides. A titre d'exemple, le nombre de passages causant un orniérage de 8 mm sur les voies rapides est de 4 fois plus élevé que celui en voiries urbaines. La diminution de la vitesse de circulation induit une augmentation du temps de chargement, ce qui se traduit par une amplification de l'orniérage (Wang et Machemehl, 2004, Al-Qadi et al. 2004). Cet effet est également illustré sur la figure 5.9 qui présente l'influence de la vitesse de circulation sur la profondeur de l'orniérage. On constate que l'orniérage augmente d'une manière significative avec la diminution de la vitesse. Pour les zones à faible vitesse (intersection routière et zone de stationnement), on s'attend à une forte augmentation de l'orniérage. A titre d'exemple, l'orniérage augmente de

100% quand la vitesse décroît de 60 à 10 km/h. On constate également que l'orniérage des voiries urbaines présente un caractère plus localisé par rapport aux voies rapides (Fig. 5.8).

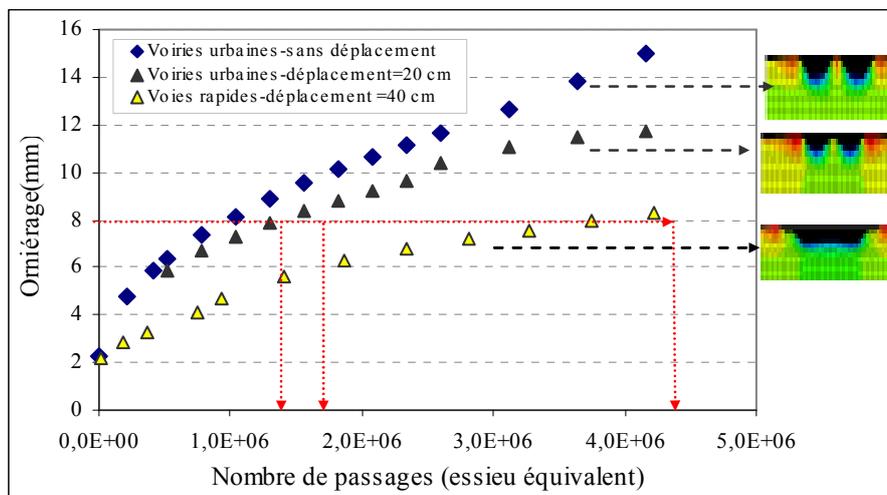


Figure 5.8 : Orniérage des voiries urbaines

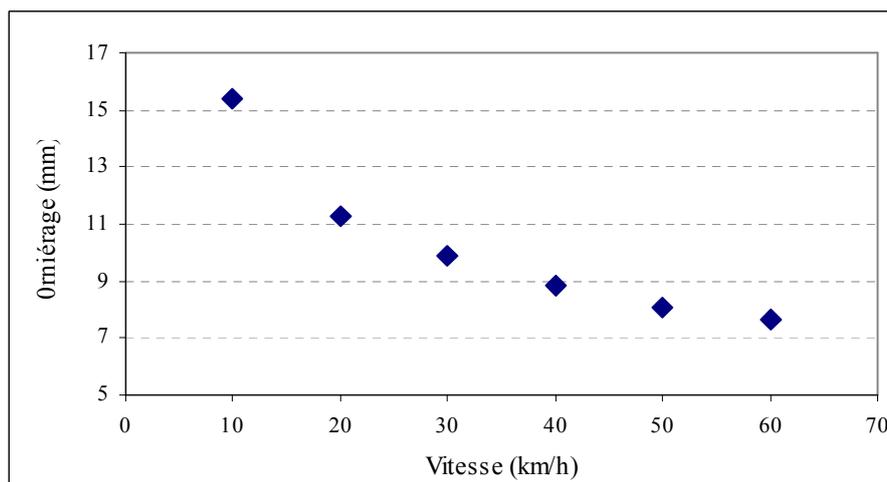


Figure 5.9 : Influence de la vitesse de circulation sur l'orniérage

5.5.2 Utilisation d'enrobé à module élevé EME

L'utilisation de l'enrobé à module élevé permet d'améliorer la résistance à l'orniérage. On examine dans cette section, l'intérêt de cette utilisation dans les voiries urbaines. L'analyse est effectuée pour différentes températures et pour un nombre de passages de 800 mille essieux équivalents. Les simulations sont réalisées avec un essieu simple à pneus jumeaux exerçant

une charge totale de 130 kN avec une pression de gonflage uniforme de 662 kPa (Tran, 2004). Les paramètres du modèle pour l'enrobé à module élevé sont :

$$A_T = 7,8 \cdot 10^{-6} \text{ (N}^{-1}\text{S}^{-1} \text{ cm}^2\text{)}; n = 0,86; m = -0,53 \text{ et } E = 3330 \text{ MPa.}$$

Les résultats sont présentés sur la figure 5.10 qui montre clairement que l'enrobé à module élevé présente une bonne résistance à l'orniérage notamment aux températures élevées. A titre d'exemple, pour une température de 45 °C, l'orniérage décroît de 8 mm à 5 mm (- 40%) avec l'utilisation d'un enrobé amélioré EME.

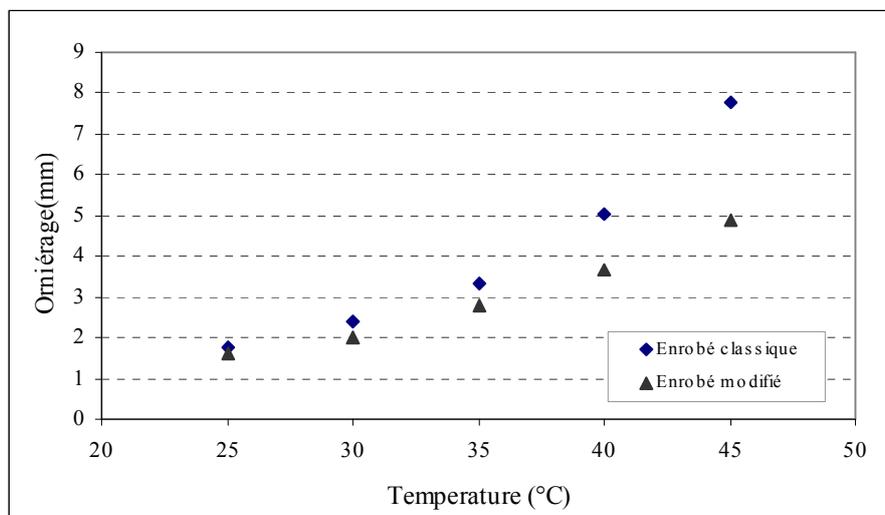


Figure 5.10 : Influence des matériaux sur l'orniérage (un essieu simple à pneus jumeaux exerçant une charge totale de 130 kN avec une pression de gonflage uniforme de 662 kPa)

5.5.3 Réparation des chaussées dégradées

Lorsque l'orniérage atteint une valeur critique nécessitant l'intervention d'un entretien, la couche dégradée peut être remplacée soit par une couche de même matériau soit par un autre matériau. Une première analyse a été effectuée pour étudier l'influence de l'épaisseur de la couche de réparation. La figure 5.11 présente l'influence de l'épaisseur de la couche de réparation sur le comportement de la chaussée à l'orniérage. On constate que l'épaisseur de la couche de réparation affecte le comportement de la chaussée à l'orniérage mais que l'utilisation du béton bitumineux à haut module même en faible épaisseur (7 cm) donne des meilleures performances que la réparation par un béton conventionnel.

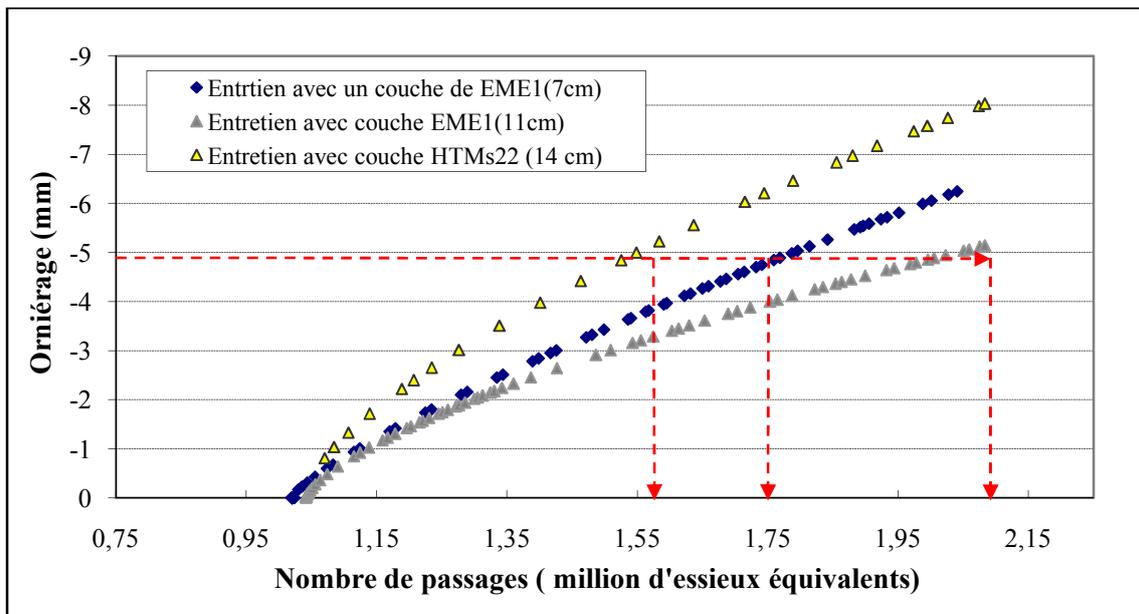


Figure 5.11 : Influence de l'épaisseur de la couche de remplacement sur le développement de l'orniéage

Si l'orniéage affecte les couches inférieures, il convient d'envisager une intervention dans ces couches. La figure 5.12 présente l'effet du mode d'entretien sur une chaussée. On constate que la réparation des couches de surface et de base donne des meilleures performances en comparaison avec une réparation de la couche de surface.

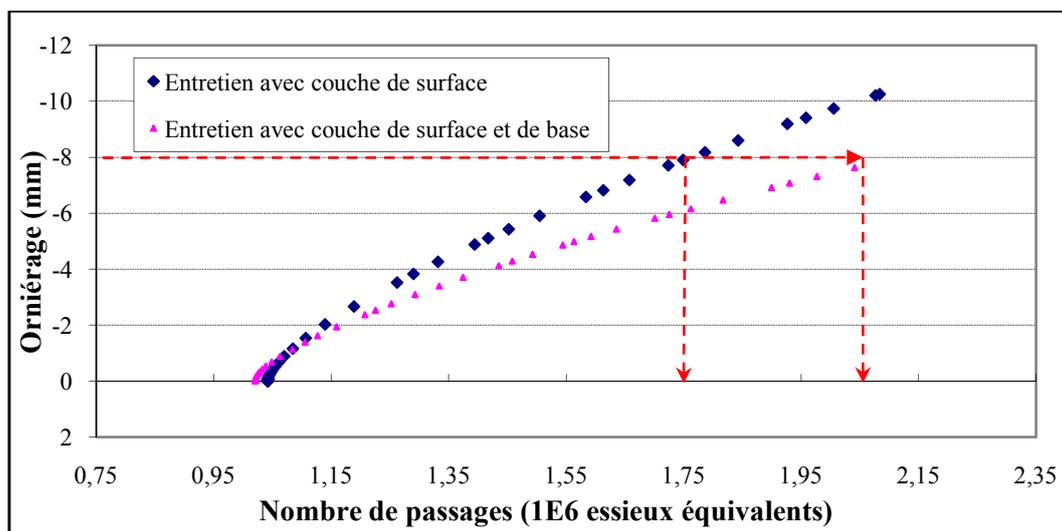


Figure 5.12 : Influence du type de l'entretien (les couches remplacées) sur le développement de l'orniéage

5.6 Conclusion

Ce chapitre a présenté un modèle numérique pour l'analyse de l'orniérage dans les chaussées flexibles. Le comportement des couches d'enrobé bitumineux est décrit par un modèle élasto-viscoplastique alors qu'un comportement élastoplastique est adopté pour les couches inférieures. L'influence de la température est prise en compte par le principe de superposition temps-température. Le modèle a été validé sur des essais en vraie grandeur. Le modèle proposé présente de nombreux avantages et permet d'avoir une prévision du développement de l'orniérage avec différentes conditions du trafic (milieu urbain) et d'environnement (température). Il est un outil efficace pour analyser des procédés et des stratégies de réparation des chaussées dégradées.

L'analyse effectuée montre que l'orniérage présente un problème majeur en milieu urbain à cause des faibles vitesses de circulation et du faible déplacement transversal. L'utilisation des matériaux nouveaux comme l'enrobé à module élevé EME présente une bonne alternative pour ces voiries grâce à leurs bonnes performances au regard de l'orniérage.

CHAPITRE 6

Modélisation numérique des vibrations induites par le trafic routier

Ce chapitre présente une modélisation numérique pour l'analyse et la prédiction des effets de vibrations induites dans le sol par le trafic routier. Ce travail est effectué dans le cadre de la thèse de Mohannad Mhanna qui a démarré en 2008 sous la direction du Professeur Isam Shahrour et moi-même. Un modèle numérique est proposé pour l'analyse des vibrations induites en milieu urbain par le trafic routier. Nous nous limitons à la présentation des résultats de validation du modèle et quelques applications faisant l'objet de premières publications : A1, C2.

6.1 Introduction

Les modes de transports urbains traversant des zones d'habitations relativement denses et la multiplication des chantiers de construction (poids lourds, engins de BTP vibro-compactant,...) peuvent être à l'origine de nuisances vibratoires non négligeables aux usagers, affecter le fonctionnement de quelques instruments voire même des dommages aux structures avoisinantes dans les cas extrêmes.

Les essais réalisés au laboratoire de recherche sur le transport et les routes (Watts et al 1997, 2000) montrent que les vibrations perceptibles sont essentiellement causés par les poids lourds et que leur niveau dépend de la vitesse du véhicule et de la géométrie de l'irrégularité (ralentisseurs, coussins..). Crispino et D'Appuzo (2001) ont réalisé une série de mesures de vibrations causées par le trafic dans un monument patrimonial à Naples; ils ont tenté d'exprimer l'atténuation de vibration par une formule modifiée de Watt. D'autres travaux expérimentaux ont tenté de corréliser les caractéristiques des vibrations (niveau et fréquence) au système de suspension des bus (Hunaidi et Tremblay 1997) et à la variation climatique (Hunaidi et al 2000).

L'étude de ces nuisances vibratoires dépend de plusieurs facteurs, comme les conditions d'exploitation à la source, le sol parcouru (rigidité, stratification,..), les propriétés dynamiques de la structure et le phénomène d'interaction sol- structure. L'emploi d'une modélisation numérique s'avère donc une nécessité. Une récente étude bibliographique de Beskou et Theodorakopoulos (2011) a soulevé le besoin de mesures réelles pour le développement et le calage des modèles numériques.

Lombaert et Degrande (2001, 2003) ont utilisé la méthode des éléments aux frontières pour déterminer la réponse dynamique induite par une source en mouvement. Ils ont validé leur modèle par des essais sur site. La méthode aux éléments finis a été également utilisée pour étudier la réponse vibratoire d'un bâtiment perturbé par le mouvement des véhicules. Une analyse temporelle est plus réaliste face à un phénomène transitoire qu'est la propagation des ondes dans le sol.

Ce chapitre présente une modèle numérique des vibrations induites par le trafic routier. La dynamique véhicule/voie est représenté par un modèle discret à 4 degrés de liberté.

La réponse du véhicule est ensuite introduite dans un modèle en différences finies 3D pour étudier la propagation des ondes dans le sol. La validation du modèle numérique sur des mesures réelles donne des résultats satisfaisants.

6.2 Modèle numérique

L'analyse est effectuée dans le domaine temporel en deux phases :

- Dans un premier temps, un modèle discret (masses-ressorts-amortisseurs) à 4 degrés de liberté permet de déterminer la réponse du véhicule sur un défaut de chaussée. Dans le cas d'interaction chaussée-véhicule, plusieurs auteurs ont démontré que la réponse dynamique du véhicule peut être découplée de la solution d'interaction sol-chaussée à cause de la forte rigidité de la chaussée en comparaison avec le système de suspension du véhicule (Markow 1988, Cebon 1993, Gillespie et al 1993, Mamlouk 1997). Cette hypothèse est adoptée dans notre modélisation.
- La deuxième phase comporte une modélisation en différences finies (FLAC3D) pour l'analyse de la propagation de la vibration dans le sol. La charge dynamique du véhicule obtenue en première phase est appliquée à la surface de la chaussée.

Plusieurs modèles ont été récemment proposés pour le calcul de l'impact dynamique du véhicule sur un défaut de chaussée. Certains auteurs ont représenté ce chargement par une demi-onde sinusoïdale. Cebon (1993) et Watts et al (2000) ont utilisé un modèle à 2DDL. Des modèles plus sophistiqués (7 DDL, Law et Zhu 2005) ont été également utilisés. Dans notre étude, nous avons adopté un modèle discret (masses-ressorts-amortisseurs) à 4 DDL (demi-véhicule) pour la détermination de la réponse dynamique du véhicule à un défaut de chaussée (Fig. 6.1). Ce modèle a l'avantage de pouvoir reproduire le tangage et le rebondissement du véhicule et l'effet du centre de gravité. L'équation du mouvement des essieux et du corps du véhicule peut être résumée par (Law et al 2004) :

$$[M](\ddot{X}) + [C](\dot{X}) + [K](X) = (P) \quad (\text{Eq. 6.1})$$

avec

$$[M] = \begin{bmatrix} m_s & 0 & 0 & 0 \\ 0 & I_s & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_{u2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_{u1} \end{bmatrix}, [C] = \begin{bmatrix} c_{s1} + c_{s2} & c_{s2}l_2 + c_{s1}l_1 & -c_{s2} & -c_{s1} \\ c_{s2}l_2 + c_{s1}l_1 & c_{s2}l_2^2 + c_{s1}l_1^2 & -c_{s2}l_2 & -c_{s1}l_1 \\ -c_{s2} & -c_{s2}l_2 & c_{s2} & 0 \\ -c_{s1} & -c_{s1}l_1 & 0 & c_{s1} \end{bmatrix}$$

$$[K] = \begin{bmatrix} k_{s1} + k_{s2} & k_{s2}l_2 + k_{s1}l_1 & -k_{s2} & -k_{s1} \\ k_{s2}l_2 + k_{s1}l_1 & k_{s2}l_2^2 + k_{s1}l_1^2 & -k_{s2}l_2 & -k_{s1}l_1 \\ -k_{s2} & -k_{s2}l_2 & k_{s2} + k_{t2} & 0 \\ -k_{s1} & -k_{s1}l_1 & 0 & k_{s1} + k_{t1} \end{bmatrix}, (P) = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ P_2 \\ P_1 \end{bmatrix}, (X) = \begin{bmatrix} x_s \\ \theta_s \\ x_{u2} \\ x_{u1} \end{bmatrix} \quad (\text{Eq. 6.2})$$

où :

- m_s , m_{u1} et m_{u2} sont les masses du corps du véhicule, des essieux avant et arrière respectivement ; I_s est le moment d'inertie du corps du véhicule;

- c_{s1} , c_{s2} , k_{s1} , and k_{s2} : Constantes d'amortisseurs et de ressorts pour les suspensions avant et arrière respectivement;

- θ_s et x_s sont la rotation et le déplacement vertical du centre de gravité du corps du véhicule;

x_s et θ_s sont donnés par les équations suivantes :

$$x_s = (l_2 x_{s1} + l_1 x_{s2}) / l \quad \theta_s = (x_{s1} - x_{s2}) / l \quad (\text{Eq. 6.3})$$

avec

x_{s1}/x_{s2} sont les déplacements du corps du véhicule au droit des suspensions avant et arrière respectivement;

En supposant que la chaussée est infiniment rigide, les forces d'interaction des essieux arrière et avant avec la chaussée P1 et P2 peuvent être calculés par :

$$P_1(t) = k_{t1} (x_{u1}(t) - x_{r1}(t)) \quad P_2(t) = k_{t2} (x_{u2}(t) - x_{r2}(t)) \quad (\text{Eq. 6.4})$$

avec x_{r1} et x_{r2} sont les déplacements imposés par l'irrégularité de la chaussée (défaut, ralentisseur, plateau..).

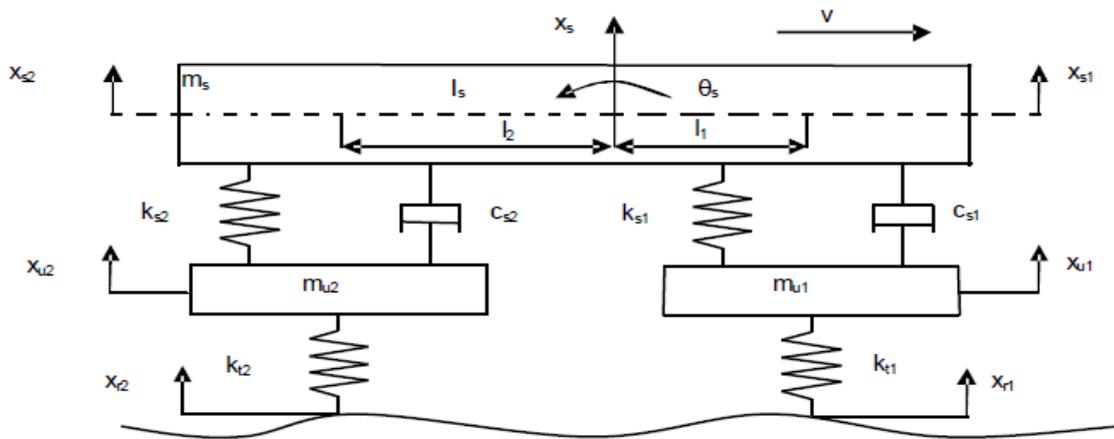


Figure 6.1 : modèle adopté pour le véhicule

La réaction dynamique du véhicule sur la chaussée représentée par P1 et P2 est ensuite utilisée dans une modélisation 3D en différence finies (FLAC3D). La viscosité des matériaux est représentée par un amortissement de Rayleigh. Des Frontières absorbantes sont utilisées afin de réduire l'effet des réflexions d'ondes. Ces frontières sont placées suffisamment loin de la zone d'intérêt.

6.3 Validation du modèle numérique

Le modèle numérique a été validé sur des essais sur site réalisés par Lombaert et Degrande (2003). Il s'agit de mesures de vibrations induites en champ libre par le passage d'un camion du type Volvo FL6 sur un ralentisseur pour deux vitesses de camion 23 et 58 km/h. La figure 6.2 montre un vue schématique générale de l'essai.

La chaussée est composée de 3 couches dont les caractéristiques sont résumées au tableau 6.1. Les caractéristiques du sol sont résumées sur le tableau 6.2. L'irrégularité de la chaussée consiste en un dispositif ralentisseur « le trapézoïdal » comportant un plateau surélevé et deux parties en pente comme la montre la figure 6.3. Les paramètres du véhicule sont résumés au tableau 6.3. Une analyse modale donne les fréquences 10,8 et 12,4 Hz qui correspondent aux

fréquences de résonance des essieux arrière et avant, et les fréquences 1,9 et 1,4 Hz qui correspondent aux mouvements de rebond et de tangage respectivement.

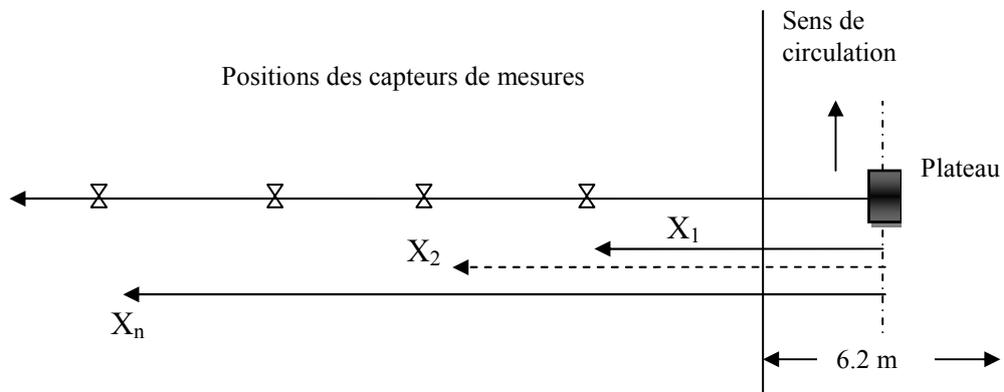


Figure 6.2 : Vue schématique générale de l'expérimentation

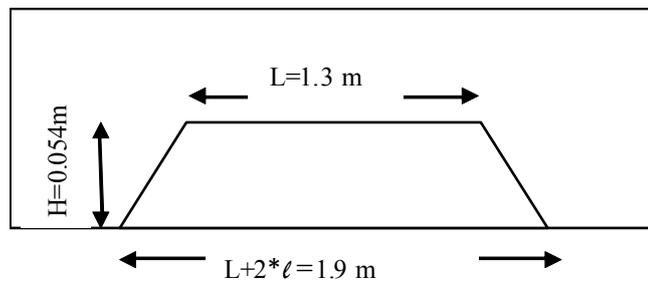


Figure 6.3 : Profil longitudinal du ralentisseur utilisé dans l'étude

	D (m)	ν	ρ (kg/m^3)	E (MPa)
Enrobé bitumineux	0,15	0,33	2100	9150
Pierre concassée	0,2	0,45	2000	500
Béton concassé	0,25	0,45	1800	200

Tableau 6.1 : Caractéristiques mécaniques de la chaussée

Couche	D (m)	ν	ρ (kg/m^3)	E (MPa)
1	0,5	0,33	1900	57
2	0,5	0,33	1900	133
3	1,5	0,33	1900	223
4	6	0,47	2000	322
5	∞	0,47	2000	1288

Tableau 6.2 : Caractéristiques des couches du sol support

$m_s=9000$ kg	$k_{s1}=0,32 \times 10^6$ N/m	$c_{s1}=10050$ N s/m
$I_s=35000$ kgm^2	$k_{s2}=0,61 \times 10^6$ N/m	$c_{s2}=16000$ N s/m
$m_{u1}=400$ kg	$k_{t1}=1,5 \times 10^6$ N/m	$l_1=3,72$
$m_{u2}=600$ kg	$k_{t2}=3 \times 10^6$ N/m	$l_2=1,49$

Tableau 6.3 : Paramètres du véhicule [Lombaert et Degrande 2003]

Le maillage utilisé dans la modélisation numérique est donné sur la figure 6.4. Le maillage est raffiné proche de la chaussée où les dimensions de l'élément sont de 0,3x0,3x0,15 m. Vu la symétrie du problème, la moitié du domaine a été uniquement modélisée. La base est supposée être rigide et les frontières latérales sont munies d'amortisseurs visqueux.

Les dimensions dans le plan des éléments au droit de la trajectoire du véhicule sont de 0,3x0,3 m^2 , ce qui correspond à l'empreinte des roues. Un programme sous Matlab a été développé afin d'appliquer le chargement dynamique résultant de l'impact des essieux sur le modèle en différences finies. Ce chargement est appliqué le long de la trajectoire du véhicule sous la forme d'une pression calculée en fonction de la vitesse du véhicule comme suit :

- Le temps de passage sur un élément de dimension Δx (0,3 m) est $\Delta T = \Delta x / V$ où V est la vitesse du véhicule.
- Le chargement est divisé dans le domaine temporel en L intervalles de durée ΔT .

L'incrément de temps utilisé pour la discrétisation du chargement est $\Delta t=0,0005$ s. Cet incrément est largement suffisant pour reproduire correctement le chargement induit par le mouvement du véhicule. A titre d'exemple, le temps de passage sur un élément de 0,3m correspondant à une vitesse de véhicule $V=60$ km/h est d'environ $\Delta T=0,018$ s, d'où la pression appliquée est représentée par $n=\Delta T/\Delta t= 36$ points pour chaque élément.

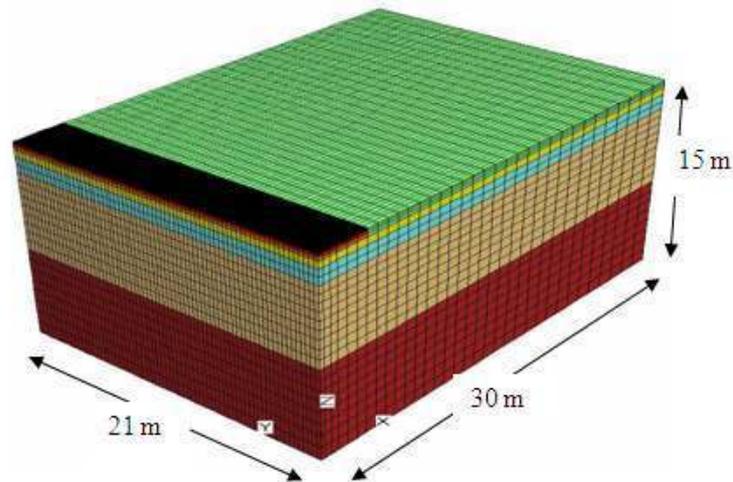
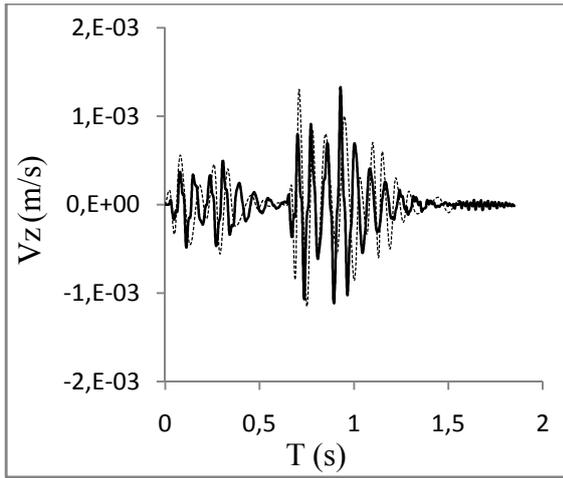


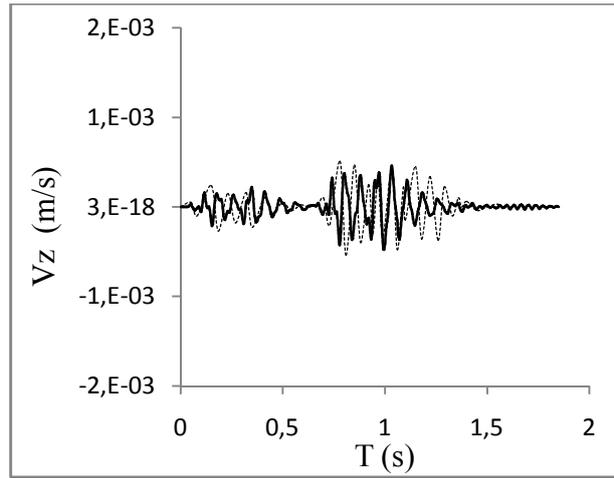
Figure 6.4 : Maillage utilisé dans la modélisation numérique (57936 nœuds, 53130 éléments)

Les figures 6.5 et 6.6 montrent une comparaison entre les vitesses mesurées (Lombaert et Degrande 2003) et celles obtenues avec la modélisation numérique pour une vitesse de véhicule $V=30$ km/h. Les résultats sont donnés en terme de vitesses particulières verticale (V_z) et transversale (V_x) pour deux distances $X=8$ m et $X= 16$ m du l'axe de la trajectoire. La vitesse horizontale V_y est relativement faible et peut être ignorée dans la présente étude.

On note un bon accord quantitatif et qualitatif des résultats numériques avec les mesures. Les courbes de vitesse montrent deux parties : la première correspond au passage du premier essieu sur le plateau et la deuxième correspond à l'arrivée du deuxième essieu. Le temps séparant ces deux phases correspond bien au temps nécessaire d'arrivée du deuxième essieu.

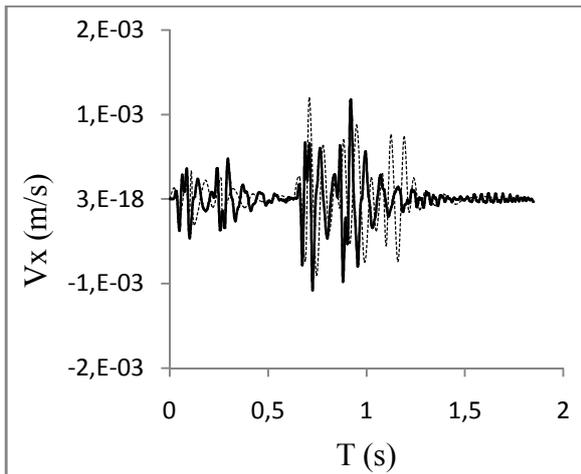


a) X=8m

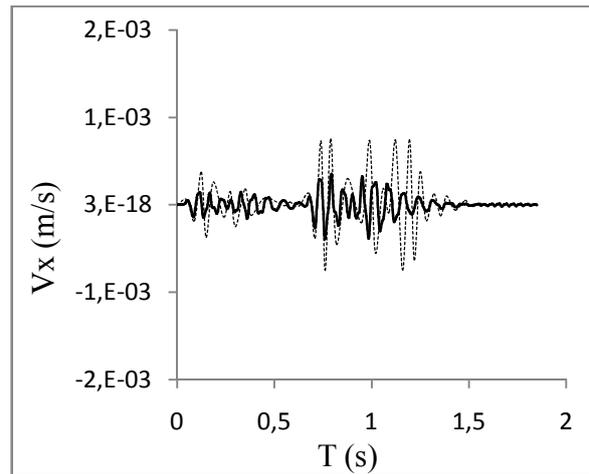


b) X=16m

Figure 6.5 : Evolution de la vitesse particulaire verticale en champ libre V_z - Vitesse du véhicule $V=30\text{km/h}$ (trait continu : modèle numérique ; pointillé : mesures)



a) X=8m



b) X=16m

Figure 6.6 : Evolution de la vitesse particulaire transversale en champ libre V_x - Vitesse du véhicule $V=30\text{km/h}$ (trait continu : modèle numérique ; pointillé : mesures)

6.4 Applications du modèle

Cette section présente quelques applications du modèle en fonction des paramètres clés du problème qui sont la vitesse du véhicule, le type de ralentisseurs généralement utilisés en

France et le système de suspension du véhicule. L'analyse est effectuée avec les mêmes caractéristiques du sol et de la chaussée utilisées dans l'étude de validation.

6.4.1 Influence de la vitesse du véhicule

Le tableau 6.4 et la figure 6.7 montrent l'influence de la vitesse du véhicule sur les vibrations induites dans le sol. La vitesse du véhicule a une influence significative sur ces vibrations. L'atténuation de la vitesse particulière maximale Vz (resp. Vx) est illustrée sur la figure 6.7a (resp. 6.7b). Cette atténuation peut être exprimée par la relation suivante :

$$\ln (Vz/V) = aX+b \quad (\text{Eq. 6.5})$$

avec :

X : est la distance du centre de la chaussée;

a et b : constantes dépendant du type d'irrégularité et des caractéristiques du sol.

Vitesse du véhicule (Km/h)	Distance du centre de la chaussée (m)					
	4	8	12	16	20	24
15	0,57	0,322	0,22	0,16	0,116	0,114
30	2,361	1,335	0,812	0,485	0,459	0,437
45	3,07	1,44	0,9	0,75	0,605	0,519
60	3,78	1,925	1,467	1,24	1,14	0,86

Tableau 6.4 : Influence de la vitesse du véhicule sur la vitesse particulière verticale en champ libre (Vz en mm/s)

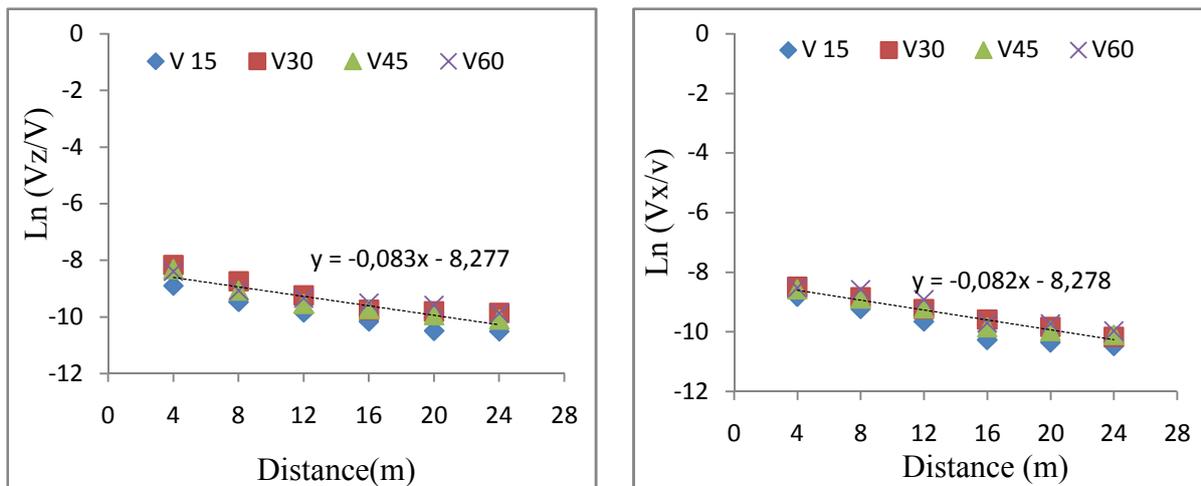


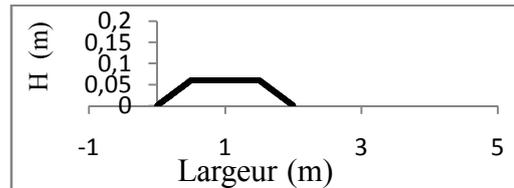
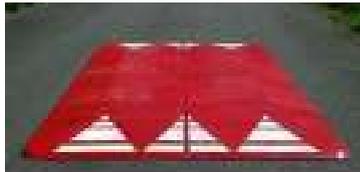
Figure 6.7 : Influence de la vitesse du véhicule sur la vitesse particulière en champ libre dans les directions a) verticale et b) transversale

6.4.2 Influence de la géométrie du ralentisseur

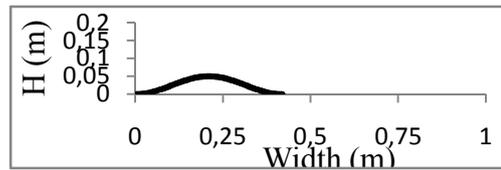
L'analyse paramétrique est effectuée avec une vitesse de véhicule $V=36$ km/ pour trois types de ralentisseurs couramment utilisés en France (CERTU, 1994). Les géométries des trois ralentisseurs sont données sur la figure 6.8. La figure 6.9 montre la charge dynamique d'un essieu induit lors du passage du véhicule sur les ralentisseurs. Le dos d'âne court (cas 2) induit la charge la plus élevée. La figure 6.10 montre le contenu fréquentiel de la charge induite par l'essieu avant. Pour les ralentisseurs 1 et 3, la fréquence dominante est de 2 Hz, ce qui correspond aux modes de tangage et rebondissement du véhicule tandis que dans le cas 2, on note une fréquence dominante de 10 Hz correspondant au mode de vibration des essieux.

Les tableaux 6.5 et 6.6 résument l'influence de la géométrie du ralentisseur sur les vibrations induites dans le sol en champ libre. Malgré sa faible élévation, le dos d'âne court (cas 2) provoque la réponse maximale avec une amplitude qui dépasse les seuils maximaux autorisés en milieu urbain. Ce résultat est en concordance avec les recommandations du département de transport en Grande Bretagne qui limite la hauteur des dos d'âne courts à 40 mm à proximité

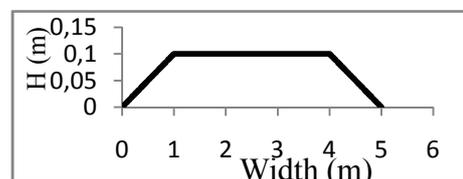
des bâtiments (T.A.L, 1996). La comparaison entre le coussin (cas 1) et le trapézoïdal (cas 3) montre que la pente des rampants affecte significativement la vibration dans le sol. L'amplitude maximale de vibration dans le cas 1 (pente 12 %) est supérieure à celle du cas 3 (pente 10%) malgré une hauteur plus importante dans le dernier. En Belgique, une pente maximale de 5% est imposée pour les rampants de ralentisseurs des voies pour bus et poids lourds (Lombaert 2001).



a) Coussin (Cas 1)



b) Dos d'âne court (Cas 2)



c) Trapézoïdal (Cas 3)

Figure 6.8 : Différents profils longitudinaux de ralentisseurs utilisés dans la modélisation numérique (pas à l'échelle)

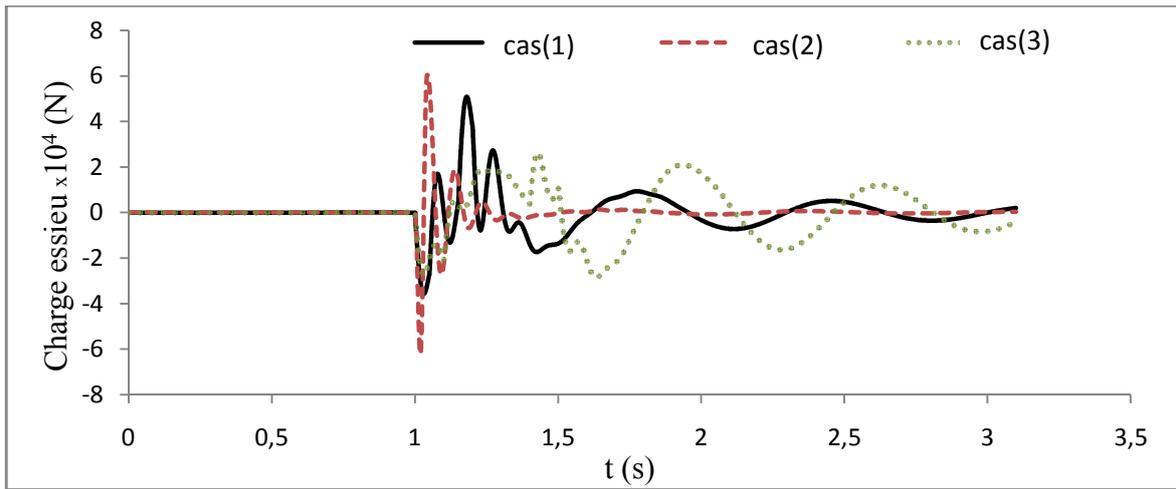


Figure 6.9 : Evolution de la charge dynamique de l'essieu pour différents types de ralentisseurs - V=36 km/h

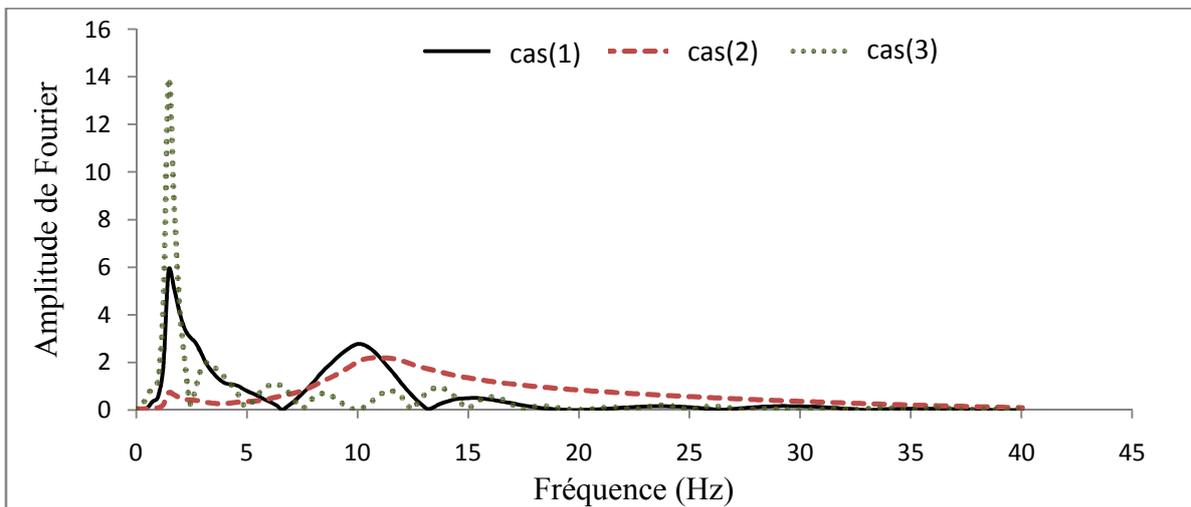


Figure 6.10 : Contenu fréquentiel de la charge dynamique de l'essieu induit par différents types de ralentisseurs - V=36 km/h

Cas	Distance du centre de la chaussée (m)					
	4	8	12	16	20	24
(1)	1,45	0,57	0,42	0,36	0,29	0,19
(2)	6,48	2,46	2,08	1,97	1,52	0,93
(3)	1,02	0,43	0,28	0,18	0,15	0,13

Tableau 6.5 : Influence de la géométrie du ralentisseur sur les vibrations en champ libre (V_z en mm/s) - $V=36$ km/h

Cas	Distance du centre de la chaussée (m)					
	4	8	12	16	20	24
(1)	1,25	0,76	0,49	0,31	0,26	0,21
(2)	4,82	4,27	3,06	1,41	1,23	0,85
(3)	0,69	0,43	0,28	0,16	0,13	0,12

Tableau 6.6 : Influence de la géométrie du ralentisseur sur les vibrations en champ libre (V_x en mm/s) - $V=36$ km/h

6.4.3 Influence du système de Suspension

Les essais expérimentaux réalisés par Hunaidi et Rainer (1996) montrent que la modification du système de suspension de véhicules lourds peut réduire significativement les vibrations induites par le trafic. Le système de suspension avec la raideur verticale et l'amortisseur affecte l'amplitude de la charge dynamique de l'essieu et la fréquence de résonance des essieux. Deux systèmes de suspension sont généralement utilisés : suspension avec ressorts à lames et suspension pneumatique. Le principe d'amortissement du premier est basé sur un frottement sec du type Coulomb alors que le deuxième comporte des absorbeurs de chocs. Le

tableau 6.7 donne les caractéristiques des systèmes de suspension utilisés dans la présente analyse. Elles ont été sélectionnées sur la base des valeurs types trouvées dans la littérature (Fu et al 2003, Douglas et al 2003).

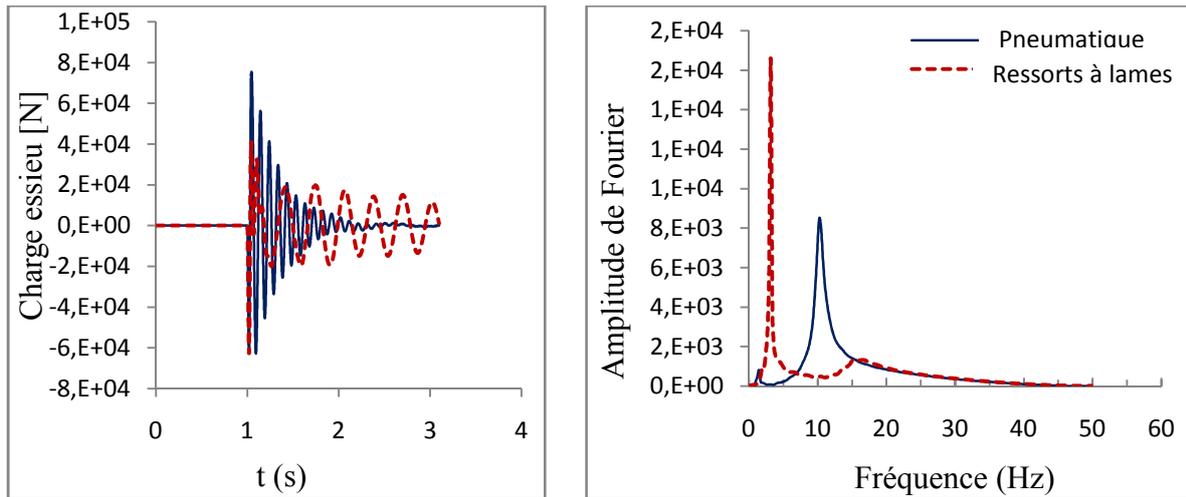
La figure 6.11a présente la charge dynamique induite par l'essieu avant suite au passage du véhicule à un dos d'âne court (cas 2) et pour une vitesse de véhicule $V=36$ km/h. L'analyse de Fourier de la réponse obtenue est donnée sur la figure 6.11b. Pour la suspension avec ressorts à lames, la fréquence dominante (2Hz) correspond au mode de tangage du véhicule, alors que la suspension pneumatique amplifie le mode de vibration des essieux. Le tableau 6.8 résume les résultats de l'analyse sur les vibrations en champ libre. On note que l'utilisation du système de suspension avec ressorts à lames conduit à une réduction de l'ordre de 10 à 20 % du niveau de vibration en comparaison avec le système de suspension pneumatique. De plus, on observe une atténuation beaucoup plus rapide de la vibration pour le premier système comme l'illustre la figure 6.12.

type de Suspension	Raideur verticale (N/m)	Coefficient d'amortissement (Ns/m)
Pneumatique	0,4e6	10000
Ressorts à lames	2e6	10000

Tableau 6.7 : Caractéristiques du système de suspension

Type de suspension	Distance (m)					
	4	8	12	16	20	24
Pneumatique	6,87	2,85	2,36	2,12	1,625	1,09
Ressorts à lames	6,38	2,53	2,00	1,87	1,43	0,97

Tableau 6.8 : Influence du système de suspension sur les vibrations de sol en champ libre (V_z mm/s) - $V=36$ km/h (Cas 2)



a) Réponse temporelle

b) Spectre de Fourier

Figure 6.11 : Influence du système de suspension sur la charge dynamique de l'essieu avant

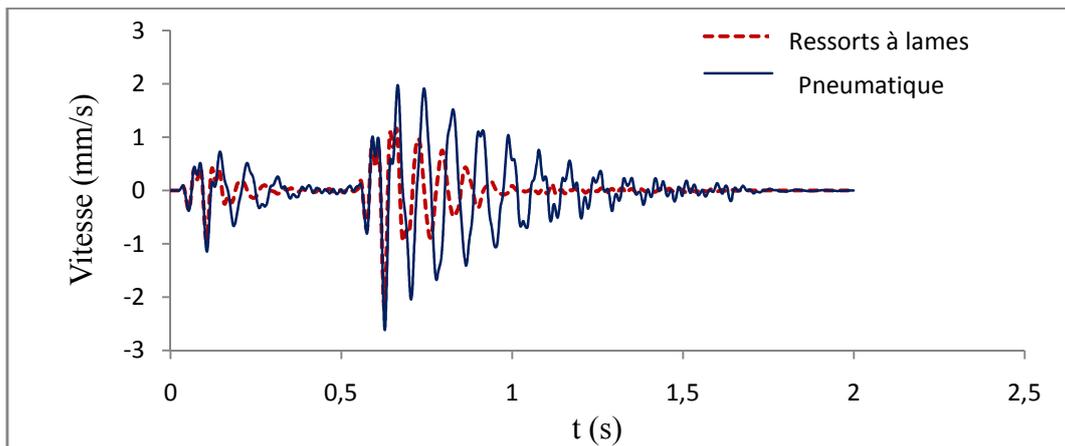


Figure 6.12 : Influence du système de suspension sur la vitesse particulière à une distance X=10 m du centre de la chaussée

6.5 Conclusion

Ce chapitre a présenté un modèle numérique pour l'analyse des vibrations induites dans le sol par le trafic routier. Un modèle de demi-véhicule à 4 DDL a été utilisé pour la détermination de la charge dynamique du véhicule rencontrant une irrégularité dans la chaussée. Un modèle en différences finies 3D a été ensuite utilisé pour étudier la propagation de la vibration dans le

sol. La validation du modèle numérique sur des mesures réelles donne des résultats satisfaisants et montre la capacité du modèle à reproduire les vibrations dans le sol induites par le trafic routier. L'analyse montre que l'amplitude et la fréquence des vibrations sont directement liées à la vitesse du véhicule, la géométrie du ralentisseur et le système de suspension du véhicule. Sur la base des résultats numériques, les dos d'âne courts doivent être évités et la priorité doit être donnée à l'utilisation des systèmes de suspension avec des ressorts à lames. Le modèle proposé peut être utilisé pour l'analyse des nuisances vibratoires dans le sol et leur impact sur les structures avoisinantes et permet d'analyser les stratégies d'isolation.

BILAN ET PERSPECTIVES

Ce mémoire a présenté une synthèse de mes travaux de recherche menés au Laboratoire de Mécanique de Lille puis au laboratoire Génie Civil et géo-Environnement. Ces travaux sont abordés avec une même démarche méthodologique en m'intéressant principalement aux aspects de modélisation numérique et en accordant une importance à la validation des modèles numériques par l'expérimentation dès que cela est possible.

Deux thèmes principaux ont été développés :

Le premier thème concerne le comportement sismique des ouvrages complexes. Il s'inscrit dans la continuité naturelle de ma recherche initiée pendant ma thèse. Les résultats obtenus permettent d'envisager une meilleure compréhension de la réponse sismique de ce type d'ouvrage. La réponse sismique de la structure dépend d'une manière sensible de l'interaction sol-structure. Cette dernière fait intervenir des mécanismes complexes qui dépendent du contenu fréquentiel du chargement, des fréquences propres du massif du sol et de la structure et du comportement non linéaire du sol. Les procédures simples proposées dans les règlements parasismiques ne sont pas suffisantes pour évaluer correctement l'influence de l'interaction sol-structure (ISS) sur la réponse de la structure. De plus, une attention particulière doit être accordée à la modélisation du comportement du sol qui est fort dépendant de l'amplitude de la secousse sismique. L'utilisation d'un modèle élastique non linéaire du sol rend l'analyse de l'interaction sol-structure très complexe à cause de l'apparition de multiples fréquences dans la réponse du massif de sol. L'étude de l'influence de la plasticité du sol sur l'interaction sol-structure a montré que la plasticité du sol induit deux effets, à savoir un amortissement supplémentaire dû à la dissipation par déformations plastiques et une réduction des fréquences propres du système sol-fondation. L'influence de la plasticité dépend de son extension dans le massif du sol qui à son tour, dépend de l'amplitude du chargement, de son contenu fréquentiel et des fréquences propres du système sol-fondation-structure. La présence de la phase de l'eau ajoute un degré de complexité supplémentaire au problème. Dans ce cas, une analyse couplée est recommandée dans l'analyse de la réponse sismique puisqu'elle tient compte de l'interaction fluide-squelette. Le

modèle type Mohr-Coulomb largement utilisé en ingénierie géotechnique n'est pas très adéquat pour une analyse couplée sous un chargement sismique élevé. La pression de l'eau est fortement liée à la déformation volumique de la squelette d'où l'intérêt de l'utilisation d'une loi de comportement plus sophistiquée qui permet de mieux décrire le comportement de sol et l'apparition de la plasticité à faible sollicitation. Toutefois, ces modélisations doivent être complétées par le retour d'expérience suite aux observations post-sismiques et des modélisations physiques en centrifugeuse/Table vibrante.

Le deuxième thème traite des problématiques de la géotechnique routière et des infrastructures de transport. L'analyse du comportement des infrastructures de transport et leur dégradation constituent une préoccupation majeure des maîtres d'ouvrage et des gestionnaires des réseaux routiers. Ce thème a été initié dans le cadre de la thèse de Bassem Ali sur l'orniérage des chaussées flexibles. Une collaboration fructueuse avec le laboratoire des voies de circulation (LAVOC) de l'EPFL nous a permis la validation d'un modèle numérique pour la prédiction de l'orniérage. Le modèle a été validé sur des essais en vraie grandeur effectués au LAVOC. Il présente de nombreux avantages et permet d'avoir une prévision du développement de l'orniérage avec différentes conditions du trafic (milieu urbain) et d'environnement (température). Il est un outil efficace pour analyser des procédés et des stratégies de réparation des chaussées dégradées.

En 2007, j'ai monté un projet transversal sur les nuisances vibratoires en milieu urbain où j'ai pu obtenir un financement BQR de l'Université de Lille 1. La thèse de M. Mhanna a démarré en Oct 2008 sur ce sujet. Ce projet est effectué en collaboration avec l'IEMN (B. Piwakowski) et la section acoustique et Environnement (P. Dunez) de l'IFSTTAR. Un modèle numérique a été proposé pour l'analyse des vibrations induites en milieu urbain par le trafic routier. La validation du modèle numérique sur des mesures réelles disponibles en littérature donne des résultats satisfaisants. Le modèle proposé peut être utilisé pour l'analyse des nuisances vibratoires dans le sol et leur impact sur les structures avoisinantes et permet d'analyser les stratégies d'isolation.

Je conclus ce mémoire en donnant des éléments de perspectives pour les années à venir. Il s'agit des projets en cours ou des perspectives à moyen terme :

Les travaux relatifs au premier thème ouvrent de nombreuses perspectives. Un grand intérêt scientifique et pratique se dégage. La mesure du risque sismique est une problématique d'actualité puisque la réglementation à ce sujet est dans une phase de grand changement. Parmi les travaux en cours, nous nous intéressons actuellement aux approches du type modal Pushover dans le cadre de thèse de Malek Atik qui porte sur l'Influence des modes supérieurs sur la réponse sismique des immeubles de grande hauteur. Un deuxième travail est également en cours dans le cadre de la thèse de Iyad Sliteen qui porte sur l'analyse de la stabilité du front de taille d'un tunnel sous chargement sismique et l'influence de la prise en compte du phasage des travaux de creusement sur la réponse sismique de l'ouvrage. Comme perspective de ce travail, Il me semble intéressant d'étudier le comportement sismique des sols renforcés. A l'heure actuelle, plusieurs techniques de renforcement de sols sont utilisées, mais leur comportement sismique n'est pas clairement défini et optimisé (Géotextile, terre armée..). Un autre axe de travail qui n'a pas une moindre importance est celui du comportement sismique des ouvrages dans les milieux saturés ou partiellement saturés.

Sur le deuxième thème, nous nous intéressons actuellement à l'étude de l'efficacité des dispositifs d'isolation vibratoire. Dans ce cadre, nous avons réalisé en collaboration avec l'IFSTTAR une série d'essais en vraie grandeur en utilisant la Dynaplaque comme générateur d'impulsions. Les résultats en cours d'exploitation vont permettre la validation et le calage du modèle numérique. Pendant ce travail, nous nous sommes intéressés essentiellement aux vibrations mécaniques transmises par le sol. Il sera intéressant d'étudier l'effet des ondes transmises par voie aérienne et examiner s'il y a un éventuel couplage avec le premier type d'ondes. Ce sujet nécessite des compétences en interaction fluide structure.

Enfin, je souhaiterais valoriser les compétences que j'ai acquises en modélisation numérique pour m'intéresser à des problématiques de l'environnement. Dans ce cadre, je participe à l'encadrement de la thèse de Diala Tabbal qui a démarré en octobre 2010 sur un l'impact de la sécheresse sur les constructions. En plus de son intérêt socio-économique, le sujet a un grand intérêt scientifique. Il s'agit d'un problème de couplage complexe multiphasique avec une forte interaction sol-atmosphère.

BIBLIOGRAPHIE GENERALE

1. Ali B. (2006), "**Modèle numérique pour comportement mécanique des chaussées: application à l'analyse de l'orniérage**" Thèse de doctorat, Univ. des Sciences et Technologies de Lille , France.
2. Ali B., Sadek M., Shahrour I. (2008), "**Elasto-viscoplastic finite element analysis of the long-term behavior of flexible pavements**", *International Journal of Road Materials and Pavements Design*, Volume 9, Issue 3, July 2008, Pages 463-479.
3. Ali B., Sadek M., Shahrour I. (2008), "**Modélisation numérique de l'orniérage : application aux voiries urbaines**", *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, VOL 12/9-10 - 2008 - pp.1165-1180.
4. Ali B., Sadek M., Shahrour I. (2009) "**Finite-Element Model for Urban Pavement Rutting: Analysis of Pavement Rehabilitation Methods**", *Journal of Transportation Engineering, ASCE*, Volume 135, Issue 4, pp. 235-239, 2009.
5. 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.
6. Al-Qadi L., Elseifi M. and Yoo P. (2004), "**Characterization of Pavement Damage Due to Different Tire Configurations**", *Journal of APPT*, Vol. 84. 2004, pp. 427-466.
7. Anderson, J.G., Zeng, Y. & Sucuoglu, H. (2001), "**Analysis of accelerograms from the October 1995 Dinar, Tukey earthquake**", *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 91, 2001, 1433-1445.
8. Archilla. R., and Madanat S. (2000), "**Development of a Pavement Rutting Model from Experimental Data**", *Journal of Transportation Engineering, ASCE*, Volume 126, 2000 No.4 pp.291-299.
9. Archuleta R. J., Seale S. H., Sangas P. V., Baker L. M., & Swain S. T. (1992), "**Garner Valley down hole array of accelerometers: Instrumentation and preliminary data analysis**", *Bull. Seismological Soc. Of Am.*, 82(4), 1592–1621.

10. ATC-3 [1978], "**Tentative provisions for the development of seismic regulations of buildings: a cooperative effort with the design profession, building code interests, and the research community**", *National Bureau of Standards*, Washington DC.
11. 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.
12. Beskou N.D. and Theodorakopoulos D.D. (2011) "**Dynamic effects of moving loads on road pavements: A review.**", *J. Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 31 (4), pp. 547-567.
13. Bielak, J. (1975), "**Dynamic behavior of structures with embedded foundations**", *J. Earthquake Engrg. Struct. Dyn.*, 3(3), 259–274.
14. Blab R. and Harvey J. (2002), "**Modeling Measured 3D Tire Contact Stresses in a Viscoelastic FE Pavement Model**", *Journal of Engineering Mechanics*, Volume 2, Issue 3, pp. 271-290.
15. Boussinesq J. (1885). **Applications des Potentiels à l'étude de l'équilibre et Mouvement des Solides Elastiques**, Gauthier-Villard: Paris.
16. 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.
17. 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.
18. Brown F. (1978). "**Material Characteristics for Analytical Pavement Design**", *Developments in Highway Pavement Engineering*, Chapter II. P.S. P. Applied Science Publishers.
19. Building Seismic Safety Council (BSSC) (2003), "**The 2003 NEHRP Recommended Provisions For New Buildings And Other Structures Part 2: Commentary (FEMA 450)**" Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

20. Cascone E. and Rampello S. (2003), "**Decoupled Seismic Analysis of an Earth Dam**", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 23, pp. 349-365, 2003.
21. Cebon D. (1993), "**Interaction between Heavy Vehicles and Roads**", Society of Automotive Engineers., ISBN 1-56091-336-3.
22. Chen J-S., Lin C-H., Stein E. and Hothan J. (2004), "**Development of a Mechanistic-Empirical Model to Characterize Rutting in Flexible Pavements**", *Journal of Computing in Civil Engineering*, Volume 130 (July/August 2004), Issue 4, pp. 519-525.
23. Chehab G. (2002), "**Characterization of Asphalt Concrete in Tension Using a Viscoelastoplastic Model**", Ph.D. Dissertation, North Carolina State University.
24. Chehab G., Kim Y., Schapery R., Witczack M. and Bonaquist R. (2003) "**Characterization of Asphalt Concrete in Uniaxial Tension Using a Viscoelastoplastic Model**", *Journal of Asphalt Paving Technology*, AAPT, Vol. 72.
25. CERTU (1994) Centre d'études sur les réseaux, les transports, l'urbanisme et les constructions, "**Guide les ralentisseurs de type dos d'âne et trapézoïdale textes et recommandations**".
26. Chin B. H. and Aki K. (1991) "**Simultaneous study of the source, path, and site effects on strong ground motion during the 1989 Loma Prieta earthquake: a preliminary result on pervasive nonlinear site effects**", *Bull. Seism. Soc. Am.*, 81, 1859-1884.
27. Chung Y. (2000) "**Etude Numérique de L'interaction Sol-Pieu-Structure Sous Chargement Sismique**", Thèse de doctorat, Université des Sciences et Technologie de Lille.
28. Clough R.W. & Penzien J. (1993), "**Dynamics of Structures**", Mac Graw Hill.
29. Collop C. and Cebon D. (1997), "**Effects of 'Road Friendly' suspensions on long-term flexible pavement performance**", *J. Mech. Eng.* , Vol 211, Part C, pp 411-424.
30. Collop. A., Cebon D. (1995) "**A Visco-Elastic Approach to Rutting in Flexible Pavements**", *Journal of transportation engineering*, Vol. 121(January/February 1995), No.1, pp.82-93.
31. Crispino M. and D'Apuzzo M. (2001), "**Measurement and prediction of traffic-induced vibrations in a heritage building**" *J. Sound and Vibration*, 246(2), 319-335.

32. Douglas W. H., Darren J. T, and Karen R. R. (2003), "**Review of truck characteristics as factors in roadway design**" Report 505, transportation research board Washington, D.C.
33. De Beer M., and Fisher C. (1997), "**Contact Stresses Of Pneumatic Tires Measured With The Vehicle-Road Surface Pressure Transducer Array (VRSPTA) System**" For the University of California at Berkeley (UCB) and the Nevada Automotive Test Center (NATC). Confidential Contract Research Rep. CR-97/053, Transportek, Pretoria, South Africa.
34. Dobry R. & Gazetas G. (1988), "**Simple method for dynamic stiffness and damping of floating pile groups**", *Geotechnique*, Vol. 38, No. 4, 557-574.
35. Fang H, (2001), "**Rational Approach To Rutting Rehabilitation Decisions**", Thesis submitted to the faculty Purdue University on partial fulfilment of the requirement for the degree of doctor philosophy.
36. Field E.H., Johnson P.A., Beresnev I.A, & Zeng Y. (1997) "**Nonlinear ground motion amplification by sediments during the 1994 Northridge earthquake**" *Nature*, 390, 599-601, 1997.
37. Finn F., Saraf C., Kulkarni R., Nair K., Smith W. and Abdullah A. (1986), "**Development of Pavement Structural Subsystems**" NCHRP Report 291, National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board. Washington D.C.
38. Finn, W.D and Fujita N. (2002), "**Piles in liquefiable soils: seismic analysis and design issues**", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 22, 731–742.
39. Finn W.D.L (2005), "**A study of piles during earthquakes: Issues of design and analysis**", *Bulletin of Earthquake Engineering*, 3 (2):141-234. doi: 10.1007/s10518-005-1241-3.
40. FOREVER (2002), "**Synthèse des résultats et recommandations du Projet National sur les micropieux (1993-2001)**"- Opération du Réseau Génie Civil et Urbain - IREX.
41. Fu T., and Cebon D. (2002), "**Analysis of a truck suspension database**", *J. vehicle design, heavy vehicle systems.*, 9(4), 281- 297.
42. Gazetas, G. (1983), "**Analysis of machine foundation vibrations: state of the art**", *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, Vol. 2, No. 1, pp. 2-41.

43. 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.
44. 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.
45. Gazetas G., Fan K. and Kaynia A. (1993), "**Dynamic response of pile groups with different configurations**", *Soil Dynamics & Earthquake Engineering*, 12, pp. 239-257.
46. 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.
47. 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.
48. Gazetas G. & Mylonakis G. (2000) "**seismic soil-structure interaction: beneficial or detrimental**", *J. Earthquake Engrg.* Vol. 4, No 3(2000) 277-301.
49. Gazioglu S.M and O'Neill M.W (1984) "**An evaluation of p-y relationships in cohesive soils**", J.R. Meyer (ed.), Proceedings of the ASCE Symposium on Analysis and Design of Pile Foundations, ASCE National Convention, San Francisco, California, Oct. 1-5.
50. Gerolymos N, Giannakou A, Anastasopoulos I, Gazetas G (2008), "**Evidence of beneficial role of inclined piles: observations and summary of numerical analyses**", *Bulletin of Earthquake Engineering* 2008; 6(4): 705-722.
51. Gillespie T.D., Karamihas S.M., Sayers M.W., Nasim M.A., Hansen W., Ehsan N. and Cebon D. (1993), "**Effects of heavy-vehicle characteristics on pavement response and performance**", Technical Report 353, NCHRP, Transportation Research Board, Washington D.C.,.
52. Haddock J., Hand A., Fang F. and White T. (2005), "**Determining Layer Contributions to Rutting by Surface Profile Analysis**", *Journal. Transp. Engrg.*, Volume 131(February 2005), Issue 2, pp. 131-139

53. 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.
54. Hua J. and White T. A. (2002), "**Study of nonlinear tire contact pressure effect on HMA rutting**", *Int. J. Geomech.*, 2(3), 353–376.
55. Hunaidi O. and Rainer J. H. (1996), "**Control of traffic-induced vibration in buildings using vehicle suspension systems**", *J. Soil Dynamics and Earthquake Engineering.*, 15(4), 245-254.
56. Hunaidi O. and Tremblay M. (1997), "**Traffic-induced building vibrations in Montréal**", *Canadian journal of Civil Engineering.*, 24(5), 736-753.
57. Hunaidi O., Guan W. and Nicks J. (2000), "**Building vibrations and dynamic pavement loads induced by transit buses**", *J. Soil Dynamics and Earthquake Engineering.*, 19(6), 435-453.
58. Hwang J. H., Wu C. P. and Wang S. C. (2007), "**Seismic record analysis of the Liyutan earth dam**", *Can. Geotech. J.*, 44, 1351–1377, 2007.
59. 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.
60. Kagawa T., and Kraft M. (1980), "**Lateral load-deflection relationships of piles subjected to dynamic loadings**", *Soils and Foundations*, Vol. 2, pp 19-36.
61. Kausel E., and Roesset J.M. (1975), "**Dynamic stiffness of cylindrical footings**", *ASCE, JNL. Engng Mechanics* Div. 101 (EM6), pp.771-785.
62. Kaynia A. M. & Kausel E. (1982) "**Dynamic Behavior of Pile Groups**", Proc. 2nd Int. Conf. Numer. Meth. in Offshore Piling, Austin, pp. 509-532.
63. Khalil M., Sadek M., Shahrour I. (2007), "**Influence of the soil-structure interaction on the fundamental period of buildings**", *Wiley, Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36:2445-2453.
64. 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.

65. 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.
66. Law S.S., Bu J.Q., Zhu X.Q. and Chan S.L. (2004), "**Vehicle axle loads identification using finite element method**", *J. Engineering Structures.*, 26(8), 1143-1153.
67. Law S. S., and Zhu X.Q. (2005), "**Bridge dynamic responses due to road surface roughness and braking of vehicle**", *J. Sound and Vibration.* 282(3-5), 805-830.
68. Lombaert G., and Degrande G. (2001), "**Experimental validation of a numerical prediction model for free field traffic induced vibrations by in situ experiments**", *J. Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 21(6), 485-497.
69. Lombaert G. and Degrande G. (2003), "**The experimental validation of a numerical model for the prediction of the vibrations in the free field produced by road traffic**", *J. Sound and Vibration*, 262(2), 309-331.
70. Luco J.E. (1974), "**Impedance functions for a rigid foundation on a layered medium**", *Nuclear Engrg. and Design*, Vol. 31, pp. 204-217.
71. Lysmer J., Udaka T., Tsai C.-F., Seed H.B. (1975), "**FLUSH: A Computer Program for Approximate 3-D Analysis of Soil-Structure Interaction Problems**", Report no. EERC 75-30, November, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
72. Mitchell D., Tinawi R., and Sexsmith R.G. (1991) "**Performance of Bridges in the 1989 Loma Prieta Earthquake, Lessons for Canadian Designers**", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 18, Issue n4, 1991, pp. 711-734.
73. Maheshwari, Truman, Gould and El-Naggar (2005), "**Three-Dimensional Nonlinear Seismic Analysis of Single Piles Using Finite Element Model: Effects of Plasticity of Soil**", *International Journal Of Geomechanics, ASCE /ISSN 1532- 3641/2005/1-35-44.*
74. 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.
75. 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.

76. 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.
77. Makris N., Gazetas G. and Delis E. (1996), "**Dynamic soil-pile-foundation-structure interaction : records and predictions**", *Géotechnique* 46, No. 1, pp. 33-50.
78. Makris N., Tazoh T., Yun X. and Fill A.C. (1997), "**Prediction of the measured response of a scaled soil-pile-superstructure system**", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 16, pp 113-124.
79. Markow M. J. (1988), "**Analyzing the interaction between dynamic vehicle loads and highway pavements**", *Transportation research record TRB*, 1196:161-169.
80. Mamlouk M. S. (1997), "**General outlook of pavement and vehicle dynamics**" *Journal of Transportation Engineering*, Proceedings of the ASCE, 123(6):515-517.
81. Mhanna M., Sadek M., Shahrour I (2011), "**Numerical modeling of traffic-induced ground vibration**", *Computers and Geotechnics*, Elsevier, In press.
82. Ming H.Y. and Li X.S. (2003), "**Fully coupled analysis of failure and remediation of lower San Fernando dam**", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*; 129(4):336–49.
83. 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.
84. Mizuno H., Iiba M. and 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.
85. Mizuno, H. (1987), "**Pile damage during earthquakes in Japan**", *Dynamic Response of Pile Foundations*, ed. T. Nogami, *ASCE Special Publication*, pp. 53-78.
86. Murchison J. M, O'Neill M.W (1984), "**An evaluation of p-y relationships in cohesionless soils**", J.M. Meyer (ed.), Proceedings of the ASCE Symposium on Analysis and Design of Pile Foundations, ASCE National Convention, San Francisco, California, Oct 1–5:174–191.
87. NEHRP (1997), "**Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures**", Building Seismic Safety Council, Washington, D.C.,

88. Newmark, N. M. & Rosenblueth, E. (1971), "**Fundamentals of Earthquake Engineering**", Prentice Hall Inc.
89. 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.
90. Olsson J., Zeng L. and Wiberg N. (2000), "**Finite Element Analysis of Road Rutting**". European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering, ECCOMAS, Barcelona, Spain.
91. Ousta R. (1998), "**Etude du comportement sismique des micropieux**", Thèse de doctorat Université des Sciences et Technologies de Lille 1.
92. Parish Y., Sadek M., Shahrour I. (2009), "**Numerical analysis of the seismic behaviour of earth dam**", *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 9, 451-458, 2009.
93. 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.
94. Penzien J. (1970), "**Soil-pile foundation interaction**", *Earthquake Engineering, Ch. 14*, Prentice-Hall, pp.349-381.
95. Perret J., Dumont A., Turtschy J. and Ould-Henia M. (2001), "**Rapport de recherche : Evaluation des performances de nouveaux matériaux de revêtement (1ère partie) : Enrobés à haut module**", OFROU (Office fédéral des routes), décembre 2001.
96. Perret J. (2003), "**Déformation des couches bitumineuses au passage d'une charge de trafic**", Thèse présentée à l'EPFL Lausanne.
97. 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.
98. Shahrour I., Sadek M. & Ousta R. (2001), "**Three-dimensional finite element modeling of the seismic behavior of micropiles used as foundation support element**", *Transportation Research Board, journal of "SOIL MECHANICS"*, , Transportation Research Record 1772, pp 84-91.
99. Sadek M. (2003), "**Thèse de doctorat «Etude Numérique du Comportement des Micropieux Sous Chargement Sismique: Analyse de L'effet de Groupe et de**

L'inclinaison", Université des Sciences et Technologies de Lille 1, Laboratoire de Mécanique de Lille.

100. Sadek M., Shahrour I. (2004), "**Three dimensional finite element analysis of the seismic behaviour of inclined micropiles**", *ELSEVIER, Soil Dynamics & Earthquake Engineering*, Volume 24, pp 473-485.
101. Sadek M., Shahrour I. (2006), "**Influence of the head and tip connection on the seismic performance of micropiles** ", *ELSEVIER, Soil Dynamics & Earthquake Engineering*, 26 (5), pp. 461-468.
102. Saleh M., Steven B. and Alabaster D. (2003) "**Three Dimensional Nonlinear Finite Element Model To Simulate The Pavement Response In The Canterbury Accelerated Pavement Testing Indoor Facility "CAPTIF"**". *Journal of Transportation Research Board*, pp 153.
103. Seed H. B. & Sun J. I. (1989), "**Implications of site Effects in the Mexico City Earthquake of September 19, 1985 for Earthquake – Resistant Design Criteria in the San Francisco Bay Area of California**", Report N°. UCB/EERC-98-03, Earthquake Engineering Research Centre, University of California at Berkeley.
104. Simpson, A. (2001), "**Characterization of Transverse Profiles**", FHWA-RD-01-024, Federal Highway administration. Highway Research Center, Georgetown Pike.
105. Skok E. Johnson and Turk A. (2002), "**Asphalt Pavement Analyses (APA) Evaluation**" Technical report, Minnesota department of transportation, September.
106. Stewart J. P., Seed R. B. & Fenves G. L. (1999), "**Seismic soil-structure interaction in buildings. II: Empirical findings**", *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, ASCE*, 1090-0241/99/0001-0038–0048.
107. Tabesh A. (1997), "**Lateral seismic analysis of piles**", Ph.D. thesis, University of Sydney.
108. Tajimi, H. (1969), "**Dynamic Analysis of Structure Embedded in Elastic Stratum**", Proc. 4th Wld Conf. Earthq. Engng, Santiago, pp. 53-69
109. Tazoh T., Shimizu K. and 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.
110. Traffic Advisory Leaflet 8/96 (1996), "**Road humps and ground-borne vibration**", Department for Transport in England.

111. Tran D. (2004), "Model Simplified Pour Chaussées Fissurées Multicouche", Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
112. Ullidtz P. (1998), "**Deterioration Models for Managing Flexible Pavements**", Paper Offered for Presentation at the 78 Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington, 1998.
113. USCOLD (U.S. Committee on Large Dams) 1984, "**Bibliography on Performance of Dams during Earthquakes**" compiled by Philip Gregory, University of California, Berkeley.
114. USCOLD 1992a. "**Directory of Computer Programs in Use for Dam Engineering in the United States**," Committee on Methods of Numerical Analysis of Dams, March, Denver, CO.
115. USCOLD 1992b. "**Observed Performance of Dams during Earthquakes**," Committee on Earthquakes, July, Denver, CO.
116. USCOLD 2000. "**Observed Performance of Dams during Earthquakes**," vol. II, Committee on Earthquakes, October, Denver, CO.
117. Uzarowski L., Paradis M. and Lafarge Paul. (2004), "**Accelerated Performance Testing Of Canadian Asphalt Mixes Using Three Different Wheel Rut Testers**", Paper prepared for presentation At the Accelerated Field and Laboratory Pavement Testing Session Of the 2004 Annual Conference of the Transportation Association of Canada Quebec City, Quebec.
118. Vanderpool Walt (2002), "**MICROPILE RESPONSE TO HECTOR MINE EARTHQUAKE**", International Workshop on Micropiles - IWM 2002, Session VI, Venice May 29- June 2, 2002 Italy.
119. Velestos A.S., & Meek J.W. (1974), "**Dynamic behavior of building-foundation systems**", *J. Earthquake Engrg. Struct. Dyn.*, 3(2),121–138.
120. Velestos A. S., & Nair V. V. (1975), "**Seismic interaction of structures on hysteretic foundations**" *J. Struct. Engrg., ASCE*, 101(1), 109–129.
121. Vucetic M. (1984), "**Cyclic threshold strains in soils**", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 120, n°12, 2208-2228.
122. Wang F. and Machemehl R. (2004), "**An Analytical Verification of the Effects of Tire Pressure on Pavement with Data from Washington State**". DOT TRB 2004 Annual Meeting CD-ROM.

123. Watts G.R., Harris G. J. and Layfield R. E. (1997), "**Traffic calming, vehicle generated ground-borne vibration alongside speed control cushions and road humps**", transport research laboratory, TRL report 235.
124. Watts G.R., and Krylov V.V. (2000) "**Ground-borne vibration generated by vehicles crossing road humps and speed control cushions**", *J. Applied Acoustic.*, 59(3), 221-236.
125. White T., Haddock J., Hand A and Fang H. (2002) "**Contributions of pavement structural layers to rutting of hot mix asphalt pavements**", NCHRP Rep. 468, National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, National Research Council, National Academy Press, Washington, D.C.
126. Wilson, D. W. (1998), "**Soil-pile-superstructure Interaction at Soft and Liquefying Soil Sites**", PhD Thesis, U. of California at Davis, Davis, CA.
127. 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.
128. Yavuzturk C., Ksaibati K. and Chiasson A. D. (2005), "**Assessment Of Temperature Fluctuations In Asphalt Pavements Due To Thermal Environmental Conditions Using A Two-Dimensional, Transient Finite-Difference Approach**", *Journal Of Materials In Civil Engineering* ,ASCE / July/August 465- 475.
129. Zaniwski J. and Nallamothu S. (2003), "**Evaluation of Binder Graded on Rutting Performance**", Report of the West Virginia Highways Department, June, 2003.

CURRICULUM VITAE

Marwan SADEK

Né le 30 Mars 1976, **Marié - 1 enfant**

Maître de conférences CN (Section 60) - Laboratoire Génie Civil et géo-Environnement

Responsable du Master 1 Génie Civil à Polytech'Lille depuis Septembre 2005

Membre élu du CA et CS de Polytech'Lille depuis Septembre 2010

Titulaire de la PES (Rang A)

E-mail : Marwan.Sadek@polytech-lille.fr

Tel : 0033.3.20.43.66.93

CURSUS

Depuis septembre 2005 : Maître de conférences à Polytech'Lille

2003 – 2005 : Ingénieur d'études au bureau d'ingénierie ACOGEC spécialisé dans les ouvrages d'art

+ Doctorat de génie civil Juillet 2003
Université des Sciences et Technologies de Lille
Directeur de thèse : Professeur *Isam SHAHROUR*

→ Financement : Bourse d'Excellence Eiffel (1999-2003).

La thèse intitulée «*Etude numérique du comportement des micropieux sous chargement sismique : Analyse de l'effet de groupe et de l'inclinaison*» s'est effectuée à *Polytech'Lille* en collaboration avec l'*Université Polytechnique de New York*, et le projet national [FOREVER](#).

+ DEA de Génie Civil 1998/1999
Université des Sciences et Technologies de Lille (USTL)
Major de promotion (Mention : Très bien)
Boursier de l'Agence Universitaire de la Francophonie (AUF)

+ Diplôme d'Ingénieur en Génie Civil 1993/1998
Université LIBANAISE - Faculté de génie III
Major de promotion (Mention : Très bien)

ACTIVITES D'ENSEIGNEMENT

Depuis 2000, j'assure des enseignements en formation d'ingénieurs et en Master de Génie Civil à Polytech'Lille. Cette activité qui a commencé pendant la thèse est toujours maintenue dans le cadre de ma fonction de Maître de Conférences. Mon service d'enseignement actuel comporte :

- ◆ **Dynamique des Structures** (Cours et TD pour les étudiants ingénieurs en 4^{ème} année de Géotechnique - Génie Civil ; 25 H)

- ◆ **Constructions parasismiques** (Cours et projet pour les étudiants ingénieurs en 5^{ème} année de Géotechnique - Génie Civil et les étudiants en Master 2 Infrastructures en Génie Civil ; 25 H)
- ◆ **Béton armé II** (Cours et TD pour les étudiants en Master 1 de Génie Civil ; 40 H)
- ◆ **Interaction Sol-Structure** (Cours pour les étudiants ingénieurs en 5^{ème} année de Géotechnique - Génie Civil ; 10 H)
- ◆ **Éléments finis** (TD pour les étudiants ingénieurs en 4^{ème} année de Géotechnique - Génie Civil ; 16H).
- ◆ **Calcul numérique des structures** (Cours pour les étudiants en Master 1 de Génie Civil : 15 H; TD pour les étudiants en 4^{ème} année de Géotechnique - Génie Civil : 16H)

➤ **RESPONSABILITES COLLECTIVES**

- Responsable du Master 1 Génie Civil à Polytech-Lille (USTL) depuis septembre 2005 (le nombre d'étudiants a évolué de 45 étudiants en 2005 à 113 étudiants en 2010). J'ai participé à la mise en place de la nouvelle maquette du M1 Génie Civil. J'assure la responsabilité du module Projet y compris le contact avec les professionnels, l'affectation des projets et l'organisation et la présidence du jury des soutenances.
- Membre élu du Conseil d'Administration de Polytech'Lille depuis 2010.
- Membre élu du Conseil Scientifique de Polytech'Lille depuis 2010.
- Membre de la Commission des spécialistes 60^{ème} Section du laboratoire de mécanique de Lille (Unité Mixte de Recherche UMR 8107) – (2006 -2008).
- Membre du Vivier du comité de sélection – Section 60 – Université de Lille 1 (depuis 2009).
- Membre du Jury à l'Epreuve du TIPE en classes préparatoires aux Grandes Écoles depuis 2009.

ACTIVITES DE RECHERCHE

Actuellement, je suis membre de l'équipe de recherche (interactions sol/structure) du Laboratoire Génie Civil et géo-Environnement LGCgE qui est un laboratoire régional PRES. Mes principaux thèmes de recherche sont :

- Influence de l'interaction sol-structure sur le comportement sismique et post-sismique des ouvrages (Bâtiments, ponts, barrages..).
- Comportement des Infrastructures de transport (chaussées, voies ferrées, nuisances vibratoires).
- Je suis responsable au sein de l'équipe du thème « comportement sismique des ouvrages complexes ». Cette activité comporte des développements numériques spécifiques, notamment pour la prise en compte des non linéarités dans l'analyse des réponses sismiques des ouvrages.

- Je suis impliqué dans plusieurs projets de recherche au sein de l'équipe, en particulier :
 - En 2007, le Laboratoire de Mécanique de Lille s'est impliqué dans le projet "Voie sur dalle grande vitesse NBT" du pôle de compétitivité I-Trans. Ce projet à caractère confidentiel a réuni les principaux acteurs de l'industrie ferroviaire et des systèmes de transports terrestres (Railtech International, Alstom, CEF, RTT ..) et de la recherche (LML, LCPC) du Nord Pas de Calais et en Picardie. Le projet concerne l'étude et la réalisation d'un concept de nouvelle voie et des moyens de mise en œuvre associés. J'étais responsable côté LML de la tâche liée à la Conception et la modélisation du système de voies.

- Participation au projet ANR SOLCYP "COMPORTEMENT ET CALCUL DE FONDATIONS PROFONDES SOUS SOLLICITATIONS CYCLIQUES". Ce projet a été retenu par l'ANR à la suite de son appel à projets de recherche 2007 au titre du thème « Réseau Génie Civil et Urbain ». Ce projet a pour ambition de développer et valider des méthodes de calcul et de dimensionnement des pieux soumis à des sollicitations cycliques axiales ou latérales.
- Je suis porteur d'un projet de recherche transversal sur les nuisances vibratoires en milieu urbain. Dans ce cadre, j'ai pu obtenir en 2007 un financement du laboratoire de mécanique de Lille (10,000 euros) et un crédit BQR (40,000 euros). La thèse de M. Mhanna a démarré en Oct 2008 sur ce sujet.

Ce projet est effectué en collaboration avec :

- l'EMN (Institut d'Electronique de Microélectronique et de Nanotechnologie)
- le LCPC, Section acoustique et Environnement

➤ PUBLICATIONS

+ Revues internationales

- A1. Mhanna M., Sadek M., Shahrour I (2011) "**Numerical modeling of traffic-induced ground vibration**", **Computers and Geotechnics**, Volume 39, Pages 116-123.
- A2. Ali B., Sadek M. (2011) "**Experimental analysis of the influence of crumb rubber addition on the short-term aging of Syrian asphalt**", *Arabian Journal of Geosciences*, Springer, **In press**.
- A3. Mekdash, H., Hage Chehade, F., Sadek, M (2011) "**Numerical analysis of slopes stability and shallow foundations behavior at crest under real seismic loading - Reinforcement effect**" *International Review of Mechanical Engineering* 4 (7), pp. 965-969.
- A4. Shahrour, I. Khoshnoudian, F., Sadek, M., Mroueh, H. (2010) "**Elastoplastic analysis of the seismic response of tunnels in soft soils**", *Tunnelling and Underground Space Technology*, 25 (4), pp. 478-482.
- A5. SADEK M., Mroueh H., Shahrour I. (2010) "Influence of nonlinearity on the stress distribution in the soil – application to road engineering problems", *Journal of Transportation Engineering, ASCE*, Volume 136, Issue 1, pp. 77-83.
- A6. Parish Y., Sadek M., Shahrour I. (2009) "**Numerical analysis of the seismic behaviour of earth dam**", *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 9, 451-458, 2009.
- A7. Ali B., Sadek M., Shahrour I. (2009) "**Finite-Element Model for Urban Pavement Rutting: Analysis of Pavement Rehabilitation Methods**", *Journal of Transportation Engineering, ASCE*, Volume 135, Issue 4, pp. 235-239, 2009.
- A8. Parish Y., Shahrour I., Sadek M. (2008) "**INFLUENCE OF THE WATER-SKELETON INTERACTION IN SEISMIC RESPONSE OF EARTH DAMS**", *The International Journal of Multiphysics*, Volume 2, Number 3, October 2008, pp. 267-277(11).
- A9. Ali B., Sadek M., Shahrour I. (2008), "**Modélisation numérique de l'orniérage : application aux voiries urbaines**", *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, VOL 12/9-10 - 2008 - pp.1165-1180.
- A10. Ali B., Sadek M., Shahrour I. (2008), "**Elasto-viscoplastic finite element analysis of the long-term behavior of flexible pavements**", *International Journal of Road Materials and Pavements Design*, Volume 9, Issue 3, July 2008, Pages 463-479.
- A11. Sadek M., Shahrour I. (2007), "**Use of the Boussinesq solution in geotechnical and road engineering: influence of plasticity**", *Comptes Rendus Mécanique, Elsevier, Thematic issue, Joseph Boussinesq, a Scientist of bygone days and present times*, Tome 335, 2007, pp 516-521.

- A12. Louay K., Sadek M., Shahrour I. (2007), **"Influence of the soil-structure interaction on the fundamental period of buildings"**, Wiley, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2007; 36:2445-2453.
- A13. Sadek M., Shahrour I. (2006), **"Influence of the head and tip connection on the seismic performance of micropiles "**, ELSEVIER, Soil Dynamics & Earthquake Engineering, 26 (5), pp. 461-468.
- A14. Sadek M., Shahrour I. (2004), **"Three dimensional finite element analysis of the seismic behaviour of inclined micropiles"**, ELSEVIER, Soil Dynamics & Earthquake Engineering, Volume 24, pp 473-485.
- A15. Shahrour I., Sadek M. & Ousta R. (2001), **"Three-dimensional finite element modeling of the seismic behavior of micropiles used as foundation support element"**, Transportation Research Board, journal of "SOIL MECHANICS", TRB 2001, Transportation Research Record 1772, pp 84-91.

+ Congrès et colloques internationaux

- C1. I. Sliteen, H. Mroueh, M. Sadek (2011) **"Three-Dimensional Non-linear Analysis of Soil-Tunnel Interaction subject to Seismic Loading: Effect of Tunnel Installation"**, Thirteenth International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing, Crete, Greece 6-9 September 2011.
- C2. M. Mhanna, M. Sadek, I. Shahrour (2011) **"Prediction and mitigation of traffic induced ground vibrations in urban zone"** 17th International Conference on Urban Transport and the Environment. Pisa, Italy. June 2011
- C3. F. HAGE CHEHADE, M. SADEK & I. SHAHROUR (2010) **"Non linear numerical modelling of slopes stability under seismic loading and Reinforcement Effect"**, Accepted for the 7th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, NUMGE 2010, Trondheim, Norway.
- C4. F. HAGE CHEHADE, M. SADEK & I. SHAHROUR (2009) **"Non Linear Global Dynamic Analysis of Reinforced Slopes Stability Under Seismic Loading"**, the 2009 International Conference on Advances in Computational Tools for Engineering Applications (ACTEA),Beirut, IEEE, pp.46-51, 2009.
- C5. HAGE CHEHADE F. and M. SADEK (2008) **"Numerical Analysis of slopes stability under seismic loading in Lebanon"**, 5th Congress of Scientific Research Outlook in the Arab World: "Scientific Innovation and Sustained Development", 2008, Fez-Morocco.
- C6. PARISH Y., SADEK M. & SHAHROUR I. (2008) **"Numerical Analysis of the Seismic Behaviour of Earth Dam"**, 7th European Conference on Structural Dynamics, Southampton, July 2008.
- C7. ALI B., SADEK M. & SHAHROUR I. (2008) **"EVALUATION OF URBAN PAVEMENT RUTTING REPAIR USING FINITE ELEMENT MODELING"**, 10th International Conference on Application of Advanced Technologies in Transportation, May 2008.
- C8. SADEK M., Mroueh H. & SHAHROUR I. (2008) **"BOUSSINESQ SOLUTION IN GEOTECHNICAL AND ROAD ENGINEERING"**, 10th International Conference on Application of Advanced Technologies in Transportation, May 2008. Cet article a obtenu un premier avis favorable pour être publié dans un numéro spécial d'un journal ASCE.
- C9. KHALIL L., SADEK M. & SHAHROUR I. (2007) **"Influence of the soil-structure interaction (SSI) on the fundamental frequency of structures"**, 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Greece, June 2007.
- C10. Ali B., Sadek M., Shahrour I. (2005) **"An ecological method to improve the short-term aging resistance of asphalt using Crumb Rubber"** International conference of Urban Engineering, Lille, 2005.
- C11. Sadek M., Shahrour I. (2003) **"Influence of Boundary conditions on the seismic behaviour of micropiles foundations"**. International Workshop on soil – structure interaction, organised by TC 4 Earthquake Geotechnical Engineering of the ISSMGE, Prague, 24 August 2003.
- C12. Sadek, M. & Shahrour, I. (2003) **"Seismic behavior of pinned-headed micropiles"** Second young geotechnical engineer's conference (lygec) 2003, Mamaia – Roumanie, 6 au 11 septembre 2003.

- C13. Sadek M. & Shahrour I. (2003) "**Influence of piles inclination on the seismic behavior of groups of flexible piles**", Transportation Research Board, TRB 82 Annual Meeting January 12-16, 2003, Washington. Sadek M., Shahrour I. (2002) "Three dimensional Finite element analysis of the seismic behaviour of inclined micropiles", 5th European conference, Numge 2002, 4-6 Septembre 2002, Paris, pp. 995- 100.
- C14. Sadek M., Shahrour I. (2002) "Three dimensional Finite element analysis of the seismic behaviour of inclined micropiles", 5th European conference, Numge 2002, 4-6 Septembre 2002, Paris, pp. 995-100.

➤ ENCADREMENT

ETUDIANTS EN MASTER 2 RECHERCHE – STAGE DE 4 à 5 MOIS

- + M. Houjeiri (2003), "Approche pseudo-statique pour le calcul de micropieux sous chargement sismique" (Encadrement 100%).
- + L. Khalil (2004), "Influence de l'interaction sol structure sur les fréquences propres des bâtiments" (Encadrement 100%).
- + I. Takla (2006), "Identification de l'endommagement des structures par analyse modale" (Encadrement 100%).
- + S. Nofal (2006), "Utilisation des micropieux pour la mise en sous oeuvre des bâtiments situés en zones sismiques" (Encadrement 100%).
- + S. Legrand (2007), "Stabilité des pentes en zone sismique" (Encadrement 100%).
- + L. Tataie (2007), "Influence du niveau de la nappe sur la réponse du sol en champ libre (Effet de la succion)" (Encadrement 50%).
- + Mhanna M. (2008), " Nuisances vibratoires en milieu urbain" (Encadrement 100%).
- + El Lon Sami (2008), "Développement d'un élément poutre incorporé en dynamique" (Encadrement 100%).
- + Saba S. (2009), "stabilité des massifs rocheux en zone sismique". Mlle Saba étudiante libanaise a effectué son stage sous ma direction dans le cadre d'une collaboration avec le Liban (Encadrement 50%).

ETUDIANTS EN THESE DE DOCTORAT

- + Y. PARISH, "Analyse numérique du comportement sismique des barrages en terre : Influence de la plasticité et de la pression d'eau" (Encadrement I. Shahrour 50%, **M. Sadek 50%**), Thèse soutenue le **17 Décembre 2007** avec la Mention "Très Honorable".
- + L. Khalil " Influence de l'interaction Sol-Structure sur le comportement sismique des bâtiments : Analyse dans les domaines linéaire et non linéaire" (Encadrement I. Shahrour 50%, **M. Sadek 50%**), Thèse soutenue le **03 Décembre 2009** avec la Mention "Très Honorable".
- + M. Al Fach " influence des non linéarités sur le comportement des groupes de pieux sous chargement sismique" (Encadrement A. Zaoui 25%, **M. Sadek 75%**) - Thèse soutenue le 30 Novembre 2009 avec la Mention "Très Honorable".
- + Zhang Yan "Avantages et inconvénients des pieux inclinés sur la réponse sismique d'une fondation profonde " (Encadrement : I. Shahrour 25%, S. Escoffier 50%, **M. Sadek 25%**) **en collaboration avec le LCPC Nantes**. Thèse arrêtée en 2009 (Démission du Candidat).
- + Mhanna Mohannad en dernière année de thèse, "Analyse des Nuisances vibratoires en milieu urbain" (Encadrement : I. Shahrour 50%, **M. Sadek 50%**).
- + Sliteen Iyad en dernière année de thèse, "Interaction Tunnel-Séisme, Stabilité du front de taille", (Encadrement : H. Mroueh 50 %, **M. Sadek 50%**).

- + El Lon Sami en 3^{ème} année de thèse, "Etude de l'Interaction Sol-Canalisation", (Encadrement : H. Mroueh 50 %, **M. Sadek 50%**) (**En collaboration avec GDF-Suez**).
- + Tabbal Diala en deuxième année de thèse, "Conséquences de la sécheresse sur les structures : Modélisation couplée atmosphère - Thermo poro-mécanique", (Encadrement : I. Shahrour, F.Hage Chehade, **M. Sadek : 25%**) (thèse de cotutelle avec l'Université Libanaise).

➤ Participation au Jury de thèse

- Examinateur au jury de thèse de B. Ali "Modèle numérique pour le comportement mécanique des chaussées : application à l'analyse de l'orniérage", Université des Sciences et Technologies de Lille (2006).
- Co-Encadrant des thèses de **Y. PARISH** (soutenue 2007), **M. AL FACH** (soutenue 2009) et **L. KHALIL** (Soutenue 2009).

➤ ACTIVITES COLLECTIVES

- + DIFFUSION DE CONNAISSANCE : Participation à la semaine de la science à Lille (2000 et 2001) "Vibration de Structure".
- + Animation du Stand "Séismes et leurs effets sur les structures" (depuis 2008) dans les journées EPI des Sciences organisées tous les ans à l'espace Concorde de Villeneuve d'Ascq et ouvert aux scolaires et au Grand public : Cette manifestation regroupant plus de 35 ateliers scientifiques vise à susciter des vocations et à stimuler la curiosité des plus jeunes aux sciences. C'est également un premier contact avec les enseignants chercheurs.
- + Participation à l'organisation de plusieurs manifestations scientifiques :
 - XIXèmes rencontres universitaires de Génie Civil (Coss' 2001) - 3 et 4 Mai à Polytech'Lille.
 - l'IWM (International Workshop on micropiles) qui a eu lieu à Polytech'Lille du 17-19 Juin 2001.
 - Symposium international GEOCITYNET- LILLE 2005 - Polytech'Lille 10-11 Octobre 2005.
 - Conférence Internationale INGENIERIE URBAINE - LILLE 2005 - 12-13 Octobre 2005.
 - Journée "Boussinesq", Laboratoire de Mécanique de Lille - 8 décembre 2005.

➤ COLLABORATIONS INTERNATIONALES

- + Collaboration avec l'IUT de Saïda au Liban (F. Hage Chehade) dans le cadre de l'accord « CEDRE » :
 - Participation au projet : "Etude de l'interaction sol-structure en site urbain" (2005-2007)
 - Co responsable d'un projet Cèdre accepté en 2010 : Le projet porte sur l'Impact de la sécheresse sur les constructions : interaction atmosphère-sol-structure.
- + Collaboration avec l'école doctorale de l'Université Libanaise : j'assure un module d'enseignement "Dynamique des sols et structures" dans le Master recherche en Géotechnique qui est ouvert en septembre 2009 à l'Université Libanaise. Dans ce cadre, j'ai participé à la mise en place d'un double diplôme entre l'Université Libanaise et l'Université de Lille.
- + Collaboration avec l'école nationale des ingénieurs de Tunisie ENIT (H. Essaieb) sur le thème "Apport de la modélisation numérique au zonage de l'aléa sismique". Dans ce cadre j'ai monté en 2010 un projet de coopération dans le cadre du programme PHC-UTIQUE: Apport de la modélisation numérique au zonage de l'aléa sismique : effets de site topographique et lithologique et glissements de terrain induits. Projet non retenu.

➤ Divers

- + Expertise d'articles :
 - 3 articles dans la revue internationale : "Engineering structures"
 - 2 articles dans la revue internationale : "Bulletin of Earthquake Engineering"
 - 1 article dans la revue internationale : "Soil Dynamics and Earthquake Engineering"

- 1 article dans la revue internationale: "Construction and building materials"
 - 1 article dans la revue internationale : "Natural Hazards and Earth System Sciences"
 - Plusieurs articles dans la revue du CNRS libanais : "Lebanese Science Journal"
 - Expertise des articles pour le congrès national "JNGG 2008, 2009 et 2010".
 - Expertise de 3 articles pour la conférence internationale "AATT, Athens May 2008".
- + Conférencier invité aux plénières du LCPC à Mont Saint Aubert (en Belgique) le 21 septembre 2010 : "Modélisation de la propagation de vibrations".
 - + Chairman de la session 42 (Earthquake Engineering IV) à la Conférence internationale Eurodyn 2008.
 - + Distinctions et bourses de mérite :
 - Titulaire de la Prime d'Excellence Scientifique (rang A)
 - Candidature retenue par le comité français de mécanique de sol (CFMS) pour participer à la conférence de jeunes chercheurs "Second Young Geotechnical Engineer's Conference (lygec) 2003 à Mamaia – Roumanie, 6 -11 septembre 2003. Participation de 45 pays dont chacun est représenté par 1 ou 2 jeunes chercheurs.
 - 1999, Bourse d'Excellence Eiffel pour la thèse du Gouvernement Français (E.G.I.D.E).
 - 1998, Bourse de Mérite pour le DEA de l'Agence Universitaire Francophone (A.U.F).

ANNEXES

Quelques Publications représentatives du travail

ANNEXE 1

"Three dimensional finite element analysis of the seismic behaviour of inclined micropiles"

ELSEVIER, Soil Dynamics & Earthquake Engineering, Volume 24, pp 473-485, 2004.



ELSEVIER

Soil Dynamics and Earthquake Engineering 24 (2004) 473–485

SOIL DYNAMICS
AND
EARTHQUAKE
ENGINEERING

www.elsevier.com/locate/soildyn

Three-dimensional finite element analysis of the seismic behavior of inclined micropiles

Marwan Sadek*, Shahrour Isam

Laboratoire de Mécanique de Lille (CNRS UMR 8107), Université des Sciences et Technologies de Lille (USTL), Pôlytech-Lille, 59 655 Villeneuve d'Ascq Cedex, France

Accepted 20 February 2004

Abstract

This paper presents a thorough study of the behavior of inclined micropiles under seismic loading. Analysis is carried out using a full three-dimensional finite element modeling. The soil media is assumed to be elastic with Rayleigh damping, while micropiles are modeled as 3D elastic beam elements. The structure is described by a single degree of freedom system composed of a concentrated mass and a column. The paper is composed of four parts. The first part includes a literature survey on the behavior of inclined micropiles. The second part presents the numerical model used in this study. The third part concerns analysis related to the influence of micropiles inclination on the seismic behavior of a group of micropiles embedded in a homogeneous soil with a uniform stiffness. The last part deals with the seismic behavior of inclined micropiles embedded in a soil layer with a depth-based increasing stiffness. The results of this study provide valuable information about the influence of micropiles inclination on dynamic amplification and on the seismic-induced internal forces in micropiles.

© 2004 Elsevier Ltd. All rights reserved.

Keywords: Finite element; Group; Inclination; Micropiles; Seismic; Three-dimensional

1. Introduction

The use of micropiles in seismic retrofitting or in new construction in seismic zones requires a thorough analysis of the seismic-induced response for groups of micropiles with inclined elements. As a matter of fact, as the stiffness and resistance of vertical micropiles to lateral loading is generally small, the use of inclined micropiles presents a potential alternative to withstand inertial forces and to ensure stability of the foundations system under seismic loading.

Use of micropiles in seismic area suffers from code restrictions issued on piles. The seismic role of inclined piles has been considered detrimental based on several research-based arguments such as: (i) inclined piles may induce large forces to the pile cap, or (ii) if inclination is not symmetric, permanent rotation may develop due to the varying stiffness of the pile group in each direction. According to the French recommendation (AFPS [1]),

the use of inclined piles in seismic zone is prohibited whereas soil reinforcement could contain inclined elements. The seismic Eurocode EC8 indicates that inclined piles should not be used for transmitting lateral loads to the soil, but in any case, if such piles are used they must be designed to safely carry axial as well as bending loading (Eurocode EC 8 [2]).

As reported by Gazetas and Mylonakis [3], in recent years evidence has been accumulating that inclined piles may, in certain case, be beneficial rather than detrimental both for the structure they support and the piles themselves. One supporting evidence to this issue was noted during the Kobe earthquake. It was noted that one of the few quay-walls that survived the disaster in Kobe harbor was a composite wall relying on inclined piles, conversely, the near wall, supported on vertical piles, was completely devastated. Furthermore, centrifuge tests and pseudo-static analysis carried out by Juran et al. [4] showed that pile inclination contributes to: (i) a decrease in both the pile cap displacement and bending moment at the pile-cap connections and (ii) an increase in the axial force.

This paper attempts to analyze the influence of micropiles inclination on their response to seismic loading.

* Corresponding author. Tel.: +33-3-20-43-46-30; fax: +33-3-28-76-73-01.

E-mail addresses: marwan.sadek@polytech-lille.fr (M. Sadek), isam.shahrour@polytech-lille.fr (S. Isam).

Nomenclature			
$a_0 = \omega D_p / V_s$	dimensionless frequency	H_{st}	height of the superstructure
a_{cap}	acceleration at the cap level	L_p	micropile length
a_g	amplitude of the seismic loading	N	axial force
a_{st}	acceleration at the superstructure mass level	N_{head}	axial force at the head of micropiles
f_1	natural frequency of the soil layer	M	bending moment
f_{load}	frequency of the seismic loading	H_{cap}	overturning moment applied at the cap
f_{st}	natural frequency of the superstructure	M_{head}	bending moment at the head of micropiles
m_{st}	mass of the superstructure	S	micropiles spacing
A_p	micropile section	T	shearing force
D_p	micropile diameter	T_{head}	shearing force at the head of micropiles
EpI_p	bending stiffness of micropiles	V_s	shear wave velocity
E_s	Young's modulus of soil	α	micropiles inclination with regard to the vertical axis
H_{cap}	horizontal loading applied at the cap	ν_s	Poisson ratio of the soil
H_s	thickness of the soil layer	ω	pulsation
		ξ_p	damping ratio of the micropile
		ξ_s	damping ratio of the soil

Analysis is conducted using a full three-dimensional finite element analysis (FEM) with PECPLAS finite element program [5,6]. The results obtained in this study provide interesting information about the influence of micropiles inclination on seismic response of the soil–micropile–structure system. The first part of the paper presents the numerical model used in this study. The second part presents analysis of the seismic behavior of micropiles embedded in a homogeneous soil with a uniform stiffness, while the last part presents similar analysis for micropiles embedded in a soil with a depth-based increasing stiffness.

2. Numerical model

Numerical simulations were carried out using the finite element program PECPLAS [5,6]. A global three-dimensional approach is used for analysis of the micropiles–soil–structure interaction. The superstructure is modeled as a single degree of freedom system composed of a concentrated mass and a column, while 3D beam elements are used to model micropiles. The behavior of the soil and structure materials is assumed to be elastic with Rayleigh damping. The damping matrix $[C]$ results from a combination of the mass and stiffness matrices

$$[C] = a_M[M] + a_K[K] \quad (1)$$

where a_M and a_K depend on the material damping. For the i th mode, the damping ratio ξ_i is related to the natural frequency ω_i by the following relation:

$$\xi_i = \frac{a_M}{2\omega_i} + \frac{a_K\omega_i}{2} \quad (2)$$

The seismic loading is applied at the base of the soil mass as a harmonic acceleration. Lateral boundaries are placed at

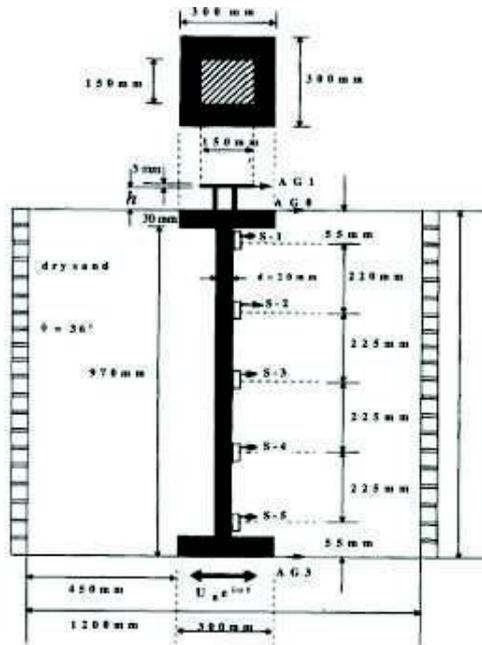
a large distance from the micropiles in order to minimize boundary effect as discussed in Ref. [6]. Periodic displacement conditions are imposed at lateral boundaries of the soil mass. Analysis is performed in the time domain using the implicit Newmark time integration scheme.

This numerical model used in this study was checked on a pile test conducted in a shaking table at Saitama University [7]. The pile supports a superstructure with a natural frequency $f_{st} = 7$ Hz. Fig. 1 shows the experimental model and summarizes its geometrical and mechanical properties. The soil behavior is assumed to be elastic with Rayleigh damping. Analysis was performed with two values of the damping factor $\xi = 10$ and 12%. The damping Rayleigh parameters a_K and a_M were determined from Eq. (2) for the loading frequency ($\omega = \omega_{load}$) assuming an equivalent contribution of the stiffness and mass matrices for damping. Fig. 1b presents a comparison of recorded and computed accelerations of the pile at depth $z = 0.275$ for different values of the dimensionless frequency $a_0 = \omega D_p / V_s$ (ω , D_p and V_s denote the loading frequency, the pile diameter and the velocity of the shear wave, respectively). Fig. 1c compares measured and computed amplitudes of strains along the pile for the dimensionless frequency $a_0 = 0.03$. It can be observed that the finite element program reproduces correctly the pile test.

3. Micropiles in a homogeneous soil (case 1)

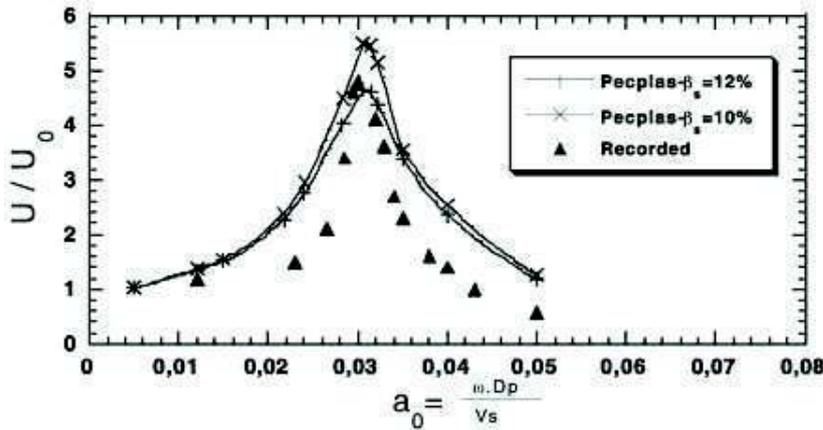
3.1. Presentation

Analysis is first performed on a group of four micropiles embedded in a homogeneous soil layer underlined by rigid bedrock (Fig. 2). The thickness of the soil layer is equal to $H_s = 15$ m. An elastic constitutive relation with Rayleigh damping is assumed for the soil–micropiles–structure

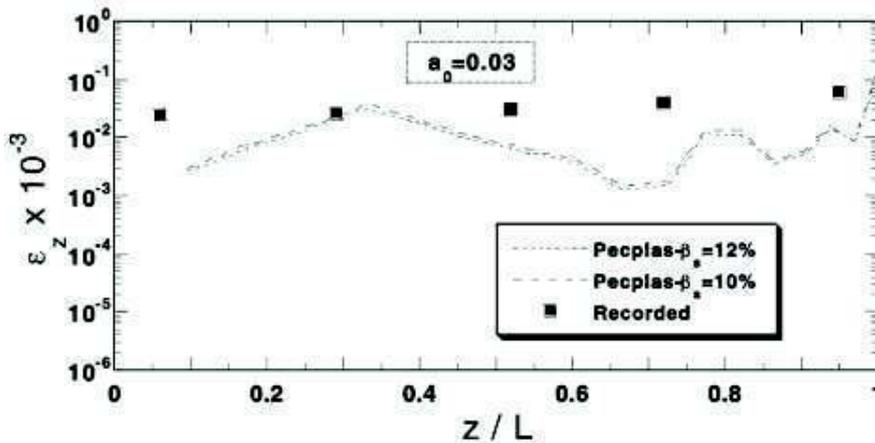


a) Experimental Model

Soil : $V_s=80$ m/s ; $\nu_s=0.4$,
 Structure: Mass = 0.885 kg; $H_s=107$ mm.
 Pile: $D_p = 0.02$ m, thickness 1.0 mm.
 Cap: Mass = 21.27 kg.



b) Acceleration transfer functions at depth $z=0.25$ m



c) Strain amplitude along the pile

Fig. 1. Verification of the numerical model on a pile test conducted using a shaking table (After Makris et al. [7]).

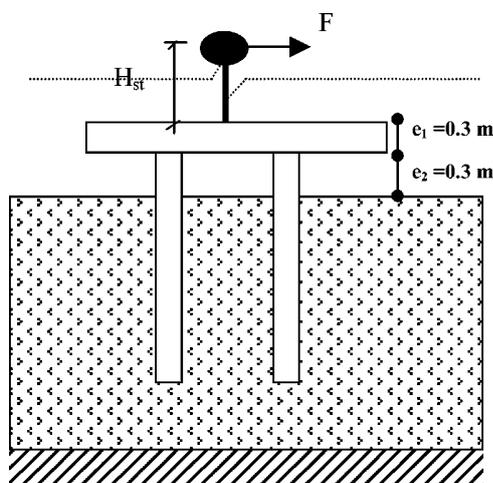


Fig. 2. Problem under consideration.

system. Analysis was carried out with the following characteristics for the soil material: Young's modulus of the soil $E_s = 8$ MPa, Poisson's Ratio $\nu_s = 0.45$, damping factor $\xi_s = 5\%$. The fundamental frequency of the soil layer is equal to $f_1 = 0.67$ Hz ($4V_s/H_s$, where V_s is the shear wave velocity, H_s is the thickness of the soil layer).

Micropiles spacing ratio is equal to $S/D_p = 5$, D_p denotes the micropile diameter. The micropile length is $L_p = 10$ m, its axial and flexural rigidities are, respectively, $E_p A_p = 1100$ MN and $E_p I_p = 0.85$ MN m². The structure is modeled as a single degree of freedom system composed of a concentrated mass $m_{st} = 40$ ton, and a column with a height $H_{st} = 1$ m. Its fixed base fundamental frequency is equal to $f_{st} = 1.36$ Hz. Micropiles are connected to a cap which is free of contact with the soil. The thickness of the cap is equal to 0.3 m. The mechanical properties of the soil and micropiles are summarized in Table 1.

The finite element mesh used in the numerical simulations for inclined micropiles is shown in Fig. 3. It includes 21,576 8-node elements and 34 3D-beam elements. Lateral

Table 1a
Properties of the soil material

Case	Mass density (kg/m ³)	Young's modulus	Poisson's ratio	Damping ratio
Case 1: constant stiffness	$\rho_s = 1700$	8 MPa	$\nu_s = 0.45$	$\xi_s = 5\%$
Case 2: depth-increasing stiffness	$\rho_s = 1700$	$E_s(z) = E_{s0} \left(\frac{p(z)}{p_a} \right)^{0.5}$	$\nu_s = 0.45$	$\xi_s = 5\%$
		$p(z) = \frac{(1 + 2K_0)\gamma z}{3}$		
		if $z < z_0$, $p(z) = p(z_0)$		
		$E_{0s} = 10$ MPa;		
		$p_a = 100$ kPa		

Table 1b
Properties of micropiles

Bending stiffness (MN m ²)	Axial stiffness (MN)	Damping ratio	Length (m)
$E_p I_p = 0.85$	$E_p A_p = 1100$	$\xi_p = 2\%$	$L_p = 10$

boundaries are placed at a distance $R_1 = 60$ m ($240 D_p$) from the central axis of the micropile-group in order to minimize any boundary effect as discussed in Ref. [6].

The seismic loading is applied at the base of the soil mass as a harmonic acceleration. The amplitude of the load is $a_g = 0.2$ g, while its frequency (f_{load}) is assumed to be equal to the fundamental frequency of the soil layer ($f_1 = 0.67$ Hz).

3.2. Group of vertical micropiles

Fig. 4 depicts the maximum horizontal acceleration and internal forces induced in the group of vertical micropiles due to seismic loading. The amplification of the lateral acceleration at the micropiles cap a_{cap}/a_g is equal to 13.7. At the superstructure mass level, the amplification of the acceleration a_{st}/a_g attains a value of 17.88. This value is about 30% higher than (a_{cap}/a_g) ratio. This value clearly emphasizes the necessity to take into account the dynamic amplification in the structure for any pseudo-static analysis. In this case the maximum inertial force induced by the seismic loading is $F_{in} = 1430$ kN ($M_{st} a_{st}$). At the micropiles cap level, it induces a horizontal force (H_{cap}) = 1430 kN and a moment (M_{cap}) = 1430 kN m. Note that $M_{cap} = F_{in} H_{st}$, where H_{st} is the structure height.

The profiles of the maximum bending moment and shearing force clearly show the presence of a high inertial effect, which emerges in high values of internal forces in the vicinity of the micropiles head. The profile of the bending moment depicts two peaks. The first one is induced at the micropiles head ($M_{head} = 149$ kN m), while the second appears in the central part of the micropile ($M_{central} = 12$ kN m). The ratio between the maximum bending moments M_{head} and $M_{central}$ is equal to 12.5. The profile of the axial force indicates a regular decrease with depth. At the micropile head the axial force is equal to $N_{head} = 943$ kN. It is due to both the shearing force (H_{cap}) and the moment (M_{cap}) induced by the inertial force. Since M_{cap} induces at the head of each micropile an axial force ($N_{M_{cap}} = 572$ kN m ($M_{cap}/(2S)$), the shearing force (H_{cap}) causes a significant axial force which is equal to 371 kN m. This value presents about 40% of the maximum axial force at the micropile head.

Fig. 4c shows the profile of the shearing force T . It indicates high values of T in the vicinity of the cap, followed by a sharp decrease with depth. The maximum shearing force is induced at the head of the micropile

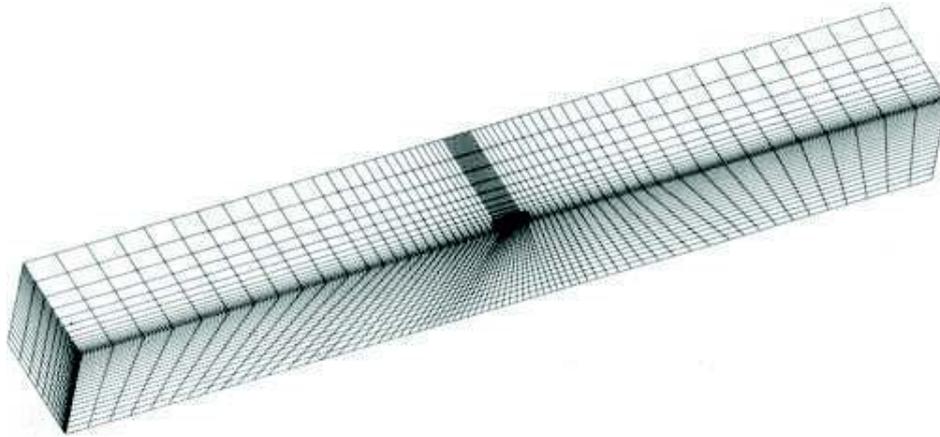


Fig. 3. 3D mesh used in the analysis of the soil–micropile–structure system (21,576 8-node elements).

($T_{\text{head}} = 355$ kN. It is equal to 25% of the inertial shearing force (H_{cap}).

The ratio of the maximum axial stress due to the axial force (N_{head}/A_p , where A_p is the area of the micropile cross-section) to that induced by the bending moment ($M_{\text{max}}D_p/(2I_p)$, I_p is the inertial moment of the micropiles section) is equal to 0.1. This ratio clearly indicates that seismic loading causes severe bending at the micropiles head, which may lead to failure at the cap-micropile connection.

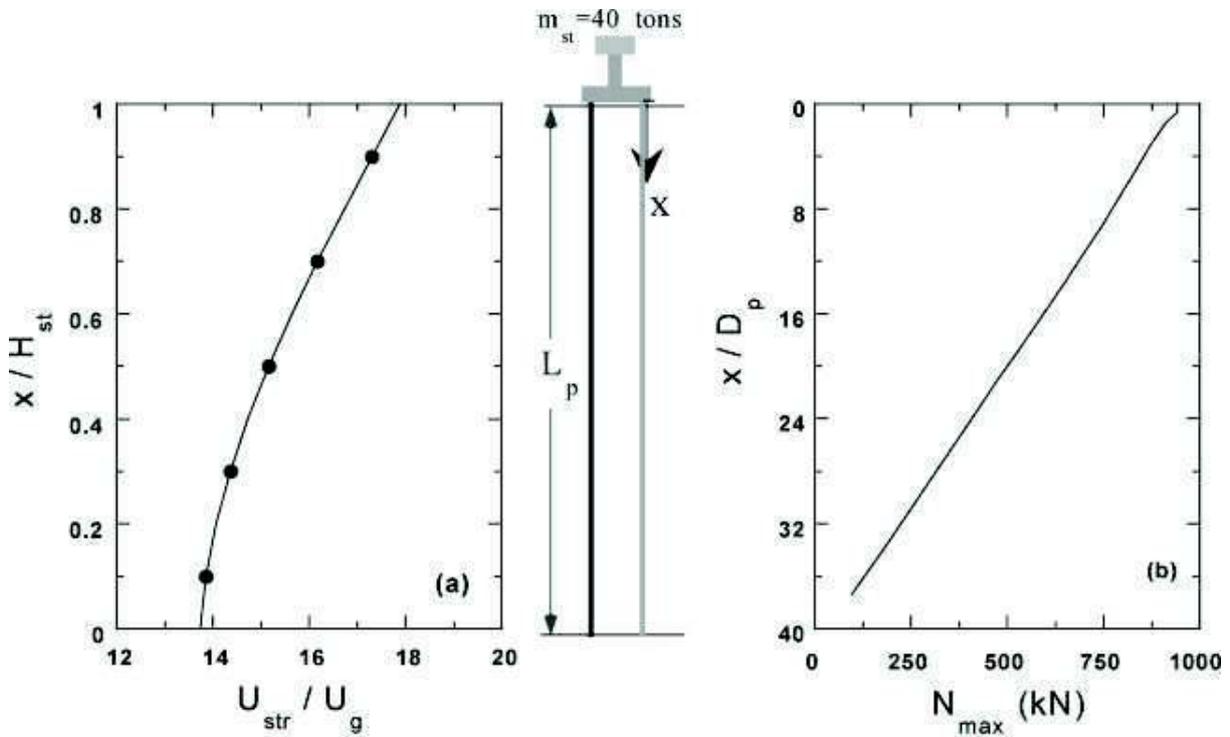
3.3. Group of inclined micropiles

Fig. 5 shows results obtained for a group of micropiles with an inclination angle ($\alpha = 20^\circ$) with respect to the vertical axis. It can be observed that seismic-induced lateral acceleration is smaller than that induced in the vertical micropile case. The amplification in the lateral acceleration at the structure mass level is (a_{st}/a_g) 13.7, which is about 20% smaller than the one induced in the structure supported by vertical micropiles.

Fig. 5b–d displays the maximum associated internal forces in the micropiles. It can be observed that the inclination of micropiles induces an important decrease in the maximum bending moment at the head of micropiles. Indeed the maximum bending moment is reduced to the half compared to that obtained with vertical micropiles. This decrease is due to both the inclination and the reduction of lateral acceleration at the top of superstructure, which induces lower moment M_{cap} at the cap level. On the other hand, inclination of micropiles induces an important reduction in the shearing force and an increase in the axial force at the micropile head. The maximum shearing force is equal to 44 kN which is about 12.5% of that induced in vertical micropiles. The maximum axial force at the micropile head is ($N_{\text{head}} = 860$ kN, which is close to that obtained with the vertical micropile. The variation of the maximum axial

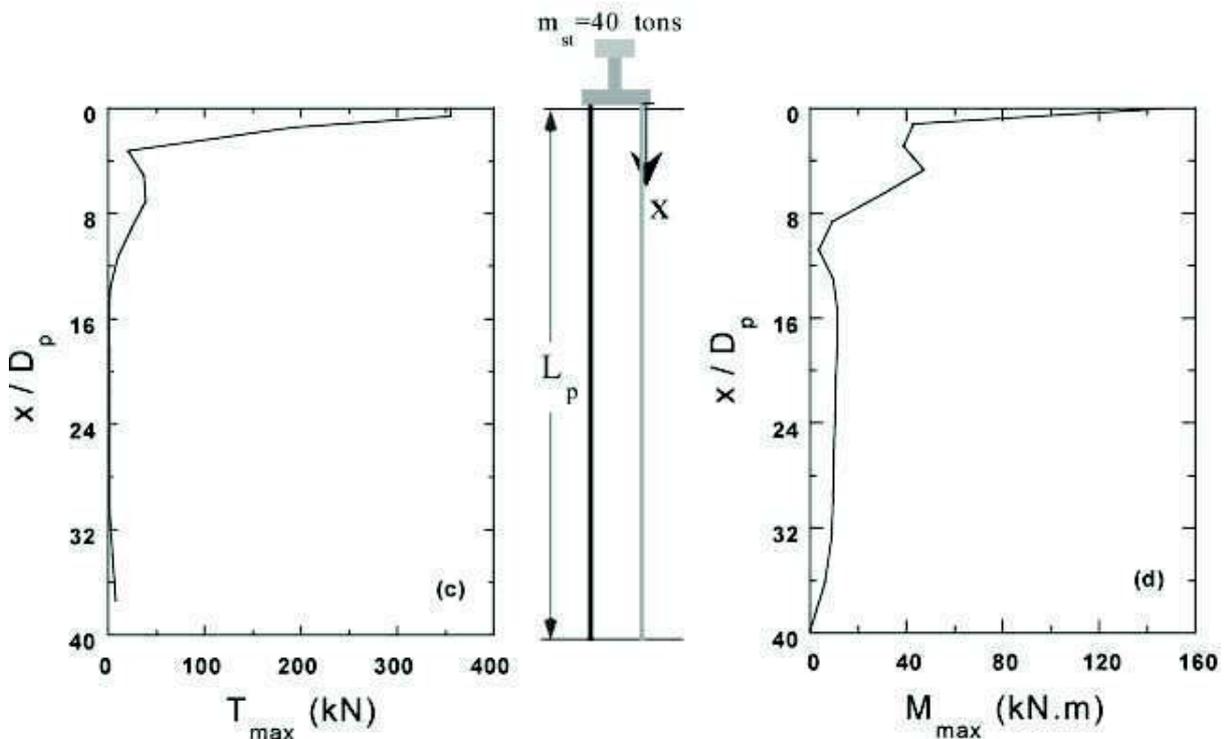
force for inclined micropiles presents trends, which are different from that observed using vertical micropiles. Indeed, the later indicates a regular decrease of N_{max} with depth, while the former shows first an increase with depth up to a peak value, that followed by a decrease. The increase in the axial force is due to the lateral displacement of the soil, which induces an axial component in the micropiles. The peak of the axial force is equal to ($N_{\text{peak}} = 1590$ kN, which is 69% higher than that induced at the micropile head. It is worth noting that the increase in the axial force with depth is expected to be overestimated because of the elastic constitutive relation used in this study and the hypothesis of perfect cohesion between the micropile and the soil.

The influence of micropiles inclination on their natural frequencies was investigated using the procedure proposed by Gohl [8] and Tufenkjian and Vucetic [9]. The acceleration response spectrum was determined using the Fourier analysis of the free response of the group of micropiles (Fig. 6a). Fig. 6b and c shows the spectra obtained at the mass and cap levels. It can be noted that these spectra present three peaks. The first peak for both the superstructure mass and cap accelerations is equal to the fundamental frequency of the soil layer, which means that the micropiles inclination does not affect the natural frequency of the soil–micropile–structure system. Calculations performed with inclined micropiles for the loading frequencies $f_{\text{load}} = 0.65$ and 0.68 Hz confirm this result (Table 2). They show that amplifications corresponding to these frequencies are lower than that obtained at the natural frequency of the soil layer ($f_{\text{load}} = f_1$). The second peak for the acceleration of the superstructure mass is equal to 1.28 Hz for both vertical and inclined micropiles, it corresponds to the fundamental frequency of the flexible-base-structure which is about 6% lower than that of the fixed-base-structure ($f_{\text{st}} = 1.36$ Hz). This result indicates that micropiles inclination affects slightly the natural frequency of the superstructure. Fig. 6c shows that



Amplification of the lateral acceleration in the superstructure

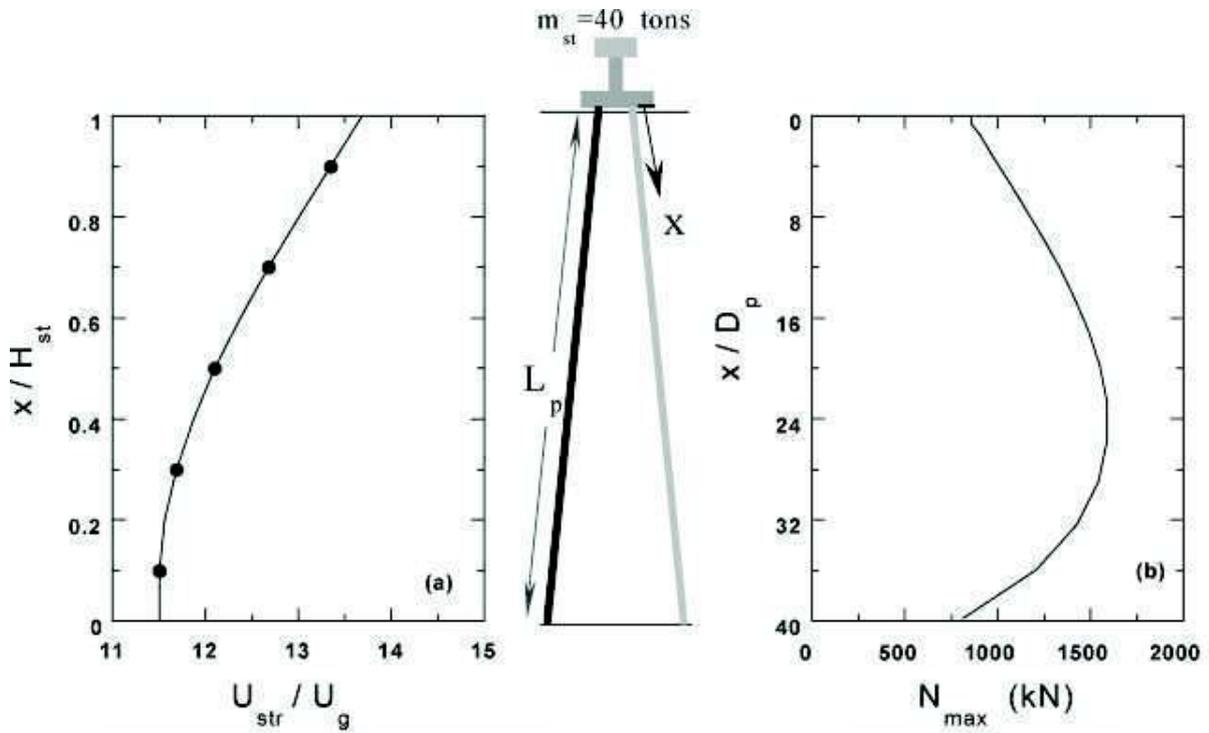
Maximum Axial forces in micropiles



Maximum shearing force in micropiles

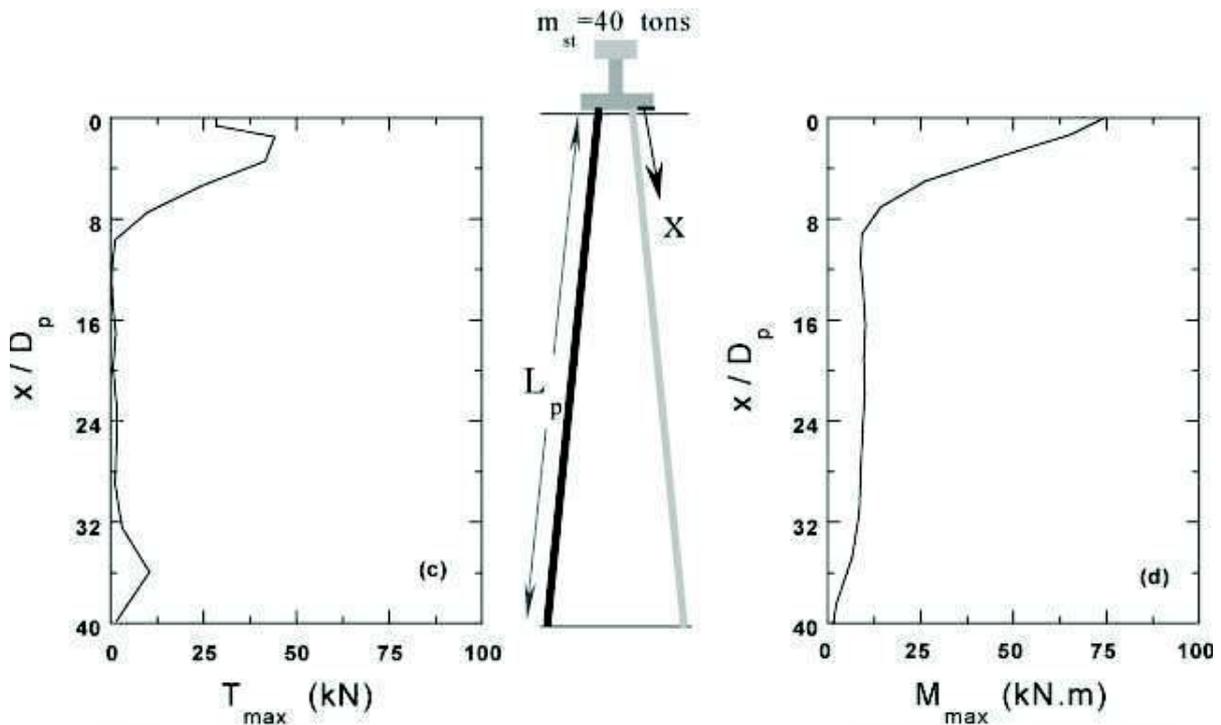
Maximum bending moment in micropiles

Fig. 4. Response of a group of vertical micropiles to the seismic loading (case 1: uniform stiffness).



Amplification of the lateral acceleration in the superstructure

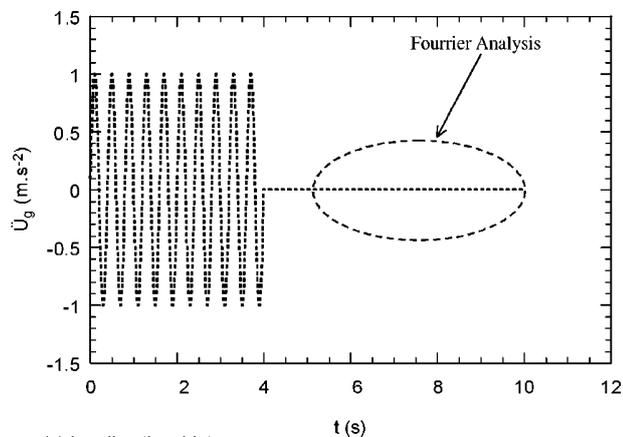
Maximum axial forces in micropiles



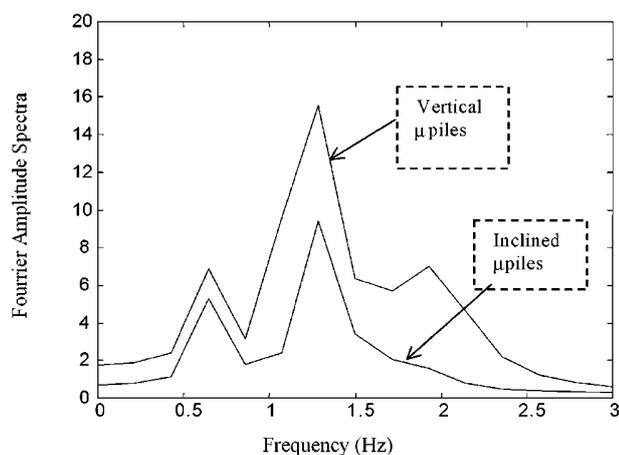
Maximum shearing force in micropiles

Maximum bending moment in micropiles

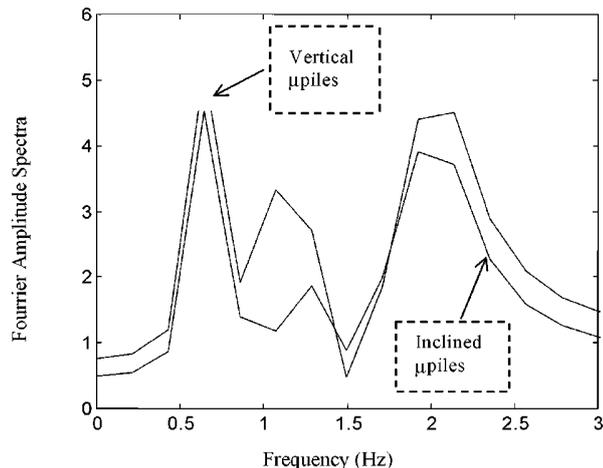
Fig. 5. Response of a group of inclined micropiles ($\alpha = 20^\circ$) (case 1).



(a) Loading time history



(b) Spectra of the acceleration at the Mass level



(c) Spectra of the acceleration at the Cap level

Fig. 6. Influence of micropiles inclination on the natural frequencies of the soil–micropile system.

the second peak of the acceleration of the affected by micropiles inclination. It increases from 1.08 to 1.28 when micropiles inclination augments from 0 to 20°. This result agrees with results of centrifuge tests reported by Juran et al.

Table 2

Dynamic amplification in the vicinity of the fundamental frequency of the soil layer

Frequency	At the structure level (a_{st}/a_g)	At the cap level (a_{cap}/a_g)
$f_{load} = 0.65$ Hz	12.1	10.2
$f_{load} = 0.68$ Hz	13.4	11.2
$f_{load} = f_1$ (0.67 Hz)	13.7	11.5

[4], which indicate that the inclination of micropiles leads to an increase in their lateral stiffness and consequently to an increase in the natural frequency of the micropile–soil system.

Fig. 7a–c and Table 3 summarize results of the numerical simulations obtained for four values of micropiles inclination namely $\alpha = 0, 7, 13$ and 20° . For convenience, internal forces will be presented in term of the following dimensionless quantities:

- Axial force: $(2N \cos(\alpha)S_p)/(m_{st}a_{st}H_{st})$.
- Shearing force: (T/N_{head}) .
- Bending moment: $(4M)/(m_{st}a_{st}H_{st})$.

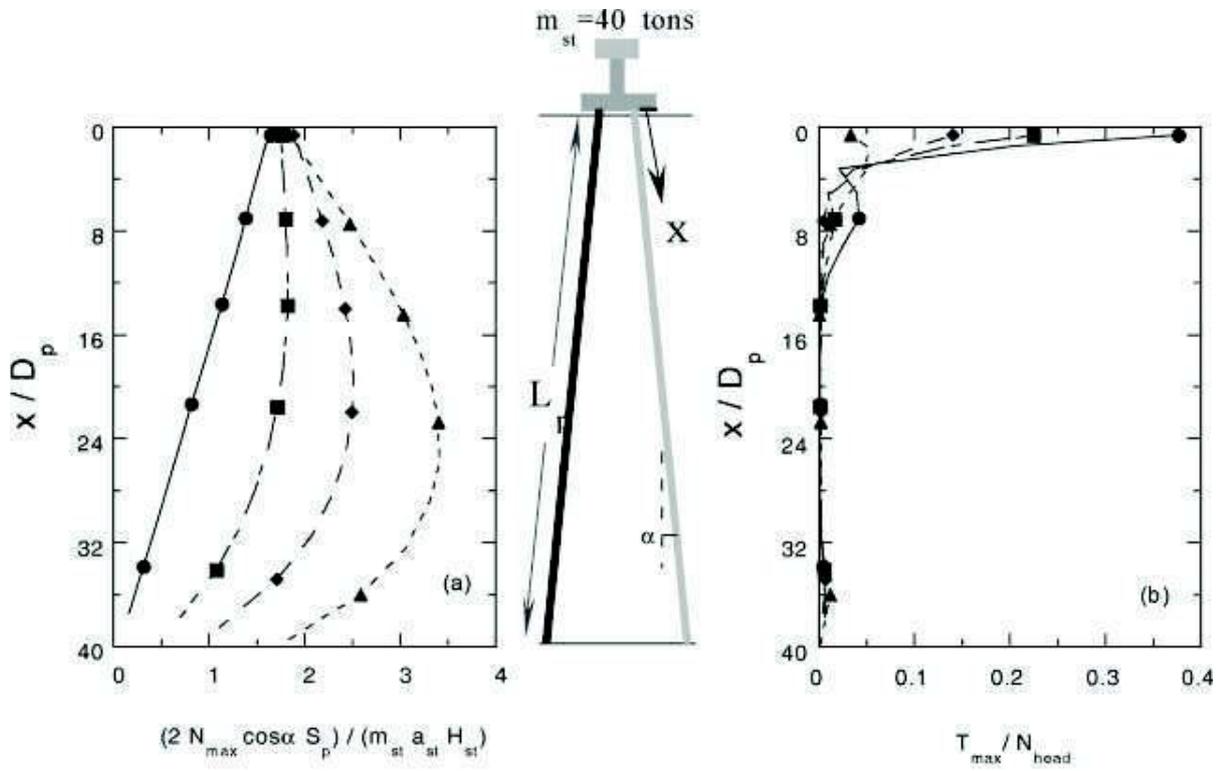
Table 3 indicates that the increase in micropile inclination from 0 to 20° induces a regular decrease in the amplification of the lateral acceleration (a/a_g), which attains 16 and 23% at the cap and the superstructure mass, respectively.

By further examination of Fig. 7a–c, it can be observed that an increase in the micropiles inclination causes a regular variation in the internal forces. In this case, inclination induces an augmentation in the axial force at the micropiles head as well as the formation of a peak for inclined micropiles in their central part. The influence of the inclination is particularly significant on the distribution of the normalized shearing force in the vicinity of micropiles head. It leads to a significant decrease with increasing the inclination of micropiles. The influence of micropiles inclination on the normalized bending moment is observed in the upper part of micropiles. The increase in α from 0 to 20° induces a decrease of about 35% in the bending moment at the micropiles head.

4. Soil with depth based-increasing stiffness (case 2)

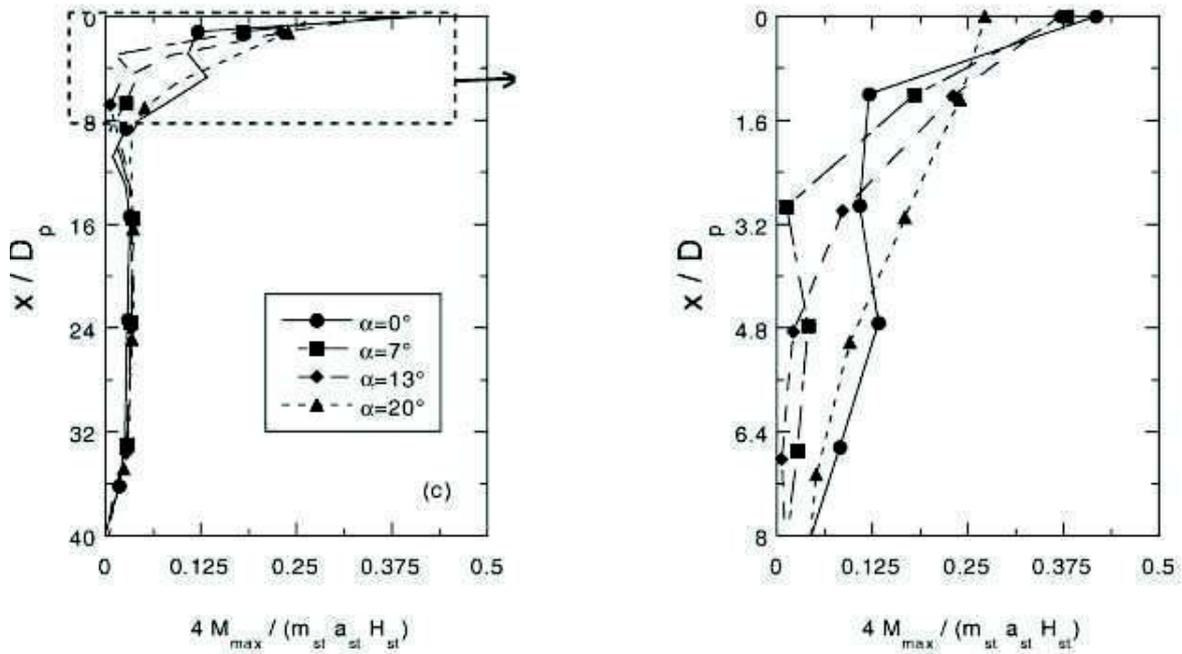
4.1. Presentation

Since soil stiffness increases with depth, this section presents FEM analysis related the behavior of inclined micropiles embedded in a soil layer having a depth based-increasing stiffness. The Young’s modulus of the soil is assumed to increase with depth according to the following



(a) Normalized axial force

(b) Normalized shearing force



(c) Normalized bending moment

(d) Zoom of Normalized bending moment

Fig. 7. Influence of inclination on the seismic response of the group of micropiles (case 1).

Table 3
Influence of the inclination on the seismic response of micropiles (case 1; $E_s = \text{constant}$)

Inclination (α)	0°	7°	13°	20°
Cap: a_{cap}/a_g	13.73	12.83	12.19	11.50
Mass: a_{st}/a_g	17.88	16.09	14.86	13.70
$\frac{2N_{\text{head}} \cos \alpha S_p}{m_{\text{st}} a_{\text{st}} H_{\text{st}}}$	1.65	1.83	1.96	1.84
$\frac{T_{\text{head}}}{N_{\text{head}}}$	0.38	0.23	0.15	0.03
$\frac{4M_{\text{head}}}{m_{\text{st}} a_{\text{st}} H_{\text{st}}}$	0.42	0.39	0.38	0.27

relation

$$E_s(z) = E_{s0} \left(\frac{p(z)}{p_a} \right)^{0.5} \quad (3)$$

where p denotes the mean stress due to the soil self-weight which is expressed as

$$p(z) = \frac{(1 + 2K_0)\gamma z}{3} \quad \text{if } z < z_0, \quad p(z) = p(z_0) \quad (4)$$

where z denotes depth, p_a is a reference pressure (100 kPa), E_{0s} designates the Young's modulus for $p = p_a$; K_0 is the coefficient of lateral earth pressure at rest, z_0 designates the thickness of the soil layer that is closest to the surface, which is assumed to have a constant Young's modulus. Numerical simulations were performed with $E_{0s} = 10$ MPa, $K_0 = 0.5$, $z_0 = 1$ m. The variation of the Young's modulus with depth is shown in Fig. 8. It can be observed that the soil stiffness of the soil layer is smaller (for $z < 39D_p$) than the value assumed for the constant soil-stiffness case. The natural frequency of the soil layer was calculated according to the procedure used by Gohl [8] and Tufenkjian and Vucetic [9]. It is equal to $f_1 = 0.43$ Hz. It is worth noting that this value is smaller than that obtained for the soil layer with uniform soil stiffness (case 1, $f_1 = 0.67$ Hz).

The seismic loading is applied at the base of the soil mass as a harmonic acceleration whose amplitude and frequency are equal to $a_g = 0.2$ g and $f_{\text{load}} = 0.43$ Hz (f_1). The fixed base fundamental frequency of the superstructure is maintained to $f_{\text{st}} = 1.36$ Hz.

4.2. Groups of vertical micropiles

Fig. 9 shows the influence of the soil stiffness variation in the soil layer on the overall response for the group of vertical micropiles. It can be noted that the amplification of the acceleration in the superstructure for case 2 ($a_{\text{st}}/a_{\text{cap}} = 1.14$) is smaller than that obtained in case 1 ($a_{\text{st}}/a_{\text{cap}} = 1.3$).

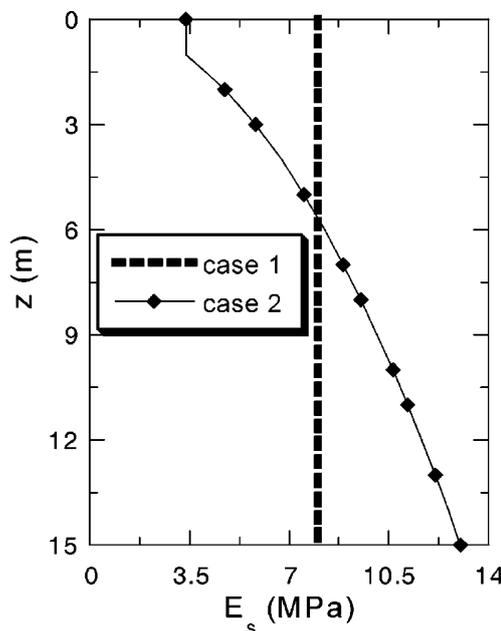


Fig. 8. Profile of the Young's modulus for cases 1 and 2.

This result is due to the fact that the natural frequency of the soil in case 1 ($f_{\text{st}}/f_1 = 2$) is closer to the superstructure natural frequency than that in case 2 ($f_{\text{st}}/f_1 = 3.1$). This observation agrees well with those obtained by Shahrour et al. [6].

Referring to Fig. 9, it can also be observed that the distribution of the soil stiffness affects the axial force and the bending moment profiles. Indeed, the maximum bending moment in case 2 exceeds by about 172% the peak bending moment predicted for case 1. The influence of the variation in E_s on the axial force is more moderate; N_{max} in case 2 is about 14% higher than that obtained in case 1. The increase in the bending moment is due to the reduction of the soil stiffness near the soil surface, which leads to an augmentation of the lateral soil deformation and consequently causes higher bending moment in comparison with that obtained in case 1. On the other hand, it can be noted that the influence of this variation on the shearing force distribution is moderate. Its maximum values occurred at the head is governed by the acceleration at the mass level (7% variation between cases 1 and 2).

4.3. Group with inclined micropiles

Fig. 10 and Table 4 illustrate the influence of inclination on the seismic response of micropiles. Compared with the homogeneous soil case, same trends are observed. The lateral acceleration in the superstructure decreases with the increase in the micropiles inclination. The augmentation of the micropiles inclination from 0 to 20° leads to a decrease in (a_{st}/a_g) from 16.67 to 9.88 and to a decrease in (a_{cap}/a_g) from 14.61 to 10.14.

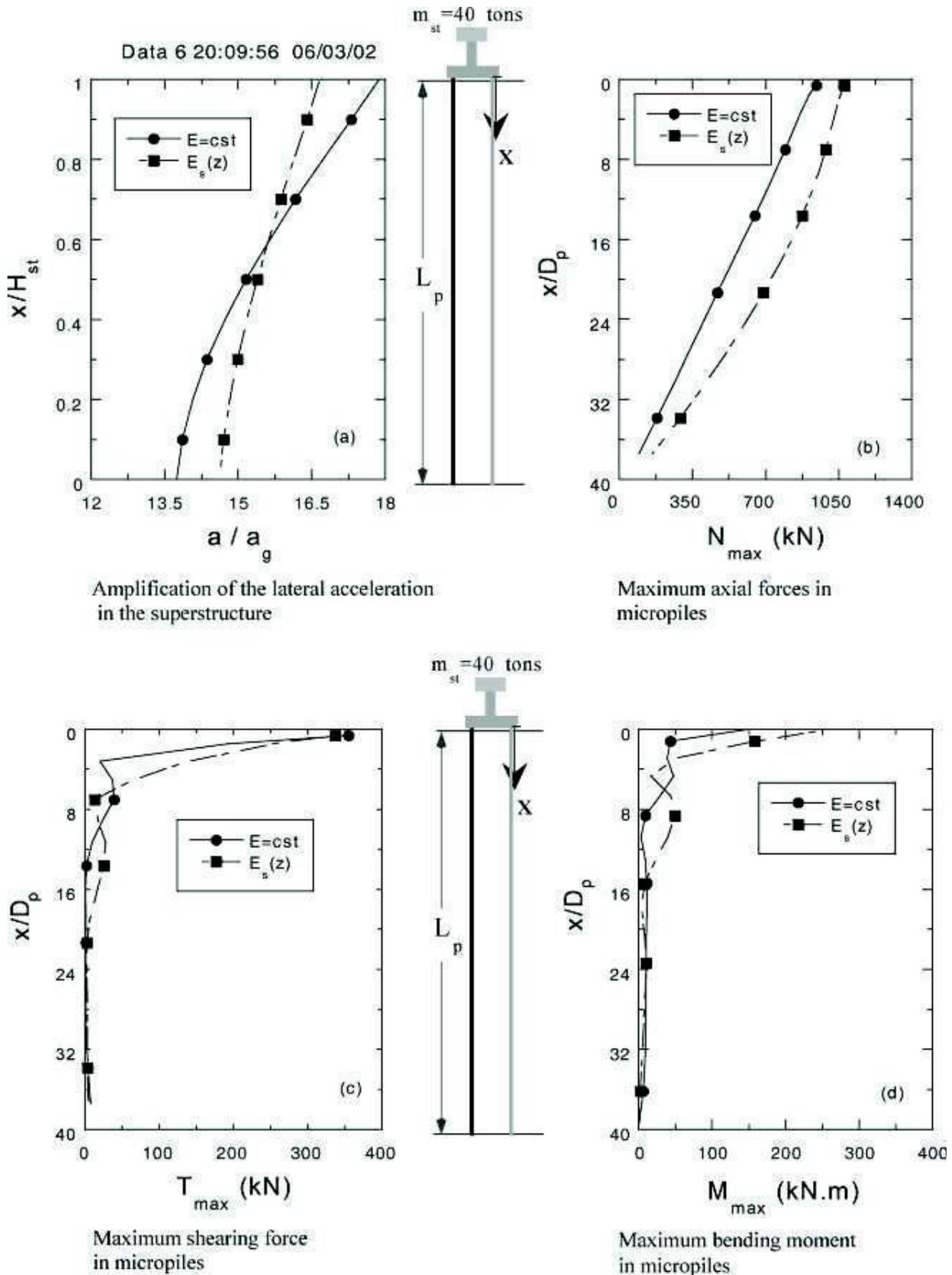


Fig. 9. Influence of the soil stiffness profile on the response of a group of vertical micropiles to the seismic loading.

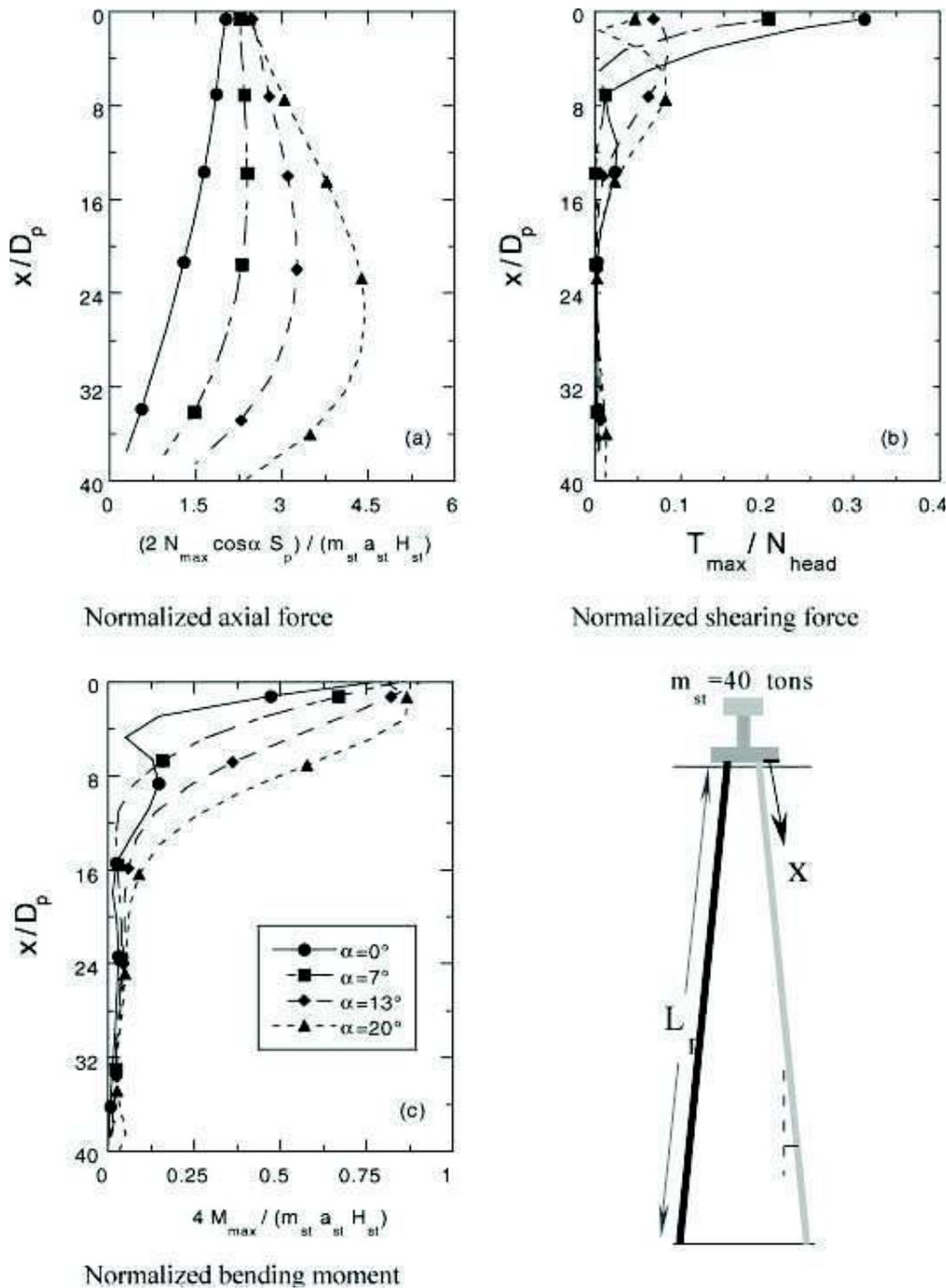


Fig. 10. Influence of inclination on the seismic response of the group of micropiles (case 2).

Fig. 10a–c clearly shows that the increase in micropiles inclination strongly affects the distribution of internal forces in micropiles. While the increase in the micropiles inclination does not strongly affect the maximum normalized bending moment M_n , it causes an increase in the normalized axial force from 2.01 to 4.44 (an increase of 220%) when the inclination increases from

0 to 20°. The normalized shearing force (Fig. 10b) shows a different trend profiles. The maximum normalized shearing at the head of micropiles decreases from 0.312 for vertical micropiles to 0.201 for $\alpha = 7^\circ$, and reaches a value of 0.08 for $\alpha = 20^\circ$. For this inclination, the maximum shearing force reaches a peak value of about 0.082 at depth $z = 7D_p$.

Table 4
Influence of the inclination on the seismic response of micropiles (case 2;
 $E_s = E_{s(z)}$)

Inclination (α)	0°	7°	13°	20°
a_{cap}/a_g	14.61	12.56	11.33	10.14
$\frac{a_{st} a_g}{2N_{head} \cos \alpha S_p}$	16.67	13.42	11.55	9.88
$\frac{m_{st} a_{st} H_{st}}{2N_{head} \cos \alpha S_p}$	2.02	2.26	2.48	2.43
$\frac{T_{head}}{N_{head}}$	0.31	0.20	0.07	0.06
$\frac{4M_{head}}{m_{st} a_{st} H_{st}}$	0.77	0.84	0.90	0.80

5. Conclusion

This paper utilizes a three-dimensional finite element modeling to analyze the influence of micropiles inclination on their response to seismic loading. The study was conducted for two cases, which concern micropiles embedded in a homogeneous soil layer with a constant stiffness and a soil layer with a depth based-increasing stiffness.

Numerical simulations presented herein, show that inclination of micropile improves micropile's performance with respect to seismic loading. The inclination allows a better mobilization of the axial stiffness of micropiles and consequently leads to a decrease in both

shearing forces and bending moment induced by seismic loading.

References

- [1] AFPS. Association française de Génie Parasismique. Recommandations AFPS 90. Presses des Ponts et Chaussées; 1990.
- [2] Eurocode EC8. Structures in seismic regions. Part 5. Foundations, retaining structures, and geotechnical aspects; 1994.
- [3] Gazetas G. Mylonakis George seismic soil–structure interaction: new evidence and emerging issues. Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Geo-Institute ASCE Conference, Seattle; 3–6 August, 1998.
- [4] Juran I, Benslimane A, Hanna S. Engineering analysis of dynamic behavior of micropile systems. Transportation Research Record No. 1772. Soil Mech 2001;91–106.
- [5] Sadek M, Shahrou I. Three-dimensional finite element analysis of the seismic behavior of inclined micropiles. In: Mestat P, editor. Fifth European Conference, Numerical Methods in Geotechnical Engineering. Paris: Presses de l'ENPC/LCPC; 2002. p. 995–1002.
- [6] Shahrou I, Sadek M, Ousta R. Seismic behavior of micropiles used as foundation support elements: three-dimensional finite element analysis. Transportation Research Record No. 1772. Soil Mech 2001;2001: 84–91.
- [7] Makris N, Tazoh T, Yun X, Fill AC. Prediction of the measured response of a scaled soil-pile-superstructure system. Soil Dyn Earthquake Engng 1997;16:113–24.
- [8] Gohl WB. Response of pile foundations to simulated earthquake loading. Experimental and analytical results. Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements for the Degree of Doctor of Philosophy. The University of British Columbia; 1991.
- [9] Vucetic M, Tufenkjian M, Doroudian M. Dynamic centrifuge testing of soil nailed excavations. ASTM Geotech Test J 1993;16(2): 172–87.

ANNEXE 2

"Influence of the head and tip connection on the seismic performance of micropiles "

ELSEVIER, Soil Dynamics & Earthquake Engineering, 26 (5), pp. 461-468, 2006.

Influence of the head and tip connection on the seismic performance of micropiles

Marwan Sadek, Isam Shahrour *

*Laboratoire de Mécanique de Lille (CNRS UMR 8107), Université des Sciences et Technologies de Lille (USTL),
Polytech-Lille, 59 655 Villeneuve d'Ascq cedex, France*

Accepted 4 October 2005

Abstract

This paper presents a study of the influence of connection conditions at the head and tip of micropiles on their response to seismic loading. The study is carried using a fully three-dimensional finite element modeling. The soil is assumed to be elastic with Rayleigh damping. The superstructure is modeled by a single degree of freedom system composed of a concentrated mass and a column. The study is carried out for both vertical and inclined micropiles. The results of analyses show that a pinned connection between the micropiles and the cap leads to a reduction in the axial force and bending moment in micropiles, in particular for inclined micropiles. They also show that the embedment of the tip of micropiles in a stiff substratum layer leads to a dramatic increase in the internal forces in the micropiles.

© 2005 Elsevier Ltd. All rights reserved.

Keywords: Finite element; Fixity; Group; Inclined; Micropiles; Pinned; Seismic; Three-dimensional

1. Introduction

Micropiles systems present significant advantages for the construction in seismic areas, mainly flexibility, ductility and capacity to withstand extension forces. Micropiles can be used as foundation support of new structures as well as for seismic retrofitting of structures, which have suffered seismic damage [1–6]. Finite element analyses showed that the inclination of micropiles leads to a better mobilization of the axial stiffness and consequently to a decrease in the seismic-induced bending moment and shearing forces [7]. These analyses were conducted for micropiles soil assuming a fully fixed connection between the micropiles and the cap and a free tip. This paper aims at analysing the influence of the type of connection at both the head and the tip of micropiles on their seismic performance.

Analysis of the seismic response of micropiles must consider both the inertial and kinematic interactions. Indeed, post-earthquake investigations and analytical and numerical analyses show that damage of piles in seismic area results from the inertial effect which is due to the interaction between structure and pile foundation and from the kinematic effect

which results from the interaction between piles and soils [8–12]. The latter is particularly significant in layered soils with strong discontinuities [13–15].

Methods based on Winkler model are generally used for the analysis of the seismic response of pile foundations [16–18]. These methods are based on simplified hypotheses of the soil media, which permit to conduct analyses with little computation effort. More rigorous methods were also used to analyze the seismic response of pile foundations, namely the boundary element method [19,20] and the finite element method [21–23]. In this paper, analysis of the seismic response of micropiles is carried out using a global three-dimensional finite element modeling which includes in the same calculation soil, micropiles, cap and structure. Consequently, it takes into consideration both the kinematic and inertial interactions. Numerical simulations were carried out using the finite element program PECPLAS [24,25], which was checked on a pile test conducted in a shaking table by Makris et al. [26]. Results of the verification are presented in [7].

The first part of the paper discusses the influence of the type of connection between the micropiles and the cap on their seismic performances. The influence of the head fixity condition of piles on their response to lateral loading was investigated using full-scale field tests by Mokwa and Duncan [27]. Experimental results showed that a fully fixed-head condition at the top of a group of laterally loaded piles can result in incorrect estimates of the magnitude and the location

* Corresponding author.

E-mail address: isam.shahrour@polytech-lille.fr (I. Shahrour).

of maximum bending moments. Since, the micropiles resistance to flexure is very low, a reduction of the seismic-induced bending moment in micropiles constitutes a major issue for their use in seismic areas. In addition to the use of inclined micropiles, this paper aims at studying the influence of a change in the connection condition at the head of micropiles on their seismic performances.

The second part of the paper deals with influence of the embedment of the tip of micropiles in a stiff layer on their seismic performances. This case can be encountered when micropiles are used in a soft soil overlaying a stiff substratum. According to analyses presented by Kavvadas and Gazetas [28], the use of vertical piles in layered soil with a high stiffness contrast leads to a large increase in the bending moment and shear forces near the layers interface. This issue is discussed for both vertical and inclined micropiles.

2. Numerical model

This section deals with the analysis of the influence of the fixity condition between micropiles and the cap on the seismic performance of a group of four micropiles embedded in a soil layer underlined by rigid bedrock (Fig. 1). The thickness of the soil layer (Hs) is equal to 15 m. The behavior of the soil is assumed to be elastic with Rayleigh material damping. The Young’s modulus of the soil is assumed to increase with depth

according to the following relation:

$$E_s(z) = E_{s0} \left(\frac{p(z)}{p_a} \right)^{0.5} \tag{1}$$

where p denotes the mean stress due to the soil self-weight which is expressed as:

$$p(z) = \frac{(1 + 2K_0)\gamma z}{3} \quad \text{if } z < z_0, \quad p(z) = p(z_0) \tag{2}$$

z denotes depth, p_a is a reference pressure (100 kPa), E_{s0} designates the Young’s modulus for $p=p_a$; K_0 is the coefficient of lateral earth pressure at rest, z_0 designates the thickness of the soil layer that is closest to the surface, which is assumed to have a constant Young’s modulus. Numerical simulations were performed with $E_{s0}=10$ MPa, $K_0=0.5$, $z_0=1$ m. The Poisson’s ratio of the soil is assumed constant $\nu_s=0.45$. The computed natural frequency of the soil layer is equal to $f_1=0.43$ Hz. The superstructure is modeled as a single degree of freedom system composed of a concentrated mass $m_{st}=40$ ton, and a column with a height $H_{st}=1$ m. Its fixed base fundamental frequency is equal to $f_{st}=1.36$ Hz.

Micropiles are modeled as 3D beam elements. They are connected to the cap, which is assumed to be free of contact with the soil. The thickness of the cap is equal to 0.3 m and its mass is equal to 3 ton. Numerical simulations were conducted with the following characteristics for micropiles: length $L_p=10$ m, diameter $D_p=0.25$ m, axial stiffness

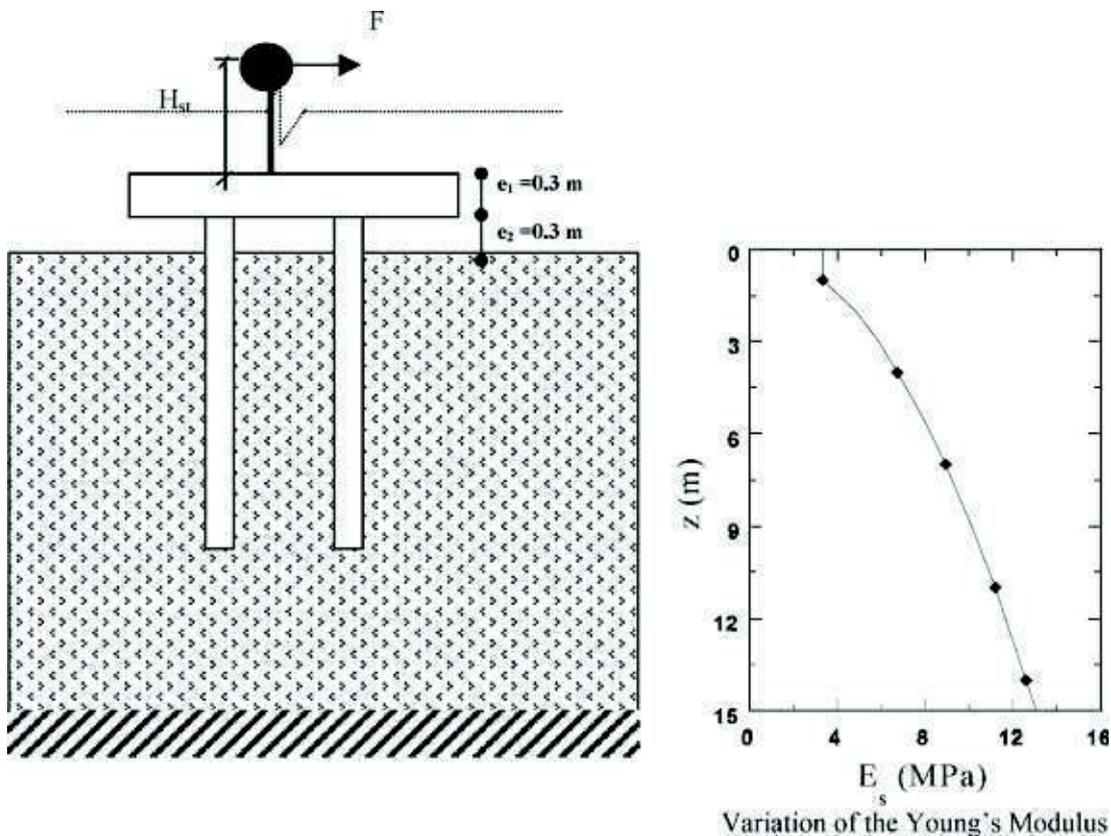


Fig. 1. Problem under consideration.

Table 1a
Properties of the soil material

	Mass density (kg/m ³)	Young's modulus	Poisson's ratio	Damping ratio
Soil with depth-increasing stiffness	$\rho_s = 1700$	$E_s(z) = E_{s0}(p(z)/p_a)^{0.5}$ $p(z) = \frac{(1+2K_0)\gamma z}{3}$ if $z < z_0$, $p(z) = p(z_0)$ $E_{0s} = 10$ MPa $p_a = 100$ kPa	$\nu_s = 0.45$	$\xi_s = 5\%$

Table 1b
Properties of micropiles

Length (m)	Diameter (m)	Bending stiffness (MN m ²)	Axial stiffness (MN)	Damping ratio
$L_p = 10$	0.25	$E_p I_p = 0.85$	$E_p A_p = 1100$	$\xi_p = 2\%$

$E_p A_p = 1100$ MN, flexure stiffness $E_p I_p = 0.85$ MN m² and micropiles spacing ratio $S_p/D_p = 5$. The mechanical properties of the soil and micropiles are summarized in Tables 1a and b.

Lateral boundaries are placed at a large distance from the micropiles in order to minimize the boundary effect as discussed in Shahrour et al. [29].

Calculations are conducted for both vertical and inclined micropiles. The inclination of micropiles is equal to $\alpha = 20^\circ$ from the vertical axis. The finite element mesh used in numerical simulations for the inclined micropiles is depicted in Fig. 2. It includes 21,576 8-node elements and 34 3D-beam elements.

The seismic loading is applied at the base of the soil mass as a harmonic acceleration with an amplitude $a_g = 0.2$ g.

2.1. Numerical results

Calculation was first carried out for zero structural mass in order to analyze the influence of the type of connection on the kinematic response of the group of micropiles. Tables 2a and b summarize results of computations conducted at the fundamental frequency of the soil layer ($f_{load} = f_1 = 0.43$ Hz). It shows that a pinned connection induces a moderate increase in the dynamic amplification at the cap (a_{cap}/a_g), which is equal to 4% for vertical micropiles and to 10% for inclined micropiles. As expected, the pinned connection allows for an important reduction in the bending moment in the micropiles.

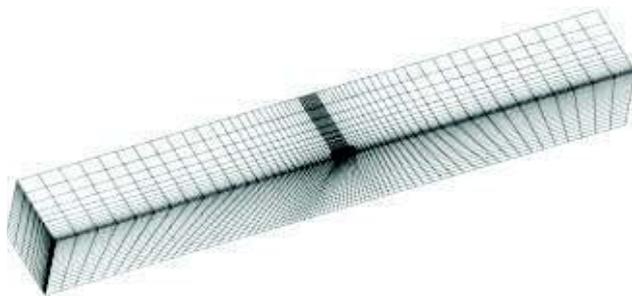


Fig. 2. 3D mesh used for the finite element analysis of the soil-micropile-structure system with inclined micropiles (21576 8-node elements).

This decrease is equal to 71% for vertical micropiles and to 83% for inclined micropiles. The pinned-connection leads also to a significant reduction in the axial forces in the vertical micropiles (90%, regarding the fixed-head connection) and to an important decrease in the shearing forces in the inclined micropiles (65%).

Results obtained with the mass of the superstructure ($m_{st} = 40$ ton) at the fundamental frequency of the soil layer ($f_{load} = f_1$) are summarized in Tables 3a and b. The comparison of these results with those obtained with zero structural mass shows that the mass of the superstructure leads to an important increase in the dynamic amplification at the cap of the vertical micropiles, in particular with pinned-connection. For the latter, the increase in the dynamic amplification is equal to 46%; to be compared with the value obtained with the fixed-head connection (34%). This result indicates that the inertial effect for this example is significant for vertical micropiles.

Analysis of computations conducted with inclined micropiles shows that the mass of the superstructure causes a moderate increase in the dynamic amplification at the cap level. This increase is equal to 16% for pinned connection and to 11% for the fixed-head connection.

Table 2a
Influence of the micropiles-cap connection on the seismic response of vertical micropiles with zero structural mass ($f = f_1$; $m_{st} = 0$; $m_{cap} = 3$ ton)

	Pinned-head	Fixed-head
Dynamic amplification at the cap (a_{cap}/a_g)	11.3	10.9
M_{max} (kN m)	18	62
N_{max} (kN)	11	111
T_{max} (kN)	18	19

Table 2b
Influence the micropiles-cap connection on the seismic response of inclined micropiles with zero structural mass ($f = f_1$; $m_{st} = 0$; $m_{cap} = 3$ ton)

	Pinned-head	Fixed-head
Dynamic amplification at the cap (a_{cap}/a_g)	10.0	9.1
M_{max} (kN m)	23	133
N_{max} (kN)	889	956
T_{max} (kN)	18	52

Table 3a
Influence of the micropiles-cap connection on the seismic response of vertical micropiles ($f=f_1$; $m_{st}=40$ ton; $m_{cap}=3$ ton)

	Pinned-head	Fixed-head
Dynamic amplification at the cap (a_{cap}/a_g)	16.54	14.61
Dynamic amplification at the mass of the superstructure (a_{st}/a_g)	18.60	16.67
M_{max} (kN m)	216	258
N_{max} (kN)	741	1077
T_{max} (kN)	374	336

Table 3b
Influence the micropiles-cap connection on the seismic behavior of inclined micropiles ($f=f_1$; $m_{st}=40$ ton; $m_{cap}=3$ ton)

	Pinned-head	Fixed-head
Dynamic amplification at the cap (a_{cap}/a_g)	11.59	10.14
Dynamic amplification at the mass of the superstructure (a_{st}/a_g)	9.75	9.88
M_{max} (kN m)	38	171
N_{max} (kN)	1334	1500
T_{max} (kN)	79	66

The influence of the type of connection on the maximum bending moment (M_{max}) is moderate for vertical micropiles but significant for inclined micropiles. Indeed, regarding the fixed-head connection, the pinned-connection leads to a decrease of 16% in M_{max} for vertical micropiles and to 77% for inclined micropiles.

Tables 4a and b show results obtained for two additional values of the loading frequency ($f_{load}/f_1=0.5$ and 2). Analysis of these results shows that the pinned-connection influences moderately the bending moment in vertical micropiles, but it leads to an important decrease in the bending moment in the inclined micropiles (about 85%). These results agree with those obtained at the fundamental frequency of the soil layer.

Figs. 3 and 4 show the influence of the type of connection on the distribution of the maxima of the normalized internal forces

in the micropiles:

$$N^* = \frac{2NS_p}{m_{st}a_{st}H_{st}} \tag{3a}$$

$$M^* = \frac{4M}{m_{st}a_{st}H_{st}} \tag{3b}$$

$$T^* = \frac{T}{T_{cap}} \tag{3c}$$

For vertical micropiles, the maximum bending moment with a pinned-connection occurs at a depth $z=5D_p$. It is equal to $M^*=0.58$, which is about 30% lower than that induced at the top of fixed-head micropiles. The maximum normalized axial force decreases regularly with depth for both the pinned and head-fixed connections. The maximum axial force (N^*) with pinned-connection is about 30% lower than that induced in fixed-head micropiles.

For inclined micropiles, the maximum bending moment (M_{max}^*) for the pinned-head connection occurs at a depth $z=3D_p$. It is equal to $M_{max}^*=0.19$, which is about 22% of that obtained with the fully fixed connection. The profile of the normalized axial force shows first an increase with depth up to peak at $z=24D_p$, followed by a decrease. The maximum axial force for pinned-head micropiles (N_{max}^*) is about 10% lower than that obtained with the full-fixed condition.

2.2. Influence of the type of connection at the tip of micropiles

2.2.1. Numerical model

This section deals with the influence of the embedment of the micropiles tip in a rigid substratum on their seismic response. The study is carried out for both vertical and inclined micropiles assuming a fully fixed connection between the micropiles and the cap. The results obtained in the previous section for micropiles with a free tip are compared to results obtained for micropiles embedded in two layered soil as

Table 4a
Influence of the micropiles-cap connection on the seismic response of vertical micropiles ($m_{st}=40$ ton; $m_{cap}=3$ ton)

	$f_{load}=0.5 f_1$		$f_{load}=2f_1$	
	Pinned-head	Fixed-head	Pinned-head	Fixed-head
Dynamic amplification at the cap (a_{cap}/a_g)	9.7	8.3	8.2	6.6
Dynamic amplification at the mass of the superstructure (a_{st}/a_g)	10.9	10.4	9.4	8.4
M_{max} (kN m)	121	138	106	102

Table 4b
Influence the micropiles-cap connection on the seismic behavior of inclined micropiles ($m_{st}=40$ ton; $m_{cap}=3$ ton)

	$f_{load}=0.5 f_1$		$f_{load}=2f_1$	
	Pinned-head	Fixed-head	Pinned-head	Fixed-head
Dynamic amplification at the cap (a_{cap}/a_g)	7.1	5.1	2.7	1.6
Dynamic amplification at the mass of the superstructure (a_{st}/a_g)	3.89	3.88	1.0	0.83
M_{max} (kN m)	8	55	3	21

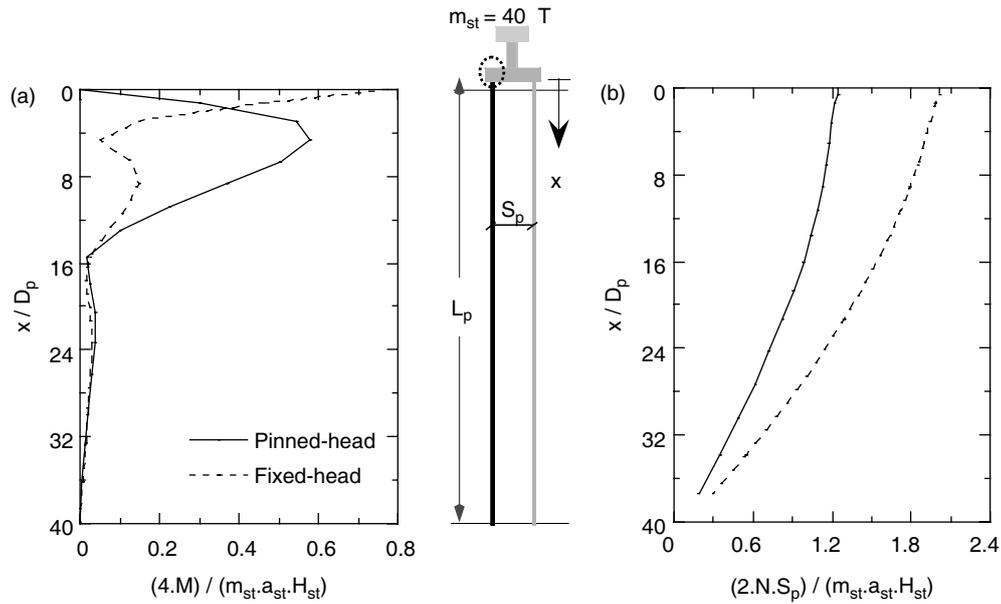


Fig. 3. Influence of the micropiles-cap connection on the seismic response of vertical micropiles (a) normalized bending moment; (b) normalized axial force.

illustrated in Fig. 5. The upper layer corresponds to that used in the previous section (Tables 1a and b). The bottom layer is composed of a soil that is stiffer than the upper soil with a stiffness coefficient $E_{s0} = 1000$ MPa, which is equal to 100 times of that of the upper layer. The embedment of the micropiles in the stiff layer is equal $4D_p$. The natural frequency of the layered soil is equal to $f_1 = 0.56$ Hz, to be compared with the natural frequency of the superstructure $f_{st} = 1.36$ Hz. Calculations with the layered soil were carried out for a harmonic acceleration applied at the base of the soil mass and composed of 15 cycle with an amplitude $a_g = 0.2$ g and a

frequency $f_{load} = 0.56$ Hz which is equal to the natural frequency of the layered soil.

3. Results

3.1. Vertical micropiles

Fig. 6 and Table 5 summarize results obtained for vertical micropiles with a free tip and for micropiles with a tip embedded in the stiff layer. It can be observed that the embedment of the micropiles tip in a stiff layer greatly

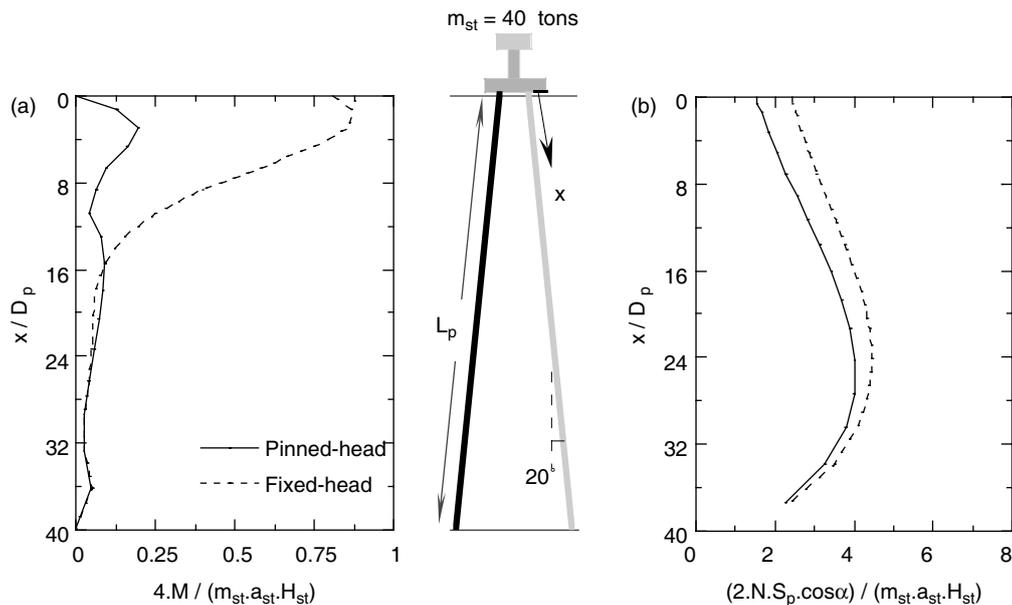


Fig. 4. Influence of the micropile-cap connection on the seismic response of inclined micropiles.

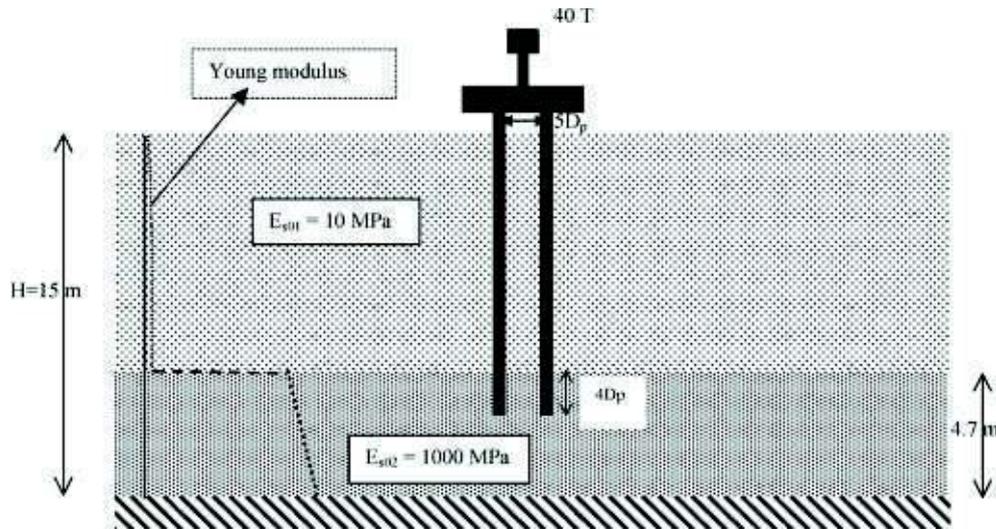


Fig. 5. Group of vertical micropiles with a tip embedded in a stiff substratum.

affects their seismic response. The bending moment profile in the layered soils shows two maxima. The first one occurs at the connection between the micropiles and the cap. It is equal to $M^* = 2.1$, which is about four times that obtained for micropiles with a free tip. The second maximum appears at the interface between the two layers. It is also very high compared to the bending moment in micropiles with a free tip.

The profile of the axial forces is depicted in Fig. 6(b). It can be observed that the embedment of micropiles in a stiff layer results in a large increase in the axial force. The axial force in the upper layer is fairly constant, which means that the axial force is mainly developed in the bottom layer. The axial force at the head of micropiles is equal to $N^* = 3.37$, which is about 70% higher than that induced in the micropiles with a free tip.

Fig. 6(c) shows the profile of the shearing force. It is seen that the embedment of micropiles in a stiff layer results in a large increase in the shearing force at the interface between the two layers. The normalized shearing force at the interface is equal to $T^* = 0.488$, to be compared to the shearing force at the head of micropiles with a free tip $T^* = 0.25$.

3.2. Inclined micropiles

Fig. 7 and Table 6 summarize results obtained for a group of micropiles inclined 20° to the vertical axis. It is evident that the embedment of the inclined micropiles in a stiff layer results in a dramatic increase in the internal forces. The bending moment shows two maxima. The first one occurs

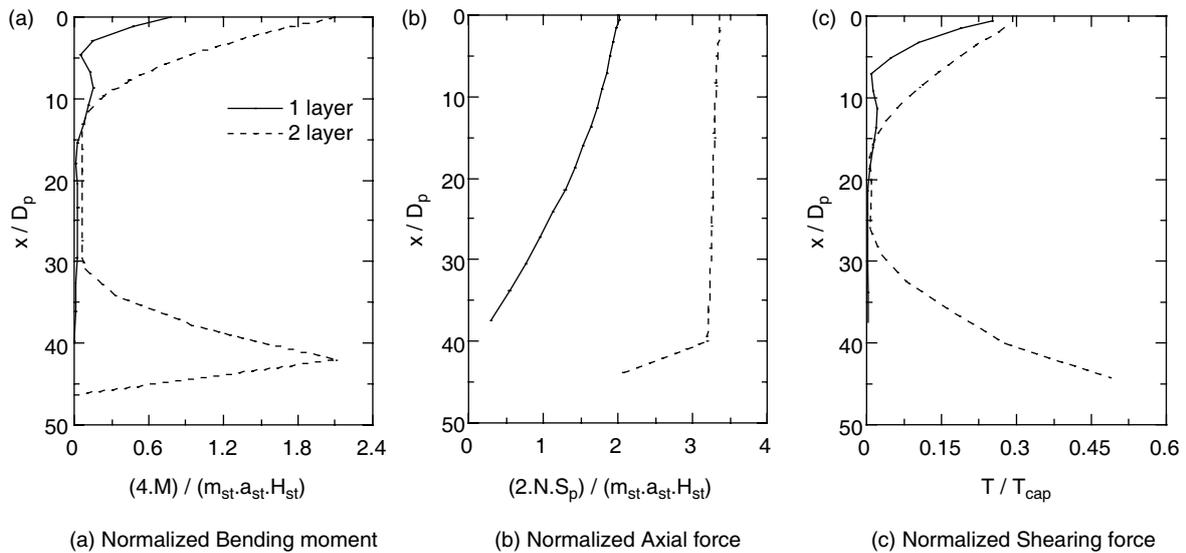


Fig. 6. Influence of the embedment of the micropiles tip in a stiff layer on the seismic response of vertical micropiles. (a) Normalized bending moment; (b) normalized axial force; (c) normalized shearing force.

Table 5
Influence of the embeddement of the micropiles tip in a rigid substratum on the seismic response of vertical micropiles

	Free tip	Embedded tip
Dynamic amplification at the cap (a_{cap}/a_g)	14.61	15.91
Dynamic amplification at the mass of the superstructure (a_{st}/a_g)	16.67	19.00
M_{head} (kN m)	258	795
N_{head} (kN)	1077	2049
T_{head} (kN)	336	445

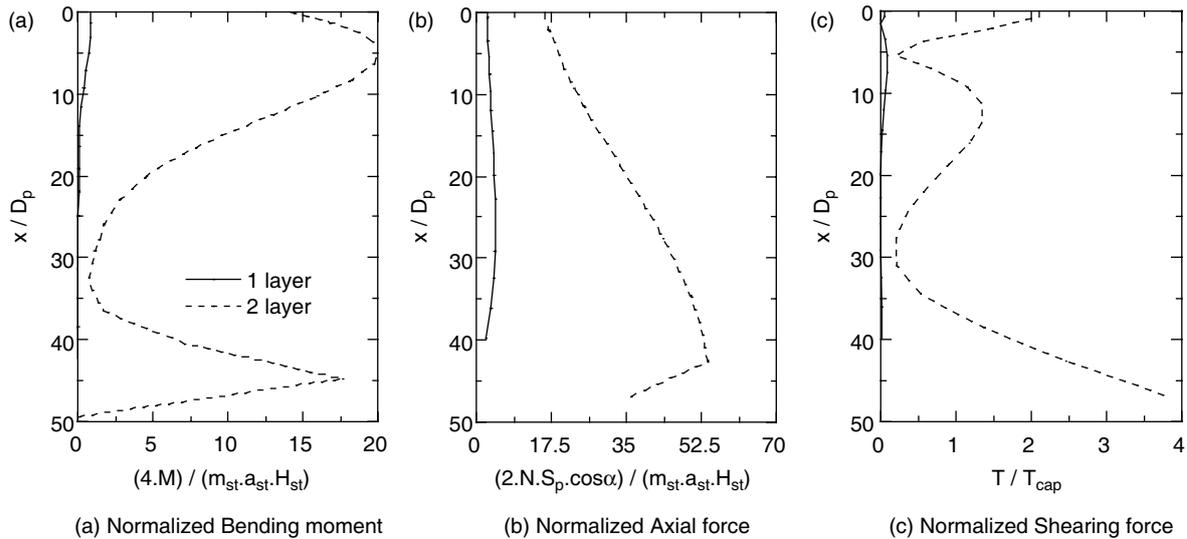


Fig. 7. Influence of the embeddement of the micropiles tip in a stiff layer on the seismic response of inclined micropiles.

near the micropiles head, while the second is induced at the interface of the two layers. The maximum bending moment is equal to $M^*=20$, to be compared with the maximum bending moment in free-tip micropiles $M^*=0.9$. The maximum shearing force in the micropiles embedded in the stiff layer is equal to $T^*=3.8$, which is about 15 times of that induced in the micropiles with a free tip. The maximum axial force in the micropiles embedded in the stiff layer also occurs at the interface between the two layers, with a value $N^*=54$, which is equal to about 27 times of that induced in the micropiles with a free tip. The high value of the axial force in micropiles with a tip embedded in the stiff layer requires a risk assessment for buckling.

Table 6
Influence of the embeddement of the micropiles tip in a rigid substratum on the seismic response of inclined micropiles

	Free tip	Embedded tip
Dynamic amplification at the cap (a_{cap}/a_g)	10.14	4.26
Dynamic amplification at the mass of the superstructure (a_{st}/a_g)	9.88	1.95
M_{head} (kN m)	159	554
N_{head} (kN)	820	1076
T_{head} (kN)	38	328

4. Conclusions

This paper included a three-dimensional finite element analysis of the influence of the fixity conditions at the micropiles head and tip on their seismic performances. The study was conducted for both vertical and inclined micropiles.

The results of numerical analyses show that a pinned connection between the micropiles and the cap leads to a reduction of the axial force and bending moment in the micropiles. The reduction is more significant for inclined micropiles. For a group of four micropiles inclined 20° to the vertical axis, a pinned connection leads to a decrease of about 80% in the maximum bending moment.

The embeddement of the micropiles tip in a stiff layer leads to a dramatic increase in the seismic-induced internal forces, in particular at the interface between the two layers. The maximum axial force for a group of four micropiles inclined 20° to the vertical axis in a layered soil is about 27 times of that obtained in micropiles with a free tip. These findings indicate that the embeddement of the micropiles tip into stiff layer should be avoided in seismic areas, in particular for inclined micropiles.

Results presented in this paper were obtained assuming an elastic-linear behavior for the soil. Since, severe seismic loading induces plasticity in the soil-micropile system,

additional research is needed to analyze the seismic response using elastoplastic constitutive relations for both the soil and micropiles.

References

- [1] Lizzi F, Carnevale G. The static restoration of the leaning Al Habda minaret in Mosul (Iraq). Proceedings third international symposium on Babylon, Ashur and Haditha, Baghdad; November 1981. Baghdad: Ashur and Haditha; 1981.
- [2] Pearlman SL, Wolosick JR, Groneck. Pinpiles for seismic rehabilitation of bridges. Proceedings of the 10th international bridge conference, Pittsburg, Pennsylvania; 1993.
- [3] Herbst TF. The GEWI-PILE, a micropile for retrofitting, seismic upgrading and difficult installation. Proceedings of international conference on design and construction of deep foundations sponsored by the US federal highway administration (FHWA), vol. 2; 1994. p. 913–30.
- [4] Juran I, Benslimane A, Hanna S. Engineering analysis of the dynamic behavior of micropile systems, transportation research record, 1772, Paper No. 01-2936; 2001. p. 91–106;
- [5] FOREVER Synthèse des résultats et recommandations du projet national sur les micropieux, rapport de synthèse finale, Opération réseau génie civil et urbain, IREX, Paris; 2002.
- [6] Shahrour I, Juran I. Seismic behavior of micropile systems. Ground Improv J 2004 [in press].
- [7] Sadek M, Shahrour I. Three-dimensional finite element analysis of the seismic behaviour of inclined micropiles. Soil Dyn Earthq Eng 2004;24: 473–85.
- [8] Margason E. Pile bending during earthquakes Lecture, 6 March 1975, ASCE-UC/Berkeley. Seminar on design construction and performance of deep foundations; 1975 [unpublished].
- [9] Mineiro AJC. Simplified procedure for evaluating earthquake loading on piles. In: Morewira JE, Décourt L, editors. De mello volume Circulo do Livro SA; 1989. p. 567.
- [10] Novak M. Piles under dynamic loads: state of the art. Proceedings of the second int. conf. recent adv. geotech. earthquake engng soil dynamics, St Louis 3; 1991. p. 2433–56.
- [11] Gazetas G, Mylonakis G. Seismic soil–structure interaction: new evidence and emerging issues. Emerging issues paper, Geotechnical Special Publication no 75, vol. III. New York: ASCE; 1998. p. 1119–74.
- [12] Nikolaou S, Mylonakis G, Gazetas G, Tazoh T. Kinematic pile bending during earthquakes: analysis and field measurements. Géotechnique 2001; 51(5):425–40.
- [13] Dobry R, O'Rourke MJ. 'Discussion on seismic response of end-bearing piles' by Flores-Berrones, R. & Whitman, R.V. J Geotech Eng Div ASCE 1983;109.
- [14] Mizuno H. Pile damage during earthquake in Japan (1923–1983). In: Nogami T, editor. Dynamic response of pile foundations: experiment, observation and analysis. New York: ASCE; 1987. p. 53–78.
- [15] Tazoh T, Shimizu K, Wakahara T. Seismic observations and analysis of grouped piles. Shimizu Tech Res Bull 1988;7:17–32.
- [16] Penzien J. Soil-pile foundation interaction. In: Wiegel RL, editor. Earthquake engineering. New York: Prentice-Hall; 1970 [chapter 14].
- [17] Gazetas G. Foundation vibrations. In: Fang Y, editor. Foundation engineering handbook. 2nd ed. New York: Van Nostrand Reinhold; 1991. p. 553–93.
- [18] Makris N, Gazetas G. Dynamic pile-soil-pile interaction. Part II. Lateral and seismic response. Earthq Eng Struct Dyn 1992;21(2).
- [19] Butterfield R, Banerjee PK. The elastic analysis of compressible piles and pile groups. Géotechnique 1971;21:43–60.
- [20] Kaynia AM, Kausel E. Dynamic behaviour of pile groups. Proceedings of the second int. conf. on numer. methods in offshore piling; 1982. p. 509–32.
- [21] Blaney GW, Kausel E, Roesset JM. Dynamic stiffness of piles. Proceedings of the second int. conf. num. methods geomech., Blacksburg VA 2; 1976. p. 1010–2.
- [22] Sen R, Davies TG, Banerjee PK. Dynamic analysis of piles and pile groups embedded in homogeneous soils. Earthq Eng Struct Dyn 1985;13: 53–65.
- [23] Fan K, Gazetas G, Kaynia A, Kausel E, Ahmad S. Kinematic seismic response of single piles and pile groups. J Geotech Eng Div ASCE 1991; 117(12):1860–79.
- [24] Shahrour I. PECPLAS: a finite element software for the resolution of earthwork problems. Actes du colloque international Géotechnique & informatique. Paris: Edition Presse ENPC; 1992. p. 327–34.
- [25] Ousta R, Shahrour I. Three-dimensional analysis of the seismic behavior of micropiles used in the reinforcement of saturated soils. Int J Numer Anal Methods Geomech 2001;(25):183–96.
- [26] Makris N, Tazoh T, Yun X, Fill AC. Prediction of the measured response of a scaled soil-pile-superstructure system. Soil Dyn Earthq Eng 1997;16: 113–24.
- [27] Mokwa RL, Duncan JM. Rotational restraint of pile caps during lateral loading. J Geotech Geoenviron Eng 2003;129(9):829–37.
- [28] Kavvas M, Gazetas G. Kinematic seismic response and bending of free-head piles in layered soil. Géotechnique 1993;43(2):207–22.
- [29] Shahrour I, Sadek M, Ousta R. Seismic behavior of micropiles used as foundation support elements: three-dimensional finite element analysis transportation research record no. 1772. Soil Mech 2001;84–91.

ANNEXE 3

"Influence of the soil-structure interaction on the fundamental period of buildings"

Wiley, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2007; 36:2445-2453, 2007.

SHORT COMMUNICATION

Influence of the soil–structure interaction on the fundamental period of buildings

Louay Khalil[§], Marwan Sadek^{*,†,‡} and Isam Shahrour[¶]

Laboratoire de Mécanique de Lille (UMR 8107), Université des Sciences et Technologies de Lille, Villeneuve d'Ascq, F-59655, France

SUMMARY

This paper includes an investigation of the influence of the soil–structure interaction (SSI) on the fundamental period of buildings. The behaviour of both the soil and the structure is assumed to be elastic. The soil–foundation system is modelled using translational and rotational discrete springs. Analysis is first conducted for one-storey buildings. It shows that the influence of the SSI on the fundamental frequency of building depends on the soil–structure relative rigidity K_{ss} . Analysis is then extended for multi-storey buildings. It allows the generalization of the soil–structure relative rigidity K_s to such complex structures. Charts are proposed for taking into account the influence of the SSI in the calculation of the fundamental frequency of a wide range of buildings. Copyright © 2007 John Wiley & Sons, Ltd.

Received 10 October 2006; Revised 19 June 2007; Accepted 21 June 2007

KEY WORDS: building; charts; fundamental period; relative rigidity; soil–structure interaction; seismic

1. INTRODUCTION

Building codes generally use the fundamental period of buildings to assess their response to seismic loadings. This parameter is generally calculated using empirical formulas provided by seismic codes. These formulas generally ignore the soil flexibility, which could drastically affect the fundamental period of buildings and consequently their overall seismic response. On the basis of measurements collected from buildings during earthquakes, Goel and Chopra [1] concluded that in the case of shear-wall structures, empirical formulas such as those proposed by the Uniform

*Correspondence to: Marwan Sadek, Laboratoire de Mécanique de Lille (UMR 8107), Université des Sciences et Technologies de Lille, Villeneuve d'Ascq, F-59655, France.

†E-mail: Marwan.Sadek@polytech-lille.fr

‡Associate Professor.

§Graduate Student.

¶Professor.

Building Code [2] are inadequate. Through a series of micro-vibrations tests, Ghrib and Mamedov [3] confirmed the inadequacy of the fundamental period formula given by the National Building Codes of Canada [4] or the Uniform Building Code [2], since they do not include the foundation flexibility.

The role of the soil–structure interaction (SSI) is usually considered beneficial to the structural system under seismic loading since it lengthens the lateral fundamental period and leads to higher damping of the system. This conclusion could be misleading. Indeed, recent case studies and post-seismic observations suggest that the SSI can be detrimental and neglecting its influence could lead to unsafe design for both the superstructure and the foundation especially for structures founded on soft soil [5, 6]. Mylonakis and Gazetas [6] reported three cases of earthquakes (Bucharest 1977, Mexico City 1985 and Kobe 1995) where SSI caused an increase in the seismic-induced response of structures despite a possible increase in damping. They reported that Mexico earthquake was particularly destructive to 10–12 storey buildings founded on soft clay, whose period increased from about 1.0 s (assumption of a fixed base structure) to nearly 2.0 s due to the SSI. Several authors attempted to determine the influence of the SSI on the seismic response of buildings. First studies were conducted by Veletsos and Meek [7], Veletsos and Nair [8] and Bielak [9]. The flexible-base period \tilde{T} is evaluated from Veletsos and Meek [7] for a structure with a surface foundation as follows:

$$\frac{\tilde{T}}{T} = \sqrt{1 + \frac{k}{k_u} + \frac{kh^2}{k_\theta}} \quad (1)$$

where T denotes the fixed-base system period; k_u and k_θ stand for the rotational and translational springs, h and k designate the height and flexural rigidity of the structure, respectively. Similar formula is recommended by the Building Seismic Safety Council [10]. On the basis of data recorded on 57 building covering a wide range of structural and geotechnical conditions, Stewart *et al.* [11] concluded that approaches proposed by Veletsos and Bielak to predict \tilde{T}/T can reliably predict the effect of inertial interaction but are limited to single degree of freedom (SDOF) oscillators. The objective of the present paper concerns the elaboration of a simple procedure for taking into account the influence of the SSI in the determination of the fundamental frequency of buildings. Analyses conducted for both one-storey and multi-storey buildings for various geotechnical conditions allow the construction of charts that give the fundamental frequency of a wide range of buildings in terms of the relative soil–structure stiffness.

2. ONE-STOREY BUILDING

2.1. Numerical model

Analysis of the influence of the SSI on the seismic response of buildings constitutes a complex task, since it depends on multiple factors that affect the fundamental frequency of buildings. In order to analyse this problem, the case study that will be firstly investigated concerns one-storey buildings modelled as a reinforced concrete frame founded on a homogeneous elastic soil layer (Young's modulus = 50 MPa; density = 20 kN/m³; Poisson's ratio = 0.3; shear wave velocity = 98 m/s). This frame is composed of a slab supported by two reinforced concrete square columns (Young's modulus = 32 000 MPa; density = 24.5 kN/m³) and based on two isolated square footings (2.0 m × 2.0 m). The height of each column is 4.0 m and its cross

INFLUENCE OF THE SOIL–STRUCTURE INTERACTION

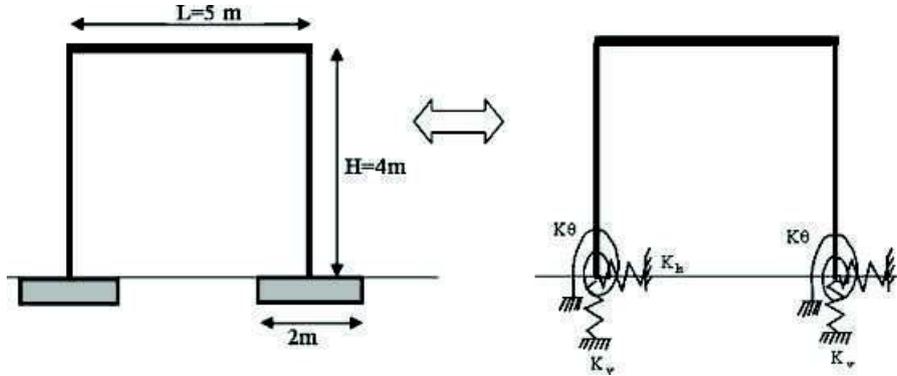


Figure 1. Numerical model for one-storey buildings.

section is $0.53 \times 0.53 \text{ m}^2$ ($EI = 420\,000 \text{ kN m}^2$). Dimensions of the slab floor are $5.0 \times 5.0 \text{ m}^2$ and its thickness is equal to 0.3 m. Elastic beam elements are used to model the superstructure, while the soil–foundation system is represented by the means of translational (horizontal K_h and vertical K_v) and rotational (K_θ) discrete springs as illustrated in Figure 1. The rigidities of these springs are evaluated from the following formulas [12]:

$$K_v = \frac{G_s}{(1 - \nu)} \beta_z \sqrt{A}, \quad K_h = 2(1 + \nu_s) G_s \beta_x \sqrt{A}, \quad K_\theta = \frac{1 + \nu_s}{4} G_s \beta_x (a^2 + b^2) \sqrt{A} \quad (2)$$

a and b denote the dimensions of the footing; G_s and ν_s designate the soil shear modulus and Poisson's ratio, respectively. The factors β_x and β_z account for the geometry of the foundation (b/a). For the present case study, springs rigidities are equal to $K_v = 115\,000 \text{ kN/m}$; $K_h = 100\,000 \text{ kN/m}$ and $K_\theta = 100\,000 \text{ kN m/rd}$. Dynamic analyses were carried out using the finite element software Effel. It gives a fundamental frequency $f = 7.23 \text{ Hz}$ ($T = 0.138 \text{ s}$) that differs about 18% from that obtained for the fixed model ($f_{FB} = 8.82 \text{ Hz}$) due to the SSI effect.

2.2. Soil–structure relative rigidity K_{ss}

The fundamental frequency of a fixed-base structure f_{FB} under lateral loading depends on the parameters E_c , I_c and H which stand for Young's modulus, the moment of inertia of the vertical resisting element and the storey height. The influence of these parameters on the buildings fundamental frequency also depends on the SSI. For example, considering the reference case, the ratio f/f_{FB} decreases from 0.819 to 0.576 (decrease of 30%) when the inertia moment of the vertical elements increases from $I_c = 0.0135$ to 0.135 m^4 . This difference is less significant for a stiffer soil with a shear wave velocity $V_s = 200 \text{ m/s}$ where f/f_{FB} decreases from 0.949 to 0.823 (decrease of 13%) for the same variation in I_c . On the other hand and as indicated before, the influence of the SSI is taken into account through the rotational and translational springs (Equations (1)–(3)), which are function of the soil shear wave velocity $V_s (= \sqrt{G_s/\rho})$ and the foundation area A (ρ designates the soil density). As a consequence, the fundamental frequency f could be expressed as:

$$f = F(V_s, H, E_c, I_c, A) \quad (3)$$

This equation shows that the fundamental frequency of the soil–foundation–structure system depends on five parameters that characterize the soil (V_s), the foundation (A) and the structure (H , I_c , E_c). Note that the influence of span length has been investigated prior to the present study and was found insignificant. In the sequel, analyses are conducted for different values of influential parameters in order to identify a dimensionless factor representing the soil–structure relative rigidity: V_s : 98, 107, 140, 200, 250 and 300 m/s (stiff soil); H : 2, 4, 7, 10 and 13 m; E_c : 20 000, 32 000 and 42 000 MPa; I_c : 0.000139, 0.00135, 0.0131 and 0.1357 m⁴. Results of these analyses are summarized in Table I. They were approximated using the following multilinear regression:

$$\log(f/f_{\text{FB}}) = A_1 \log(V_s) + A_2 \log(H) + A_3 \log(E_c) + A_4 \log(I_c) \quad (4)$$

f_{FB} designates the fundamental frequency of the fixed-base structure (without SSI effect).

Table I. Influence of K_{ss} on the fundamental frequency of one-storey buildings.

f/f_{FB}	V_s (m/s)	H (m)	E_c (MPa)	I_c (m ⁴)
1	98	4	32 000	0.000139
1	107	4	32 000	0.000139
1	140	4	32 000	0.000139
1	200	4	32 000	0.000139
1	250	4	32 000	0.000139
1	300	4	32 000	0.000139
0.973	98	4	32 000	0.00135
0.976	107	4	32 000	0.00135
0.985	140	4	32 000	0.00135
0.995	200	4	32 000	0.00135
0.998	250	4	32 000	0.00135
0.999	300	4	32 000	0.00135
0.819	98	4	32 000	0.01315
0.833	107	4	32 000	0.01315
0.891	140	4	32 000	0.01315
0.949	200	4	32 000	0.01315
0.967	250	4	32 000	0.01315
0.976	300	4	32 000	0.01315
0.576	98	4	32 000	0.135752
0.589	107	4	32 000	0.135752
0.686	140	4	32 000	0.135752
0.823	200	4	32 000	0.135752
0.876	250	4	32 000	0.135752
0.908	300	4	32 000	0.135752
0.548	98	2	32 000	0.01315
0.584	107	2	32 000	0.01315
0.682	140	2	32 000	0.01315
0.804	200	2	32 000	0.01315
0.862	250	2	32 000	0.01315
0.896	300	2	32 000	0.01315
0.819	98	4	32 000	0.01315
0.833	107	4	32 000	0.01315
0.891	140	4	32 000	0.01315
0.949	200	4	32 000	0.01315
0.967	250	4	32 000	0.01315
0.976	300	4	32 000	0.01315

INFLUENCE OF THE SOIL-STRUCTURE INTERACTION

Table I. *Continued.*

f/f_{FB}	V_s (m/s)	H (m)	E_c (MPa)	I_c (m ⁴)
0.963	98	7	32 000	0.01315
0.983	107	7	32 000	0.01315
0.963	140	7	32 000	0.01315
0.983	200	7	32 000	0.01315
0.989	250	7	32 000	0.01315
0.993	300	7	32 000	0.01315
0.966	98	10	32 000	0.01315
0.972	107	10	32 000	0.01315
0.983	140	10	32 000	0.01315
0.992	200	10	32 000	0.01315
0.995	250	10	32 000	0.01315
0.996	300	10	32 000	0.01315
0.979	98	13	32 000	0.01315
0.985	107	13	32 000	0.01315
0.987	140	13	32 000	0.01315
0.994	200	13	32 000	0.01315
0.997	250	13	32 000	0.01315
1	300	13	32 000	0.01315
0.981	98	4	20 000	0.00135
0.985	107	4	20 000	0.00135
0.991	140	4	20 000	0.00135
0.996	200	4	20 000	0.00135
0.997	250	4	20 000	0.00135
0.998	300	4	20 000	0.00135
0.961	98	4	42 000	0.00135
0.967	107	4	42 000	0.00135
0.981	140	4	42 000	0.00135
0.991	200	4	42 000	0.00135
0.994	250	4	42 000	0.00135
0.996	300	4	42 000	0.00135
0.881	98	4	20 000	0.01315
0.899	107	4	20 000	0.01315
0.936	140	4	20 000	0.01315
0.968	200	4	20 000	0.01315
0.979	250	4	20 000	0.01315
0.985	300	4	20 000	0.01315
0.787	98	4	42 000	0.01315
0.814	107	4	42 000	0.01315
0.877	140	4	42 000	0.01315
0.936	200	4	42 000	0.01315
0.958	250	4	42 000	0.01315
0.969	300	4	42 000	0.01315
0.666	98	4	20 000	0.135752
0.699	107	4	20 000	0.135752
0.785	140	4	20 000	0.135752
0.878	200	4	20 000	0.135752
0.917	250	4	20 000	0.135752
0.939	300	4	20 000	0.135752
0.523	98	4	42 000	0.135752
0.558	107	4	42 000	0.135752
0.657	140	4	42 000	0.135752

Table I. *Continued.*

f/f_{FB}	V_s (m/s)	H (m)	E_c (MPa)	I_c (m ⁴)
0.784	200	4	42 000	0.135752
0.845	250	4	42 000	0.135752
0.883	300	4	42 000	0.135752
0.316	98	2	32 000	0.1315
0.338	107	2	32 000	0.1315
0.413	140	2	32 000	0.1315
0.557	200	2	32 000	0.1315
0.661	250	2	32 000	0.1315
0.735	300	2	32 000	0.1315
0.842	98	7	32 000	0.1315
0.863	107	7	32 000	0.1315
0.911	140	7	32 000	0.1315
0.954	200	7	32 000	0.1315
0.971	250	7	32 000	0.1315
0.978	300	7	32 000	0.1315
0.911	98	10	32 000	0.1315
0.924	107	10	32 000	0.1315
0.953	140	10	32 000	0.1315
0.977	200	10	32 000	0.1315
0.986	250	10	32 000	0.1315
0.987	300	10	32 000	0.1315
0.953	98	13	32 000	0.1315
0.955	107	13	32 000	0.1315
0.974	140	13	32 000	0.1315
0.988	200	13	32 000	0.1315
0.993	250	13	32 000	0.1315
0.995	300	13	32 000	0.1315

Values of the coefficients of the multilinear regression are: $A_1 = 0.233$, $A_2 = 0.33$, $A_3 = -0.12$ and $A_4 = -0.07$. They are obtained with a determination coefficient $R^2 = 0.7$.

Normalizing the coefficients of the regression by A_3 gives $A_1/A_3 \approx -2$, $A_2/A_3 \approx -3$ and $A_4/A_3 \approx 0.75$. As a consequence, the proposed dimensionless parameter K_{ss} representing the soil–structure relative rigidity could be approximated as follows:

$$K_{ss} = \frac{\rho \times V_s^2 \times H^3}{E_c \times (I_c)^{3/4}} \quad (5)$$

Expressions of discrete springs (Equation (2)) reveals that the influence of the square of soil shear wave velocity (V_s^2) is equivalent to the square root of foundation area (\sqrt{A}); hence, the expression of the soil–structure relative rigidity K_{ss} is turned into

$$K_{ss} = \frac{\rho \times V_s^2 \times H^3 \times \sqrt{\frac{A}{A_0}}}{E_c \times (I_c)^{3/4}} \quad (6)$$

where A_0 denotes a reference area (1 m²).

Figure 2(a) shows the variation of the ratio f/f_{FB} with the relative rigidity K_{ss} . It can be observed that this variation can be approximated using a simple chart. For $\log(K_{ss}) > 1.5$, the ratio f/f_{FB}

INFLUENCE OF THE SOIL-STRUCTURE INTERACTION

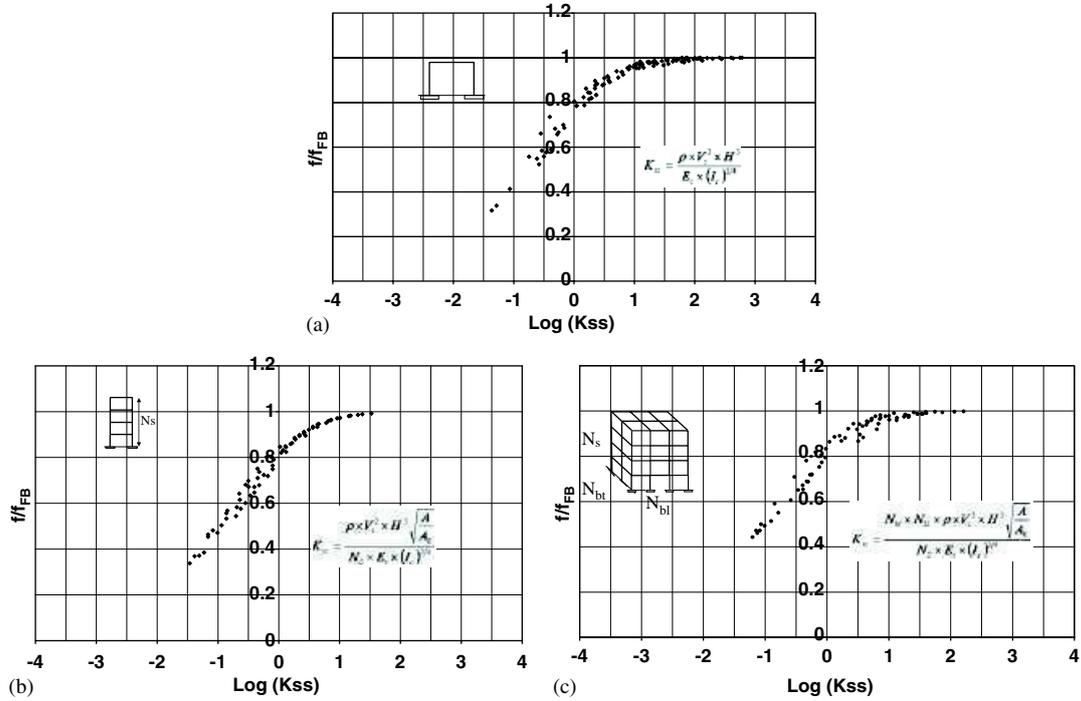


Figure 2. Influence of K_{ss} on the fundamental frequency of buildings: (a) one-storey buildings; (b) multi-storey buildings with one span in the lateral and transverse directions; and (c) multi-storey buildings with multiple spans.

attains an asymptote $f/f_{FB} = 1$. In this case, the fundamental frequency of the soil-foundation-structure system is close to that of a fixed-base structure. For $\log(K_{ss}) < 1.5$, an important variation is observed for f/f_{FB} with $\log(K_{ss})$. In this case, neglecting the SSI could lead to a significant misestimation of the fundamental frequency the soil-foundation-structure system and consequently to a poor prediction of the overall dynamic response of the structure. For stiff structures on soft soils ($\log(K_{ss}) < -1.5$), the frequency of the fixed-base model f_{FB} exceeds by three times the frequency of the soil-foundation-structure system.

3. MULTI-STOREY BUILDINGS

Investigations were conducted for multi-storey buildings with different conditions for both the soil and the structure. Results obtained for buildings with different values of the total number of stories N_s (1, 3, 5, 7 and 10) and one span in both the longitudinal and transversal directions shows that the soil-structure relative rigidity could be expressed as follows:

$$K_{ss} = \frac{\rho \times V_s^2 \times H^3 \times \sqrt{\frac{A}{A_0}}}{N_s \times E_c \times (I_c)^{3/4}} \tag{7}$$

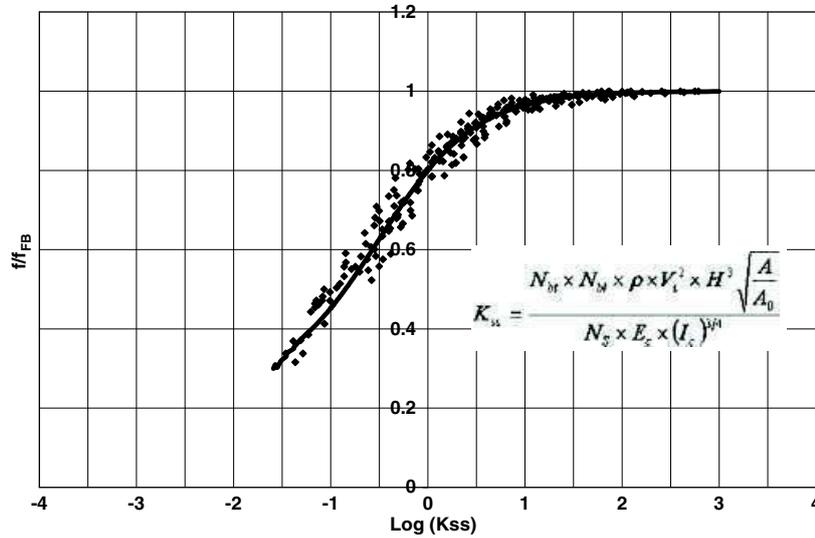


Figure 3. Chart for the consideration of the SSI in the determination of the fundamental frequency of buildings.

This expression indicates a decrease of K_{ss} with the increase in the number of stories, and consequently to an increase in the influence of the SSI on the fundamental frequency of the building. Figure 2(a) depicts the variation of f/f_{FB} with the relative rigidity K_{ss} . It shows that this variation could be approximated using a simple chart that is similar to that obtained for one-storey buildings. Calculations were also conducted for multi-storey buildings with different values of the number of spans in both the transversal and longitudinal directions (N_{bt} and N_{bl}) and different foundation areas (A_1 , A_2 and A_3) proportional to the transmitted loads.

Analyses show that the relative rigidity for these buildings could be expressed as follows:

$$K_{ss} = \frac{N_{bt} \times N_{bl} \times \rho \times V_s^2 \times H^3 \times \sqrt{\frac{A}{A_0}}}{N_s \times E_c \times (I_c)^{3/4}} \quad (8)$$

where A is the mean value of foundations area $A = (A_1 + A_2 + \dots + A_n)/n$.

The increase in the number of spans (N_{bl} or N_{bt}) leads to higher values of the relative rigidity K_{ss} and consequently to a decrease in the influence of the SSI. Figure 2(c) depicts the variation of the fundamental frequency ratio (f/f_{FB}) with K_{ss} for buildings with multiple stories and spans. It confirms trends obtained for one-storey buildings. Figure 3 summarizes results obtained for one-storey and multi-storey buildings. It can be observed that the fundamental frequency ratio (f/f_{FB}) can be determined in terms of the relative rigidity K_{ss} (Equation (8)) using the chart described earlier for one-storey buildings.

4. CONCLUSION

This paper included the analysis of the influence of the soil–structure interaction (SSI) on the fundamental period of buildings. Analyses conducted for various soil and structure conditions

INFLUENCE OF THE SOIL–STRUCTURE INTERACTION

showed that this influence depends mainly on the soil–structure relative rigidity, which could be expressed in terms of the soil shear wave velocity (V_s), the foundation area (A), the flexural rigidity of the building columns (I_c , E_c), the storey height (H), the number of stories (N_s) and spans (N_{bt} , N_{bl}) as follows:

$$K_{ss} = \frac{N_{bt} \times N_{bl} \times \rho \times V_s^2 \times H^3 \times \sqrt{\frac{A}{A_0}}}{N_s \times E_c \times (I_c)^{3/4}}$$

A chart is proposed for an ease consideration of the influence of the SSI in the determination of the fundamental frequency of buildings. For flexible buildings ($\log(K_{ss}) > 1.5$), the SSI could be neglected. For lower values of K_{ss} , ignoring the SSI could lead to a significant misestimation of the fundamental frequency of buildings.

REFERENCES

1. Goel RK, Chopra AK. Period formulas for concrete shear wall buildings. *Journal of Structural Engineering* (ASCE) 1998; **124**:426–433. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1998)124:4(426).
2. Uniform Building Code. *International Conference of Building Officials*, Whittier, CA, U.S.A., 1997.
3. Ghrib F, Mamedov H. Period formulas of shear wall buildings with flexible bases. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2004; **33**:295–314. DOI: 10.1002/eqe.344.
4. NBCC (95)—National Research Council Canada. *Supplement to the National Building Code of Canada*, Ottawa, Canada, 1995.
5. Gazetas G, Mylonakis G. *Seismic Soil–Structure Interaction: New Evidence and Emerging Issues*. Emerging Issues Paper, Geotechnical Special Publication No. 75, vol. 3. ASCE: New York, 1998; 1119–1174.
6. Mylonakis G, Gazetas G. Seismic soil–structure interaction: beneficial or detrimental? *Journal of Earthquake Engineering* 2000; **4**(3):277–301. DOI: 10.1142/S136324690000175.
7. Veletsos AS, Meek JW. Dynamic behavior of building–foundation systems. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1974; **3**(2):121–138.
8. Veletsos AS, Nair VV. Seismic interaction of structures on hysteretic foundations. *Journal of Structural Engineering* (ASCE) 1975; **101**(1):109–129.
9. Bielak J. Dynamic behavior of structures with embedded foundations. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1975; **3**(3):259–274.
10. BSSC—Building Seismic Safety Council. *The 2003 NEHRP Recommended Provisions for New Buildings and Other Structures Part 2: Commentary (FEMA 450)*. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, 2003.
11. Stewart JP, Seed RB, and Fenves GL. Seismic soil–structure interaction in buildings II: empirical findings. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* (ASCE) 1999; **125**(1):38–48. DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(1999)125:1(26).
12. Newmark NM, Rosenblueth E. *Fundamentals of Earthquake Engineering*. Prentice-Hall: Englewood Cliffs, NJ, 1971.

ANNEXE 4

"Influence of the water-skeleton interaction in seismic response of earth dams"

The International Journal of Multiphysics, Volume 2, Number 3, October 2008, pp.
267-277(11).

Influence of the water–skeleton interaction on
the seismic response of earth dams

by

Youssef Parish, Isam Shahrour and Marwan Sadek

reprinted from

**THE INTERNATIONAL JOURNAL OF
MULTIPHYSICS**

2008: VOLUME 2 NUMBER 3

MULTI-SCIENCE PUBLISHING

Influence of the water-skeleton interaction on the seismic response of earth dams

Youssef Parish^{1,2}, Isam Shahrour¹ and Marwan Sadek¹

¹Laboratoire de Mécanique de Lille (UMR – CNRS 8107)
Université de Lille 1 59650 Villeneuve d'Ascq, France
Isam.Shahrour@univ-lille1.fr

²The Institute for Energy and Hydro Technology (IEHT)
Tehran, IRAN

ABSTRACT

This paper presents a numerical analysis of the influence of the water-skeleton interaction on the response of earth dams to seismic loading. The non associated Mohr-Coulomb criterion is used for the description of the behaviour of earth material. Analysis is first conducted under undrained condition; then a full coupled analysis is used for the investigation of the influence of the water-skeleton interaction on the seismic response of the dam. Comparison of the undrained, full coupled and drained analyses shows that the undrained analysis overestimates the natural frequency of the dam and consequently could lead to a miss estimation of its response. The full coupled analysis predicts an important attenuation in the dam response, which could result from the role of the water flow in the dissipation of the seismic energy in addition to the influence of the induced pore-water pressure excess on the reduction of the effective stresses in the dam. As a consequence, full coupled analyses are recommended for the seismic design of earth dams.

Keywords: amplification, coupled, drained, earth dam, earthquake, plasticity, skeleton, undrained, water

1. INTRODUCTION

Dams and reservoirs located near urbanized areas represent a potential risk to the downstream population and property in the event of uncontrolled release of the reservoir water due to earthquake damage. The first failure of a dam due to earthquake reported in the literature is Augusta Dam, GA, during the 1886 Charleston, SC earthquake. Worldwide, about 30 dams have failed completely during earthquakes [1].

There are more than 75,000 dams of all sizes listed in the U.S. National Inventory of Dams [2] and thousands of large dams have been built worldwide. Hence, the record may appear outstanding. However, except for several well-known cases, few dams have been tested on ground motion equivalent to their Design Basis Earthquake [3]. Conversely, a few dams have experienced significant damage under moderate shaking. Performance data and detailed references regarding approximately 400 dams that have been subjected to significant earthquake shaking are provided by USCOLD [4, 5, 1].

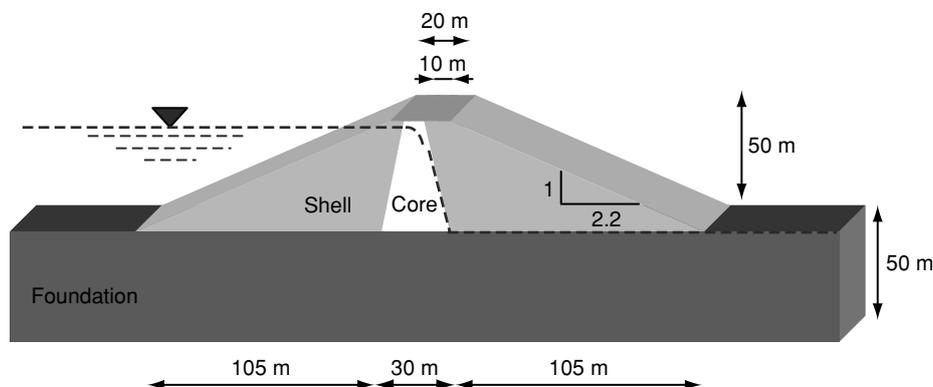


Figure 1 Problem under consideration: Influence of the water-skeleton interaction on the seismic response of an earth dam.

Seismic design of earth dams should take into consideration the influence of the water-skeleton interaction on the overall response of the dam. Since, the seismic loading is rapid with regard to the flow process in the core of the dam; engineers could use undrained analyses for dams design. This paper presents a confrontation of this approach to a full coupled approach that takes into account an effective stress formulation for the skeleton coupled to the Biot's formulation for the water-skeleton interaction [6, 7]. The paper does not deal with the liquefaction phenomena.

2. NUMERICAL MODEL

The problem under consideration is shown in figure 1. It concerns analysis of the influence of the water skeleton interaction on the response of an earth dam to seismic loading. A simplified configuration is considered in this analysis. The clay core is assumed to be homogeneous. An elastic perfectly plastic constitutive relation is used for the earth material. This model is based on the non associated Mohr-Coulomb criterion with tension cutoff. Although this model does not describe well the hardening of soils, it is largely used in geotechnical engineering; in addition the constitutive parameters of this model are usually available for different categories of soils. Rayleigh damping is used in the analyses with a damping ratio $\beta = 0.05$.

Numerical analyses are conducted using the FLAC program [8]. This program is based on a continuum finite difference discretization using the Lagrangian approach. Every derivative in the set of governing equations is replaced directly by an algebraic expression written in terms of the field variables (e.g. stress or displacement) at discrete point in space [8]. For dynamic analysis, it uses an explicit finite difference scheme to solve the full equation of motion using lumped grid point masses derived from the real density surrounding zone. The calculation sequence first invokes the equations of motion to derive new velocities and displacements from stresses and forces. Then, strain rates are derived from velocities, and new stresses from strain rates. Every cycle around the loop correspond to one time step. Each box updates all of its grid variables from known values that remain fixed over the time step being executed.

Numerical distortion of the propagating wave can occur in dynamic analyses. Both the frequency content of the input motion and the wave-speed characteristics of the system will affect the numerical accuracy of wave transmission. Kuhlemeyer and Lysmer [9] showed

that for an accurate representation of the wave transmission through the soil model, the spatial element size, Δl , must be smaller than approximately one-tenth to one-eighth of the wavelength associated with the highest frequency component of the input wave i.e.,

$$\Delta l \leq \lambda/10 \quad (1)$$

Where, λ is the wave length associated with the highest frequency component that contains appreciable energy. Expressing λ in the form of the shear wave velocity (V_s) and the highest frequency introduced to the system f_{max} , equation 1 can be written as:

$$\Delta l \leq V_s/(10 \cdot f_{max}) \quad (2)$$

This requirement may necessitate a very fine spatial mesh and a corresponding small time step. The consequence is that reasonable analyses may be time and memory consuming. In such cases, it may be possible to adjust the input by recognizing that most of the power for the input history is contained in lower frequency components. By filtering the history and removing high frequency components, a coarser mesh may be used without significantly affecting the results.

The initial stress state of the dam is determined using a static analysis of the dam response to gravitational forces.

In the full coupled analysis, the time step is determined in terms of the characteristic length of the mesh (L_c) and the diffusivity factor c as follows:

$$\Delta t = \frac{L_c^2}{c} \quad (3)$$

The diffusivity factor (c) is determined using the hydro mechanical properties of both the porous fluid and the porous media:

$$c = \frac{k}{\frac{1}{M} + \frac{\alpha^2}{K + 4G/3}} \quad (4)$$

K and G denote the bulk and shear modulus of the porous media, respectively. M , k and α stand for the Biot modulus, the mobility coefficient and the Biot coefficient, respectively.

3. INPUT MOTION

The seismic loading is applied at the base of the foundation layer as a velocity excitation. Analyses are conducted for two recorded earthquake motions. The first one corresponds to the Kocaeli earthquake in Turkey (1999) with a magnitude $M_w = 7.4$ [10]. The estimated peak velocity of this record is approximately equal to 0.40 m/sec (peak acceleration 0.247g), and its duration is approximately equal 30 sec (Figure 2a). The frequency of the major peak is equal to 0.9 Hz. The major part of the spectrum lies between 0.2 and 2Hz. The second input motion corresponds to Tabas earthquake in Iran (Figure 2b, [10]). The major peak corresponds to the frequency $f = 0.5$ Hz, the second peak appears at the

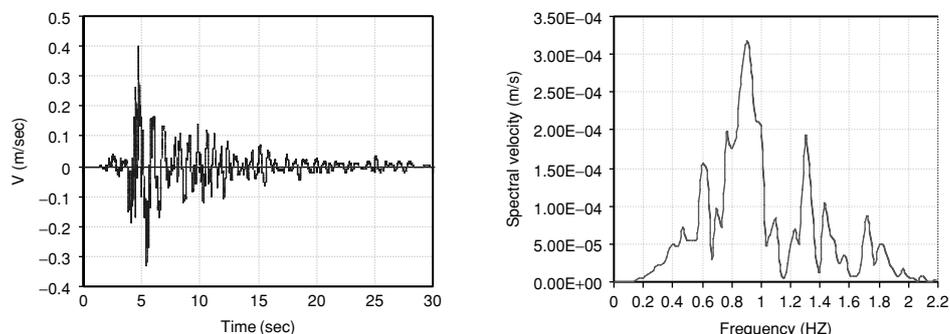


Figure 2a Kocaeli earthquake record (1999) a) Velocity, b) Spectrum.

frequency $f = 1.1$ Hz. The major part of the spectrum lies between 0.2 and 1.5 Hz. The duration is approximately equal 8 sec. Analyses were conducted with the magnitude of the Kocaeli record ($V_a = 0.4$ m/sec).

4. UNDRAINED ANALYSIS

The undrained analysis is conducted in total stresses. The shell material is assumed to be frictional, while that of the core is assumed to be purely cohesive. Geotechnical properties of the dam are summarized in table 1. The foundation material is assumed to be elastic with a Young's Modulus $E = 1000$ MPa. The Young's modulus of the core is equal to 40 MPa, while that of the shell is equal to 60 MPa. The Friction angle of the shell is equal to $\phi = 35^\circ$. The core cohesion (C_u) is assumed to increase with the initial effective vertical stress σ'_{v0} as follows:

$$C_u = \lambda_{cu} \sigma'_{v0} \quad (5)$$

Analyses were conducted with $\lambda_{cu} = 0.3$

The response of the dam to the Kocaeli earthquake record is illustrated in figures 3 to 6. Figure 3 shows the distribution of plasticity in the dam at the peak of the excitation. It can be observed that plasticity is induced in the quasi totality of the dam. The residual displacement is presented in figure 4. It shows that the seismic loading induces a residual displacement in the upper part of the dam and at the extremities. The displacement attains 0.95 m. Figure 5 shows the displacement pattern in the axis and the middle height of the dam at the maximum excitation. It can be observed that the displacement in the axis of the dam increases first with the distance from the base up to a peak and then decreases. This variation corresponds to a combination of the first and second modes of the dam. The variation of the displacement at the middle height shows a sharp increase at the extremities; which could indicate the imminence of soil instability in this area.

Figure 6a shows the seismic amplification of the velocity in the dam. It can be observed that the amplification increases first with the distance from the base of the dam up to a peak and then decreases. This variation corresponds to a combination of the first two modes of the dam. Figure 6b shows the spectra of the velocity at the crest of the dam and the spectra of the input motion. It can be observed that the peak of the dam response occurs at the frequency $f = 1.35$ Hz ; a less pronounced peak appears at the frequency $f = 0.64$ Hz.

Figure 7a shows a comparison between the drained and undrained responses of the dam to Kocaeli earthquake record. It can be observed that the amplification of the tow responses

Table 1 Undrained analysis: properties of the earth dam

Parameter	Units	Core	Shell	Foundation
Dry density (ρ)	(kg/m ³)	1800	2000	2200
Saturated density (ρ')	(kg/m ³)	2100	2500	2500
Friction angle (φ)	(°)	0	35	
Cohesion (c')	(kPa)	$0.30 \cdot \sigma_{v0}'$	0.100	
Young's modulus (E)	(kPa)	40 000	60 000	1000 000
Poisson's ratio (ν)		0.3	0.3	0.25

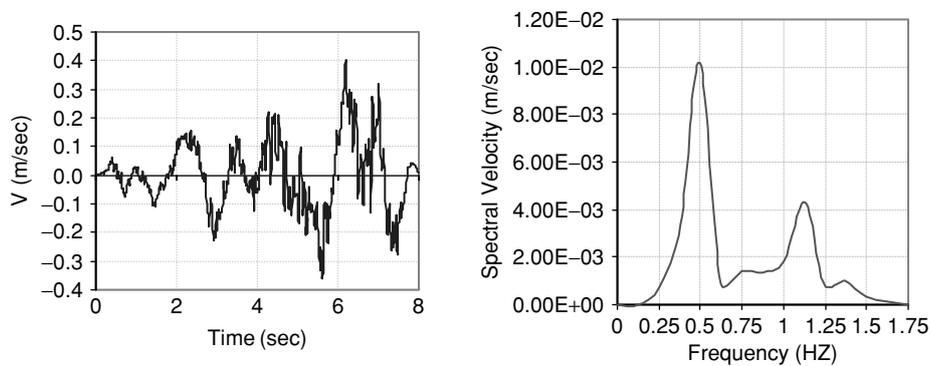


Figure 2b Tabas earthquake record: a) Velocity, b) Spectrom.

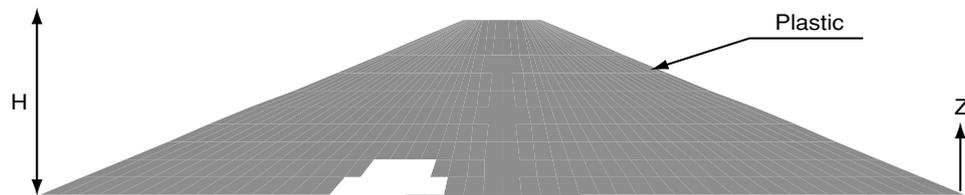


Figure 3 Undrained analysis: Distribution of plasticity in the dam (Maximum excitation) (Kocaeli earthquake record).

are close, except near the top of the dam, where drained response is higher than that the undrained one. Both of the responses correspond to a combination of the first and second modes, but the contribution of the second mode seems to be more important to the undrained response. Figure 7b shows the spectra of the drained and undrained responses of the dam. It confirms that the peaks of the drained and undrained responses occur at the frequency $f = 1.35$ Hz, which is close to the second frequency of the dam ($f = 1.40$ Hz).

Figure 8 shows a comparison of the seismic responses to Tabas and Kocaeli earthquake records. It can be observed that the amplification of the tow responses are very closes, except near the top of the dam, where the response to the Tabas input motion is higher than that to Kocaeli earthquake record (Figure 8a). The contribution of the second mode to the response to the Tabas input motion is less important than that to the response to Kocaeli reord. Figure 8b

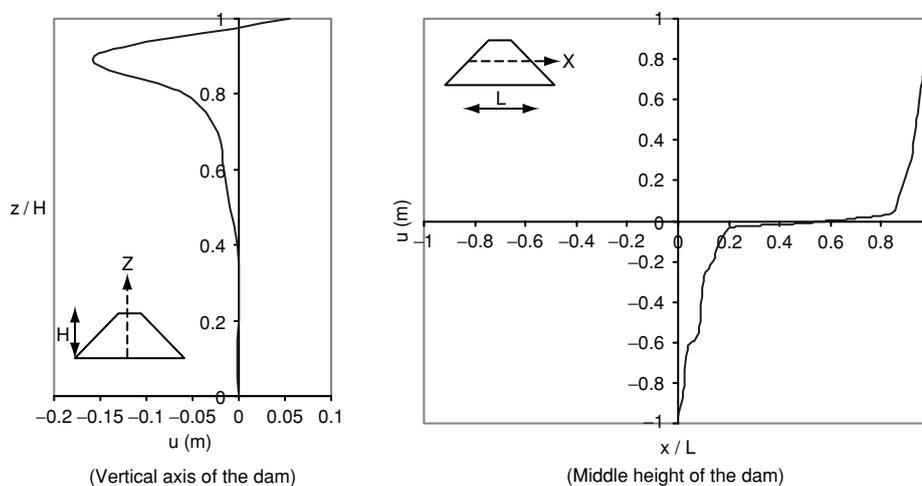


Figure 4 Undrained analysis: Residual displacement in the dam axis and at middle height (Kocaeli earthquake record).

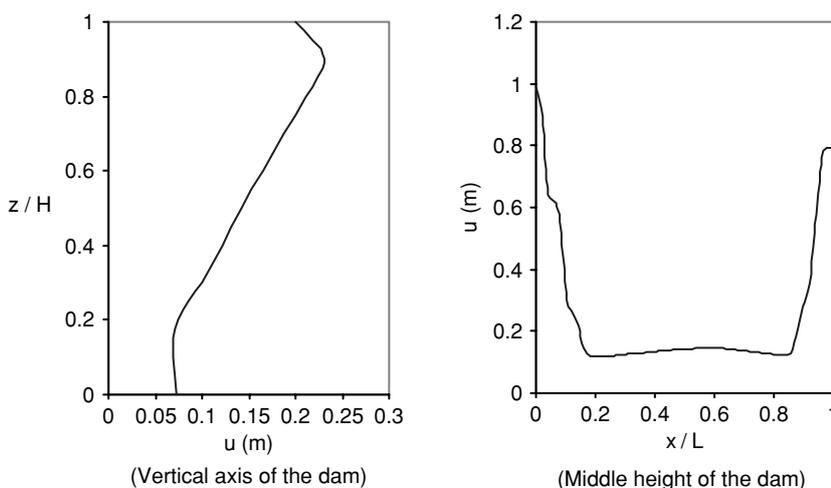


Figure 5 Undrained analysis: displacement pattern at the maximum of the seismic excitation.

shows the spectra of the response to Kocaeli and Tabas earthquake records. It confirms that the peak of the response to Tabas record occurs at the frequency $f = 0.5$ Hz, which is lower than that of the response to Kocaeli earthquake record ($f = 1.32$ Hz).

5. FULL COUPLED ANALYSIS

Full coupled analyses are conducted using the effective stresses approach for the soil skeleton coupled to the Biot's formulation for the water-skeleton interaction.

The geotechnical properties of the dam are summarized in table 2. The foundation is assumed to be stiff with a Young's Modulus $E = 1000$ MPa. The Young's modulus of the core is equal to 40 MPa, while that of the shell is equal to 60 MPa. The friction angle of the shell

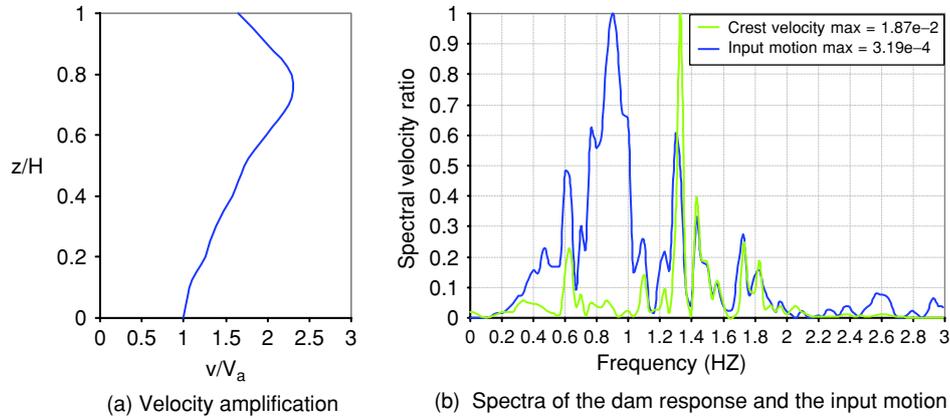


Figure 6 Undrained analysis: seismic amplification of the velocity (Kocaeli earthquake record).

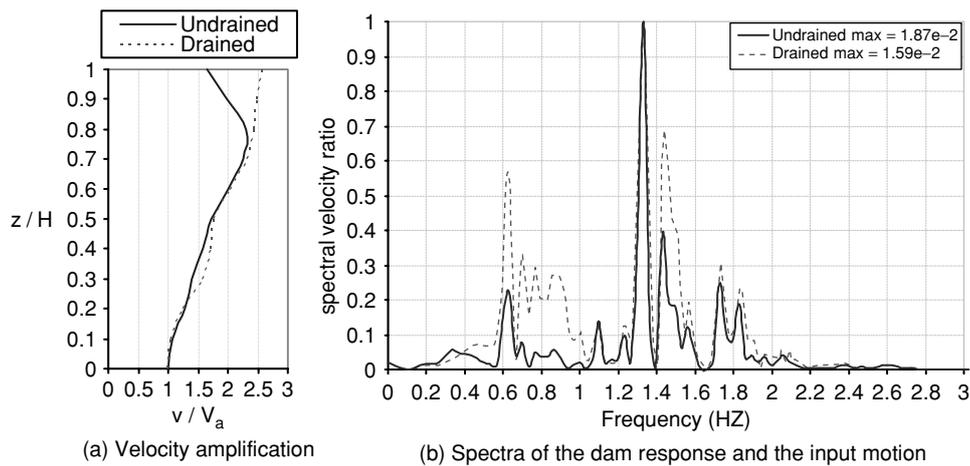


Figure 7 Comparison of the drained and undrained responses (Kocaeli earthquake record).

is equal to 35° . The cohesion and frictional angle of the core are equal to 100 kPa and 15° , respectively. The permeability of the core is equal to 9.810^{-7} m/s.

The dam response to Kocaeli earthquake input motion is illustrated in figures 9 to 13. Figure 9 shows the variation of the excess pore pressure ratio (R_u) at three positions of the dam: the base, the middle height and the top. This variation follows that of the input motion. At the top of the dam, (R_u) increases up to 1.16, while at the middle height it attains 1.1; at the bottom of the dam (R_u) decreases down to 0.9.

Figure 10 shows the displacement pattern in the axis and at the middle height of the dam at the maximum of the seismic excitation. It can be observed that the displacement in the axis of the dam increases with the distance from the base of the dam, with a quasi stabilization near the top of the dam. The variation of the displacement at the middle height shows a sharp increase at the extremities; which could indicate the imminence of a soil instability in this area.

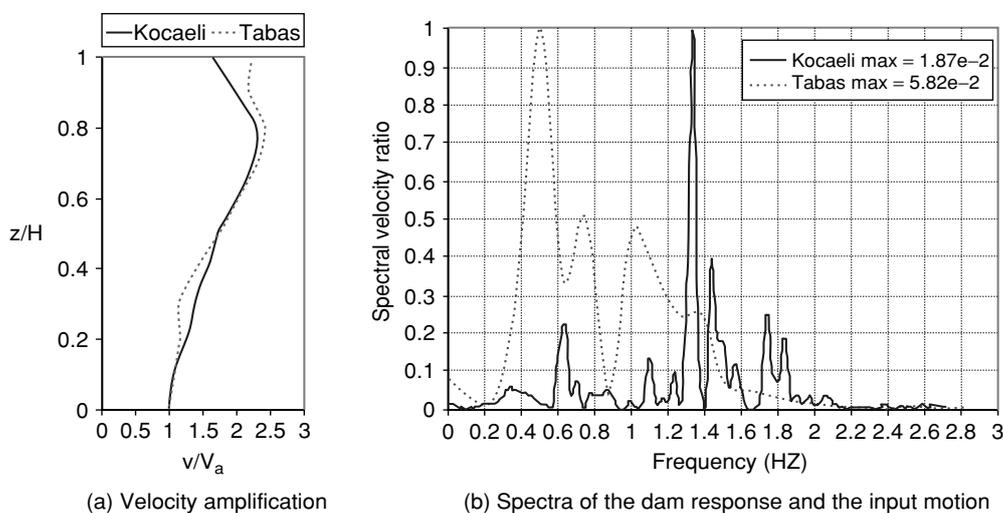


Figure 8 Comparison of the undrained responses to the Kocaeli and Tabas earthquake records.

Table 2 Full coupled analysis: properties of the earth dam

Parameter	Units	Core	Shell	Foundation
Dry density (ρ)	(kg/m ³)	1800	2000	2200
Saturated density (ρ')	(kg/m ³)	2100	2500	2500
Friction Angle (φ)	(°)	15	35	35
Dilation	(°)	3	10	3
Cohesion (c')	(kPa)	0.1 e3	0.100	0.2e3
Young's modulus (E)	(kPa)	40000	60000	1000 000
Poisson's ratio (ν)		0.3	0.3	0.25
Elastic shear modulus (G)	(kPa)	15 000	23 000	400 000
Bulk modulus (K)	(kPa)	33 000	50 000	666 000
Porosity (n)		0.3	0.5	0.3
Permeability (k_h)	(m/ sec)	9.8e-7	9.8e-5	2.94e-4
Biot Modulus (M)	(kPa)	7.33e6	3.67e6	7.33e6
Mobility coefficient (k)	m ² /(sec*kPa)	5.00e-8	5.00e-6	1.35e-5
Diffusivity Factor (c)	m ² /sec	0.367	18.3	98.6

Figure 11 shows the amplification of the undrained and full coupled responses of the dam. It can be observed that the amplification of the undrained response is higher than that of the full coupled response. Both responses correspond to a combination of the first and second modes, but the contribution of the second mode seems to be more important to the undrained

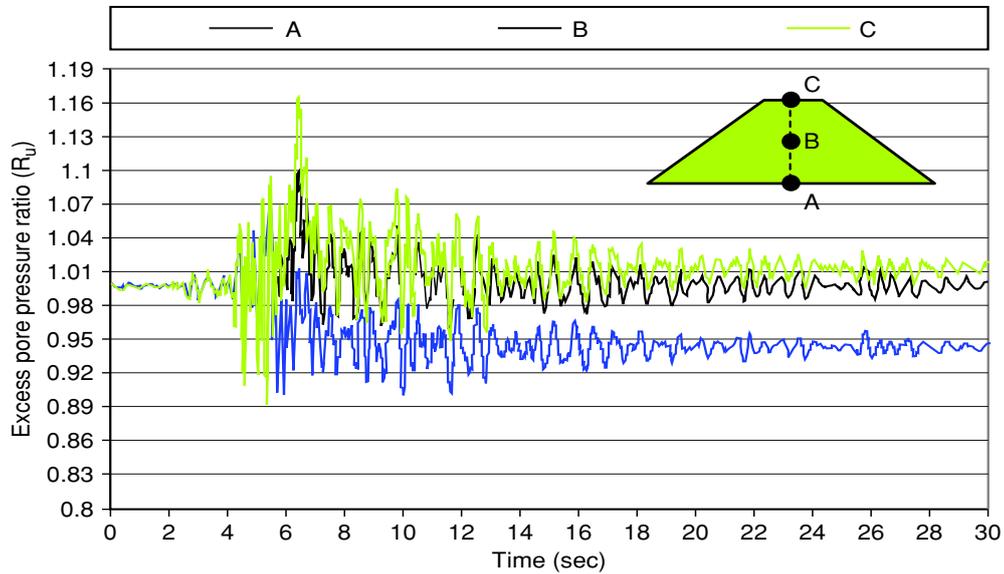


Figure 9 History of the excess pore pressure ratio at different points of the dam (Kocaeli earthquake record).

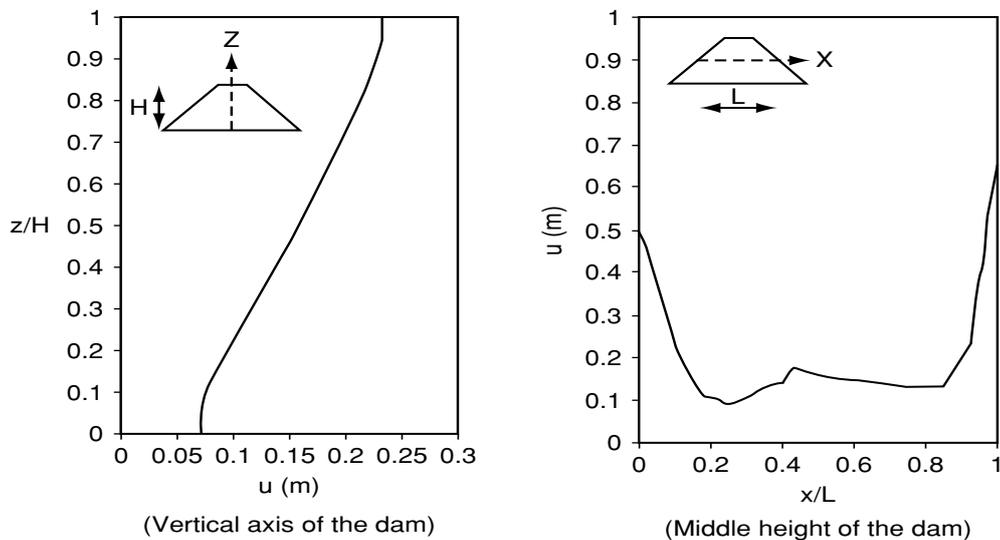


Figure 10 Full coupled analysis: Displacement at the maximum of seismic excitation (Kocaeli earthquake record).

response. Figure 12 confirms this observation. It shows that the full coupled response includes two peaks with equal values which correspond to the frequencies $f = 0.65$ Hz and 1.35 Hz, while the major peak of the undrained response occurs at the frequency $f = 1.35$ Hz. This result indicates that the undrained analysis could lead to an overestimation of the natural frequency of the dam, because of the overestimation of the dam stiffness.

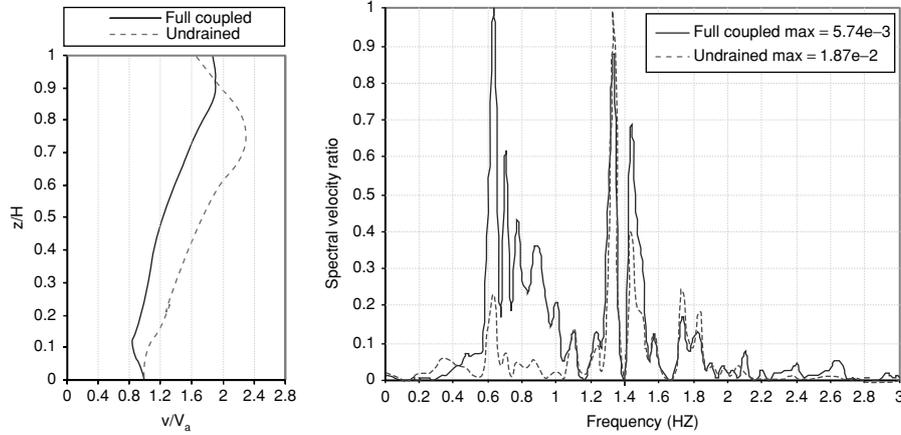


Figure 11 Comparison of the undrained and full coupled responses (Kocaeli earthquake record).

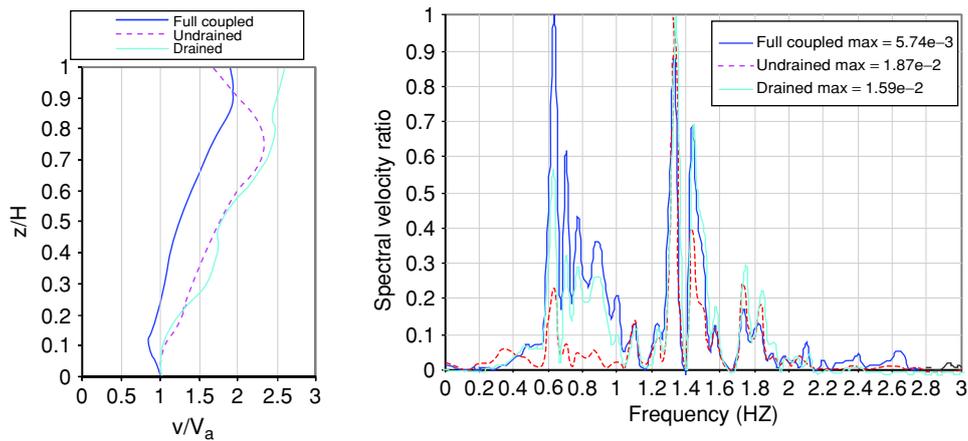


Figure 12 Influence of the water – skeleton interaction velocity amplification of the dam (Kocaeli earthquake record).

Figure 12 shows the influence of the water-skeleton interaction modelling on the response of the dam. It can be observed that the undrained analysis overestimates the natural frequency of the dam and could lead to a miss estimation of its response. The full coupled analysis shows an important attenuation of the dam response, which could result from the role of the water flow in the dissipation of the seismic energy in the dam in addition to the influence of the pore-water pressure increase on the reduction of the effective stresses and consequently to an increase in plasticity in the dam.

6. CONCLUSION

This paper included a study of the influence of the water-skeleton interaction on the seismic response of an earth dam. Investigations were conducted using undrained, full coupled and drained analyses for real earthquake input motions.

Results show that the undrained analysis overestimates the natural frequency of the dam and could lead to a miss estimation of its response. The full coupled analysis predicts an important attenuation in the dam response, which could result from the influence of the water flow in the dissipation of the seismic energy in addition to the influence of the induced pore-water pressure excess in the reduction of the effective stresses on the dam and consequently to an increase in the soil plasticity. These results show the necessity of the use of a full coupled analysis for the seismic design of earth dams.

REFERENCES

- [1] USCOLD (U.S. Committee on Large Dams), 2000. "Observed Performance of Dams during Earthquakes," vol. II, Committee on Earthquakes, October, Denver, CO.
- [2] U.S. Army Corps of Engineers. 1989. National Inventory of Dams (NID), April 2000 pdate, *U.S. Army Corps of Engineers, Washington, D.C.*
- [3] USCOLD (U.S. Committee on Large Dams). 1999. "Updated Guidelines for Selecting Seismic Parameters for Dam Projects," *Committee on Earthquakes, April, Denver, CO.*
- [4] USCOLD (U.S. Committee on Large Dams). 1984. "Bibliography on Performance of Dams during Earthquakes," *compiled by Philip Gregory, University of California, Berkeley*
- [5] USCOLD (U.S. Committee on Large Dams), 1992b. "Observed Performance of Dams during Earthquakes," *Committee on Earthquakes, July, Denver, CO.*
- [6] Zienkiewicz OC, Huang M, Pastor M. Numerical modeling of soil liquefaction and similar phenomena in earthquake engineering: state of the art. *Arulanandan K, Scott RF, editors. Verification of numerical procedures for the analysis of soil liquefaction problems.* Rotterdam: Balkema; 1994. p. 1401–14. ISBN 90 5410 360 4.
- [7] Zienkiewicz OC, Leung KH, Hinton E, Chang CT. Liquefaction and permanent deformation under dynamic conditions—numerical solution and constitutive relations. *Pande GN, Zienkiewicz OC, editors. Soil mechanics, transient and cyclic loads.* London: Wiley; 1982. p. 71–103.
- [8] Itasca Consulting Group, FLAC: Fast Lagrangian Analysis of Continua, *vol. I. User's Manual, vol. II. Verification Problems and Example Applications, Second Edition (FLAC3D Version 3.0)*, Minneapolis, Minnesota 55401 USA, 2005.
- [9] R. L. Kuhlmeyer, and J. Lysmer, Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems, *J. Soil Mech. & Foundations Div., ASCE*, 99(SM5), 421–427, 1973.
- [10] W.F. Chen, C. Scawthorn, *Earthquake Engineering Handbook, CRC Press LLC*, 2003.
- [11] Regents of the University of California, PEER Strong Motion Database, <http://peer.berkeley.edu/smcat/search.html>, P0141, Earthquake and Station Details, Tabas, Iran 1978/09/16, 2000.

ANNEXE 5

"Finite-Element Model for Urban Pavement Rutting: Analysis of Pavement Rehabilitation Methods"

Journal of Transportation Engineering, ASCE, Volume 135, Issue 4, pp. 235-239,
2009.

Finite-Element Model for Urban Pavement Rutting: Analysis of Pavement Rehabilitation Methods

Bassem Ali¹; Marwan Sadek²; and Isam Shahrouf³

Abstract: This paper concerns analysis of rutting of urban pavements using finite-element modeling, which takes into account the nonlinear behavior of the pavement materials and the complex traffic condition. A viscoplastic constitutive relation is used for the description of the behavior of the asphalt concrete layer, while an elastoplastic constitutive relation, based on the Mohr–Coulomb criterion, is used for the other layers. The performances of the numerical model are checked over full-scale pavement tests. The model is used for analysis of rutting in urban pavements and for the analysis of rehabilitation methods. Analyses show that urban traffic conditions are detrimental for urban pavements and the use of high resistance asphalt concrete constitutes an efficient alternative for urban pavement rehabilitation.

DOI: 10.1061/(ASCE)0733-947X(2009)135:4(235)

CE Database subject headings: Viscoplasticity; Urban areas; Asphalt pavements; Finite element method; Temperature effects; Rehabilitation.

Introduction

Flexible pavements suffer generally from rutting which results from heavy traffic and severe environmental condition (Collop and Cebon 1995; Archilla and Madanat 2001; Skok et al. 2002). Rutting could be due to either permanent deformation of the surface layer (instability rutting) or to the deformation of the lower layers (structural rutting). Urban traffic presents severe conditions for flexible pavements, because of both the low circulation speed and the low traverse wheel wander. Urban pavements are also subjected to heavy bus loading which accelerates the rutting process, especially at intersections, traffic lights, and bus stations. As a consequence, rehabilitated urban pavements rarely ensure their design life (El Hussein and Nofal 1998).

Since the maintenance and rehabilitation of urban pavement are extremely expensive, specific materials and technologies are proposed to improve their performance. The practical use of these developments requires their verification, which could be carried out using experimental tests. Numerical modeling can also be used for the analysis of pavement rutting (Olsson et al. 2000; White et al. 2002; Saleh et al. 2003) and for evaluation of the performances of new developments in the field of pavement rehabilitation (Archilla and Madanat 2001). Previous works on the numerical modeling of pavement rutting mainly concerned ex-

pressways. This paper presents an analysis of the urban pavement rutting using a nonlinear finite-element method. The model will be briefly presented as well as its validation on full-scale tests. Then it will be used for the analysis of urban pavement rutting and for the evaluation of the efficiency of some rehabilitation technologies of urban pavements.

Numerical Model

The finite-element software Abaqus is used in the numerical simulation.

Presentation

Constitutive Relation

The behavior of asphalt concrete is described using an elastoviscoplastic constitutive relation. The elastic part is assumed to be isotropic and linear. The influence of the temperature is considered using the relation proposed by Ullidtz (1999)

$$E = E_{\text{ref}} e^{a_E(T - T_{\text{ref}})}$$

E_{ref} and a_E denote two constitutive parameters that can be determined from triaxial tests conducted at different values of the temperature. E_{ref} stands for the Young's modulus at the reference temperature T_{ref} . E_{ref} and a_E are frequency dependent.

The viscoplastic strain is determined using the relation proposed by Hua and White (2002)

$$\dot{\epsilon}^{\text{vp}} = A \sigma^n t^m$$

n , m , and A = constitutive parameters, which could be determined from creep and recovery tests. The influence of the temperature is considered using the time-temperature superposition principle (Chehab et al. 2002) as follows:

$$\dot{\epsilon}^{\text{vp}} = A_T \sigma^n \xi^m$$

¹Assistant, Laboratoire de Mécanique de Lille, UMR 8107, Univ. des Sciences et Technologies de Lille, 59650 Villeneuve d'Ascq, France.

²Associate Professor, Laboratoire de Mécanique de Lille, UMR 8107, Univ. des Sciences et Technologies de Lille, 59650 Villeneuve d'Ascq, France.

³Professor, Laboratoire de Mécanique de Lille, UMR 8107, Univ. des Sciences et Technologies de Lille, 59650 Villeneuve d'Ascq, France (corresponding author). E-mail: isam.shahrouf@univ-lille1.fr

Note. Discussion open until September 1, 2009. Separate discussions must be submitted for individual papers. The manuscript for this paper was submitted for review and possible publication on August 28, 2007; approved on October 30, 2008. This paper is part of the *Journal of Transportation Engineering*, Vol. 135, No. 4, April 1, 2009. ©ASCE, ISSN 0733-947X/2009/4-235-239/\$25.00.

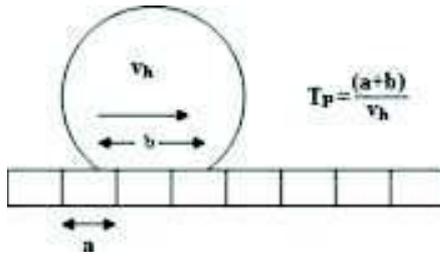


Fig. 1. Determination of time of contact wheel pavement

$$\xi = \frac{t}{a_T}$$

a_T denotes the temperature shift for the viscoplastic effect; and A_T =constitutive parameter that is temperature dependent.

The behavior of the sublayers is described using an elastoplastic constitutive model based on the Mohr–Coulomb criterion.

Traffic Loading Model

A vehicle pass is modeled as a pressure applied at the pavement surface during a time interval T_p which depends on the vehicle speed v_h , the tire footprint b , and the size of the mesh element a as illustrated in Fig. 1 (Fang 2001)

$$T_p = \frac{a + b}{v_h}$$

According to the proposition of Olsson et al. (2000), Fang (2001), White et al. (2002), and Ali (2006), a traffic load including N passes is modeled as the superposition of these passes.

Table 1. Characteristic of the Pavement Sublayers

Layer	Young's Modulus E (MPa)	Friction angle ϕ (°)	Cohesion c (kPa)
Base	240	35	10
Subgrade	90	30	1

The transverse wheel wander was considered using a standard normal distribution for the transverse wheel path with a width $D_{tw}=40$ cm and a standard deviation of 29 cm (White et al. 2002; Wardle et al. 2003).

Validation

Full-scale rutting tests are used for validation of the numerical model. These tests were conducted on pavements composed of five layers (Perret 2003) as follows:

1. Two layers of asphalt concrete including a wearing course (MR11) and a binder course (HMT); the total thickness of these layers is equal to 17 cm;
2. Base and subbase gravel layers (0–63 mm); their thickness is equal to 40 cm;
3. Subgrade layer of fine sand; its thickness is equal to 122 cm; and
4. Rigid layer of concrete, 20 cm in thickness.

The finite-element mesh used in the validation is given in Fig. 2. It includes 1,776 four-node elements with reduced integrations.

Table 1 summarizes the mechanical characteristics of the base and the subgrade layers, which were determined from both tri-axial and plate loading tests (Perret 2003). The Poisson's ratio is assumed to be constant at $\nu=0.3$. The concrete layer is supposed to be elastic with a Young's modulus $E=20$ GPa and a Poisson's ratio $\nu=0.15$ (Perret 2003).

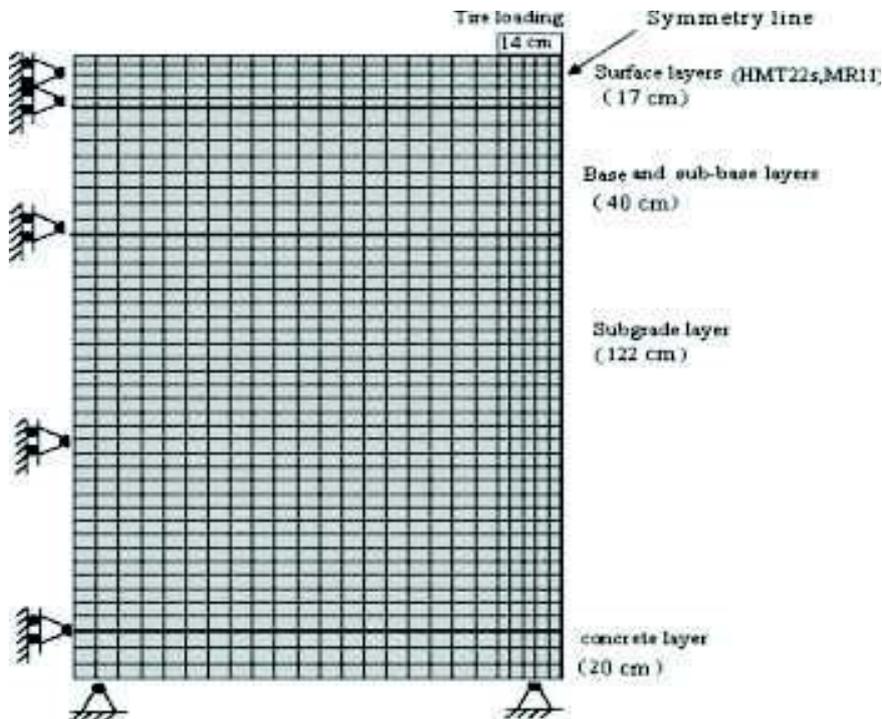


Fig. 2. Finite-element mesh used in validation of numerical model on full-scale tests

Table 2. Variation of A_T with Temperature

T (C°)	A_T [Sec ^{0.1} (10 kPa) ^{0.88}]	
	MR11	HMT
15	8.00E-08	6.20E-08
30	1.30E-06	1.20E-06
35	2.63E-06	2.92E-06
40	5.31E-06	5.88E-06
45	1.00E-05	1.07E-05
50	1.67E-05	1.74E-05

The viscoplastic parameters of the asphalt were determined using a back-calculation procedure on full-scale tests conducted at different values of the temperature (Perret 2003). The back-calculation procedure (Ali 2006) gave the following values for the constitutive parameters: $m=-0.5$, $n=0.88$. The constitutive parameter A_T is temperature dependent. Table 2 shows its variation with temperature for both the binder layer (HMT) and the wearing course layer (MR11).

Fig. 3 shows a comparison between the numerical simulation and the full-scale results conducted by Perret (2003) under the following conditions: an axle load $F_a=115$ kN, a tire pressure $P_{\text{tire}}=800$ kPa, and temperature $T=50^\circ\text{C}$, and traffic speed $v_h=12$ km/h. It can be observed that the numerical model accurately reproduces the evolution of rutting during both the initiation and propagation phases.

Analysis of Rutting of Urban Pavements

Traffic in urban areas is characterized by a low circulation speed and reduced transverse wheel wanders. In order to analyze the influence of these severe conditions on pavement rutting, numerical simulations were conducted for the following conditions:

1. Low traffic speed ($v_h=50$ km/h) with zero wheel wander ($D_{\text{tw}}=0$);
2. Low speed with moderate wheel wander ($D_{\text{tw}}=20$ cm); and
3. High speed ($v_h=90$ km/h) with high traffic wander ($D_{\text{tw}}=40$ cm).

The first two conditions concern urban pavements, while the third

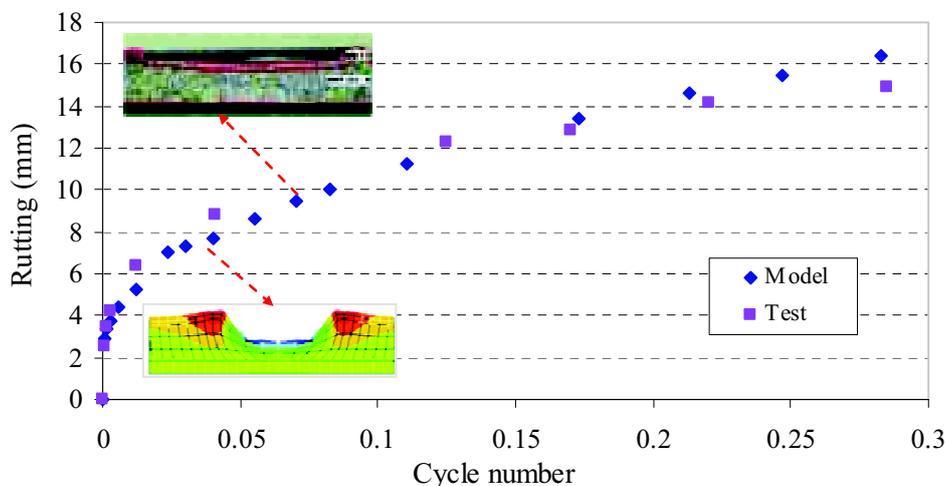


Fig. 3. Validation of numerical model on rutting tests: ($F_a=115$ kN, $P_{\text{tire}}=800$ kPa, $T=50^\circ\text{C}$, $v_h=12$ km/h) (tests realized by Perret 2003)

concerns expressways. Analyses were conducted with the geometric and mechanical properties used in the validation test. Note that pavement temperature is supposed to be 45°C , which corresponds to an ambient temperature of 28°C (Yavuzturk et al. 2005). Elastic modulus of the asphalt at 45°C is equal to 422 MPa. Analyses were conducted for a dual tire track with an axle load $F_a=135$ kN and a tire pressure $P_{\text{tire}}=662$ kPa.

Fig. 4 presents results of numerical simulations. It can be observed that rutting is largely affected by both the transverse wheel wander and the traffic circulation speed. It decreases with the increase in traffic speed and the augmentation of the transverse wheel wander (D_{tw}). For example, the number of passes causing 8 mm of rutting in expressways is about four times higher than that obtained in urban area. Also note that assuming 20 cm of transverse wheel wander leads to a reduction of about 20% in rutting. This reduction is due to the role of transverse wheel wander on the distribution of the load over a larger area of the pavement.

Fig. 5 shows the influence of traffic speed on rutting. It shows a significant increase in the rutting with the decrease in speed. This result agrees well with the observation of rutting at the intersections, traffic lights, and bus stations. For example, rutting depth increases by about 100% when the traffic speed decreases from 60 to 10 km/h. The reduction of traffic speed results in an increase in the loading time and consequently in an augmentation of rutting. This result agrees well with the findings of Al-Qadi et al. (2004) and Wang and Machemehl (2004).

Analysis of Methods of Rehabilitation of Rutted Pavement

The rehabilitation of rutted pavements is generally carried out by replacement of the damaged layer by a new one. The numerical modeling of the pavement rehabilitation is carried out as follows:

1. Finite-element analysis is conducted under traffic load and environmental conditions over a period corresponding to the development of the critical rutting;
2. The degraded surface layer is replaced by a new one; the mechanical properties of other layers are unchanged; and
3. A finite-element analysis is conducted to analyze the rutting of the rehabilitated pavement.

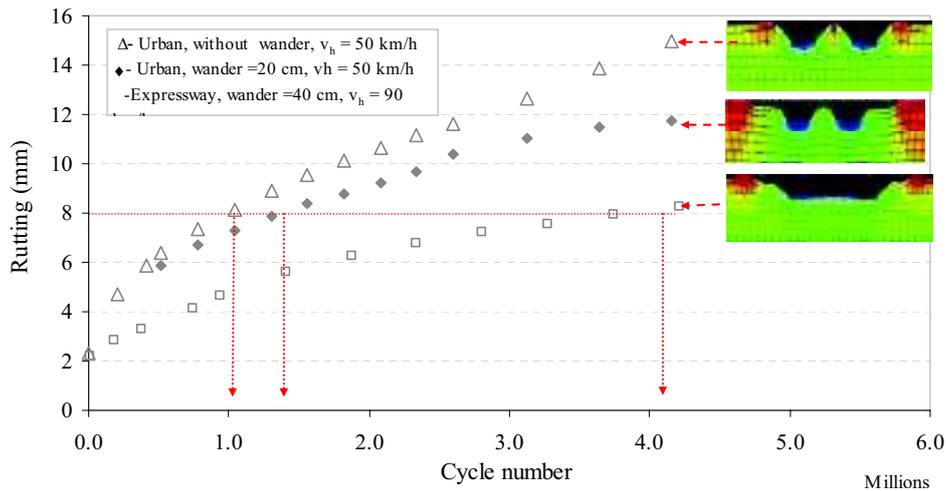


Fig. 4. Influence of urban traffic on pavement rutting (dual tire, $F_a=135$ kN; $P_{\text{tire}}=662$ kPa)

In the following this methodology will be used to evaluate the performances of different strategies proposed for the rehabilitation of rutted pavement in urban area.

The degraded layer can be replaced by a layer with the same material (HMT) or by another material such as the high modulus asphalt concrete (EME) which provides a good resistance to rutting. Let's take the example used in the preceding section. Analyses are conducted for the following scenarios of rehabilitation:

1. The rutted surface layer ($h=14$ cm) of the asphalt concrete is replaced by a layer with the same characteristics (HMT) and thickness;
2. The rutted layer is replaced by the high modulus asphalt (EME) layer, 11 cm in thickness; and
3. The rutted layer is replaced by the high modulus asphalt (EME) layer, 7 cm in thickness.

The values of the parameters of the high modulus asphalt EME at $T=30^\circ\text{C}$ are given by: $A_7=9.1\text{E-}7$, $m=0.86$, $n=-0.53$, and $E=7,917$ MPa.

Fig. 6 illustrates the performances of the three methods of rehabilitation. It can be seen that the rutting development is almost the same for the pavement repaired with the same material

and thickness (first method). The use of the high modulus asphalt (EME) reduces the rutting development. After rehabilitation, the period to develop a 4 mm rut is enlarged by about 50 and 100% with the use of 7 and 11 cm high modulus asphalt EME, respectively.

Conclusion

This paper presented finite-element modeling of rutting in urban pavements using an elastoviscoplastic constitutive relation for the asphalt concrete and an elastoplastic model for the supporting layers. The performances of this model were checked on full-scale tests.

Analyses showed that rutting in urban areas constitutes a major problem because of the low traffic speed and the reduced wheel wander. The use of high modulus asphalt like EME constitutes an efficient solution for the rehabilitation of rutted urban pavements.

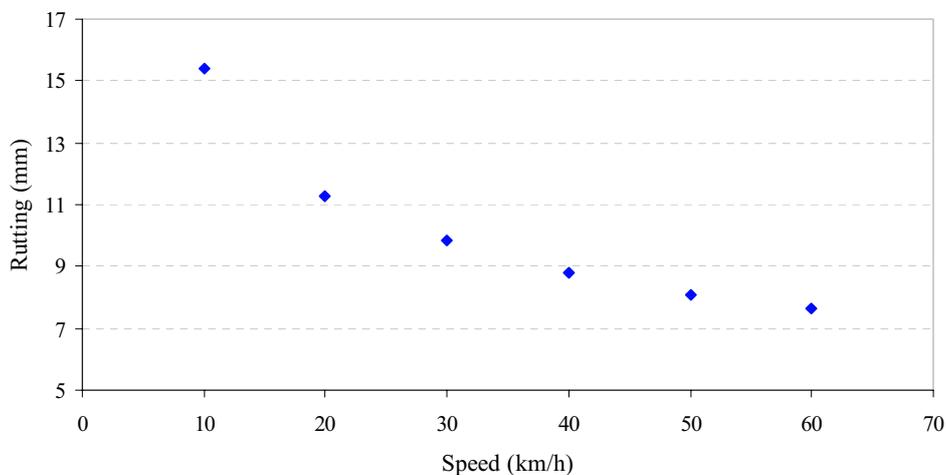


Fig. 5. Influence of traffic speed on rutting development

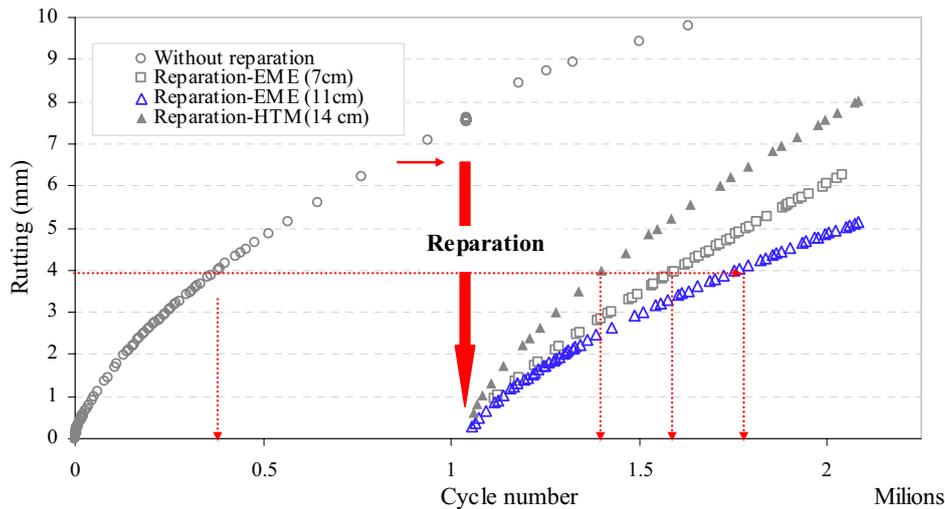


Fig. 6. Analysis of method of rehabilitation on rutted pavements

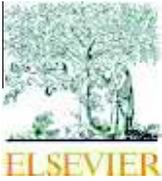
References

- Al-Qadi, L., Elseifi, M., and Yoo, P. (2004). "Characterization of pavement damage due to different tire configurations." *J. APPT*, 84, 427–466.
- Ali, B. (2006). "Modèle numérique pour comportement mécanique des chaussées: application à l'analyse de l'orniérage." Thèse de doctorat, Univ. des Sciences et Technologies de Lille, Lille, France.
- Archilla, A., and Madanat, S. (2001). "Estimation of rutting models by combining data from different sources." *J. Transp. Eng.*, 127(5), 379–389.
- Chehab, G. R., Kim, Y. R., Schapery, R. A., Witzack, M., and Bonaquist, R. (2002). "Time-temperature superposition principle for asphalt concrete mixtures with growing damage in tension state." *Asph. Paving Technol.*, 71, 559–593.
- Collop, A., and Cebon, D. (1995). "A visco-elastic approach to rutting in flexible pavements." *J. Transp. Eng.*, 121(1), 82–93.
- El Hussein, M., and Nofal, M. (1998). "Structural design of urban road." *Proc., American Public Works Association Annual Conf.*, Las Vegas, 135–150.
- Fang, H. (2001). "Rational approach to rutting rehabilitation decisions." Dr. Philos. thesis, Purdue Univ. West Lafayette, Ind.
- Hua, J., and White, T. A. (2002). "Study of nonlinear tire contact pressure effect on HMA rutting." *Int. J. Geomech.*, 2(3), 353–376.
- Olsson, J., Zeng, L., and Wiberg, N. (2000). "Finite element analysis of road rutting." *Proc., European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering*, ECCOMAS, Barcelona, Spain.
- Perret, J. (2003). "Déformation des couches bitumineuses au passage d'une charge de trafic." Thèse, EPFL, Lausanne, Switzerland.
- Saleh, M., Steven, B., and Alabaster, D. (2003). "Three dimensional non-linear finite element model to simulate the pavement response in the canterbury accelerated pavement testing indoor facility 'CAPTIF.'" *J. Trans. Res. Board*, 153–162.
- Skok, E., Johnson, A., and Turk, A. (2002). "Asphalt pavement analyses (APA) evaluation." *Technical Rep. No. MN/RC 2003-02*, Minnesota Department of Transportation and Department of Civil Engineering, Univ. of Minnesota, Minneapolis.
- Ullidtz, P. (1999). "Deterioration models for managing flexible pavements." *Proc., Annual Meeting of the Transportation Research Board*, No. 78, Transportation Research Board, Washington, D.C., 31–34.
- Wang, F., and Machedehl, R. (2004). "An analytical verification of the effects of tire pressure on pavement with data from Washington state." *Proc., 83rd Annual Transportation Research Board Meeting*, Transportation Research Board, Washington, D.C.
- Wardle, J., Youdale, G., and Rodway, B. (2003). "Current issues for mechanistic pavement design." *Proc., 21st ARRB and 11th REAAA (Road Engineering Association of Asia and Australasia) Conf.*, Session S32, ARRB Transport Research.
- White, T., Haddock, J., Hand, A., and Fang, H. (2002). "Contributions of pavement structural layers to rutting of hot mix asphalt pavements." *NCHRP Rep. No. 468*, National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, National Research Council, National Academy Press, Washington, D.C.
- Yavuzturk, C., Ksaibati, K., and Chiasson, A. D. (2005). "Assessment of temperature fluctuations in asphalt pavements due to thermal environmental conditions using a two-dimensional, transient finite-difference approach." *J. Mater. Civ. Eng.*, 17, 465–475.

ANNEXE 6

"Numerical modeling of traffic-induced ground vibration"

Computers and Geotechnics, Elsevier, Volume 39, Pages 116-123.



Numerical modeling of traffic-induced ground vibration

Mohannad Mhanna, Marwan Sadek*, Isam Shahrour

Laboratory of Civil Engineering and geoEnvironment (LGCgE), University of Lille 1-Polytech-Lille, Villeneuve d'Ascq 59655, France

ARTICLE INFO

Article history:

Received 15 January 2011

Received in revised form 9 July 2011

Accepted 13 July 2011

Available online 18 November 2011

Keywords:

Traffic

Vehicle

Vibration

Numerical model

Road unevenness

ABSTRACT

Ground vibrations due to road traffic constitute a major environmental problem. This paper presents a numerical model for the analysis and prediction of the ground vibrations due to the road traffic. A car model with four degrees of freedom is used for the determination of the load due to the road traffic. The load is then introduced in a 3D finite difference model for the determination of the traffic-induced ground vibrations. The numerical model is validated using field data. Numerical analyses show that both the amplitude and frequency of the traffic-induced vibrations are mainly affected by the vehicle speed, the road unevenness and the vehicle suspension system. Some recommendations are suggested for the reduction of these vibrations.

© 2011 Elsevier Ltd. All rights reserved.

1. Introduction

Traffic-induced vibrations can cause discomfort to residents, perturbation of sensitive equipment and even damage to nearby structures. Over the past several years, experimental studies have analyzed the ground vibrations generated by vehicles. Experiments performed at the Transport and Road Research Laboratory [1,2] showed that heavy vehicles mainly caused the perceptible vibrations and that the level of vibrations increased with the vehicle speed and the height and depth of pavement surface irregularity. Crispino and D'Apuzzo [3] conducted a series of measurements of road traffic-induced vibrations in a heritage building in Naples; they used a modified Watts' formula for the determination of the vibration variation with the vehicle type and speed. Other experimental works attempted to correlate the vibration characteristics (level and frequency content) to the bus suspension system [4] and the seasonal climate variation [5].

Theoretical and numerical studies have also been conducted. Lombaert and Degrande [6,7] used the boundary element method in the frequency-wave number domain together with the Betti-Rayleigh reciprocal theorem to compute the dynamic response induced by a moving vibration source. Their model was validated using field tests. D'Apuzzo [8] reported that, when the road roughness was described through a singular surface unevenness, the stationarity of the excitation was not satisfied and that the transitional feature of the dynamic vertical forces must be properly

described. Shen [9] proposed a finite element model to investigate the characteristics of the building vibrations induced by adjacent moving truck crossing random irregularities. He indicated that the coincidence of the natural vertical frequency of the truck and the first natural frequency of the building should be avoided. The stochastic approach was also used by Xu and Hong [10] to quantify the traffic-induced building vibrations; they showed that traffic-induced ground vibrations disrupted high-tech facilities.

The vibration level and frequency depend on several factors such as vehicle weight and speed, suspension system, road condition and soil characteristics. Based on the Betti-Rayleigh Dynamic Reciprocal Theorem and the reciprocal property of the Green's functions, Cao et al. [11] developed a Matlab code for the determination of the ground to moving and harmonic loads. They reported that the ground vibration induced by moving loads is a typical low-frequency problem controlled by the Rayleigh wave in the top soil layer. Hajek et al. [12] reported that the pavement surface irregularity caused loads characterized by a body bounce movement (0.8–4 Hz) and an axle hop movement (8–15 Hz).

Beskou and Theodorakopoulos [13] have recently provided a comprehensive review on the dynamic response of pavements to moving loads and they have stressed the need of the need of field data for the development and calibration of numerical models.

This paper presents a global numerical model for the analysis in the time-domain of the traffic-induced vibrations. The numerical modeling is conducted in two stages. In the first stage, a car model with four degrees of freedom is used for the determination in the time domain of the load due to road irregularities. In the second stage, a 3D finite difference model using the FLAC 3D program is used to determine the ground vibrations due to the load determined in the first stage.

* Corresponding author.

E-mail addresses: mohannad.mhanna@polytech-lille.net (M. Mhanna), marwan.sadek@polytech-lille.fr (M. Sadek), isam.shahrour@univ-lille.fr (I. Shahrour).

The originality of the paper relies on the use of a global numerical model for the prediction of the traffic-induced ground vibrations, with realistic modeling of both the load due to the road traffic and the ground vibrations. The numerical model is actually a coupled one consisting of a model for the vehicle and a commercial code model for the soil.

2. Numerical model

The numerical modeling includes two stages:

- Firstly, the dynamic axle load resulting from pavement irregularity is determined using a moving vehicle model composed of springs, dampers and lumped mass. In the case of vehicle–road interaction, several authors indicate that the prediction of the dynamic axle loads can be uncoupled from the solution of the road-soil interaction problem due to the high stiffness of the road compared to the vehicle’s suspension system or tyres [14–17]. More recently, the validity of this assumption has been confirmed by the study of Lombaert and Degrande [18] based on the model of a beam on a Winkler foundation for the road. The same assumption is adopted in the present study.
- The resulting axle dynamic load is then used in a 3D numerical modeling for the determination of the ground vibrations due to the load determined in the first stage.

In recent years, several models have been proposed for the determination of the vehicle dynamic axle load due to the road unevenness. These models range from simplified models to more complex MDOF models. Some authors assumed that the axle load could be represented by a half sine wave with a frequency deduced from the time required to load and unload the force during the passage of the vehicle on the contact surface. Watts and Krylov [2] and Cebon [15] used a 2DOF quarter-car model to analyze the interaction between heavy vehicles and roads. Lombaert and Degrande [6,7] used a 4DOF half car model for a two-axle truck. More sophisticated vehicle models, such as the 7DOF model for a tractor–trailer vehicle [19] or the full-scale two-axle vehicle model [20], were used to analyze the bridge dynamic response.

In this paper, a four degree-of-freedom half-car model is used for the determination of the vehicle dynamic response to road irregularities. This model considers the vehicle pitch motions, the body motions and the center of gravity effect. Furthermore, the differences between front and rear dampers and spring characteristics can be modeled properly as depicted in Fig. 1.

The equations of motion for the vehicle body and front and rear wheels can be summarized as follows [21]:

$$[M](\ddot{X}) + [C](\dot{X}) + [K](X) = (P) \tag{1}$$

where

$$[M] = \begin{bmatrix} m_s & 0 & 0 & 0 \\ 0 & I_s & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_{u2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_{u1} \end{bmatrix},$$

$$[C] = \begin{bmatrix} c_{s1} + c_{s2} & c_{s2}l_1 + c_{s1}l_2 & -c_{s2} & -c_{s1} \\ c_{s2}l_2 + c_{s1}l_1 & c_{s2}l_2^2 + c_{s1}l_1^2 & -c_{s2}l_2 & -c_{s1}l_1 \\ -c_{s2} & -c_{s2}l_2 & c_{s2} & 0 \\ -c_{s1} & -c_{s1}l_1 & 0 & c_{s1} \end{bmatrix}$$

$$[K] = \begin{bmatrix} k_{s1} + k_{s2} & k_{s2}l_1 + k_{s1}l_2 & -k_{s2} & -k_{s1} \\ k_{s2}l_2 + k_{s1}l_1 & k_{s2}l_2^2 + k_{s1}l_1^2 & -k_{s2}l_2 & -k_{s1}l_1 \\ -k_{s2} & -k_{s2}l_2 & k_{s2} + k_{t2} & 0 \\ -k_{s1} & -k_{s1}l_1 & 0 & k_{s1} + k_{t1} \end{bmatrix},$$

$$(P) = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ P_2 \\ P_1 \end{bmatrix}, (X) = \begin{bmatrix} x_s \\ \theta_s \\ x_{u2} \\ x_{u1} \end{bmatrix} \tag{2}$$

Here, m_s , m_{u1} and m_{u2} are the masses of the vehicle body and the front and rear wheels, respectively; I_s denotes for the mass moment of inertia for the vehicle body; c_{s1} , c_{s2} , k_{s1} , and k_{s2} are the damping coefficients and the spring stiffnesses of the front and rear suspension, respectively; k_{t1} and k_{t2} are the front/rear stiffnesses; l_1 and l_2 are shown in Fig. 1 and $l = l_1 + l_2$.

The parameter θ_s is the rotation at the center of gravity and x_s is the vertical displacement of the vehicle body at the center of gravity.

x_s and θ_s are given by the following equations:

$$x_s = (l_2x_{s1} + l_1x_{s2})/l \quad \theta_s = (x_{s1} - x_{s2})/l \tag{3}$$

where x_{s1}/x_{s2} are the vertical displacement of the vehicle body at the front/rear suspension location, and x_{r1} and x_{r2} are the irregularity excitation from the pavement surface at the location of front/rear tire. P_1 and P_2 are the interaction forces between the front and rear axle and the pavement, where

$$P_1(t) = k_{t1}(x_{u1}(t) - x_{r1}(t)) \quad P_2(t) = k_{t2}(x_{u2}(t) - x_{r2}(t)) \tag{4}$$

Ground vibrations due the axle loads P_1 and P_2 are determined using the FLAC3D program, which is based on a 3D finite difference modeling. The material viscosity is considered using Rayleigh damping for the energy dissipation through the medium [22]. Absorbing elements based on viscous dashpots are used on the

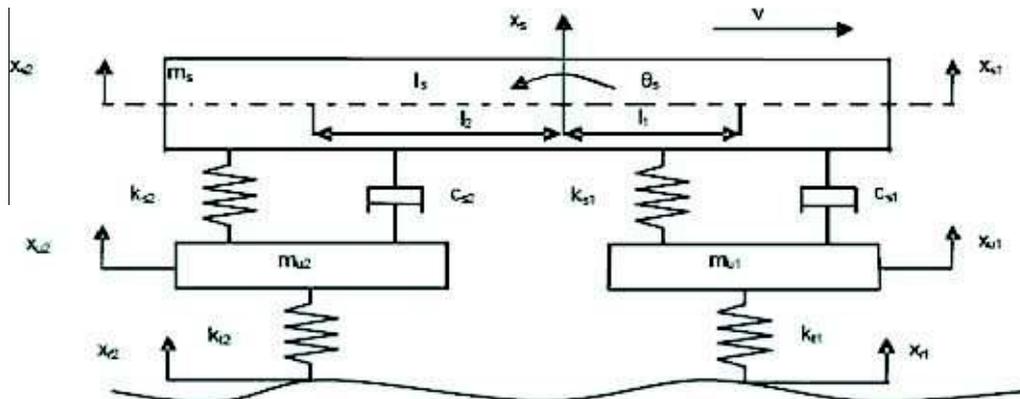


Fig. 1. 4DOF half car model of the vehicle.

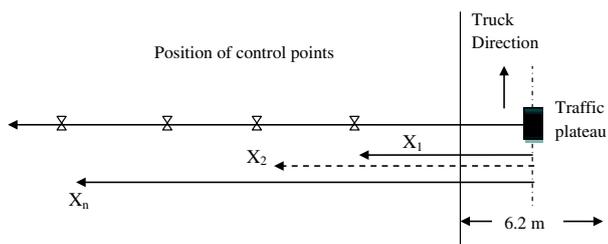


Fig. 2. General road layout used in the experimental study.

lateral boundaries to reduce wave reflection. These boundaries are provided by Flac3D. Details of these elements are given by Lysmer and Kuhlemeyer [23]. These boundaries are placed at a sufficient distance from the region of interest to minimize the effect of reflected waves.

3. Validation of the numerical model

3.1. Description of the case study

The numerical model is validated using field data from Lombaert and Degrande [7], who measured ground vibrations due to the passage of a Volvo FL6 truck on artificial road unevenness at vehicle speeds between 23 and 58 km/h. Fig. 2 shows the cross section of the road and the control points used in the field measurements.

The road pavement consists of three layers: an asphalt top layer, a crushed stone layer and a crushed concrete layer. Table 1 summarizes the layer characteristics: the layer thickness d , the Poisson ratio ν , the Young's modulus E and the density ρ . The subgrade soil layers are mainly composed of loam. Their characteristics are summarized in Table 2.

Two kinds of road unevenness can be distinguished: local road unevenness, which is only present at a limited distance along the road, and global road unevenness, which corresponds to the overall unevenness along the road. In the present survey, the artificial unevenness is taken as a traffic plateau with two ramps and a flat midsection, as illustrated in Fig. 3. The unevenness height is equal to $H = 0.054$ m, two slopes of length $l = 0.3$ m and a flat top part with a length $L = 1.3$ m.

3.2. Axle load

The axle load is calculated using Eq. (1). The car parameters are summarized in Table 3. The road unevenness profile is expressed in

Table 1
Characteristics of the road pavement layers.

Layer type	D (m)	ν	ρ (kg/m ³)	E (MPa)
Asphalt	0.15	0.33	2100	9150
Crushed stone	0.2	0.45	2000	500
Crushed concrete	0.25	0.45	1800	200

Table 2
Characteristics of the subgrade soil layers.

Layer	D (m)	ν	ρ (kg/m ³)	E (MPa)
1	0.5	0.33	1900	57
2	0.5	0.33	1900	133
3	1.5	0.33	1900	223
4	6	0.47	2000	322
5	∞	0.47	2000	1288

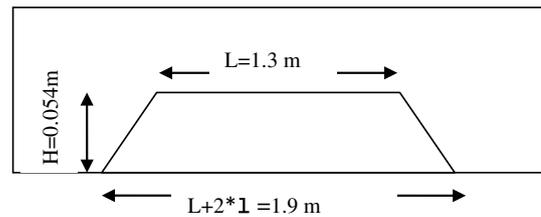


Fig. 3. Longitudinal profile of the road unevenness.

Table 3
Parameters of the vehicle [7].

$m_s = 9000$ kg	$k_{s1} = 0.32 \times 10^6$ N/m	$c_{s1} = 10,050$ N s/m
$I_s = 35,000$ kg/m ²	$k_{s2} = 0.61 \times 10^6$ N/m	$c_{s2} = 16,000$ N s/m
$m_{u1} = 400$ kg	$k_{t1} = 1.5 \times 10^9$ N/m	$l_1 = 3.72$
$m_{u2} = 600$ kg	$k_{t2} = 3 \times 10^6$ N/m	$l_2 = 1.49$

the time domain in terms of the vehicle speed. Eigen analysis gives the Eigen modes of the truck, 10.8 and 12.4 Hz, which correspond to the front and rear axle hop, and 1.9 and 1.4 Hz, which correspond to the body bounce and pitch of the front and rear axle, respectively.

Fig. 4 displays the front axle load of the truck for two vehicle speeds, $V = 30$ and 58 km/h. The results are in good agreement with those obtained by the frequency response functions (FRF) [7].

3.3. Finite difference modeling

3.3.1. Model description and axle load implementation

The finite difference mesh used in the numerical modeling is illustrated in Fig. 5. It includes 53,130 8-node elements. The size of the model is $30 \times 21 \times 15$ m³ (length/width/depth). The mesh is refined in the vicinity of pavement layer where the element size is $0.3 \times 0.3 \times 0.15$ and increases gradually when approaching boundaries along the x and z axes. Due to the symmetry of both the geometry and loading, half of the domain is considered.

Calculations are performed with the following boundary conditions:

- The base of the soil mass is assumed to be rigid.
- The x displacements are fixed along the symmetry plane $y-z$.
- Viscous dashpots are used at lateral boundaries.

A Matlab subroutine is developed to automatically apply the axle load on the finite difference model. The vehicle path at the pavement surface is discretized by square elements (0.3 m²) that correspond to the wheel footprint. The axle load is applied on the path elements as a pressure deduced from the time-domain axle load and the vehicle speed as follows:

- The passage time over an element of a size Δx (0.3 m in our case) for a vehicle speed V is $\Delta T = \Delta x/V$.
- The axle load is divided in the time domain into L intervals of width equal to ΔT .

The axle load is discretized using a time step $\Delta t = 0.0005$ s. This time step is adequate to correctly reproduce the load movement. For example, for a vehicle speed of $V = 60$ km/h, the time required to pass over an element of 0.3 m is approximately $\Delta T = 0.018$ s, so the applied pressure is represented by $n = \Delta T/\Delta t = 36$ points for each element.

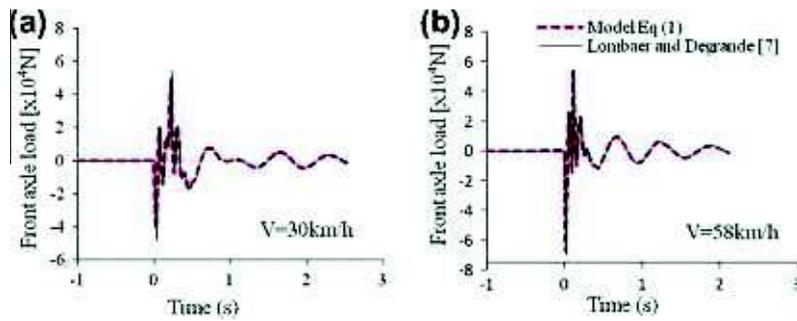


Fig. 4. Time history of the front axle load for the passage of the vehicle on the road unevenness at a vehicle speed (a) $V = 30$ km/h, (b) $V = 58$ km/h.

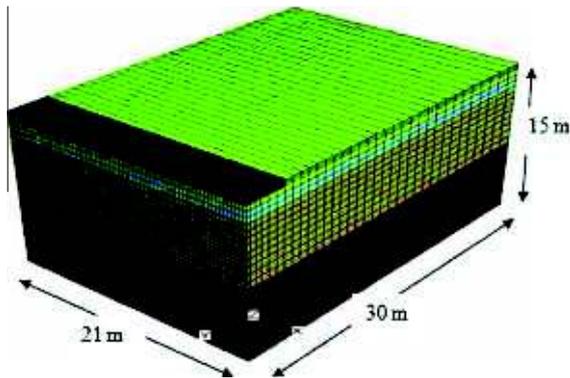


Fig. 5. 3D numerical mesh with adsorbing viscous boundaries (57,936 nodes, 53,130 elements) pavement and subgrade soil layers (see Tables 1 and 2).

3.3.2. Numerical results

Figs. 6 and 7 show a comparison of the predicted velocities using the numerical model and the field data reported in [7] for a vehicle speed of $V = 30$ km/h. Both the vertical and transverse particle velocities (V_z and V_x) are compared at distances of $X = 8$ m and 16 m from the load axis. The horizontal vibration V_y is relatively small and is ignored in this study.

A good agreement is observed between the numerical results and the field data. Results in the vertical direction V_z are of the same order of magnitude for $X = 8$ m and $X = 16$ m. In the transverse direction, the numerical model gives acceptable results at $X = 8$ m but underestimates the velocity at $X = 16$ m.

The velocity time history includes two parts. The first one corresponds to the passage of the first axle on the traffic plateau, and the second corresponds to the passage of the second axle. For each part, two principal peaks are observed; they correspond

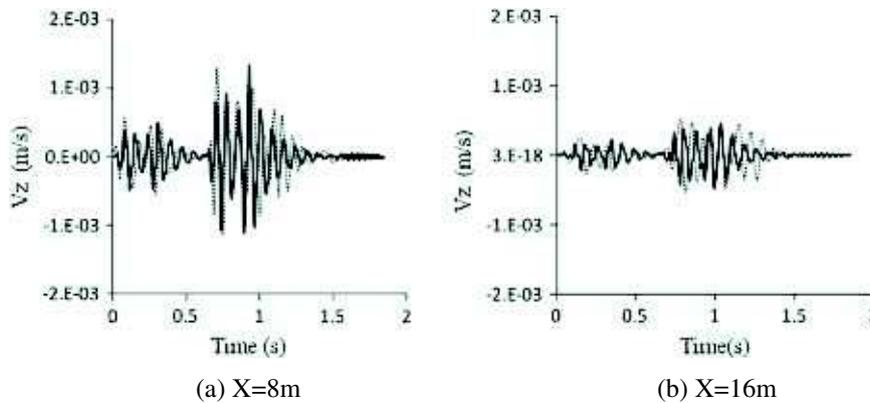


Fig. 6. Time history of measured and predicted free field vertical particle velocity V_z - Vehicle speed $V = 30$ km/h (predicted: solid line; measured: dashed line).

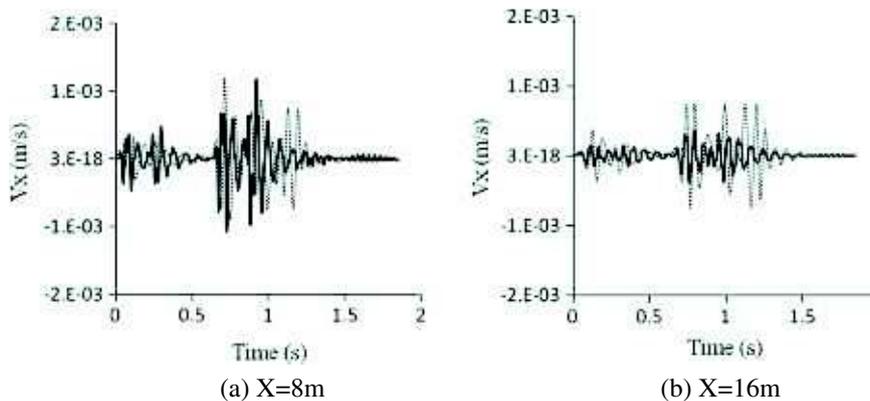


Fig. 7. Time history of measured and predicted free field transverse particle velocity V_x - Vehicle speed $V = 30$ km/h (predicted: solid line; measured: dashed line).

Table 4
Influence of the vehicle speed on the ground vibrations (V_z in mm/s).

Vehicle speed (km/h)	Distance from the road center (m)					
	4	8	12	16	20	24
15	0.57	0.322	0.22	0.16	0.116	0.114
30	2.361	1.335	0.812	0.485	0.459	0.437
45	3.07	1.44	0.9	0.75	0.605	0.519
60	3.78	1.925	1.467	1.24	1.14	0.86

to phases of the mounting and descent of the traffic plateau, respectively. The time interval between the two parts corresponds well to the time required for the second axle to reach the traffic plateau.

4. Parametric analysis

This section presents a parametric analysis of the influence on ground vibrations of key parameters such as the vehicle speed, the type of speed cushions generally used in France and the sus-

pension system. Analyses are conducted with the data from the validation example.

4.1. Influence of the vehicle speed

Table 4 and Fig. 8 show the influence of the vehicle speed V on the induced ground vibrations. The vehicle speed greatly affects the ground vibrations. The attenuation of the peak particle velocity V_z (resp. V_x) due to the radiation and material damping is illustrated in Fig 8a (resp. Fig. 8b). This attenuation could be expressed as follows:

$$\ln(V_z/V) = aX + b \tag{5}$$

X denotes the distance from road center, and a and b are constants dependent on the road unevenness configuration and the soil characteristics. A similar formula could be derived for the vibration V_x .

4.2. Influence of the surface unevenness

Analyses were conducted with a vehicle speed $V = 36$ km/h for three types of speed reducers (Fig. 9). They correspond to the

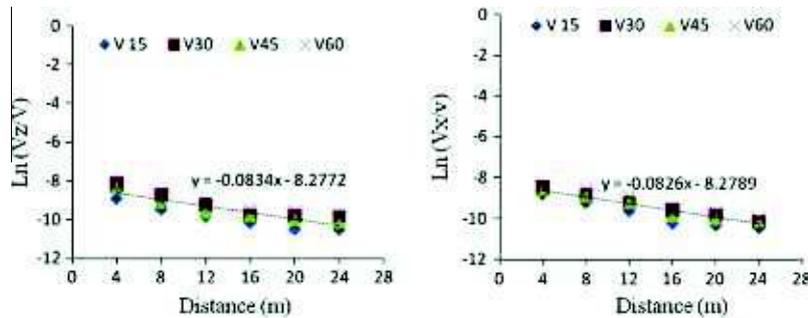


Fig. 8. Influence of vehicle speed on the free field particle velocity in both (a) transversal and (b) vertical directions.

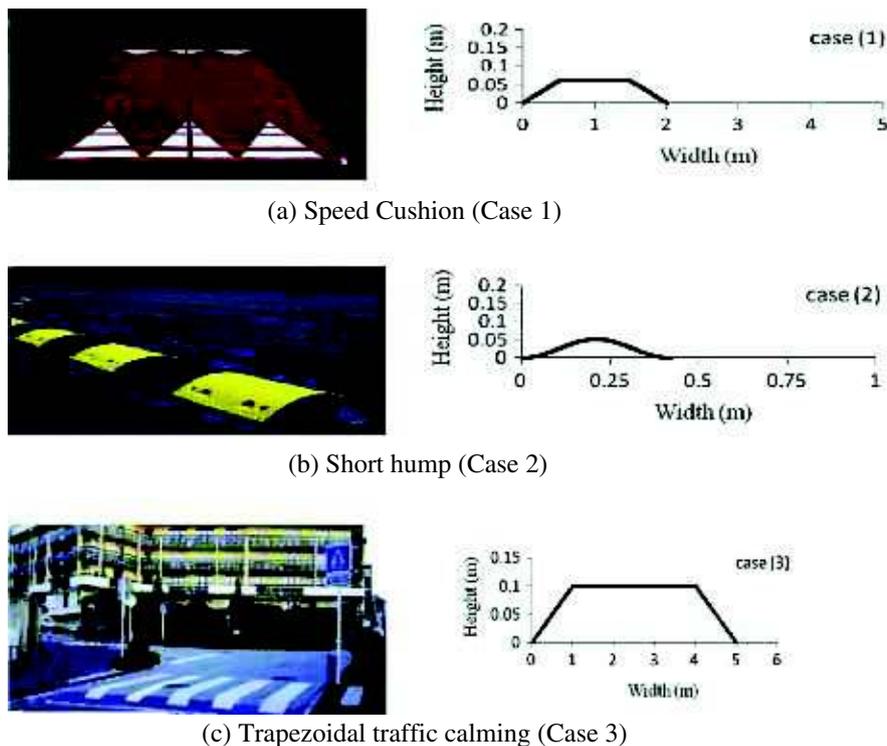


Fig. 9. Different profiles of speed reducers used in the numerical model.

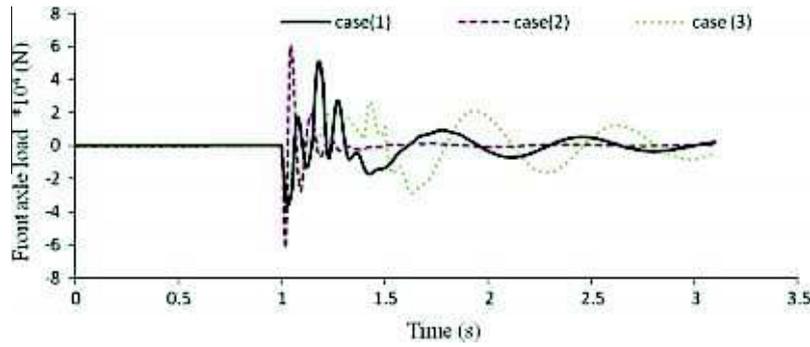


Fig. 10. Time history of the front axle load induced by different speed reducers – V = 36 km/h.

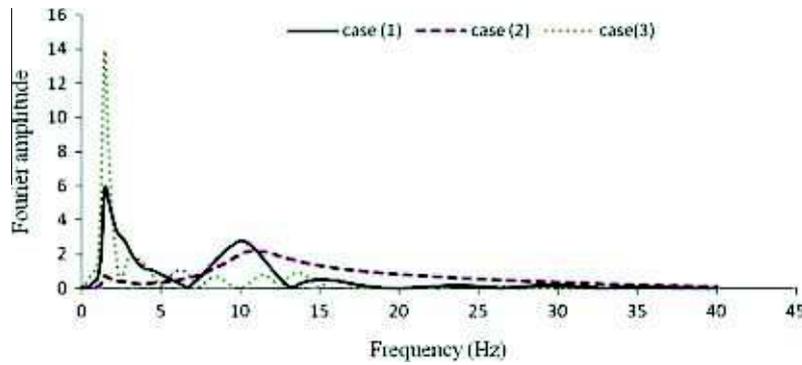


Fig. 11. Frequency content of the front axle load induced by different speed reducers – V = 36 km/h.

Table 5

Influence of the speed reducer geometry on the ground vibrations (V_z in mm/s) ($V = 36$ km/h).

Case	Distance from the road center (m)					
	4	8	12	16	20	24
(1)	1.45	0.57	0.42	0.36	0.29	0.19
(2)	6.48	2.46	2.08	1.97	1.52	0.93
(3)	1.02	0.43	0.28	0.18	0.15	0.13

Table 6

Influence of the speed reducer geometry on the ground vibrations (V_x in mm/s) ($V = 36$ km/h).

Case	Distance from the road center (m)					
	4	8	12	16	20	24
(1)	1.25	0.76	0.49	0.31	0.26	0.21
(2)	4.82	4.27	3.06	1.41	1.23	0.85
(3)	0.69	0.43	0.28	0.16	0.13	0.12

French regulations given by the center for studies on urban planning, transportation and public facilities [24]. The speed cushion (case 1) has a total length of 2 m and a height of 0.06 m; it includes two ramps of 0.5 m. The short hump (case 2) has a sinusoidal shape that is 420 mm in width and 50 mm in height. The wide trapezoidal traffic calming (case 3) has a flat top part of 3 m and two ramps of 1 m in length.

Fig. 10 shows the front axle load induced by the passage of the vehicle on different speed reducers. The short hump (case 2) induces the highest load. Fig. 11 shows the frequency content of the front axle load. For the speed reducers 1 and 3, the dominant frequency is close to 2 Hz, which corresponds to the pitch and

Table 7

Characteristics of the suspension systems.

Suspension type	Vertical stiffness (N/m)	Damping coefficient (N s/m)
Air suspension	0.4e6	10,000
Leaf spring	2e6	10,000

Table 8

Influence of the suspension system on the ground vibrations (V_z mm/s) $V = 36$ km/h (Case 2).

Type of suspension	Distance (m)					
	4	8	12	16	20	24
Air suspension	6.87	2.85	2.36	2.12	1.625	1.09
Leaf springs	6.38	2.53	2.00	1.87	1.43	0.97

bounce mode, while the dominant frequency of speed reducer 2 is close to 10 Hz, which corresponds to the axle hop mode. In all cases, the frequency content is mainly situated below 20 Hz. This result agrees well with measurements realized in [4].

Tables 5 and 6 summarize the influence of the speed reducer on the ground vibrations induced by the vehicle passage. The short hump (case 2) produces the highest response despite its lower height. Furthermore, the ground vibration in this case exceeds the threshold of vibrations allowed in urban areas. This result meets the recommendation of the UK Department of Transport, which limits the height of humps used as a traffic-calming measure in proximity to buildings to 40 mm [25].

The comparison between the speed cushion (case 1) and the trapezoidal traffic calming (case 3) shows that the ramp slope largely affects the ground vibration. The vibration level of the 1st case is higher than that of the 3rd case despite the greater height of the

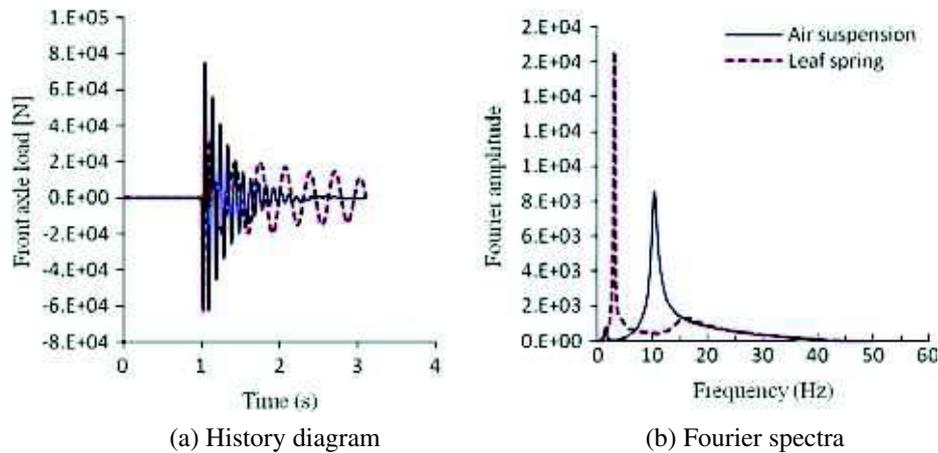


Fig. 12. Influence of suspension system on the front axle load.

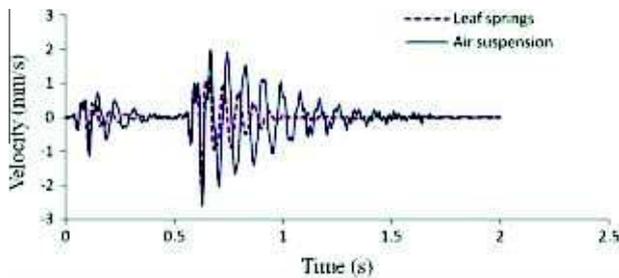


Fig. 13. Influence of the suspension system on the particle velocity at $X = 10$ m from the road center.

latter. The slope of the first case is equal to 12%, to be compared with that of the 3rd case (10%). In Belgium, a slope of 5% is imposed for road humps used by buses and heavy traffic [26].

4.3. Influence of the suspension system

Experimental tests conducted by Hunaidi and Rainer [27] showed that the modification in the heavy vehicle suspension could significantly reduce the traffic-induced vibrations. The suspension of a heavy vehicle affects both the amplitude of the axle load and the axle hop frequency. It mainly depends on the suspension vertical stiffness and suspension damping. The spring stiffness is generally designed to be adjustable with the applied load. Leaf spring and air suspensions are widely used. The leaf spring relies on the Coulomb friction, while the air suspension relies on the shock absorbers. In addition, the spring rate in the air suspension system is highly dependent on the rate loading, which is not the case in the leaf spring suspension system.

Table 7 gives the characteristics of the suspension systems used in the analysis. They were selected according to typical suspensions proposed in literature [28,29].

Fig. 12a displays the front axle load due to the vehicle passage at a speed of $V = 36$ km/h over the short hump (case 2). Fig. 12b shows the influence of the suspension system on the dominant frequency of the axle load. For the leaf spring system, the dominant frequency (2 Hz) corresponds to a bounce and pitch mode, while the hop axle mode is dominant for the air suspension system. Table 8 summarizes the results of the analysis on the ground vibrations. The use of the leaf spring suspension leads to a reduction of about 10–20% in the vibration levels in comparison with the air suspension system. Fig. 13 shows a rapid attenuation in the ground vibration obtained with the leaf spring system, even for a relatively

large and long continuation of the front axle load with low frequency (2 Hz).

5. Conclusion

This paper presented a numerical model for the analysis of the ground vibrations resulting from road traffic. A car model with 4DOF was used to determine the load due to the road irregularity. A 3D finite difference model was then used for the determination of the traffic-induced ground vibrations. The validation of numerical model on field data gave satisfactory results and showed the capacity of the proposed model to reproduce the ground vibrations resulting from the road traffic.

Analyses showed that both the amplitude and frequency of the traffic-induced ground vibrations were affected by the vehicle speed, the geometry of the speed reducer and the vehicle suspension system. On the basis of the numerical results, short humps should be avoided, and preferences should be given to the leaf spring vehicle suspension system.

The numerical model can be used for analysis of the traffic-induced ground vibration in the presence of superstructures or barriers. It is also useful for the analysis of technologies proposed for the reduction of both the traffic-induced vibrations and their impact on the environment.

References

- [1] Watts GR, Harris GJ, Layfield RE. Traffic calming, vehicle generated ground-borne vibration alongside speed control cushions and road humps. Transport research laboratory, TRL report 235; 1997.
- [2] Watts GR, Krylov VV. Ground-borne vibration generated by vehicles crossing road humps and speed control cushions. *J Appl Acoust* 2000;59(3):221–36.
- [3] Crispino M, D'Apuzzo M. Measurement and prediction of traffic-induced vibrations in a heritage building. *J Sound Vib* 2001;246(2):319–35.
- [4] Hunaidi O, Guan W, Nicks J. Building vibrations and dynamic pavement loads induced by transit buses. *J Soil Dyn Earthq Eng* 2000;19(6):435–53.
- [5] Hunaidi O, Tremblay M. Traffic-induced building vibrations in Montréal. *Can J Civil Eng* 1997;24(5):736–53.
- [6] Lombaert G, Degrande G. Experimental validation of a numerical prediction model for free field traffic induced vibrations by in situ experiments. *J Soil Dynam Earthq Eng* 2001;21(6):485–97.
- [7] Lombaert G, Degrande G. The experimental validation of a numerical model for the prediction of the vibrations in the free field produced by road traffic. *J Sound Vib* 2003;262(2):309–31.
- [8] D'Apuzzo M. Some remarks on the prediction of road traffic induced ground-borne vibrations. In: 4th international SIV congress, Palermo, Italy; 2007.
- [9] Shen HJ. Finite element investigation of traffic induced vibrations. *J Sound Vib* 2009;321(3–5):837–53.
- [10] Xu YL, Hong XJ. Stochastic modeling of traffic-induced building vibration. *J Sound Vib* 2008;313(1–2):149–70.
- [11] Cao YM, Xia H, Lombaert G. Solution of moving-load-induced soil vibrations based on the Betti–Rayleigh dynamic reciprocal theorem. *J Soil Dynam Earthq Eng* 2010;30(6):470–80.

- [12] Hajek J, Blaney CT, Hein DK. Mitigation of highway traffic induced vibration. Annual Conference of the Transportation Association of Canada. Charlottetown Prince Edward Island; 2006.
- [13] Beskou ND, Theodorakopoulos DD. Dynamic effects of moving loads on road pavements: a review. *J Soil Dynam Earthq Eng* 2011;31(4):547–67.
- [14] Markow MJ. Analyzing the interaction between dynamic vehicle loads and highway pavements. *Transport Res Rec TRB* 1988;1196:161–9.
- [15] Cebon D. Interaction between heavy vehicles and roads. Society of Automotive Engineers; 1993. ISBN 1-56091-336-3.
- [16] Gillespie TD, Karamihas SM, Sayers MW, Nasim MA, Hansen W, Ehsan N. Effects of heavy-vehicle characteristics on pavement response and performance. Technical Report 353, NCHRP, Transportation Research Board, Washington DC; 1993.
- [17] Mamlouk MS. General outlook of pavement and vehicle dynamics. *J Transport Eng, Proc ASCE* 1997;123(6):515–7.
- [18] Lombaert G, Degrande G. Study of determining factors for traffic induced vibrations in buildings. First biannual report BWM-1999-01, Department of Civil Engineering, Katholieke Universiteit Leuven, January 1999. DWTC Research Programme Sustainable Mobility, Research Project MD/01/040; 1999.
- [19] Law SS, Zhu XQ. Bridge dynamic responses due to road surface roughness and braking of vehicle. *J Sound Vib* 2005;282(3–5):805–30.
- [20] Deng L, Cai CS. Identification of parameters of vehicles moving on bridges. *J Eng Struct* 2009;31(10):2474–85.
- [21] Law SS, Bu JQ, Zhu XQ, Chan SL. Vehicle axle loads identification using finite element method. *J Eng Struct* 2004;26(8):1143–53.
- [22] Lokmer I, Herak M, Panza GF, Vaccari F. Amplification of strong ground motion in the city of Zagreb, Croatia, estimated by computation of synthetic seismograms. *J Soil Dynam Earthq Eng* 2002;22(2):105–13.
- [23] Lysmer J, Kuhlemeyer RL. Finite dynamic model for infinite media. *J Eng Mech* 1969;95:859–77. EM4.
- [24] CERTU. Centre d'études sur les réseaux, les transports, l'urbanisme et les constructions. Guide les ralentisseurs de type dos d'âne et trapézoïdale textes et recommandations; 1994.
- [25] Traffic Advisory Leaflet 8/96. Road humps and ground-borne vibration, Department for Transport in England; 1996.
- [26] Lombaert G. Development and experimental validation of a numerical model for the free field vibrations induced by road traffic. Ph.D. Thesis, Catholic university of Leuven., Belgium; 2001.
- [27] Hunaidi O, Rainer JH. Control of traffic-induced vibration in buildings using vehicle suspension systems. *J Soil Dynam Earthq Eng* 1996;15(4):245–54.
- [28] Fu T, Cebon D. Analysis of a truck suspension database. *J Veh Des, Heavy Veh Syst* 2002;9(4):281–97.
- [29] Douglas WH, Darren JT, Karen RR. Review of truck characteristics as factors in roadway design. Report 505, transportation research board Washington, DC; 2003.