

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale supérieure des Travaux Publics



Département de recherche scientifique et poste graduation
Laboratoire de Travaux Publics et ingénierie de Transport et Environnement TPiTE

MÉMOIRE

Présenté pour obtenir le diplôme de
Magister en Génie Civil
Option : Structure et Matériaux

Par

Bensekirifa Hamza

Thème

Evaluation de l'influence de l'effet de site sur les
spectres de réponse des structures

Mémoire Soutenue le 20/06/09

Devant le Jury composé de :

H. AFRA	Directeur de recherche, CNERIB	Président
M. HADID	Maître de conférence, ENSTP	Directeur de mémoire
A. ZERZOUR	Maître de conférence, ENSTP	Examineur
N. LAOUAMI	Directeur de recherche, CGS	Examineur
N. MEZOUER	Chargé de recherche, CGS	Invité

Remerciements

Je remercier en premier mon dieu pour tout

Je remercier en second mes parents, qui ont sacrifiés leur vie pour notre
biens

Enfin, mes sincères reconnaissances et gratitude à tous mes enseignants
de primaire aux études supérieures et en particulier le directeur de ce
mémoire Mr : Mouhamed Hadid, maître de conférence à l'ENTP

Je remercier également le président et membre de jury d'avoir accepter
d'examiner mon travail

ملخص

يرتكز هدف هذا العمل على تطوير إجرائي لحساب طيف الإجابة أخذا بعين الاعتبار مؤثرات الموقع. ولتقييم الاستجابة الديناميكية للتربة نستعمل طريقة المصفوفة الصلبة المطورة من طرف Rajapakse & Senjuntichai. ونهتم بمودلة اهتزاز الموجات الزلزالية في الأوساط الخلوية المرنة آخذين في ذلك نموذج Biot خلفية لعملنا. وتحقيقا لهذه الغاية، قمنا بإنشاء برنامج حسابي يسمح بمحاكاة و تحليل ديناميكية سلوك التربة. أجريت دراسات وحدوية على هذا البرنامج فبينت التأثير البليغ للحركات الزلزالية على السطح بعدة عوامل مرتبطة بالشكل الهندسي والتكوين الجيوتقني لمقطع أرضي (المسامية ، الإشباع المائي ، النفاذية ، الطبقة ، معامل الصلادة ، المجال التوتري الزلزالي ... الخ). و تطبيقا لهذا النموذج على مواقع لمدينة الجزائر يبين ضرورة مراعاة مؤثرات الموقع في الحساب الزلزالي للهياكل.

Abstract

The objective of this work consists on development of a procedure for evaluation of response spectra by taking account of site effects. So, the stiffness matrix method established by Rajapakse and Senjuntichai is used to evaluate the soil dynamic response. In this context, the soil profile is modeled as a poro-elastic medium (Biot model). For this purpose, a computer code allowing the simulation and the analysis of the dynamic behavior is developed. Parametric study is carried out and showing the influence of several cardinals factors on the seismic motion on the free surface and on response spectra (incidence of SV waves, porosity, saturation degree, permeability, shear modulus, density of the sand, plasticity index of clays and thickness of soil profile). Finally, the developed model is also applied on several sites located in Algiers town showing the necessity to take into consideration the site effects in seismic calculations of the structures.

Résumé

L'objectif de ce travail consiste à développer une procédure d'évaluation des spectres de réponse en tenant compte des effets de site. Et ce, en utilisant la méthode des matrices de rigidités élaborée par Rajapakse et Senjuntichai pour l'évaluation de la réponse dynamique de sol. Dans ce contexte, nous considérons le sol comme étant un milieu poro-élastique (modèle bi phasique de Biot). A cet effet, un code de calcul permettant la simulation et l'analyse du comportement dynamique est mis au point. Une étude paramétrique a été effectuée montrant l'influence de quelques facteurs cardinaux sur le mouvement sismique en surface libre ainsi que sur les spectres de réponse (incidence de l'onde SV, porosité, degré de saturation, perméabilité, module de cisaillement, densité des grains de sable, indice de plasticité des argiles et épaisseur de profile de sol). Enfin, le modèle développé est aussi appliqué à plusieurs sites de la ville d'Alger montrant la nécessité de tenir en compte de l'effet de site dans les calculs sismiques des structures.

Notation

w	<i>Déplacement relatif de fluide.</i>
n	<i>Porosité.</i>
u	<i>Déplacement de fluide.</i>
U	<i>Déplacement de solide.</i>
$\ddot{u}$	<i>Accélération de fluide.</i>
$\ddot{U}$	<i>Accélération de solide</i>
ρ_s	<i>Masse volumique de la phase solide.</i>
ρ_f	<i>Masse volumique de la phase fluide.</i>
ρ	<i>Masse volumique de mélange solide-fluide.</i>
$\ddot{w}$	<i>Accélération relative de fluide par rapport au solide $\ddot{w}$</i>
V_v	<i>Volume des vides</i>
V_t	<i>Volume total.</i>
σ	<i>Tenseur de contrainte.</i>
g	<i>Pesanteur.</i>
K	<i>Perméabilité cinématique.</i>
P_f	<i>Pression interstitielle.</i>
e	<i>Déformations volumétriques associées au squelette solide.</i>
ζ	<i>Incrément volumétrique de fluide.</i>
ε	<i>Tenseur des déformations.</i>
δ	<i>Symbole de Kronecker.</i>
α et M	<i>Constantes de Biot.</i>
K_s	<i>Module d'incompressibilité des grains solides.</i>
K_b	<i>Module d'incompressibilité du squelette.</i>
K_f	<i>Module d'incompressibilité du fluide interstitiel et de l'eau,</i>
K_w	<i>Module d'incompressibilité de l'eau.</i>
b	<i>Force dissipative .</i>
P_a	<i>Pression atmosphérique.</i>
S_r	<i>Saturation d'eau.</i>
P_a	<i>pression atmosphérique.</i>
η	<i>Viscosité de fluide</i>

K	<i>Perméabilité.</i>
φ_s et ψ_s	<i>Potentiels associés à la phase solide.</i>
φ_f et ψ_f	<i>Potentiels associés à la phase fluide.</i>
$\vec{l}_p$ et $\vec{l}_s$	<i>Vecteurs d'ondes.</i>
$\vec{r}$	<i>Vecteur de coordonnées.</i>
ω	<i>Pulsation.</i>
V_s	<i>Vitesse d'onde de cisaillement.</i>
G_t	<i>Module de cisaillement tangentiel.</i>
γ	<i>Incrément de déformation.</i>
T	<i>Incrément de contrainte.</i>
$G_{\max}$	<i>Module de cisaillement maximum.</i>
G	<i>Module de cisaillement sécant.</i>
D	<i>Rapport de l'énergie dissipée.</i>
ΔW	<i>Énergie d'amortissement à la résonance.</i>
W	<i>Énergie de la déformation.</i>
H	<i>Hauteur de profil.</i>
I_p	<i>Indice de plasticité des argiles.</i>
P_1, P_2 et SV	<i>Types d'onde sismique.</i>
$Y(k)$	<i>Vecteur potentiel.</i>
μ et λ	<i>Coefficients de Lamé.</i>
S_1, S_2, S_3 et S_4	<i>Classification des sites (RPA).</i>
S_A, S_B, S_C, S_D , et S_E	<i>Classification des sites (UBC).</i>
$S_{\ddot{x}\ddot{x}}$	<i>Densité spectrale de puissance.</i>
ω_g	<i>Fréquence prédominante du sol.</i>
ξ_g	<i>Amortissement du sol.</i>
S_{0g}	<i>Intensité du mouvement sismique du sol.</i>
f_c	<i>Fréquence de Nyquist.</i>
$Tran_{hor}$	<i>Fonction de transfert horizontale.</i>
$Tran_{ver}$	<i>Fonction de transfert verticale.</i>

Listes des figures

Figure 1.1	<i>Définition de l'effet de site</i>	08
Figure 1.2	<i>Différentes configurations des effets de site</i>	09
Figure 1.3	<i>Fonction d'amplification de deux sites différents</i>	10
Figure 1.4	<i>Accélérogrammes du séisme de Michoacan (Mexique) du 19 septembre 1985</i>	12
Figure 3.1	<i>Courbe de contrainte-déformation cyclique</i>	26
Figure 3.2	<i>Variation du module de cisaillement sécant</i>	28
Figure 3.3	<i>Modèle de Kelvin –Voigt</i>	29
Figure 3.4	<i>Propriétés dynamiques d'Argiles (d'après Vucetic et Dobry 1991)</i>	32
Figure 3.5	<i>Propriétés dynamiques des Sables (d'après Seed et al. 1986)</i>	33
Figure 4.1	<i>Réfraction et réflexion des ondes SV incidentes dans un profil de sol multicouches</i>	36
Figure 4.2	<i>Milieux poreux soumis à l'incidence d'ondes SV</i>	36
Figure 4.3	<i>Géométrie d'un profil de sol multicouches poro-élastique</i>	40
Figure 4.4	<i>Accélérogramme de Treas Islad</i>	46
Figure 4.5	<i>Fonctions d'amplification d'un profil de sol monocouche</i>	47
Figure 4.6	<i>Fonctions d'amplification d'un profil de sol multicouches</i>	48
Figure 4.7	<i>Accélération surfacique d'un profil de sol multicouches</i>	49
Figure 4.8	<i>Spectre de réponse en accélération</i>	50
Figure 4.9	<i>Variation de la déformation angulaire, G/G_{max} de l'amortissement et des pics d'accélération en fonction de la profondeur (Comparaison avec SHAKE)</i>	50
Figure 4.10	<i>Fonctions d'amplification d'une couche sableuse pour différents angles d'incidence des ondes sismique</i>	52
Figure 4.11	<i>Spectre de réponse d'une couche sableuse pour différents angles d'incidence des ondes sismique</i>	
Figure 4.12	<i>Fonctions d'amplification d'une couche argileuse pour différents angles d'incidence des ondes sismique</i>	53
Figure 4.13	<i>Spectre de réponse d'une couche argileuse pour différents angles d'incidence des ondes sismique</i>	53
Figure 4.14	<i>Courbes G/G_{max}- γ et D- γ pour les sables (D'après Seed et Idriss 1970)</i>	54
Figure 4.15	<i>Fonctions d'amplification de la couche sableuse pour différents types de sable</i>	54
Figure 4.16	<i>Spectre de réponse de la couche sableuse pour différents types d'argiles</i>	55

Figure 4.17	<i>Courbes G/G_{max}-γ et D-γ pour les argiles selon l'indice de plasticité (D'après d'après Vucetic et Dobry 1991)</i>	55
Figure 4.18	<i>Fonctions d'amplification pour différents types d'argiles</i>	56
Figure 4.19	<i>Spectre de réponse pour différents types d'argiles</i>	56
Figure 4.20	<i>Effet de la variation de degré de saturation sur les fonctions d'amplification (Incidence à 20^0)</i>	57
Figure 4.21	<i>Effet de la variation de degré de saturation sur le spectre de réponse</i>	57
Figure 4.22	<i>Effet de la variation de la porosité sur les fonctions d'amplification</i>	58
Figure 4.23	<i>Effet de la variation de la porosité sur le spectre de réponse</i>	58
Figure 4.24	<i>Effet de la variation de module de cisaillement sur les fonctions d'amplification</i>	59
Figure 4.25	<i>Effet de la variation de module de cisaillement sur le spectre de réponse</i>	59
Figure 4.26	<i>Effet de la variation de la perméabilité sur les fonctions d'amplification</i>	60
Figure 4.27	<i>Effet de la variation de la perméabilité sur le spectre de réponse</i>	60
Figure 4.28	<i>Effet de la variation de la profondeur sur les fonctions d'amplification</i>	61
Figure 4.29	<i>Effet de la variation de la profondeur sur le spectre de réponse</i>	61
Figure 5.1	<i>Mouvement entre les plaques Africaine et Eurasienne (Site de USGS)</i>	65
Figure 5.2	<i>Zone touchée par le séisme de 21/05/2003</i>	66
Figure 5.3	<i>Accélérogramme de la station de Keddara N°1 lors du séisme du 21 mai 2003</i>	68
Figure 5.4	<i>Tracé d'Husid</i>	69
Figure 5.5	<i>Accélérogramme de la station de Keddara N°1 lors du séisme du 21 mai 2003 (une période significative de $T= 10.25s$)</i>	70
Figure 5.6	<i>Spectre d'amplitude de Fourier de l'accélérogramme de la station de Keddara N°1 lors du séisme du 21 mai 2003</i>	71
Figure 5.7	<i>Densité spectrale de puissance de l'accélérogramme de la station de Keddara N°1 lors du séisme du 21 mai 2003)</i>	73
Figure 5.8	<i>Réalisation typique d'un accélérogramme stationnaire simulé au rocher</i>	74
Figure 5.9	<i>Réalisation typique d'un accélérogramme non stationnaire simulé au rocher</i>	75
Figure 5.10	<i>Famille de profiles de vitesse des ondes SV utilisés dans cette étude (RPA2003)</i>	79
Figure 5.11	<i>Propriétés dynamiques de sol d'après Vucetic et Dobry 1991</i>	80
Figure 5.12	<i>Propriétés dynamiques des sables d'après Seed et Idriss (1991)</i>	80
Figure 5.13	<i>Organigramme montrant la méthodologie pour estimer le spectre de réponse</i>	81

Figure 5.14	<i>Spectre de Fourier moyen pour cent échantillons de simulation</i>	83
Figure 5.15	<i>Spectre de réponse moyenne pour cent échantillons de simulation pour un site donné</i>	84
Figure 5.16	<i>Spectres de réponses élastiques réglementaires utilisées dans cette étude (a) : RPA99/2003, (b) : UBC97</i>	84
Figure 5.17	<i>Comparaison entre les spectres de RPA et UBC avec les spectres de réponse calculés à la surface en considérant le premier modèle</i>	85
Figure 5.18	<i>Comparaison entre les spectres de RPA et UBC avec les spectres de réponse calculés à la surface en considérant le deuxième modèle</i>	86
Figure 5.19	<i>Comparaison entre les spectres de RPA et UBC avec les spectres de réponse calculés à la surface en considérant le troisième modèle</i>	87
Figure 5.20	<i>Comparaison entre les spectres de RPA et UBC avec les spectres de réponse calculés à la surface en considérant le quatrième modèle</i>	88
Figure 5.21	<i>Comparaison entre les spectres de RPA et UBC avec les spectres de réponse calculés à la surface</i>	89
Figure 5.22	<i>Effet de contenu fréquentiel sur l'amplification d'un site donné</i>	90
Figure 5.23	<i>Relation entre les accélérations maximales de rocher et les accélérations maximales à la surface des sites</i>	92
Figure 5.24	<i>Relation entre les accélérations maximales au rocher et les accélérations maximales à la surface des sites selon le modèle utilisé</i>	93

Liste des tableaux

Tableau 4.1	<i>Caractéristiques géotechniques d'un profil de sol monocouche</i>	47
Tableau 4.2	<i>Caractéristique géotechniques d'un profil de sol multicouches</i>	48
Tableau 4.3	<i>Caractéristique géotechniques de sable et d'argile</i>	51
Tableau 5.1	<i>Classification des sites selon RPA (99/2003)</i>	77
Tableau 5.2	<i>Identification des profils de sol utilisés</i>	79

Table des Matières

Introduction Générale	04
<u>Chapitre 1</u> Recherche bibliographique	
1.1 Généralité sur les effets de site	07
1.2 Évidence de l'effet de site	09
1.2.1 Effet des conditions géologiques	10
1.2.2 Effet de site topographique	10
1.2.3 Effet de bassin	11
1.3 Quelques exemples de site.....	11
1.4 Modélisation analytique et numérique du problème de la propagation des ondes sismique dans les milieux poreux	13
1.4.1 Travaux antérieurs	14
1.4.2 Discussion.....	19
1.5 Conclusion	19
<u>Chapitre 2</u> Propagation des ondes sismique dans les milieux poreux	
2.1 Introduction	20
2.2 Les équations gouvernantes d'un milieu poreux	21
2.3 Conclusion	24
<u>Chapitre 3</u> Comportement dynamique des sols	
3.1 Introduction	25
3.2 Relation Contrainte Déformation	25

Table des matières

3.3	Module de cisaillement dynamique	27
3.4	Notion de l'amortissement.....	28
3.5	Évolution de module de cisaillement et de l'amortissement en fonction de la distorsion.....	30

Chapitre 4 Formulation analytique et étude paramétrique

4.1	Introduction	34
4.2	Évaluation de la fonction de transfert	34
4.2.1	Calcul de la matrice de rigidité globale d'un profil de sol	35
4.2.2	Calcul de la fonction de transfert.....	45
4.3	Validation des résultats.....	45
	a) Cas d'un profil de sol monocouche	47
	b) Cas d'un profil de sol multicouches	48
4.4	Étude paramétrique.....	51
4.4.1	Effet d'incidence d'onde SV	52
	a) Cas d'un profil de sol sableux	52
	b) Cas d'un profil de sol argileux	53
4.4.2	Effet de la densité des grains de sable	54
4.4.3	Effet de l'indice de plasticité des argiles	55
4.4.4	Effet de la saturation.....	57
4.4.5	Effet de la porosité.....	58
4.4.6	Effet de module de cisaillement	59
4.4.7	Effet de la perméabilité.....	60
4.4.8	Effet d'épaisseur du profil	61
4.5	Conclusion	62

Chapitre 5 Application aux cas des sites de la ville d'Alger

5.1	Introduction	63
5.2	Définition de l'excitation sismique	64
5.2.1	Sismotectonique et géologie de l'Algérie	65
5.2.2	Simulation du mouvement sismique à la base	67

Table des matières

5.3	Définition des sites	76
5.3.1	Classification des sites selon RPA99/2003 et UBC97	77
5.3.2	Définition des modèles de profile de sol	77
5.3.3	Propriétés dynamiques des profils de sol	80
5.4	Méthodologie pour le calcul de spectre de réponse.....	81
5.4.1	Spectre de réponse	82
5.5	Résultats et interprétations.....	83
5.5.1	Effet du modèle de la profondeur de sol sur les spectres de réponse	83
5.5.1.1	Spectre de réponse au rocher	83
5.5.1.2	Comparaison des spectres de réponse moyens avec RPA et UBC	84
5.5.1.3	Discussion.....	90
5.5.2	Effet du modèle de la profondeur de sol sur la relation entre les accélérations maximales de rocher et les accélérations maximales à la surface des sites	91
5.6	Conclusion.....	93
Conclusion générale et perspectives pour les travaux ultérieures		94

Introduction générale

Les séismes exercent une grande fascination dans l'imaginaire collectif de par leur brutalité et leur force destructive. Malgré le progrès constant des connaissances scientifiques en matière de compréhension et de prévention, les séismes ne laissent pourtant pas d'être catastrophiques pour les états, non seulement en termes de vies humaines mais aussi de coût économique. Le séisme de Boumerdes (2003) a par exemple été particulièrement destructeur :

Un séisme de magnitude 6,8 [CGS] a durement frappé l'Algérie le 21 mai 2003 vers 19h45 heure locale. Son épicentre a été localisé en mer au nord de pays [CGS]. Cet événement est lié à un contexte tectonique compressif créé par la remontée nord-ouest de la plaque africaine contre la plaque eurasiennne et qui a donné naissance notamment à la chaîne de l'Atlas Tellien. Ce régime tectonique explique la nature inverse de la faille qui a engendré le séisme.

Cet exemple montre que la prévention contre les séismes constitue un enjeu économique et social majeur dans les zones où le risque sismique est significatif.

Lors du trajet de la source jusqu'au site, les ondes sismiques s'amortissent par dissipation énergétique dans la croûte terrestre. Cette dissipation est en général caractérisée par un taux d'amortissement. L'amplitude des ondes sismiques est donc d'autant plus diminuée que la distance du foyer au site est grande. Cette influence du trajet est prise en compte à l'aide de *lois d'atténuation*, donnant, comme sa dénomination l'indique, l'amplitude locale d'un séisme en fonction de la distance du foyer.

Les conditions locales peuvent considérablement modifier le mouvement sismique en surface. Les effets liés aux conditions locales, appelés « *effets de site* », sont communément classés en deux catégories : les effets de site topographiques et les effets de site géologiques.

L'importance de ces effets de site sur l'aggravation du risque sismique a conduit au développement de méthodes destinées à les mesurer et de modèles destinés à les caractériser, offrent ainsi aux scientifiques une base de données sismologiques non seulement pour une meilleure compréhension des effets de site mais pour le développement de la recherche parasismique en général.

Problématique et objectifs

La complexité caractérisant la structure souterraine des sols (stratification, porosité, non homogénéité, anisotropie, présence d'aspérités,...) est à l'origine des diverses altérations que subissent les ondes sismiques durant leur propagation de la source sismique à la surface du sol. Ainsi, plusieurs phénomènes contribuant à l'amplification des mouvements de sol ont été identifiés et regroupés dans les deux points suivants : effets de site liés à la structure et à la nature du sol, et effets de site topographiques. Dans ce cadre, l'évaluation des effets de site sur la réponse des structures et en particulier sur leurs spectres de réponse permet de prédire les efforts qui peuvent être engendrés pour un niveau d'accélération spécifique sur un site donné et par conséquent, nous pouvons intégrer la particularité de site dans le dimensionnement des structures.

Le règlement parasismique algérien RPA99/2003 autorise, à l'instar des autres règlements parasismiques étrangers, l'utilisation des méthodes de calcul dynamique par spectre de réponse ou par intégration directe en utilisant des accélérogrammes réels ou synthétiques. Dans ce cas, l'excitation sismique est spécifiée sous forme de spectre de réponse dépendant de la nature du site. Cependant, le spectre de réponse du RPA99/2003 ne dépend pas des effets de l'amplification de site. De ce fait, il s'avère donc nécessaire de développer une méthode permettant de déterminer un spectre de réponse tenant en compte des effets de site en faisant intervenir les paramètres physiques et géométriques de sol (porosité, stratification, rapport d'impédance, masse volumique, imperméabilité, module de cisaillement, degré de saturation, etc.).

L'objectif de ce travail est de mettre en évidence une investigation analytique et numérique du problème de la propagation des ondes sismique dans un profil de sol multicouche en considérant le sol comme un milieu poreux à deux phases (squelette solide et fluide interstitiel). En se basant sur la théorie de Biot (1956) et en utilisant la méthode des matrices de rigidité (Rajapakse et Senjuntichai 1994), un code de calcul numérique a été établi et validé. Par la suite, une étude paramétrique portant sur l'influence des différents paramètres géodynamique a été menée.

Une application portant sur le calcul des spectres de réponse de différents sites de la ville d'Alger, mettre en valeur d'une part, la méthodologie développée dans ce travail et d'autre part, l'effet de site.

Organisation de travail

Dans le premier chapitre, nous mettons en évidence d'une manière théorique les phénomènes physiques et les caractéristiques principales des effets de site géotechniques et topographiques. Aussi, ce chapitre présente une synthèse bibliographique des travaux effectués sur l'étude de la propagation des ondes sismiques dans un milieu poreux.

Le deuxième chapitre est consacré à l'adaptation de la formulation physique des milieux poreux aux calculs dynamiques et sismiques des sols.

Nous mettons en considération dans le troisième chapitre le comportement dynamique des sols sous chargement cyclique.

Le chapitre quatre vise à calculer les réponses dynamiques et sismiques d'un profil de sol multicouches poro-élastique en utilisant la méthode de rigidité proposée par Rajapakse et Senjuntichai (1995). Ainsi, nous comparons notre modèle numérique avec le programme SHAKE2000, et nous effectuons une étude paramétrique portant sur l'influence des effets géotechniques de site sur la fonction d'amplification et sur le spectre de réponse.

Le cinquième chapitre est destiné à illustrer l'application de la méthode de matrice de rigidité aux calculs sismiques des profils de sol caractérisant la superficie de la ville d'Alger. Nous citons les caractéristiques dynamique de la région et nous classifions les différents profils étudiés dans ce travail selon quatre modèles de la profondeur de sol mettant en exergue l'effet de ces modèles dans le calcul des spectres de réponse et dans le calcul des accélérations maximales à la surface de sol. Ainsi, une comparaison entre les spectres de réponses calculés et leur homologue obtenus par le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003 montrant la nécessité de tenir en compte l'effet de site dans les calculs sismique des structures a été faite.

Enfin, une conclusion générale a été présentée dans ce mémoire récapitulant les principaux résultats de ce travail de recherche.

Chapitre I

Recherche bibliographique

Chapitre 1

Recherche bibliographique

1.1 Généralité sur les effets de site

Lors d'un événement sismique, les ondes sont émises depuis le foyer et se propagent jusqu'à la surface à travers divers milieux. Le mouvement d'un site donné lors d'un tremblement de terre est généralement influencé par trois facteurs principaux : la source, le trajet parcouru des ondes sismiques et les conditions géologiques locales. Les deux premiers facteurs sont communément analysés à l'échelle régionale, ils déterminent l'aléa régional. Le dernier facteur, lié aux conditions locales, détermine l'aléa local. L'existence et l'influence considérable de ce dernier facteur ont été observées en réalité. En fait, les enregistrements de quelques séismes récents ont montré que le mouvement du terrain dans certaines zones a été fortement amplifié de façon inattendue par rapport à celui d'autres zones. Il est aussi fréquemment observé après un séisme destructif une concentration de dégâts graves, parfois dramatiques, dans une certaine zone alors que des dommages dans d'autres zones au voisinage sont beaucoup moins importants.

Il est constaté que la répartition des dégâts était généralement bien corrélée avec les conditions géotechniques et topographiques de surface de la zone considérée.

On appelle effet de site les modifications du mouvement sismique en surface dues aux conditions géotechniques et topographiques locales d'un site donné par rapport au mouvement observé sur un site 'voisin' correspondant à des conditions de référence (affleurement rocheux suivant une surface horizontale au voisinage du site étudié).

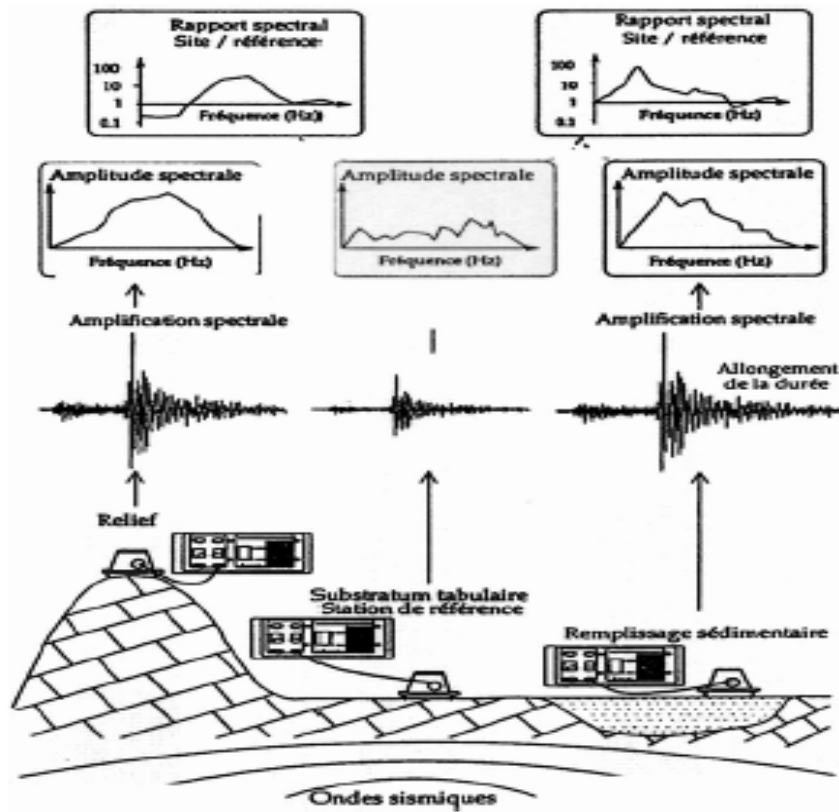


Figure 1.1 : Définition de l'effet de site [Nguyen, 2005]

Les rapports des spectres de Fourier de différents sites (au sommet de la colline et à l'intérieur du bassin sédimentaire) sont représentés sur la figure (1.1)

Sur la figure (1.2) sont représentées quatre configurations typiques pour lesquelles différentes formes des effets de site peuvent se manifester. Les cas (a), (b) et (c) sont caractérisés par le contraste de raideur (ou d'impédance) entre un rocher et un sol relativement mou. L'influence de la variation latérale du substratum adjacent est aussi présentée dans le cas (c). Le cas (d) correspond à l'effet de site dû à la topographie en surface.

Le cas (a) est rencontré très fréquemment dans les zones consacrées à l'urbanisation et à l'aménagement industriel. C'est le cas le plus simple car il peut se prêter à des modélisations unidimensionnelles pour des ondes à propagation verticale. Dans ce cas, la connaissance précise des caractéristiques géométriques et mécaniques des différentes couches de terrain est assez facilement obtenue, puisqu'elle ne nécessite que des reconnaissances géotechniques limitées. Par ailleurs, l'hypothèse d'un champ d'ondes incident à propagation verticale constitue une hypothèse habituelle pour la définition du mouvement sismique. Le cas (a) est ainsi le cas le plus étudié et appliqué dans la pratique. Liés aux structures géotechniques complexes, les cas (b), (c) et (d) font intervenir des modélisations bi ou tridimensionnelles. L'évaluation de la réponse sismique du site dans ces cas devient très compliquée par rapport à celle du cas (a) [Nguyen, 2005].

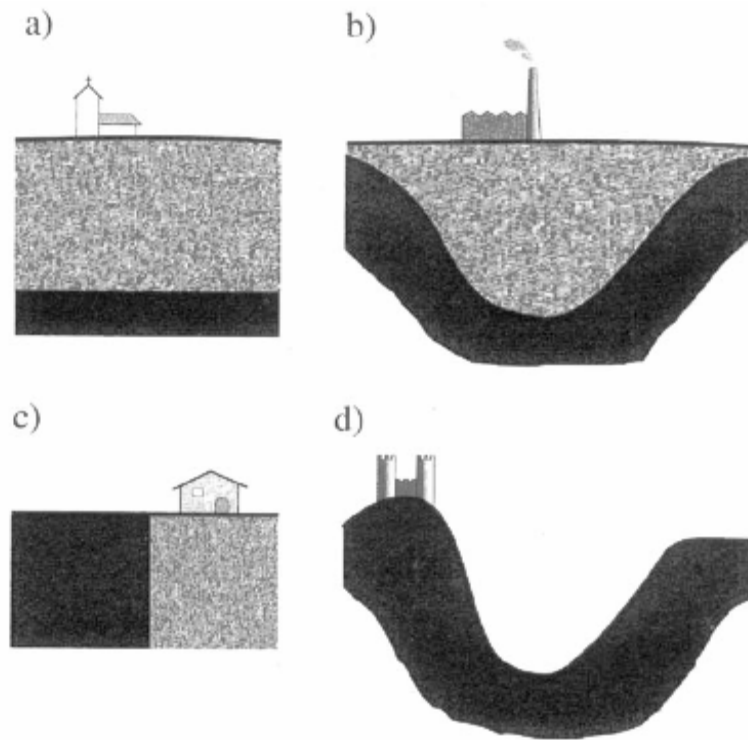


Figure 1.2 : différentes configurations des effets de site. (a) stratigraphie horizontale, (b) relief souterrain bassin, vallée sédimentaire, (c) discontinuité latérale, (d) topographie : colline, vallée, pente [Nguyen, 2005]

Dans ce travail, nous intéressons à une étude paramétriques sur le modèle (a) afin d'estimer l'importance des facteurs principaux qui influent sur la réponse sismique du site.

1.2 Evidence de l'effet de site

Les causes des effets de site sont assez nombreuses. On peut les grouper en deux catégories principales. La première catégorie concerne la rupture du sol comme le glissement de terrain ou la liquéfaction. Ces phénomènes attirent beaucoup l'attention des ingénieurs et des scientifiques, car leurs conséquences sont, bien évidemment, très significatives. La deuxième catégorie est liée aux phénomènes de propagations d'ondes dans le sol (ou substratum rocheux). Ces phénomènes sont très fréquemment constatés dans la réalité, ils constituent des causes majeures des effets de site et en conséquence, ont un impact important sur la conception des constructions et des ouvrages. Dans ce travail, nous ne traitons que cette deuxième catégorie.

1.2.1 Effet des conditions géologique

L'observation in situ nous montre que la structure d'un sol influe sur le comportement dynamique de sol.

Considérons par exemple une couche de sol de 10 m d'épaisseur, avec une vitesse de cisaillement de 100 m.s^{-1} , et une seconde couche, de même épaisseur, mais avec une vitesse de cisaillement de 300 m.s^{-1} . Ces deux milieux possèdent chacun une période propre qui vaut :

$$T_s = 4H/V_s. \quad (1.1)$$

Où H est l'épaisseur de la couche. Ainsi, lors de l'excitation de ces deux milieux par un même séisme, qui est en fait composé d'une superposition d'harmoniques de périodes différentes, certaines fréquences seront amplifiées par un site, et non par l'autre.

La figure ci-dessous (1.3) montre les fonctions d'amplification des deux sites.

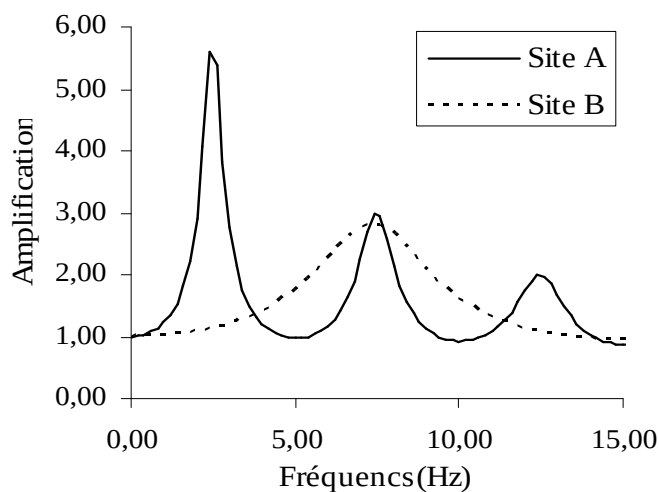


Figure 1.3: Fonction d'amplification de deux sites différents

1.2.2 Effet de site topographique

L'amplification importante du mouvement sismique due à l'effet topographique est un phénomène bien identifié. L'observation macrosismique de la répartition de dégâts significatifs et l'enregistrement instrumental des mouvements forts du terrain de quelques séismes récents ont affirmé l'importance de cet effet. En effet, après des séismes destructifs il est souvent signalé que les immeubles situés au sommet des falaises, des collines ou des montagnes subissent des dommages beaucoup plus intenses que ceux situés en base. Par exemple, le séisme Tokachi (Japon) 1968 a fait des dommages considérables aux bâtiments près du bord d'une falaise et des dommages très faibles aux bâtiments situés à une certaine distance du bord. Un séisme récent en 1995 à Kozani au nord de la Grèce a

apporté l'évidence de dommages graves dans les villages construits sur des collines. Par ailleurs, des enregistrements instrumentaux ont aussi montré que la topographie affecte considérablement l'amplitude et le contenu fréquentiel du mouvement du terrain. Par exemple, l'accélérographe au barrage de Pacoima dans le sud de la Californie a enregistré l'accélération horizontale maximale environ de 1.25g dans les deux directions horizontales pendant le séisme de San Fernando (Etats-Unis) 1970 de magnitude $M = 6.4$ (Cette valeur, qui était considérablement plus grande que prévue pour un séisme de cette magnitude, résultait de la configuration du site du barrage (vallée encaissée) et de la position de l'appareil enregistreur au sommet d'un des appuis sans cette amplification topographique, l'accélération n'aurait été que de 0.73g. Un autre exemple bien connu (et mal compris) est l'enregistrement du mouvement à la station Tarzana pendant le séisme Northridge (Californie, Etat-Unis) en 1994 dans lequel le coefficient d'amplification spectral a atteint une valeur de 5 dans une bande de fréquence étroite au voisinage de 3 Hz.

Une fois que les effets de site sont mis en évidence, des études approfondies sur ces effets deviennent vitales. En effet, la plupart des zones urbaines et industrielles, en particulier les plus grandes villes dans le monde, sont situées au-dessus des bassins sédimentaires. Les grands séismes dans le passé ont provoqué dans ces zones des pertes humaines et économiques. En ce qui concerne l'effet topographique, il y a deux préoccupations. D'une part, les zones les plus sollicitées par des séismes sont fréquemment montagneuses et, pour des raisons de sécurité, beaucoup de villes et villages ont été construits sur des collines ou montagnes. D'autre part, cet effet est étroitement lié au phénomène de glissement de terrain, observé souvent pendant des forts séismes, qui ont causé de dommages et destructions extrêmement sévères. En conséquence, la prise en compte des effets de site dans les codes parasismiques est indispensable. Cependant, en ce moment seul l'effet de site est incorporé dans quelques codes modernes, l'effet de bassin et l'effet topographique ne sont pas encore pris en compte de manière efficace dans ces codes, ces derniers effet de site nécessite donc des études approfondie pour une meilleure compréhension.

1.2.3 Effet de bassin

L'influence des bassins sédimentaires est relativement intéressante étant donné que de nombreuses villes sont situées en bordures de rivières. Sur ces sites, le pourtour du bassin est constitué d'alluvions, plus mous, et la profondeur de ces alluvions est plus faible qu'à l'intérieur du bassin.

1.3 Quelques exemples de site

Un exemple connu qui fait preuve de ces observations est le cas du séisme Michoacan (Mexique) 1985. Après ce séisme, les dégâts des bâtiments dans le bassin sédimentaire de Mexico City sont considérablement plus graves que ceux des bâtiments sur le rocher affleurant du bassin. Des enregistrements instrumentaux ont montré que le mouvement à l'intérieur de Mexico City a été notablement amplifié en comparaison avec celui à l'extérieur de la ville (figure 1.4). Une autre preuve est le cas du séisme Lima (Peru) 1974. Pendant ce séisme, les accélérogrammes enregistrés à deux sites de même

distance épacentrale ont montré des dissimilitudes prononcées. Le premier site dans le centre de Lima a éprouvé seulement des secousses mineures. Le second site, situé sur un bassin sédimentaire de la Molina, a été soumis aux secousses graves pendant le même séisme. D'autres chercheurs ont observé le même phénomène lors des séismes de Loma Prieta (Etats-Unis) 1989, Northridge (Etats-Unis) 1994, Armenia 1998, ... ceux-ci montrent le rôle important des conditions géotechniques locales sur la réponse sismique du site [Nguyen, 2005].

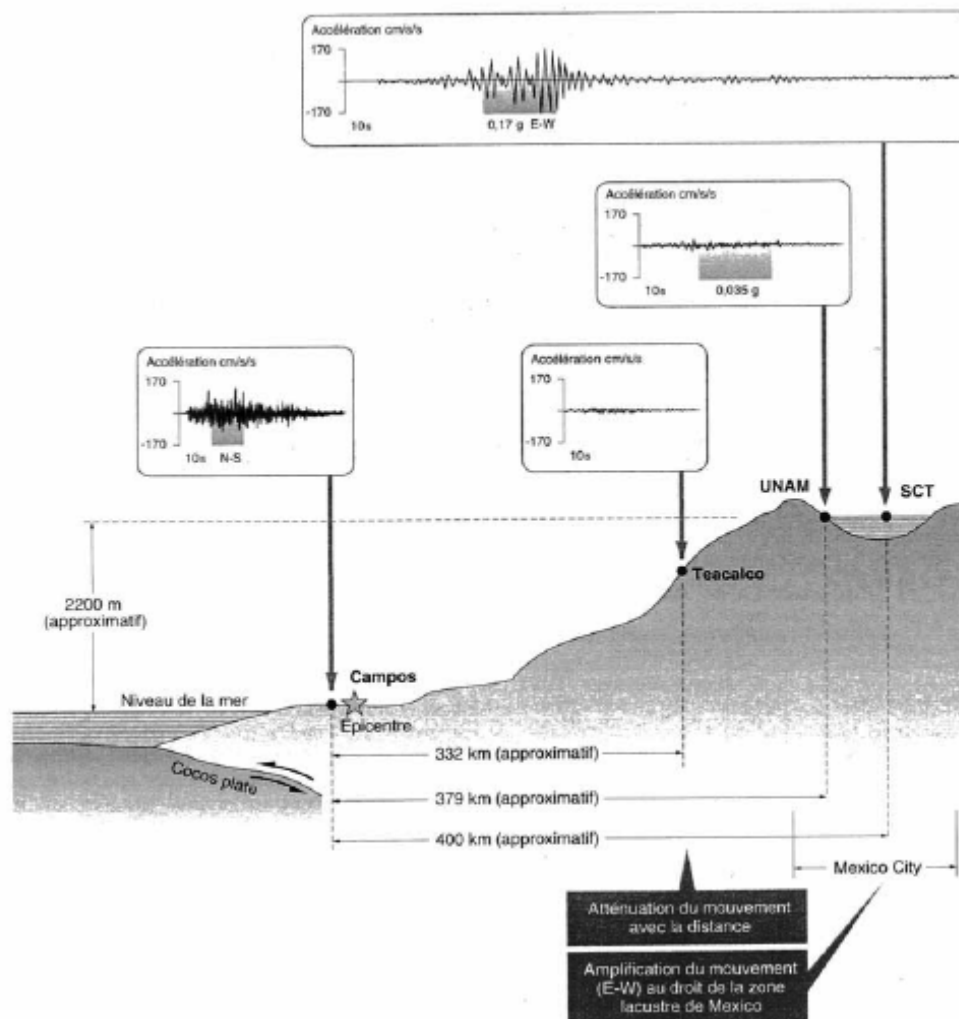


Figure 1.4 Accélérogrammes du séisme de Michoacan (Mexique) du 19 septembre 1985

1.4 Modélisation analytique et numérique du problème de la propagation des ondes sismique dans les milieux poreux

Il y a deux approches fondamentales afin d'estimer les effets de site à savoir l'approche expérimental qui en plein essor et largement utilisé dans le pratique et l'approche par modélisation théorique et numérique basée sur les informations géotechniques disponibles du site. La première approche est indispensable pour une meilleure compréhension des effets de site. La deuxième approche a aussi un rôle primordial non seulement pour la compréhension phénoménologique mais aussi pour la capacité de prédiction des effets de site. Le choix de la méthode utilisée dépend de l'importance de chaque projet et aussi du 'coût' (argent, temps) et de la fiabilité de chaque méthode.

Le problème de la propagation des ondes sismiques à travers les différentes couches constituant un site donné en considérant le sol comme milieu poreux bi-phasique présente un intérêt majeur par rapport à la modélisation classique du sol en milieu solide à une phase. Nous proposons dans le cadre de ce mémoire d'étudier la propagation des ondes sismiques SV dans le sol en le considérant comme un milieu poreux à deux phases, dans le but de développer un modèle poro-élastique du sol. On aboutit alors au modèle de Biot (1956 et 1962) qui fait intervenir comme inconnues non seulement le champ de déplacement dans le solide mais aussi la pression dans le fluide.

Maurice Biot n'a cessé, depuis 1940, de s'intéresser à la déformation des milieux poreux; son travail fondamental et si souvent cité, paru en 1941, donne la loi de consolidation des argiles dans un espace de trois dimensions. La loi qui lie les déformations aux contraintes dans un milieu isotrope en élasticité linéaire, renferme deux coefficients de Lamé ou leurs équivalents. Biot montre la nécessité d'introduire deux coefficients supplémentaires pour décrire un milieu poreux. Ce sont les coefficients de Biot comme on les désigne souvent maintenant. De nombreux travaux ont été consacrés à la comparaison de cette théorie de la consolidation à trois dimensions à la loi très simple que Terzaghi avait énoncée en 1925, en faisant une série d'hypothèses très restrictives souvent perdues de vue en raison même de la grande simplicité de sa méthode. Cette étude des milieux poreux devait conduire Biot à envisager la propagation des ondes acoustiques dans de tels milieux en introduisant le concept de dissipation due au mouvement relatif du fluide par rapport à la matrice solide. Cette "théorie de Biot", élaborée dès 1940, publié la première fois en 1956 et amenée à sa forme définitive en 1962, prévoit l'existence de trois ondes de propagation à l'intérieur d'un milieu poreux, à savoir deux ondes compressives et une onde de cisaillement. Depuis, la "théorie de Biot" suscite de nombreuses applications : diaggraphie de perméabilité par une méthode acoustique, étude des propriétés absorbantes des matériaux. Etc [Biot, 2005].

1.4.1 Travaux antérieurs

- **Solution analytique de la réponse dynamique bidimensionnelle dans le domaine fréquentiel**

Plusieurs formulations analytiques ont été utilisées afin de déterminer la solution « exacte » du problème de propagation d'ondes dans un milieu poro-élastique. Parmi elles, on trouve la résolution de Tabatabaie et al (1994) basée sur la théorie de consolidation dynamique bidimensionnelle de Biot. Leur solution permet de déterminer les déplacements et les contraintes du sol en surface et en n'importe quel point du massif et d'étudier l'effet de certains paramètres tels que la compressibilité et la perméabilité sur la réponse dynamique du solide et du fluide qui composent le sol.

En utilisant la transformée de Fourier complexe et avec une excitation harmonique verticale sur la surface, les auteurs ont proposé une solution analytique de problème bidimensionnel de propagation des ondes.

En considérant que le squelette solide obéit à la loi de Hooke et que le fluide interstitiel suit la loi de Darcy, les équations de mouvement s'expriment comme suit :

$$\mu \nabla^2 u + (\lambda_d + \alpha^2 M + \mu) \text{grad } e - \alpha M \text{ grad } \zeta = \frac{\partial^2}{\partial t^2} (\rho u + \rho_f w) \quad (1.2)$$

$$\text{grad}(\alpha M e - M \zeta) = \frac{\partial^2}{\partial t^2} \left(\rho_f u + \frac{\rho_f}{n} w \right) + \frac{\gamma_f}{k} \frac{\partial w}{\partial t} \quad (1.3)$$

Tel que w est le mouvement relatif de fluide, u est le déplacement de solide, ρ et ρ_f sont respectivement la densité d'ensemble et la densité du fluide, λ_d et μ sont les constantes de Lamé, α et M sont les coefficients de Biot, k est la perméabilité et γ_f est le poids unitaire du fluide interstitiel.

Les chercheurs ont terminés leur travail par la solution du problème aux valeurs propres donc les solutions général sont les déplacements de solide et fluide interstitiel.

- **Méthode des couches minces**

La méthode des couches minces est formulée par Nogami et Kazama (1991) pour calculer la réponse dynamique des sols saturés. La formulation est basée sur les équations de Biot qui décrit le comportement dynamique d'un milieu poro-élastique saturé de fluide interstitiel. La réponse dynamique de sol saturé est calculée pour plusieurs cas en utilisant la formulation développée. Les effets de conditions de saturation sont examinés pour les couches des sols avec un niveau d'eau au-dessus de la surface de sol. Il a été trouvé que les conditions aux limites avec un niveau d'eau au-dessus de la surface peuvent affecter considérablement la réponse dynamique du profile du sol.

Lors de l'application d'une charge dynamique sur un dépôt de sol saturé, le mouvement relatif du fluide interstitiel par rapport au squelette solide peut être induit. En conséquence, le mouvement transitoire et la redistribution du fluide dans les pores peuvent considérablement affecter la réponse dynamique du sol. Cette dernière est influencée généralement par le taux de chargement, la perméabilité du sol, le gradient des pressions et les conditions aux limites.

Plusieurs chercheurs (e.g. Kause et Roeset; Lysmar et Waas) ont présenté une méthode dite la méthode des couches minces qui combine le schéma de l'élément fini et la solution analytique des équations de Biot. Cette approche demande un effort de calcul moins que l'approche de l'élément fini classique. Cette méthode a été appliquée au calcul de la réponse dynamique d'un milieu d'une seule phase et aussi dans les milieux poreux.

- **Méthode des éléments de frontière**

La méthode des éléments de frontière repose sur la discrétisation d'équations intégrales aux frontières. L'étude de ces dernières a commencé il y a plus d'un siècle et constitue une branche importante de la physique mathématique classique. L'utilisation de la méthode des éléments de frontière en tant qu'outil de résolution numérique est toutefois postérieure à celui des méthodes des éléments finis et des différences finies. Les premiers développements numériques utilisant la méthode des éléments de frontière effectués sur des problèmes réels ont été proposés durant les années soixante. Les travaux de Jaswan et Ponter (1963) ont été consacré à la résolution de l'équation de Poisson, et Friedman et Shaw (1962) en acoustique et ceux de Cruse et Rizzo (1968) en élasticité.

En ce qui concerne l'application de la méthode des éléments aux frontières dans le domaine des sols poro-élastique, cette formulation a été présentée à la première fois par Dominguez (1991, 1992). En même temps, Cheng et *al* (1991) ont présenté une autre formulation d'équation intégrale. La formulation de Cheng et *al*. (1991) est écrite en termes de différents paramètres dynamiques et cinématiques.

La formulation des équations intégrales de frontière s'obtient à partir de la relation de réciprocité établie en fonction des déplacements du solide, des contraintes de tractions aux frontières du solide, des contraintes agissant sur le fluide, des déplacements du fluide par rapport à la normale de la frontière et des forces de volume :

$$\sigma_{ij,j} + X_i = \frac{\partial^2}{\partial t^2} (\rho_s u_i + \rho U_i) + b \frac{\partial}{\partial t} (u_i - U_i) \quad (1.4)$$

$$\sigma_{,i} + X'_i = \frac{\partial^2}{\partial t^2} (\rho u_i + \rho_f U_i) - b \frac{\partial}{\partial t} (u_i - U_i) \quad (1.5)$$

Où σ_{ij} représente les contraintes du solide, et σ celle du fluide. b est une constante de dissipation, et X_i et X'_i sont des forces de volumes.

La méthode des éléments de frontière représente une alternative élégante à la méthode des éléments finis pour les problèmes de propagation d'ondes, en particulier pour des milieux linéaires et non bornés. Elle permet en effet de s'affranchir d'artifices numériques (conditions aux limites, éléments absorbants, extension du maillage...) souvent nécessaires en éléments ou en différences finis sur les bords du maillage pour

traduire le caractère non-borné du problème. En même temps, la quantité d'erreur numérique due à la dispersion numérique des ondes au cours de la propagation au sein du milieu est considérablement réduite, de même que le volume de calcul nécessaire, puisque seuls sont utiles à l'obtention d'une solution les noeuds d'interface entre les différents milieux.

- **Méthode des éléments finis**

La méthode des éléments finis est une méthode numérique de résolution approchée des équations différentielles décrivant les phénomènes physiques de l'ingénierie. Elle connaît, depuis 1970 environ, une extension fantastique, qui va de pair avec le développement et l'accroissement de puissance des ordinateurs. Elle est devenue un outil de travail, calcul et conception quotidien, voir familier, de l'ingénieur, dans des domaines aussi variés que l'analyse des structures, le transfert de chaleur, la mécanique des fluides, l'électromagnétisme, les écoulements souterrains, la combustion ou encore la diffusion des polluants. Ce développement s'est accompagné de la mise au point de programmes de calcul capables de résoudre des problèmes d'une étonnante complexité. Mais, pour l'utilisateur, il s'agit souvent de boîtes noires (Frey, 2001). Depuis 1980 environ, l'utilisation de la méthode des éléments finis a connu un développement très important dans les bureaux d'études et les centres de recherches en géotechnique et dynamique des sols et des structures. Ainsi, il est aujourd'hui courant de réaliser, pour des grands projets, des analyses par éléments finis afin de vérifier la stabilité d'un ouvrage en interactions avec son environnement, de contrôler les valeurs de déplacements admissibles et d'aider au dimensionnement des structures. En pratique, les logiciels de calcul par éléments finis sont devenus des outils pour l'ingénieur, au même titre que les méthodes de calcul traditionnelles de la mécanique et dynamique des sols. L'utilisation d'un code de calcul a été rendue très facile par le développement de pré- et de post-processeurs conviviaux et simples d'emploi (Mestat et Prat 1999). Il est primordial d'avoir une connaissance de base solide des principes, théories et méthodes utilisées dans la méthode des éléments finis pour pouvoir utiliser ces logiciels dans les problèmes pratiques avec sûreté et sécurité.

Le phénomène de la propagation des ondes sismiques dans les milieux poreux implique souvent des domaines qui ont des épaisseurs finies, mais latéralement étendu. Pour cet raison la méthode des éléments finis a été la première méthode numérique développée pour la résolution des problèmes de propagation d'ondes sismique dans un milieu poro-élastique en tenant en compte des conditions géologiques locales de sol (milieu multicouches, non homogène, etc.) (Khalili, Yazdchi.1999).

Le profil de sol et la roche sont modélisés comme un milieu poreux partiellement saturé caractérisé par son degré de saturation, porosité, perméabilité, compressibilité et autres caractéristiques.

Les équations de Biot restent la base fondamentale de tout modèle analytique ou numérique qui s'écrit dans ce contexte en fonction des contraintes et des déplacements de la façon suivante :

$$\sigma_{ij,j} + \rho b_i - \rho \ddot{u}_i - \rho_f \left(\frac{\partial \dot{w}_i}{\partial t} + \dot{w}_k \dot{w}_{i,k} \right) = 0 \quad (1.6)$$

$$-p_{,i} + \rho_f b_i = \rho_f \left(\ddot{u}_i + \frac{1}{n} \left(\frac{\partial \dot{w}_i}{\partial t} + \dot{w}_k \dot{w}_{i,k} \right) \right) + \frac{R_i}{n} = 0 \quad (1.7)$$

b_i représente les forces de volume.

R_i représente le coefficient visqueux linéarisé. k_{ij} et k sont les perméabilités dans le cas anisotrope et isotrope respectivement.

Cette méthode s'achève par une écriture de trois matrices représentant les termes fondamentaux du système d'équation linéaire ayant les inconnues : déplacement du solide, pression interstitiel et déplacement de corps.

$$\begin{bmatrix} M_s & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & M_f \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{\bar{u}} \\ \ddot{\bar{p}} \\ \ddot{\bar{U}} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_1 & 0 & -C_2 \\ 0 & 0 & 0 \\ -C_2^T & 0 & C_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\bar{u}} \\ \dot{\bar{p}} \\ \dot{\bar{U}} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K & -G_1 & 0 \\ -G_1^T & P & -G_2^T \\ 0 & -G_2 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \bar{u} \\ \bar{p} \\ \bar{U} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{f}_s \\ \bar{f}_p \\ \bar{f}_f \end{bmatrix} \quad (1.8)$$

Ce modèle d'élément fini a été développé et comparé avec la solution exacte, Il est montré que les résultats d'élément finis sont proches de ceux qui ont été obtenus par les méthodes analytiques.

• Méthode des matrices de transfert

Cette méthode consiste à évaluer de la fonction de transfert entre la surface libre et l'espace semi infini qui est une étape importante pour étudier l'influence de la géologie locale du site sur la réponse sismique des structures. Elle est valable au modèle poro-élastique de sol stratifié horizontalement sollicité par plusieurs types d'ondes sismiques (P1, P2 et S) se propageant sous divers angles d'incidence à partir d'un espace semi infini poreux élastique. Yang (2000) a étudié l'effet des déférentes caractéristiques de sol sur les composantes horizontale et verticale de la réponse sismique de tout le profil induit par les ondes SV en utilisant la méthode des matrices de transfert.

La méthode consiste à écrire sous une forme matricielle, les expressions des déplacements, des contraintes et de la pression interstitielle du fluide à la base de chaque couche en fonction des amplitudes des ondes réfractées et amplitudes des ondes réfléchies (de la couche elle-même).

$$\begin{Bmatrix} u_x(h_j) \\ u_z(h_j) \\ w_z(h_j) \\ P_f(h_j) \\ \tau_{xz}(h_j) \\ \sigma_{zz}(h_j) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} -ipC_{p_1} & -pS_{p_1} & -ipC_{p_2} & -pS_{p_2} & -q_3S_s & -iq_3C_s \\ -q_1S_{p_1} & -iq_1C_{p_1} & -q_2S_{p_2} & -iq_2C_{p_2} & -ipC_s & -pS_s \\ -\delta_1q_1S_{p_1} & -\delta_1iq_1C_{p_1} & -\delta_2q_2S_{p_2} & -\delta_2iq_2C_{p_2} & -\delta_3ipC_s & -\delta_3pS_s \\ -l_1^2D_1C_{p_1} & il_1^2D_1S_{p_1} & -l_2^2D_2C_{p_2} & il_2^2D_2S_{p_2} & 0 & 0 \\ 2iN_1S_{p_1} & -2N_1C_{p_1} & 2iN_2S_{p_2} & -2N_2C_{p_2} & N_4C_s & -iN_4S_s \\ -H_1C_{p_1} & iH_1S_{p_1} & -H_2C_{p_2} & iH_2S_{p_2} & 2iN_3S_s & -2N_3C_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} A_{11} + A_{12} \\ A_{11} - A_{12} \\ A_{21} + A_{22} \\ A_{21} - A_{22} \\ B_{s1} + B_{s2} \\ B_{s1} - B_{s2} \end{Bmatrix} \quad (1.9)$$

Les conditions aux limites entre deux couches successives sont vérifiées (même déplacements, mêmes contraintes et même pression). En se basant sur cette définition et par récurrence à la dernière couche (au bas), on peut exprimer le vecteur contrainte déplacement au sommet du multicouches en fonction du vecteur potentiel de la dernière couche.

La fonction de transfert du profil est obtenue en effectuant le rapport entre la réponse au sommet du multicouches et la réponse au niveau de l'affleurement rocheux (les potentiels incidents étant supposés être les mêmes).

N.B : Les éléments de la matrice écrite ci-dessus sont définis en détail dans le chapitre 3.

- **Méthode des matrices de rigidité**

Cette méthode est proposée par Rajapakse et Senjuntichai (1995) a été présentée pour évaluer la réponse dynamique d'un multicouches poro-élastique dû aux charges sismiques en présence d'un fluide à l'intérieur du sol. Le système considéré se compose de N couches de propriétés géotechniques et épaisseurs différentes reposant sur un espace semi infini à base rigide.

Les inconnues de base de la méthode sont les déplacements et les pressions interstitielles de fluide aux interfaces de la couche en terme de transformé de Fourier. La matrice de rigidité exacte décrit le rapport entre déplacement généralisé et vecteurs de force d'une couche d'épaisseur finie. Les éléments des matrices de rigidité élémentaire sont dérivés explicitement dans le domaine fréquentielle en utilisant des solutions analytiques des équations de Biot pour les milieux poreux.

$$v(k, z) = \begin{Bmatrix} iu_x \\ u_z \\ P \end{Bmatrix} ; \quad f(k, z) = \begin{Bmatrix} i\tau_{xz} \\ \sigma_z \\ w_z \end{Bmatrix} \quad (1.10)$$

La matrice de rigidité et le vecteur de force globaux sont obtenues en assemblant les matrices de rigidités élémentaires et les vecteurs de force des différentes couches de sol et la matrice de rigidité du semi-espace sous-jacent en considérant la continuité des forces de tractions et pressions interstitielles du fluide aux interfaces des couches.

Le système global obtenu, pour un demi-espace supportant un multicouches, est le suivant

$$\begin{bmatrix} K^{(1)} & & & \\ & K^{(2)} & & \\ & & \ddots & \\ & & & K^{(N)} \\ & & & & K^{(N+1)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u^{(1)} \\ u^{(2)} \\ \vdots \\ u^{(N)} \\ u^{(N+1)} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} t^{(1)} \\ t^{(2)} \\ \vdots \\ t^{(N)} \\ t^{(N+1)} \end{Bmatrix} \quad (1.11)$$

1.4.2 Discussion

Dans ce chapitre, une recherche bibliographique citant plusieurs méthodes analytiques et numériques et montrant l'intérêt fort important réservé à ce sujet a été menée. La comparaison entre ces différentes méthodes en matière de coût et performance, nous a conduit à choisir la méthode des matrices de rigidité dans ce travail.

En effet, la méthode des matrices de rigidité donne une matrice symétrique et bien conditionnée, sa largeur de bande est égale à 6. De plus, le nombre d'inconnues dans le système final est de $3(N+1)$ alors qu'avec la méthode des matrices de transfert, présentée précédemment a un nombre total d'inconnues $(6N+3)$. En plus, la méthode des éléments finis et la méthode des éléments de frontière nécessitent un nombre important des noeuds, qui se traduit par un calcul très lourd.

Ceci rend la méthode des matrices de rigidité beaucoup plus intéressante du point de vue implémentation numérique.

1.5 Conclusion

L'objectif essentiel de cette recherche bibliographique est, d'une part, la mise en évidence du caractère de l'effet de site, par son définition et ses formes (topographique et caractéristiques géotechniques) à travers quelques exemples montrant son importance dans le calcul parasismique des structures, et d'autre part, la mise en exergue de développement analytique et numérique du problème de la propagation des ondes sismiques à travers les différentes couches constituant un site donné en considérant le sol comme étant un milieu poreux à deux phases (squelette solide et fluide interstitiel).

Chapitre II

Propagation des ondes sismique
dans les milieux poreux

Chapitre 2

Propagation des ondes sismiques dans les milieux poreux

2.1. Introduction

L'analyse d'un problème de dynamique des sols saturés implique l'établissement d'un ensemble d'équations décrivant les différents aspects intervenant dans le comportement de ces derniers.

Le sol saturé est un matériau composé d'un squelette (grains solides) comportant des vides – ou pores – remplis de fluide. A l'échelle microscopique, le milieu n'est pas homogène; mais à une échelle suffisamment petite devant celle des ouvrages étudiés et suffisamment grande devant la taille des grains de sol, le matériau peut être considéré comme homogène. Il existe deux approches pour l'étude du comportement des milieux non homogènes : l'homogénéisation et l'approche macroscopique.

Dans l'approche macroscopique, en un point, le milieu est considéré continu avec la coexistence de deux phases différentes ayant des cinématiques différentes. La méthode consiste alors à écrire les équations d'équilibre de chaque phase et les équations inter-phases (forces d'interaction). La théorie de la consolidation tridimensionnelle de Terzaghi rentre dans cette catégorie. La généralisation au cas tridimensionnel a été présentée par Biot (1962) qui a ensuite étendu sa théorie aux problèmes dynamiques.

Dans ce travail, nous nous intéressons à l'approche macroscopique basée sur le modèle dynamique de Biot.

2.2. Les équations gouvernantes d'un milieu poreux

2.2.1. Formulation physique de problème

Dans ce qui suit, l'indice s sera utilisé pour le solide et l'indice f pour le fluide. On introduit le mouvement relatif du fluide par rapport au squelette solide : $w = n(U - u)$, U et u étant les déplacements du solide et du fluide et n la porosité définie par :

$$n = \frac{V_v}{V_t} \quad (2.1)$$

Où V_v représente le volume des vides et V_t le volume total.

- **Conservation de la quantité de mouvement**

L'équilibre d'un élément de volume du milieu biphasique s'exprime par:

$$\nabla \sigma + \rho g = (1 - n)\rho_s \ddot{u} + n\rho_f \ddot{U} \quad (2.2)$$

Avec :

- $\ddot{u}$ Accélération du fluide.
- $\ddot{U}$ Accélération du solide.
- ρ_s Masse volumique de la phase solide.
- ρ_f Masse volumique de la phase fluide.
- $\rho = (1 - n)\rho_s + n\rho_f$: Masse volumique du mélange solide-fluide.

En introduisant l'accélération relative du fluide par rapport au solide $\ddot{w}$, l'équation d'équilibre devient :

$$\nabla \sigma + \rho g = \rho \ddot{u} + n\rho_f \ddot{w} \quad (2.3)$$

- **Equilibre dynamique du fluide**

L'équilibre du fluide sous l'action des forces de gravité et des forces d'inertie est régit par la loi de Darcy généralisée :

$$-\nabla P + \rho_f g = \rho_f \ddot{U} + \frac{\rho_f g}{K} \dot{w} \quad (2.4)$$

Compte tenu de la définition du mouvement relatif du fluide par rapport au solide, cette équation devient :

$$-\nabla P + \rho_f g = \rho_f \ddot{u} + \frac{\rho_f}{n} \ddot{w} + \frac{\rho_f g}{K} \dot{w} \quad (2.5)$$

- **Loi de comportement**

Les relations reliant les contraintes, la pression interstitielle et les déformations sont les suivantes :

$$\sigma_{ij} = \lambda e \delta_{ij} + 2\mu \varepsilon_{ij} - \alpha \delta_{ij} P_f \quad (2.6)$$

$$P_f = M \zeta - \alpha M e \quad (2.7)$$

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} (u_{i,j} + u_{j,i}) \quad (2.8)$$

avec :

σ_{ij}	Le tenseur des contraintes totales.
P_f	La pression interstitielle.
$e = \text{div } u$	Les déformations volumétriques associées au squelette solide.
$\zeta = -\text{div } w$	L'incrément volumétrique du fluide.
ε_{ij}	Le tenseur des déformations.
δ_{ij}	Le symbole de Kronecker.
λ et μ	Les coefficients de Lamé.

$$\alpha = 1 - \frac{K_b}{K_s} \quad \text{et} \quad M = \frac{K_s^2}{K_d - K_b}$$

α et M sont les constantes de Biot qui permettent de prendre en compte la compressibilité des grains solide et du fluide.

K_s et K_b sont les modules d'incompressibilité des grains solides et du squelette respectivement.

$$K_d = K_s \left[1 + n \left(\frac{K_s}{K_f} - 1 \right) \right] \quad \text{et} \quad K_f = \frac{1}{\frac{1}{K_w} + \frac{1 - S_r}{P_a}} \quad (2.9)$$

K_f et K_w sont les modules d'incompressibilité du fluide interstitiel et de l'eau, P_a est la pression atmosphérique.

• Equations de mouvement

En réécrivant les équations (2.4) et (2.5) en fonction des déplacements u et w uniquement et en tenant compte des lois de comportement, on aboutit au système d'équations couplées suivant :

$$\mu \nabla^2 u + (\lambda + \alpha^2 M + \mu) \nabla e - \alpha M \nabla \zeta = \rho \ddot{u} + \rho_f \ddot{w} \quad (2.10)$$

$$\alpha M \nabla e - M \nabla \zeta = \rho_f \ddot{u} + \frac{\rho_f}{n} \ddot{w} + \frac{\eta}{k} \dot{w} \quad (2.11)$$

η est la viscosité du fluide et k la perméabilité en m^2 , reliée à la perméabilité cinématique par la relation :

$$k = K \frac{\eta}{\rho_f g} \quad (2.12)$$

En utilisant la décomposition de Helmholtz pour le champ de déplacement telle que :

$$u = \nabla \varphi_s + \text{rot } \psi_s \quad (2.13)$$

$$w = \nabla \varphi_f + \text{rot } \psi_f \quad (2.14)$$

Dans laquelle φ_s et ψ_s sont les potentiels associés à la phase solide et φ_f et ψ_f sont les potentiels associés à la phase fluide, les équations de mouvement (2.10) et (2.11) deviennent :

$$\begin{bmatrix} \rho & \rho_f \\ \rho_f & \rho_f/n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\phi}_s \\ \ddot{\phi}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & b \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\phi}_s \\ \dot{\phi}_f \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} \lambda + 2\mu + \alpha^2 M & \alpha M \\ \alpha M & M \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \nabla^2 & 0 \\ 0 & \nabla^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_s \\ \phi_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.15)$$

$$\begin{bmatrix} \rho & \rho_f \\ \rho_f & \rho_f/n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\psi}_s \\ \ddot{\psi}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & b \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\psi}_s \\ \dot{\psi}_f \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} \mu & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \nabla^2 & 0 \\ 0 & \nabla^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \psi_s \\ \psi_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.16)$$

Avec : $b = \eta/k$ est la force dissipative.

• Vitesse de propagation des ondes sismiques

Les équations (2.15) et (2.16) décrivant la propagation d'ondes de compression et de cisaillement dans un milieu poreux. En supposant que la solution générale à ce problème s'écrit sous la forme suivante :

$$\{\phi\} = \begin{Bmatrix} \phi_s \\ \phi_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} A_s \exp[i(\omega t - \vec{l}_p \cdot \vec{r})] \\ A_f \exp[i(\omega t - \vec{l}_p \cdot \vec{r})] \end{Bmatrix} \quad (2.17)$$

$$\{\psi\} = \begin{Bmatrix} \psi_s \\ \psi_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} B_s \exp[i(\omega t - \vec{l}_s \cdot \vec{r})] \\ B_f \exp[i(\omega t - \vec{l}_s \cdot \vec{r})] \end{Bmatrix} \quad (2.18)$$

Avec $\vec{l}_p$ et $\vec{l}_s$ représentant les vecteurs d'ondes et $\vec{r}$ le vecteur des coordonnées.

En introduisant les équations (2.17) et (2.18) dans les équations de mouvement (2.15) et (2.16), on obtient les équations caractéristiques suivantes :

$$\begin{vmatrix} \rho\omega^2 - (\lambda + 2\mu + \alpha^2 M)l_p^2 & \rho_f\omega^2 - \alpha M l_p^2 \\ \rho_f\omega^2 - \alpha M l_p^2 & (\rho_f/n)\omega^2 - M\rho_f\omega^2 - \alpha M l_p^2 - ib\omega \end{vmatrix} = 0 \quad (2.19)$$

$$\begin{vmatrix} \rho\omega^2 - \mu l_s^2 & \rho_f\omega^2 \\ \rho_f\omega^2 & (\rho_f/n)\omega^2 - ib\omega \end{vmatrix} = 0 \quad (2.20)$$

La résolution de ce système d'équation met en évidence l'existence de trois types d'ondes dans le milieu poreux, à savoir deux ondes de compression P_1 et P_2 et une onde de cisaillement S.

Ainsi, à partir de la relation (2.20), l'expression de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement est :

$$V_s = \sqrt{\frac{\mu(ibn - \omega\rho_f)}{\omega(\rho_f^2 n - \rho\rho_f) + i\rho b n}} \quad (2.21)$$

Avec : $\rho = \rho_s(1-n) + \rho_f n$

Pour ce qui est des vitesses de propagation des ondes P_1 et P_2 , leur détermination passe par la résolution de l'équation du quatrième degré suivante :

$$l_p^4 [M(\lambda + 2\mu)] + l_p^2 \left[M\omega^2 (2\rho_f \alpha - \rho) + (\lambda + 2\mu + \alpha^2 M) \left(ib\omega - \frac{\rho_f}{n} \omega^2 \right) \right] + \omega^4 \left(\rho \frac{\rho_f}{n} - \rho_f^2 \right) - ib\rho\omega^3 = 0 \quad (2.22)$$

$$V_{P1} = \sqrt{\frac{2\tilde{a}\omega^2}{-\tilde{b} + \sqrt{\tilde{b}^2 - 4\tilde{a}\tilde{c}}}} \quad \text{et} \quad V_{P2} = \sqrt{\frac{2\tilde{a}\omega^2}{-\tilde{b} - \sqrt{\tilde{b}^2 - 4\tilde{a}\tilde{c}}}} \quad (2.23)$$

$$\tilde{a} = M(\lambda + 2\mu) \quad (2.24)$$

$$\tilde{b} = M\omega^2 (2\rho_f \alpha - \rho) + (\lambda + 2\mu + \alpha^2 M) \left(ib\omega - \frac{\rho_f}{n} \omega^2 \right) \quad (2.25)$$

$$\tilde{c} = \omega^4 \left(\frac{\rho\rho_f}{n} - \rho_f^2 \right) - ib\rho\omega^3 \quad (2.26)$$

Ces ondes sont dispersives. Les vitesses de propagation associées à chacune d'elles sont fonction de la fréquence d'excitation et des propriétés du milieu considéré.

A partir des mêmes équations caractéristiques, il est possible de tirer les rapports entre les amplitudes des potentiels associés aux mouvements du solide et ceux associés aux mouvements de fluide.

$$\left[\rho\omega^2 - (\lambda + 2\mu + \alpha^2 M) l_p^2 \right] A_s + \left[\rho_f \omega^2 - \alpha M l_p^2 \right] A_f = 0 \quad (2.27)$$

$$\frac{A_s}{A_f} = \frac{(\lambda + 2\mu + \alpha^2 M) l_p^2 - \rho\omega^2}{\rho_f \omega^2 - \alpha M l_p^2} \quad (2.28)$$

et:

$$\left[\rho\omega^2 - \mu l_s^2 \right] B_s + \left[\rho_f \omega^2 \right] B_f = 0 \quad (2.29)$$

$$\frac{B_s}{B_f} = \frac{\mu l_s^2 - \rho\omega^2}{\left[\rho_f \omega^2 \right]} \quad (2.30)$$

2.3. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons intéressée à l'approche macroscopique basée sur le modèle dynamique de Biot (1962), la considération de sol comme étant un milieu poreux à deux phases est très proche de la réalité puisqu'elle prend la totalité des caractéristiques mécaniques de sol. Dans ce contexte, le modèle de Biot représente le corps de notre code de calcul élaboré dans ce travail de recherche.

Chapitre III

Comportement dynamique des sols

Chapitre 3

Comportement dynamique des sols

3.1. Introduction

L'une des connaissances de base nécessaire pour évaluer la réponse d'un sol lors d'un séisme, est l'étude des ses propriétés sous chargement cyclique dans son état naturel.

Les caractéristiques des sols les plus importantes pour l'analyse dynamique sont la rigidité, l'amortissement matériel et la masse volumique. Celles-ci interviennent directement dans le calcul de la réponse dynamique de profil de sol. En outre, l'effet de degré de saturation ainsi que l'effet de la distribution des grandeurs de grain (granulométrie) peuvent être importants, particulièrement sur les profils de sols sableux saturés.

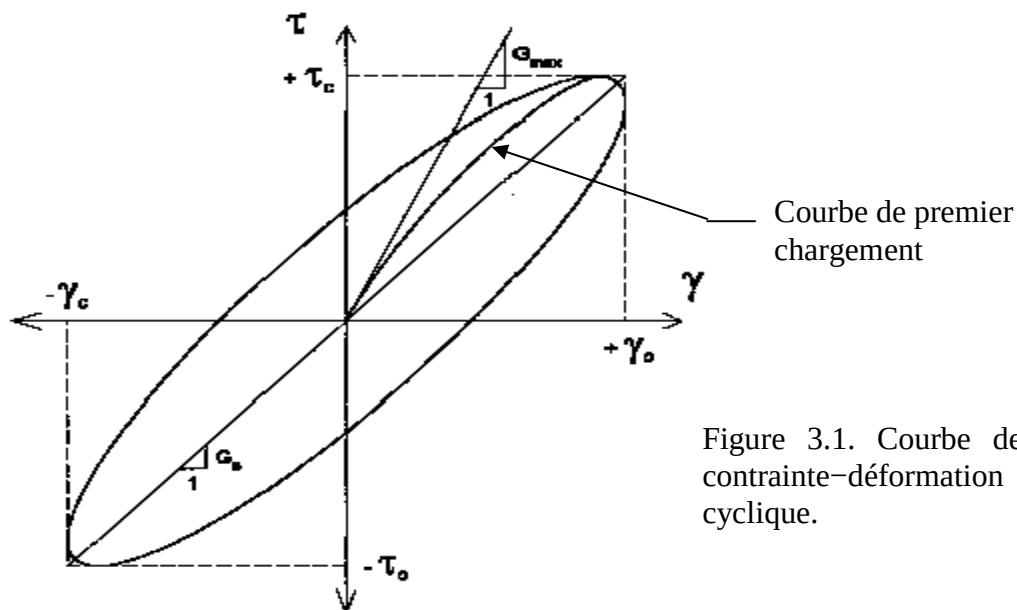
3.2. Relation Contrainte Déformation

Sous l'effet des charges dynamiques fortes, le sol réagit de manière non linéaire. Les charges dynamiques développent dans le sol des contraintes dynamiques qui modifient son comportement classique (relation contrainte déformation statique). Le comportement dynamique est extrêmement compliqué et il ne peut pas se traduire par une relation contrainte déformation analytique. En général, les déformations normales et tangentielles dans le sol sont générées par des contraintes normales et tangentielles.

Soit un élément de sol initialement en équilibre dans un état de contraintes normales statiques. On soumet cet élément à un cisaillement simple cyclique et symétrique. Des déformations de cisaillement (γ) sont alors développées (figure 3.1). La relation entre contrainte et déformation est obtenue. Si un cycle complet de cisaillement cyclique est défini, le début et la fin du chargement sont indiqués par la contrainte de cisaillement maximale, la relation contrainte –déformation du premier cycle peut être prise comme une boucle hystérétique fermée. Elle est constituée de deux relations non linéaire et symétrique (τ - γ) obtenues à partir d'un chargement et déchargement. La partie initiale de ce chargement peut être représentée exceptionnellement par une relation linéaire.

Les différentes relations (τ - γ) obtenues par chargement et déchargement montrent que le sol a un comportement non linéaire et non élastique. L'énergie de dissipation intervient à cause de l'amortissement matériel du sol.

Un exemple de chargement de sol par un cisaillement simple est la vibration de couches de sol horizontales sous l'effet d'ondes de cisaillement se propageant verticalement engendrées lors d'un séisme. L'élément de sol à une profondeur z avant le début de vibration est en équilibre statique sous l'effet des contraintes effectives (σ_1') et ($K_0 \sigma_1'$). Durant la vibration sismique entre deux temps t_i et t_{i+1} , l'élément est sujet à des forces dynamiques qui causent des contraintes de cisaillement τ_i et τ_{i+1} des déformations équivalentes γ_i et γ_{i+1} . Durant la vibration et en fonction de l'amplitude de vibration, la relation (τ - γ) apparaît complexe dans l'élément à cause de l'amplitude variable de la force de cisaillement. La propriété la plus intéressante dans cette relation est les différents niveaux de non-linéarité et d'énergie de dissipation qui sont directement liés aux amplitudes du chargement vibratoire.



3.3. Module de cisaillement dynamique

Une boucle hystérétique correspondant à un cycle complet de chargement dynamique est caractérisée par le fait que seulement pour quelques valeurs de chargement déchargement, généralement faibles, il existe une proportionnalité entre les contraintes et les déformations. En dehors de ces valeurs, le rapport entre contraintes et déformations est extrêmement non proportionnel. On se basant sur ce fait, on définit le module de cisaillement tangentiel G_t :

$$G_t = \frac{d\tau}{d\gamma} \quad (3.1)$$

Il est trivial que ce module est variable. Pour tout point arbitraire sur la boucle hystérétique, i , le module G_{ti} (figure 3.3) correspondant à :

$$G_{ti} = \frac{d\tau}{d\gamma} \quad \text{Pour } \gamma = \gamma_i \quad (3.2)$$

L'expression de la distorsion du ce modèle hyperbolique donnée par Kondner et Zelasko

$$\tau = \frac{G_{\max} \gamma}{1 + \frac{G_{\max}}{\tau_{\max}} \gamma} = \frac{G_{\max} \gamma}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_{ref}}} \quad \text{Avec} \quad \frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_{ref}}} \quad (3.3)$$

Sur la base de ces définitions, deux modules représentatifs peuvent être définis comme suit:

$G_{\max}$: Module de cisaillement maximum.

G : Module de cisaillement sécant.

Le module de cisaillement maximum correspond à la pente de la courbe au voisinage des points de début de chargement ou déchargement pour de petites déformations de cisaillement, n'excédant pas en général 10^{-4} .

En prenant en considération l'intervalle de ces déformations, où le sol a un comportement linéaire, $G_{\max}$ peut être défini par une constante à partir de laquelle on peut corréler les déformations et les contraintes. Ce module est utilisé pour la définition de modèle linéaire de la relation ($\tau - \gamma$).

Le module de cisaillement sécant est défini par la pente de la sécante de la boucle hystérétique passant par les points extrêmes (Figure 3.2).

G est défini comme suit :

$$G = \frac{|\tau_{\max}| + |\tau_{\min}|}{|\gamma_{\max}| + |\gamma_{\min}|} \quad (3.4)$$

Le module de cisaillement sécant peut être interprété comme étant le module moyen dans l'intervalle $(\pm \gamma)$. Il est utilisé pour la définition de modèles linéaires équivalents.

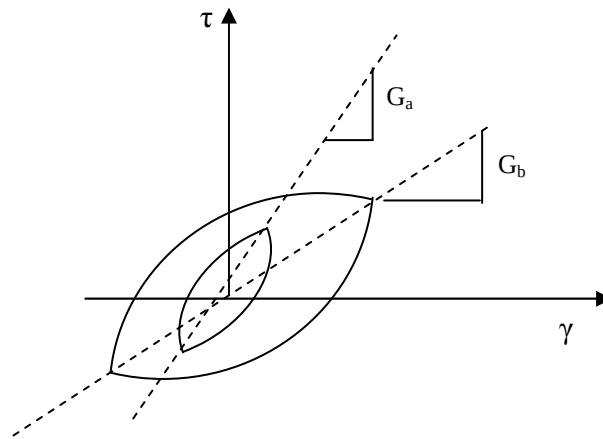


Figure 3.2 Variation du module de cisaillement sécant

3.4. Notion de l'amortissement

Une autre caractéristique importante du comportement des sols sous chargement dynamique, exprimée par la boucle hystérétique (τ - γ) est l'amortissement. La relation (τ - γ) en chargement est différente qu'en déchargement, comme le montre la figure (3.2). Cette différence est due au fait que l'énergie transmise au sol sous chargement dynamique et le travail effectué par déformations-contraintes ne sont pas complètement réversibles à cause de pertes d'énergie due au frottement matériel interne. Cette perte d'énergie représente l'amortissement matériel interne du sol. L'amortissement est la propriété physique d'un système à dissiper de l'énergie. Il existe plusieurs approches pour définir l'amortissement. Ces approches peuvent être classées en deux catégories:

La première définit l'amortissement physique d'un système à partir de la réponse de ce système à différentes conditions de chargement. C'est ce qu'on appelle l'amortissement visqueux. Le système physique est constitué d'éléments structuraux : ressorts, amortisseurs et éléments inertiels (Figure 3.3). Ce système physique est remplacé par un système équivalent visqueux linéaire et la réponse de ce système est obtenue en appliquant une approche adéquate.

La deuxième approche est que l'énergie de dissipation prend place dans le matériau des éléments structuraux du système physique. L'amortissement dans ce cas, peut être défini à partir des caractéristiques de la relation $(\tau-\gamma)$ qui représente la force totale de déformation du système sous différentes conditions de chargement. Puisque plusieurs matériaux se comportent de manière non linéaire sous ces conditions de chargement, il apparaît clairement qu'on peut définir les caractéristiques de l'énergie de dissipation du matériau à partir de sa relation $(\tau-\gamma)$.

$$D = \frac{\Delta W}{4\pi W} \quad (3.5)$$

D : Le rapport de l'énergie dissipée.

ΔW : L'énergie d'amortissement à la résonance.

W : L'énergie de la déformation.

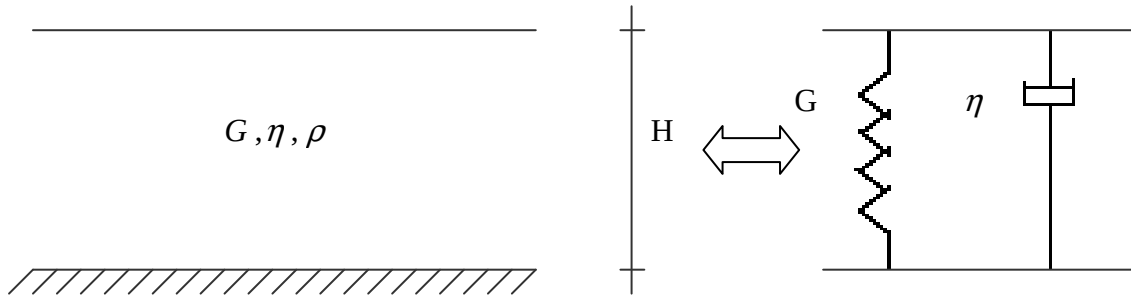


Figure 3.3 Modèle de Kelvin -Voigt

Le coefficient η étant défini comme le rapport de l'énergie dissipée D au court de cycle à 2π fois l'énergie élastique emmagasinée W.

$$\eta = \frac{D}{2\pi W} \quad (3.6)$$

On a $G = G_{\max} + i\omega\eta$.

En introduisant le coefficient d'amortissement critique ξ qui vaut $\xi = \frac{\omega\eta}{2G}$

$$G = G_{\max} (1 + 2i\xi) \quad (3.7)$$

En conclusion, le comportement dissipatif non linéaire du sol peut être approché à l'aide d'un modèle viscoélastique linéaire équivalent.

3.5. Evolution de module de cisaillement et de l'amortissement en fonction de la distorsion

Pour calculer le module de cisaillement et l'amortissement, plusieurs chercheurs ont développé des courbes basées sur des mesures de laboratoire.

En 1970, Seed et Idriss ont réalisé des essais au laboratoire sur les sables et les argiles pour extraire des lois de comportement caractérisant ces matériaux, ils ont trouvés des résultats semblables aux autres études.

Hardin et Drnevich (1972) ont démontré que la contrainte de confinement, la valeur de la déformation angulaire et l'indice de vide sont des facteurs principaux affectant les propriétés dynamiques. L'augmentation de la contrainte totale de confinement avec la profondeur est défini comme un produit du poids volumique du sol et de la profondeur, et la contrainte effective est l'effort agissant sur les particules de sol et est égal à la différence entre la contrainte totale et la pression d'eau interstitielle. Par conséquent, les sols sous des contraintes de confinement élevés se comportent en tant que matériaux plus raides que des sols semblables aux contraintes inférieurs. Pour les argiles, une augmentation de l'indice de vide cause à diminuer le module de cisaillement et le facteur d'amortissement.

Rogers et al (1985) ont observé que l'augmentation de l'atténuation conduit le comportement de sol aux contraintes élevées. Par conséquent, bien que le sol soit plus mou à des contraintes plus élevées, il absorbe plus l'énergie et fait diminuer l'amplification du sol. Cependant, à des amplitudes des déformations très petites, le coefficient d'amortissement est petit et n'influe pas sur le comportement dynamique de sol. La diminution du module de cisaillement régit le comportement du sol et résulte l'amplification dans les sols mous. Ceci a été observé dans plusieurs tremblements de terre dans les sols ayant des plus grande amplification et subissent des mouvements faibles.

Vucetic et Dobry (1991) ont prouvé que le module de cisaillement des argiles de grand indice de plasticité reste élastique pour des contraintes plus élevées que pour des sols avec des indices de plasticité très bas. Cependant cette même étude a constaté que le coefficient d'amortissement diminue avec l'augmentation de la contrainte pour des valeurs plus élevées d'indices de plasticité. Par conséquent, le module de cisaillement ne se dégrade pas rapidement pour des contraintes élevées, le sol alors n'absorbe pas beaucoup d'énergie et augmente l'amplification comme cela a été enregistré à Mexico city pendant le séisme de Michoacan 1985.

Afin de mettre en évidence l'importance de type de sol, Seed et Idriss (1970) ont proposé l'utilisation des courbes de variation de $G/G_{\max}$ en fonction de la distorsion γ , cela permet d'éliminer l'effet de $G_{\max}$ pour un même type de sol

- **Argile**

L'influence de plusieurs paramètres sur la forme des courbes de $G/G_{\max}$ en fonction de γ dans le cas des argiles, a été étudié par plusieurs auteurs.

L'indice de plasticité I_p et l'indice des vides e semblent être les paramètres les plus importants dans la forme de la courbe $G/G_{\max} - \gamma$ et $D - \gamma^{(*)}$ (Anderson et Richart (1976)).

En comparant les courbes obtenues pour des différents types d'argiles aux différentes conditions (i.e. normalement consolidées et surconsolidée et remaniées et non remaniée), Vucetic et Dobry proposent la valeur de I_p comme paramètre principale pour définir la variation de $G/G_{\max}$ et l'amortissement D en fonction de la distorsion γ . Ils considèrent que la valeur de I_p est la plus représentative car elle dépend seulement de la composition minéralogique et du type d'argile et elle ne dépend ni des conditions initiales ni de l'histoire de chargements. Par contre, la valeur de e dépend autant du type d'argile ainsi que des conditions initiales (Figure 3.4).

- **Sable**

Plusieurs travaux ont été établis afin d'étudier la variation du module de cisaillement G et l'amortissement D en fonction de la distorsion angulaire γ dans des matériaux angulaires (Seed et Idriss (1970), Hardin et Drnevich, Seed et al (1986)...). La plupart de ces travaux montrent que si on utilise la présentation des résultats des formes $G/G_{\max} - \gamma$ et $D - \gamma$, toutes les courbes se trouvent dans le faisceau proposé par Seed et Idriss (Figure 3.5).

(*) : D ici est le coefficient d'amortissement (abréviation anglaise (Damping))

Les figures ci-après montrent la variation des grandeur $G/G_{\max}$ et D en fonction de la distorsion et l'indice de plasticité I_p pour les argiles et celle de la densité des grains pour les sables.

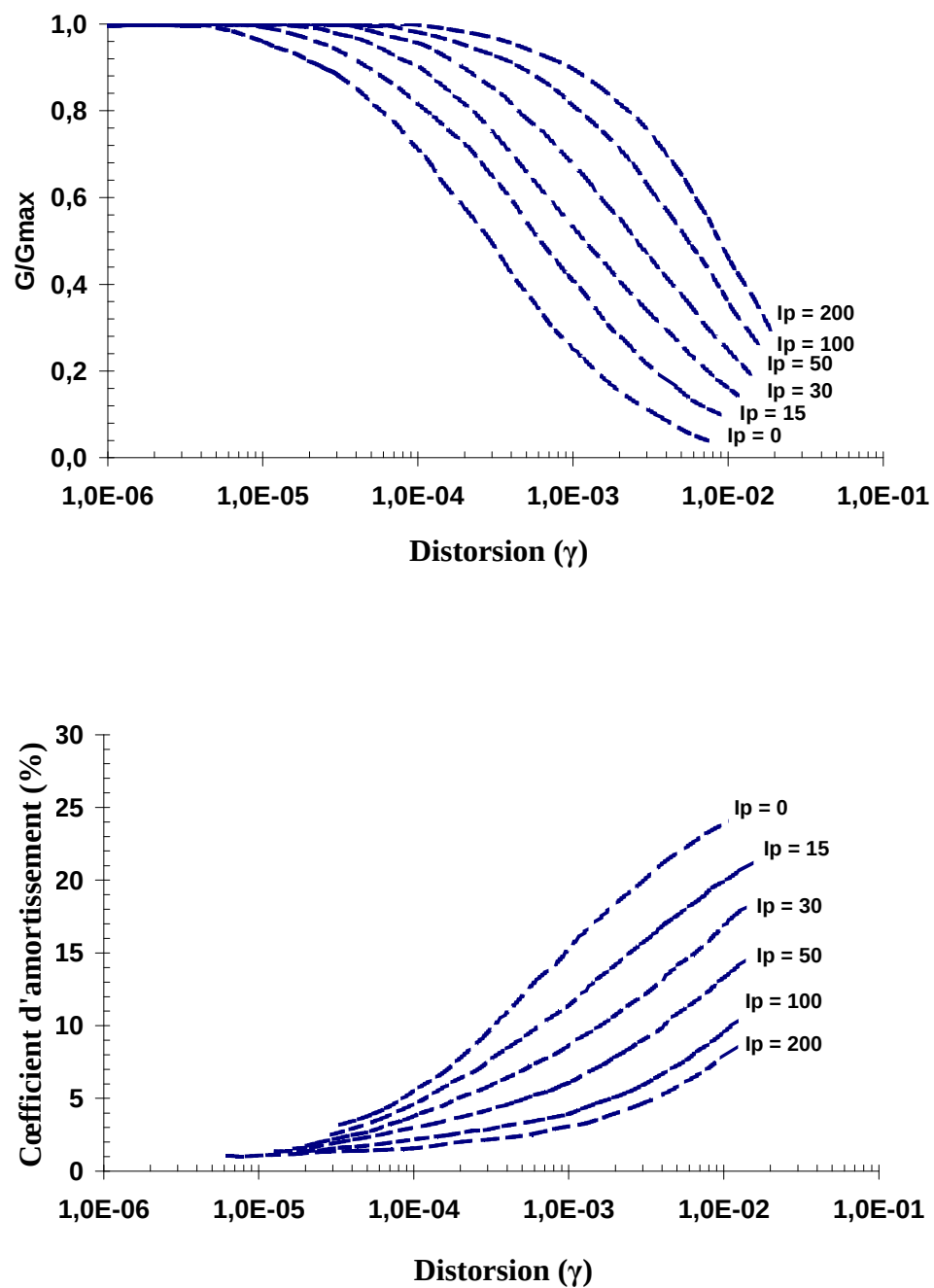


Figure 3.4 Propriétés dynamiques d'argile (d'après Vucetic et Dobry 1991)

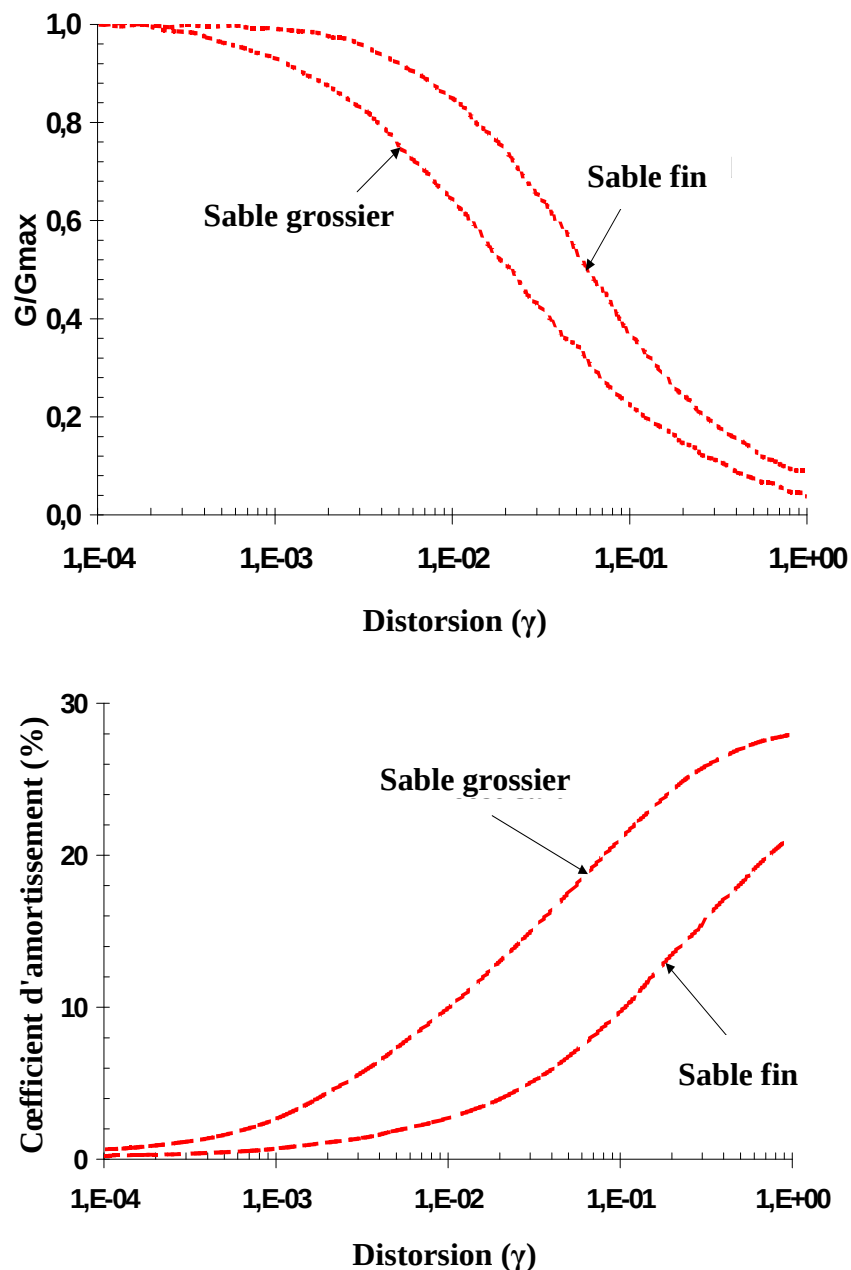


Figure 3.5. Propriétés dynamiques des sables (d'après Seed *et al.* 1986)

3.6 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons défini le caractère non linéaire du comportement de sol sous chargement cyclique, et ce à travers un modèle linéaire équivalent définissant une évolution de module de cisaillement et de l'amortissement en fonction de la distorsion (Seed et Idriss, 1970 ; Seed *et al.*, 1986 pour les sables et Vucetic et Dobry, 1991 pour les argiles)

Chapitre IV

Formulation analytique et étude
paramétrique

Chapitre 4

Formulation analytique et étude paramétrique

4.1 Introduction

La connaissance de la réponse sismique d'un profil de sol sollicité par une excitation sismique constitue l'un des problèmes fondamentaux en génie parasismique. Cette dernière est impérative dans la mesure où les couches constituant ce même profil doivent servir d'assise à des éventuels ouvrages, qui doivent résister à un événement sismique.

Cette réponse se caractérise par la connaissance de la fonction d'amplification de profil, qui est une valeur intrinsèque caractérisant tout le profil de sol.

Dans le présent chapitre, nous évaluons la fonction d'amplification en utilisant la méthode des matrices de rigidité proposée par Rajapakse et Senjuntichai en introduisant le comportement non linéaire de sol, nous validons notre modèle numérique avec le programme similaire SHAKE. Ensuite, une étude paramétrique faisant intervenir les principaux facteurs affectant la réponse dynamique et sismique d'un profil de sol est présentée. Tous les résultats sont illustrés en termes de fonctions d'amplification et spectre de réponse à la surface du sol.

4.2 Evaluation de la fonction de transfert

L'évaluation de la fonction de transfert entre la surface libre et l'espace semi infini est un passage important pour étudier l'influence de la géologie locale du site sur la réponse sismique des structures.

Ce chapitre fournit le fondement théorique du calcul de la fonction de transfert d'un milieu poro-élastique stratifié horizontalement sollicité par plusieurs types d'ondes sismiques (P_1 , P_2 et SV) se propageant sous divers angles d'incidence à partir d'un espace semi-infini poro-élastique.

Plusieurs méthodes ont été développées comme il a été cité dans la recherche bibliographique, pour l'évaluation des fonctions d'amplification. Néanmoins, nous adoptons dans ce travail la méthode des matrices de rigidité proposée par Rajapakse et Senjuntichai, il apparaît que cette méthode donne une meilleure précision par rapport aux résultats obtenus par les autres méthodes.

La méthode est présentée pour évaluer la réponse dynamique d'un profil de sol multicouches poro-élastique saturé dû aux charges sismiques. Le système considéré se compose de N couches de propriétés géotechniques et épaisseurs différentes reposant sur un espace semi infini rigide.

4.2.1 Calcul de la matrice de rigidité globale d'un profil de sol

Les solutions générales pour le problème de propagation d'ondes dans un milieu poro-élastique peuvent s'écrire sous la forme suivante :

$$v(k, z) = R(k, z)Y(k) \quad (4.1)$$

$$f(k, z) = S(k, z)Y(k) \quad (4.2)$$

Avec

$$v(k, z) = \begin{Bmatrix} iu_x \\ u_z \\ P \end{Bmatrix} ; \quad f(k, z) = \begin{Bmatrix} i\tau_{xz} \\ \sigma_z \\ w_z \end{Bmatrix} ; \quad Y(k) = \begin{Bmatrix} A_{11} + A_{12} \\ A_{11} - A_{12} \\ A_{21} + A_{22} \\ A_{21} - A_{22} \\ B_{s1} + B_{s2} \\ B_{s1} - B_{s2} \end{Bmatrix} \quad (4.3)$$

Les potentiels de l'onde incidente P_1 (ou P_2 ou SV) dans la couche j (Figure 4.1) sont donnés par :

$$\varphi_s = \varphi_{s1} + \varphi_{s2} = [A_{11} e^{-iq_1 z} + A_{21} e^{-iq_2 z} + A_{12} e^{iq_1 z} + A_{22} e^{iq_2 z}] e^{-ipx} e^{i\omega t} \quad (4.4)$$

$$\varphi_f = \varphi_{f1} + \varphi_{f2} = [\delta_1 A_{11} e^{-iq_1 z} + \delta_2 A_{21} e^{-iq_2 z} + \delta_1 A_{12} e^{iq_1 z} + \delta_2 A_{22} e^{iq_2 z}] e^{-ipx} e^{i\omega t} \quad (4.5)$$

$$\psi_s = \psi_{s1} + \psi_{s2} = [B_{s1} e^{-iq_3 z} + B_{s2} e^{iq_3 z}] e^{-ipx} e^{i\omega t} \quad (4.6)$$

$$\psi_f = \psi_{f1} + \psi_{f2} = [B_{s1} e^{-iq_3 z} + B_{s2} e^{iq_3 z}] \delta_3 e^{-ipx} e^{i\omega t} \quad (4.7)$$

φ_{s1} , φ_{f1} , ψ_{s1} et ψ_{f1} représentent les ondes réfractées et φ_{s2} , φ_{f2} , ψ_{s2} et ψ_{f2} représentent les ondes réfléchies.

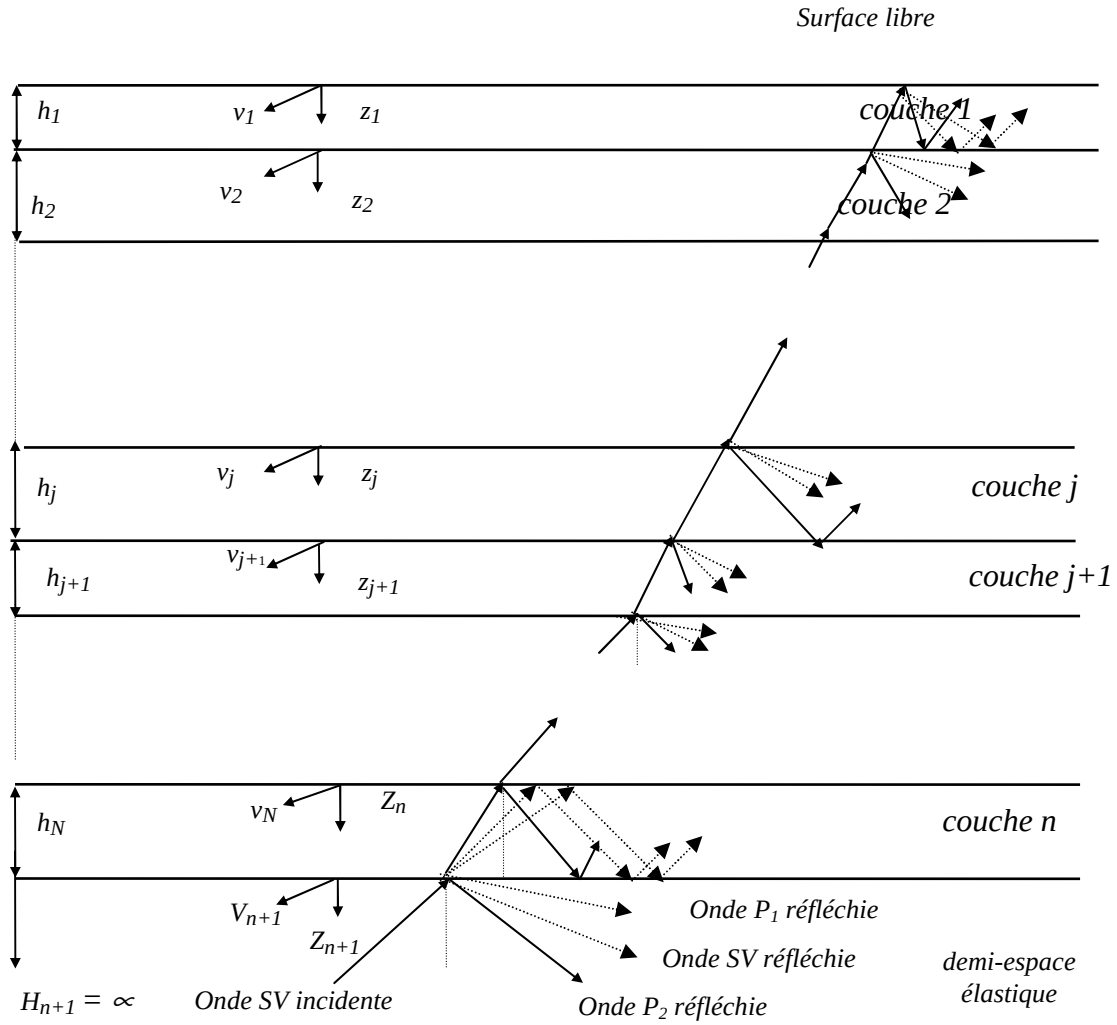


Figure 4.1 : Réfraction et réflexion des ondes SV incidentes dans un profil de sol multicouches

$$q_1 = k_1 \cos \phi_1 \quad q_2 = k_2 \cos \phi_2 \quad q_3 = k_3 \cos \phi_3$$

Tel que ϕ_1 , ϕ_2 et ϕ_3 sont les angles d'incidence (Figure 4.2).

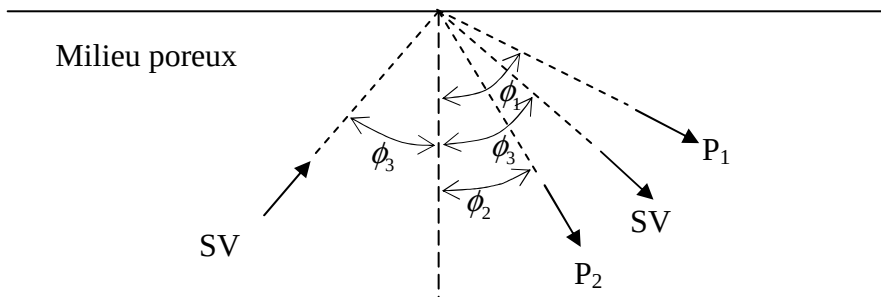


Figure 4.2 Milieux poreux soumis à l'incidence d'ondes SV

k_1 , k_2 et k_3 sont les nombres d'ondes associés aux ondes P_1 , P_2 et SV , respectivement donnés par :

$$k_1 = \frac{\omega}{v_{p1}}, k_2 = \frac{\omega}{v_{p2}}, k_3 = \frac{\omega}{v_s} \quad (4.8)$$

La loi de Snell donne :

$$p = k_i \sin \phi_i \quad i = 1, 2, 3 \quad (4.9)$$

δ_1 , δ_2 et δ_3 sont les rapports entre les amplitudes tels que (voir équations 2.28) :

$$\delta_1 = \frac{l_{p_1}^2 (\lambda + 2\mu + \alpha^2 M) - \rho \omega^2}{\rho_f \omega^2 - \alpha M l_{p_1}^2} \quad (4.10)$$

$$\delta_2 = \frac{l_{p_2}^2 (\lambda + 2\mu + \alpha^2 M) - \rho \omega^2}{\rho_f \omega^2 - \alpha M l_{p_2}^2} \quad (4.11)$$

$$\delta_3 = \frac{l_s^2 (\lambda + 2\mu + \alpha^2 M) - \rho \omega^2}{\rho_f \omega^2 - \alpha M l_s^2} \quad (4.12)$$

$$l_{p_i}^2 = p^2 + q_i^2 \quad i = 1, 2 \quad (4.13)$$

$$l_s^2 = p^2 + q_3^2 \quad i = 1, 2 \quad (4.14)$$

En omettant le facteur $e^{i(-px + \alpha t)}$, les équations (4.4) à (4.7) s'écriront :

$$\varphi_s = \varphi_{s1} + \varphi_{s2} = [A_{11} e^{-iq_1 z} + A_{21} e^{-iq_2 z} + A_{12} e^{iq_1 z} + A_{22} e^{iq_2 z}] \quad (4.15)$$

$$\varphi_f = \varphi_{f1} + \varphi_{f2} = [\delta_1 A_{11} e^{-iq_1 z} + \delta_2 A_{21} e^{-iq_2 z} + \delta_1 A_{12} e^{iq_1 z} + \delta_2 A_{22} e^{iq_2 z}] \quad (4.16)$$

$$\psi_s = \psi_{s1} + \psi_{s2} = [B_{s1} e^{-iq_3 z} + B_{s2} e^{iq_3 z}] \quad (4.17)$$

$$\psi_f = \psi_{f1} + \psi_{f2} = [B_{s1} e^{-iq_3 z} + B_{s2} e^{iq_3 z}] \delta_3 \quad (4.18)$$

A partir des équations (4.4-4.7), nous obtenons :

$$\frac{\partial \varphi_s}{\partial x} = -ip \varphi_s \quad (4.19)$$

$$\frac{\partial \psi_s}{\partial x} = -ip \psi_s \quad (4.20)$$

En utilisant les équations (4.15) à (4.20), les composantes u et w du déplacement seront données par :

$$\begin{aligned} u_x &= \frac{\partial \varphi_s}{\partial x} - \frac{\partial \psi_s}{\partial z} = -ip \varphi_s - \frac{\partial \psi_s}{\partial z} \\ u_x &= -ip(A_{11} + A_{12}) \cos q_1 z - p(A_{11} - A_{12}) \sin q_1 z \\ &\quad -ip(A_{21} + A_{22}) \cos q_2 z - p(A_{21} - A_{22}) \sin q_2 z \\ &\quad -q_3(B_{s1} + B_{s2}) \sin q_3 z - iq_3(B_{s1} - B_{s2}) \cos q_3 z \end{aligned} \quad (4.21)$$

$$\begin{aligned}
u_z &= \frac{\partial \varphi_s}{\partial x} + \frac{\partial \psi_s}{\partial z} = -ip\varphi_s + \frac{\partial \psi_s}{\partial z} \\
u_z &= -q_1(A_{11} + A_{12})\sin q_1 z - iq_1(A_{11} - A_{12})\cos q_1 z \\
&\quad - q_2(A_{22} + A_{21})\sin q_2 z - iq_2(A_{21} - A_{22})\cos q_2 z \\
&\quad - ip(B_{s1} + B_{s2})\cos q_3 z - p(B_{s1} - B_{s2})\sin q_3 z
\end{aligned} \tag{4.22}$$

$$\begin{aligned}
w_z &= \frac{\partial \varphi_f}{\partial x} + \frac{\partial \psi_f}{\partial z} = -ip\varphi_f + \frac{\partial \psi_f}{\partial z} \\
w_z &= -\delta_1 q_1(A_{11} + A_{12})\sin q_1 z - i\delta_1 q_1(A_{11} - A_{12})\cos q_1 z \\
&\quad - \delta_2 q_2(A_{22} + A_{21})\sin q_2 z - i\delta_2 q_2(A_{21} - A_{22})\cos q_2 z \\
&\quad - i\delta_3 p(B_{s1} + B_{s2})\cos q_3 z - p\delta_3(B_{s1} - B_{s2})\sin q_3 z
\end{aligned} \tag{4.23}$$

Les contraintes de cisaillement sont données par :

$$\begin{aligned}
\sigma_{zz} &= (\lambda + \alpha^2 M) \nabla^2 \varphi_s + 2\mu \frac{\partial^2 \varphi_s}{\partial z^2} + 2\mu \frac{\partial^2 \psi_s}{\partial z \partial x} + \alpha M \nabla^2 \varphi_f \\
\sigma_{zz} &= -(A_{11} + A_{12})\cos q_1 z \left[l_1^2 (\lambda + \alpha^2 M + \alpha M \delta_1) + 2\mu q_1^2 \right] \\
&\quad + (A_{11} - A_{12})i \sin q_1 z \left[l_1^2 (\lambda + \alpha^2 M + \alpha M \delta_1) + 2\mu q_1^2 \right] \\
&\quad - (A_{21} + A_{22})\cos q_2 z \left[l_2^2 (\lambda + \alpha^2 M + \alpha M \delta_2) + 2\mu q_2^2 \right] \\
&\quad + (A_{21} - A_{22})i \sin q_2 z \left[l_2^2 (\lambda + \alpha^2 M + \alpha M \delta_2) + 2\mu q_2^2 \right] \\
&\quad + 2\mu ip q_3 \sin q_3 z (B_{s1} + B_{s2}) - 2\mu p q_3 \cos q_3 z (B_{s1} - B_{s2})
\end{aligned} \tag{4.24}$$

$$\begin{aligned}
\tau_{xz} &= 2\mu \frac{\partial^2 \varphi_s}{\partial z \partial x} + \mu \left(\frac{\partial^2 \psi_s}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 \psi_s}{\partial z^2} \right) \\
\tau_{xz} &= i 2\mu p q_1 \sin q_1 z (A_{11} + A_{12}) - 2\mu p q_1 \cos q_1 z (A_{11} - A_{12}) + \\
&\quad i 2\mu p q_2 \sin q_2 z (A_{21} + A_{22}) - 2\mu p q_2 \cos q_2 z (A_{21} - A_{22}) + \\
&\quad \mu (q_3^2 - p^2) \cos q_3 z (B_{s1} + B_{s2}) - i \mu (q_3^2 - p^2) \sin q_3 z (B_{s1} - B_{s2})
\end{aligned} \tag{4.25}$$

$$\begin{aligned}
P_f &= M (\nabla^2 \varphi_f + \alpha \nabla^2 \varphi_s) \\
P_f &= -(\delta_1 + \alpha) M l_1^2 \cos q_1 z (A_{11} + A_{12}) + i (\delta_1 + \alpha) M l_1^2 \sin q_1 z (A_{11} - A_{12}) + \\
&\quad -(\delta_2 + \alpha) M l_2^2 \cos q_2 z (A_{21} + A_{22}) + (\delta_2 + \alpha) M l_2^2 \sin q_2 z (A_{21} - A_{22})
\end{aligned} \tag{4.26}$$

Les déplacements et les contraintes au bas de la couche j , c-à-d, à $z_j = h_j$ peuvent être écrits sous la forme matricielle suivante :

$$\begin{Bmatrix} u_x(h_j) \\ u_z(h_j) \\ w_z(h_j) \\ Pf(h_j) \\ \tau_x(h_j) \\ \sigma_z(h_j) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} -ipC_{p_1} & -pS_{p_1} & -ipC_{p_2} & -pS_{p_2} & -q_3S_s & -iq_3C_s \\ -q_1S_{p_1} & -iq_1C_{p_1} & -q_2S_{p_2} & -iq_2C_{p_2} & -ipC_s & -pS_s \\ -\delta_1q_1S_{p_1} & -\delta_1iq_1C_{p_1} & -\delta_2q_2S_{p_2} & -\delta_2iq_2C_{p_2} & -\delta_3ipC_s & -\delta_3pS_s \\ -l_1^2D_1C_{p_1} & il_1^2D_1S_{p_1} & -l_2^2D_2C_{p_2} & il_2^2D_2S_{p_2} & 0 & 0 \\ 2iN_1S_{p_1} & -2N_1C_{p_1} & 2iN_2S_{p_2} & -2N_2C_{p_2} & N_4C_s & -iN_4S_s \\ -H_1C_{p_1} & iH_1S_{p_1} & -H_2C_{p_2} & iH_2S_{p_2} & 2iN_3S_s & -2N_3C_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} A_{11} + A_{12} \\ A_{11} - A_{12} \\ A_{21} + A_{22} \\ A_{21} - A_{22} \\ B_{s1} + B_{s2} \\ B_{s1} - B_{s2} \end{Bmatrix} \quad (4.27)$$

où

$$C_p = \cos(k_p h_j), \quad C_s = \cos(k_s h_j) \quad (4.28)$$

$$S_p = \sin(k_p h_j), \quad S_s = \sin(k_s h_j) \quad (4.29)$$

$$D_1 = (\delta_1 + \alpha)M, \quad D_2 = (\delta_2 + \alpha)M \quad (4.30)$$

$$N_1 = \mu p q_1, \quad N_2 = \mu p q_2, \quad N_3 = \mu p q_3, \quad N_4 = \mu(q_3^2 - p^2) \quad (4.31)$$

$$H_1 = l_1^2(\lambda + \alpha^2 M + \alpha M \delta_1) + 2q_1^2 \mu, \quad H_2 = l_2^2(\lambda + \alpha^2 M + \alpha M \delta_2) + 2q_2^2 \mu \quad (4.32)$$

La numérotation des différentes couches de sol ainsi que des interfaces entre couches se fait comme indiquée dans la figure 4.3.

En utilisant les équations (4.1) et (4.2), le champ de déplacements et de contraintes devient pour chaque couche de sol d'indice n :

$$u^{(n)} = \begin{bmatrix} R^{(n)}(k, z_n) \\ \dots\dots\dots \\ R^{(n+1)}(k, z_{n+1}) \end{bmatrix} c^{(n)} \quad (4.33)$$

$$\sigma^{(n)} = \begin{bmatrix} -S^{(n)}(k, z_n) \\ \dots\dots\dots \\ S^{(n+1)}(k, z_{n+1}) \end{bmatrix} c^{(n)} \quad (4.34)$$

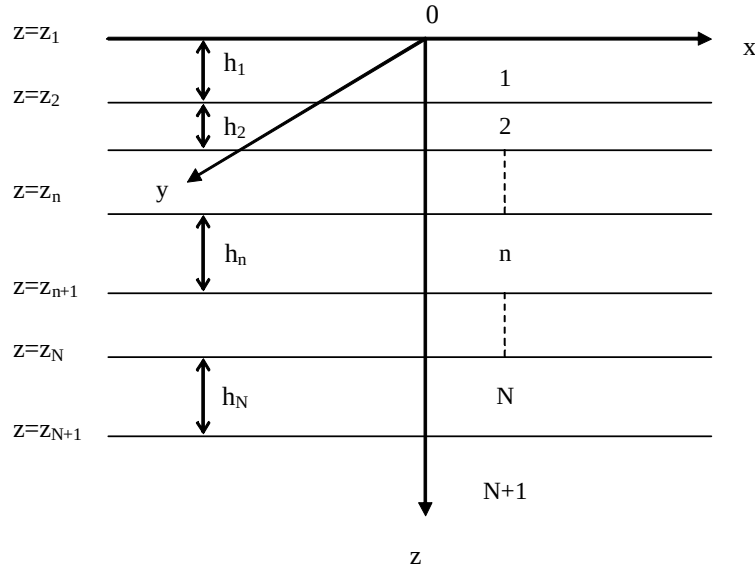


Figure 4.3 : Géométrie d'un profil de sol multicouches poro-élastique

Avec :

$$u^{(n)} = \begin{Bmatrix} v^{(n)}(k, z_n) \\ v^{(n)}(k, z_{n+1}) \end{Bmatrix} \quad ; \quad \sigma^{(n)} = \begin{Bmatrix} -f^{(n)}(k, z_n) \\ f^{(n)}(k, z_{n+1}) \end{Bmatrix} \quad (4.35)$$

$u^{(n)}$ représente un vecteur de coordonnées généralisées dont les éléments sont les déplacements et la pression interstitielle au sommet et à la base de la couche n . $\sigma^{(n)}$ est un vecteur de forces généralisé composé des contraintes et du déplacement relatif du fluide au sommet et à la base de la couche n .

$$R^{(n)} = \begin{bmatrix} p(Cp_1 + iSp_1) & p(Cp_1 - iSp_1) & p(Cp_2 + iSp_2) & p(Cp_2 - iSp_2) & q_3(iS_s + C_s) & q_3(iS_s - C_s) \\ q_1(-Sp_1 + iCp_1) & q_1(-Sp_1 - iCp_1) & q_2(-Sp_2 + iCp_2) & q_2(-Sp_2 - iCp_2) & p(-iC_s + S_s) & p(-iC_s - S_s) \\ l_1^2 D_1(Cp_1 + iSp_1) & l_1^2 D_1(Cp_1 - iSp_1) & l_2^2 D_2(Cp_2 + iSp_2) & l_2^2 D_2(Cp_2 - iSp_2) & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (4.36)$$

$$S^{(n)} = \begin{bmatrix} 2N_1(-Sp_1 + iCp_1) & 2N_1(-Sp_1 - iCp_1) & 2N_2(-Sp_2 + iCp_2) & 2N_2(-Sp_2 - iCp_2) & N_4(iC_s - S_s) & N_4(iC_s + S_s) \\ H_1(-Cp_1 - iSp_1) & H_1(-Cp_1 + iSp_1) & H_2(-Cp_2 - iSp_2) & H_2(-Cp_2 + iSp_2) & 2N_3(iS_s + C_s) & 2N_3(iS_s - C_s) \\ q_1\delta_1(-Sp_1 + iCp_1) & q_1\delta_1(-Sp_1 - iCp_1) & q_2\delta_2(-Sp_2 + iCp_2) & q_2\delta_2(-Sp_2 - iCp_2) & p\delta_3(-iC_s + S_s) & p\delta_3(-iC_s - S_s) \end{bmatrix} \quad (4.37)$$

$$c^{(n)} = \begin{Bmatrix} A_{12} \\ A_{11} \\ A_{22} \\ A_{21} \\ B_{s2} \\ B_{s1} \end{Bmatrix} \quad (4.38)$$

La relation (4.33) peut être inversée afin d'exprimer le vecteur potentiel en fonction des déplacements. L'introduction de cette expression dans la relation (4.34) donne :

$$\sigma^{(n)} = K^{(n)} u^{(n)}, \quad n = 1, 2, \dots, N \quad (4.39)$$

$K^{(n)}$ est la matrice de rigidité de la couche n reliant le vecteur déplacement $u^{(n)}$ au vecteur contrainte $\sigma^{(n)}$.

Les éléments de la matrice de rigidité $K^{(n)}$, pour une couche de sol d'épaisseur h_n sont les suivants :

$$K_{11} = (a_3 - 2p^2) \left[(\alpha_{3n}^2 + 1) \bar{\phi}_1 - (\alpha_{3n}^2 - 1) p^2 \bar{\phi}_3 \right] \quad (4.40)$$

$$K_{12} = pq_3 (a_3 + 2p^2) \left[(\alpha_{3n}^2 + 1) \bar{\phi}_3 - 4\alpha_{3n} \bar{\phi}_1 \right] - p (\alpha_{3n}^2 - 1) 2q_3 \bar{\phi}_1 + a_3 \bar{\phi}_2 \quad (4.41)$$

$$K_{13} = p (a_3 - 2p^2) \left[4\alpha_{3n} \bar{\phi}_1 - (\alpha_{3n}^2 - 1) \bar{\phi}_5 - (\alpha_{3n}^2 + 1) \bar{\phi}_6 \right] \quad (4.42)$$

$$K_{14} = 2(a_3 - 2p^2) \left[(\alpha_{3n}^2 - 1) p^2 \bar{\phi}_4 - \alpha_{3n} \bar{\phi}_1 \right] \quad (4.43)$$

$$K_{15} = 2pq_3 (a_3 - 2p^2) p q_3 \left[\alpha_{3n} \bar{\phi}_3 - (\alpha_{3n}^2 + 1) p^2 \bar{\phi}_4 \right] \quad (4.44)$$

$$K_{16} = 2p (a_3 - 2p^2) \left[\alpha_{3n} \bar{\phi}_6 - (\alpha_{3n}^2 + 1) \bar{\phi}_1 + (\alpha_{3n}^2 - 1) \bar{\phi}_8 \right] \quad (4.45)$$

$$K_{22} = q_3 (a_3 - 2p^2) \left[(\alpha_{3n}^2 - 1) q_3 \bar{\phi}_3 - (\alpha_{3n}^2 + 1) \bar{\phi}_2 \right] \quad (4.46)$$

$$K_{23} = (\alpha_{3n}^2 - 1) a_1^2 \chi_2 \Psi_1 + (\alpha_{2n}^2 - 1) a_2^2 \chi_1 \Psi_3 - a_1 a_2 (\chi_1 + \chi_2) [(\alpha_{1n}^2 - 1) \psi_2 + (\alpha_{2n}^2 - 1) \psi_4 + \psi_5] \quad (4.47)$$

$$K_{24} = -K_{15} \quad (4.48)$$

$$K_{25} = 2q (a_3 - 2p^2) \left[\alpha_{3n} \bar{\phi}_2 - (\alpha_{3n}^2 - 1) q_3 \bar{\phi}_4 \right] \quad (4.49)$$

$$K_{26} = 2p_3 (a_3 - 2p^2) \left[(\alpha_{3n}^2 + 1) \bar{\phi}_8 - \alpha_{3n} \bar{\phi}_5 - (\alpha_{3n}^2 - 1) \bar{\phi}_1 \right] \quad (4.50)$$

$$K_{33} = (\chi_1 - \chi_2) [(\alpha_{3n}^2 + 1) a_1 q_1 \psi_1 - (\alpha_{2n}^2 + 1) a_2 q_2 \psi_2] - (\alpha_{3n}^2 + 1) \psi_6 \quad (4.51)$$

$$K_{34} = k_{16}; \quad k_{35} = -k_{26} \quad (4.52)$$

$$K_{36} = 2(\chi_2 - \chi_1) [\alpha_{2n} a_2 q_2 \psi_2 - \alpha_{1n} a_1 q_1 \psi_1] + 2\alpha_{3n} \psi_6 \quad (4.53)$$

$$K_{44} = K_{11}; \quad K_{45} = -K_{12}; \quad K_{46} = K_{13} \quad (4.54)$$

$$K_{55} = K_{22}; \quad K_{56} = -K_{23} \quad (4.55)$$

$$K_{66} = K_{33} \quad (4.56)$$

Avec

$$\alpha_{in} = e^{-q_i h_n}, \quad i = 1, 2, 3. \quad (4.57)$$

$$\bar{\phi}_1 = \frac{\mu q_3}{R} [(\alpha_{1n}^2 - 1)(\alpha_{2n}^2 - 1)(a_1 q_2 - a_2 q_1)^2 - 4(\alpha_{1n} - \alpha_{2n})^2 a_1 a_2 q_1 q_2] \quad (4.58)$$

$$\bar{\phi}_2 = \frac{\mu p^2}{R} (\alpha_{1n}^2 - 1)(\alpha_{2n}^2 - 1)(a_1 - a_2)^2 \quad (4.59)$$

$$\bar{\phi}_3 = \frac{\mu(a_1 - a_2)}{R} [(\alpha_{1n}^2 - 1)(\alpha_{2n}^2 + 1)a_1 q_2 - (\alpha_{1n}^2 - 1)a_2 q_1] \quad (4.60)$$

$$\bar{\phi}_4 = \frac{\mu(a_1 - a_2)}{R} [(\alpha_{1n}^2 - 1)(\alpha_{2n}^2 + 1)a_1 q_2 - \alpha_{1n}(\alpha_{2n}^2 - 1)a_2 q_1] \quad (4.61)$$

$$\bar{\phi}_5 = \frac{(a_1 - a_2)p^2}{R} [(\alpha_{1n}^2 - 1)(\alpha_{2n}^2 + 1)q_2 - (\alpha_{1n}^2 + 1)(\alpha_{2n}^2 - 1)q_1] \quad (4.62)$$

$$\bar{\phi}_6 = \frac{q_3}{R} [(\alpha_{1n}^2 - 1)(\alpha_{2n}^2 - 1)(q_1 - q_2)(a_1 q_2 - a_2 q_1) + 2(\alpha_{1n} - \alpha_{2n})^2 (a_1 + a_2)q_1 q_2] \quad (4.63)$$

$$\bar{\phi}_7 = \frac{(a_1 - a_2)}{R} (\alpha_{1n} - \alpha_{2n})(\alpha_{1n} \alpha_{2n} - 1)q_1 q_2 q_3 \quad (4.64)$$

$$\bar{\phi}_8 = \frac{(a_1 - a_2)p^2}{R} [\alpha_{2n}(\alpha_{1n}^2 - 1)q_2 - \alpha_{1n}(\alpha_{2n}^2 - 1)q_1] \quad (4.65)$$

$$R = 2 p_3 p^2 [(\alpha_{3n}^2 + 1)\bar{\phi}_3 - 4 \alpha_{3n} \bar{\phi}_4] - (\alpha_{3n}^2 - 1)(q_3 \bar{\phi}_1 + p^2 \bar{\phi}_2) \quad (4.66)$$

$$\Psi_1 = \frac{1}{R} [(a_{2n}^2 - 1)(a_{3n}^2 - 1)(q_2^2 q_3^2 + p^4) + 2\psi_2 R] \quad (4.67)$$

$$\psi_2 = \frac{p^2 q_2 q_3}{R} [4\alpha_{2n} \alpha_{3n} - (\alpha_{2n}^2 + 1)(\alpha_{3n}^2 + 1)] \quad (4.68)$$

$$\psi_3 = \frac{1}{R} [(\alpha_{1n}^2 - 1)(\alpha_{3n}^2 - 1)(q_1^2 q_3^2 + p^4) + 2\psi_4 R] \quad (4.69)$$

$$\psi_4 = \frac{p^2 q_1 q_3}{R} [4\alpha_{1n} \alpha_{3n} - (\alpha_{2n}^2 + 1)(\alpha_{3n}^2 + 1)] \quad (4.70)$$

$$\psi_5 = \frac{(\alpha_{3n}^2 - 1)}{R} [(\alpha_{1n}^2 - 1)(\alpha_{2n}^2 - 1)p^4 + q_1 q_2 q_3 \{(\alpha_{1n}^2 - 1)(\alpha_{2n}^2 - 1) + 2(\alpha_{1n} - \alpha_{2n})^2\}] \quad (4.71)$$

$$a_i = (a + \chi_i) M l_i^2, \quad i = 1, 2, \quad i = 1, 2 \quad (4.72)$$

$$c_i = 2\mu q_i^2 - \mu_i^2 - \alpha \alpha_i, \quad i = 1, 2 \quad (4.73)$$

$$\chi_i = \frac{(\lambda_c + 2\mu)l_i^2 - p\omega^2}{p_f \omega^2 - a M l_i^2}, \quad i = 1, 2, \quad \chi_3 = \frac{p_f \omega^2}{ib\omega - m\omega^2}, \quad b = \frac{n^2}{k} \gamma_w \quad (4.74)$$

$$\lambda_c = \lambda + a^2 M \quad (4.75)$$

m est un paramètre qui dépend de la densité du fluide ainsi que de la géométrie des pores.

Sachant que, lorsqu'un chargement est appliqué à la surface d'un demi-espace, la condition de radiation à l'infini fait que seuls les potentiels descendants A_{11} , A_{21} et B_{s1} sont

générés. Il est possible d'écrire les contraintes et les déplacements en fonction des potentiels, à partir de l'équation (4.24) de la manière suivante :

$$u^{(N+1)} = \{v^{(N+1)}(k, z_{N+1})\} \quad ; \quad \sigma^{(N+1)} = \{-f^{(N+1)}(k, z_{N+1})\} \quad (4.76)$$

$$u^{(N+1)} = R_{N+1} c^{(N+1)} \quad ; \quad \sigma^{(N+1)} = S_{N+1} c^{(N+1)} \quad (4.77)$$

Avec

$$R^{(N+1)} = \begin{bmatrix} p(Cp_1 - iSp_1) & p(Cp_2 - iSp_2) & q_3(iS_s - C_s) \\ q_1(-Sp_1 - iCp_1) & q_2(-Sp_2 - iCp_2) & p(-iC_s - S_s) \\ l_1^2 D_1(Cp_1 - Sp_1) & l_2^2 D_2(Cp_2 - Sp_2) & 0 \end{bmatrix} \quad (4.78)$$

$$S^{(n)} = \begin{bmatrix} 2N_1(-Sp_1 - iCp_1) & 2N_2(-Sp_2 - iCp_2) & N_4(iC_s + S_s) \\ H_1(-Cp_1 + iSp_1) & H_2(-Cp_2 + iSp_2) & 2N_3(iS_s - C_s) \\ q_1\delta_1(-Sp_1 - iCp_1) & q_2\delta_2(-Sp_2 - iCp_2) & p\delta_3(-iC_s - S_s) \end{bmatrix} \quad (4.79)$$

$$c^{(N+1)} = \begin{Bmatrix} A_{12} \\ A_{22} \\ B_{s2} \end{Bmatrix}_{N+1} \quad (4.80)$$

D'où

$$\sigma^{(N+1)} = K^{(N+1)} u^{(N+1)} \quad (4.81)$$

Les éléments de la matrice de rigidités $K^{(N+1)}$, relative au demi-espace, sont comme suit

$$\tilde{K}_{11} = \frac{\mu}{\beta} (a_3 - 2p^2)(a_1q_2 - a_2q_1) \quad (4.82)$$

$$\tilde{K}_{12} = \frac{\mu p}{\beta} [(a_2 - a_1)a_3 + 2q_3(a_1q_2 - a_2q_1)] \quad (4.83)$$

$$\tilde{K}_{13} = \frac{p}{\beta} (a_3 - 2p^2)(q_2 - q_1) \quad (4.84)$$

$$\tilde{K}_{22} = \frac{\mu p_3}{\beta} (a_1 - a_2)(a_3 - 2p^2) \quad (4.85)$$

$$\tilde{K}_{23} = \frac{1}{\beta} [a_2\chi_1(q_1q_3 - p^2) - a_1\chi_2(q_2q_3 - p^2)] \quad (4.86)$$

$$\tilde{K}_{33} = \frac{1}{\beta} [q_1\chi_1(q_2q_3 - p^2) - q_2\chi_2(q_1q_3 - p^2) + (q_1 - q_2)p^2\chi_3] \quad (4.87)$$

Avec

$$\beta = a_1(q_2q_3 - p^2) - a_2(q_1q_3 - p^2) \quad (4.88)$$

La matrice de rigidité globale est obtenue en assemblant les matrices de rigidités élémentaires des différentes couches de sol et la matrice de rigidité du demi-espace sous-jacent.

Au niveau de l'interface n , la condition de continuité peut s'écrire comme suit :

$$f^{(n-1)}(k, z_n) - f^{(n)}(k, z_n) = t^{(n)} \quad (4.89)$$

Avec

$$t^{(n)} = \begin{Bmatrix} iT_x^{(n)} \\ T_z^{(n)} \\ \frac{Q^{(n)}}{i\omega} \end{Bmatrix} \quad (4.90)$$

$T_i^{(n)} (i = x, z)$ et $Q^{(n)}$ représentent les transformées de Fourier des chargements selon x et z et une injection de fluide respectivement, appliqués au niveau de l'interface n . Si une interface n n'est pas soumise à un chargement externe, le vecteur $t^{(n)}$ est nul.

Le système global obtenu, pour un demi-espace supportant un profil de sol multicouches, est le suivant

$$\begin{bmatrix} K^{(1)} & & & \\ & K^{(2)} & & \\ & & \ddots & \\ & & & K^{(N)} \\ & & & & K^{(N+1)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u^{(1)} \\ u^{(2)} \\ \vdots \\ u^{(N)} \\ u^{(N+1)} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} t^{(1)} \\ t^{(2)} \\ \vdots \\ t^{(N)} \\ t^{(N+1)} \end{Bmatrix} \quad (4.91)$$

La matrice de rigidité globale ainsi obtenue est symétrique et bien conditionnée, sa largeur de bande est égale à 6. De plus, le nombre d'inconnues dans le système final est de $3(N+1)$ alors qu'avec la méthode des matrices de transfert a un nombre total d'inconnues $(6N+3)$.

Ceci rend la méthode des matrices de rigidité beaucoup plus intéressante du point de vue de la programmation numérique.

4.2.2 Calcul de la fonction de transfert

La formulation analytique élabore deux types de fonction de transfert. La première est une fonction de transfert horizontale due à l'incidence des ondes SV et la deuxième est une fonction de transfert verticale.

$$Tranhor = \frac{u^{(1)}(1)}{u^{(N+1)}(1)} \quad (4.92)$$

$$Tranver = \frac{u^{(1)}(2)}{u^{(N+1)}(2)} \quad (4.93)$$

Sachant que *Tranhor* est la fonction de transfert horizontale.

Tranver est la fonction de transfert verticale.

Les fonctions d'amplification horizontale et verticale correspondante sont les modules mathématiques des fonctions de transfert calculés précédemment.

4.3 Validation des résultats

Le programme informatique élaboré dans le cadre de ce travail a permis d'obtenir des fonctions d'amplification ainsi que des spectres de réponse pour quelques exemples pratiques. Aussi, une étude paramétrique faisant intervenir des paramètres cardinaux de sol sur l'effet de site géotechnique de site a été effectuée à travers ce programme informatique.

Ce programme traite le problème de la modélisation de sol par deux modèles, le premier considère le sol comme un milieu homogène solide et le deuxième considère le sol comme un milieu poreux biphasique.

Le programme élaboré fonctionne de manière itérative dans le domaine des fréquences, en ajustant à chaque itération le module de cisaillement et le facteur d'amortissement au sein de chaque couche de sol, en fonction du cisaillement effectif calculé lors de l'itération précédente jusqu'à convergence des résultats. En utilisant le modèle linéaire équivalent, Ce mode de calcul est jugé satisfaisant pour les sites de faible sismicité, où des effets de non linéarité importants ne sont pas attendus.

Pour valider les résultats obtenus par le programme informatique élaboré, nous avons confronté nos résultats avec leur homologue obtenus par Shake2000, et ce pour une propagation verticale de l'onde SV (l'onde SH est identique à l'onde SV pour un angle d'incidence 0° par rapport à la verticale). Une bonne concordance a été trouvée entre les deux résultats

Le programme SHAKE est un logiciel de calcul permettant l'évaluation de la réponse sismique d'un profil de sol stratifié horizontalement. Les hypothèses fondamentales de ce dernier sont principalement :

- Profil de sol infini dans la direction horizontale.
- Chaque couche de sol est définie par son épaisseur, son poids volumique, son

coefficient d'amortissement et son module de cisaillement.

- La réponse sismique du profil de sol est engendrée par la propagation verticale d'ondes de cisaillement.
- La prise en compte du non linéarité de comportement de sol (variation de module de cisaillement et coefficient d'amortissement) par le modèle linéaire équivalent.

Les développeurs de SHAKE ont ajouté dans la dernière version des nouvelles fonctions parmi lesquelles ; l'estimation de la liquéfaction (par la méthode CSR ou CPT), microzonage sismique du site, estimation des caractéristiques géotechniques basé sur les essais in-situ ou au laboratoire sans oublier la représentation graphique des résultats.

L'excitation utilisée dans les exemples de validation est représentée par l'accélérogramme de Treasure Island dont la valeur maximale est égale à 0.16 g, avec un pas de temps de 0.02 s (Figure 4.4)

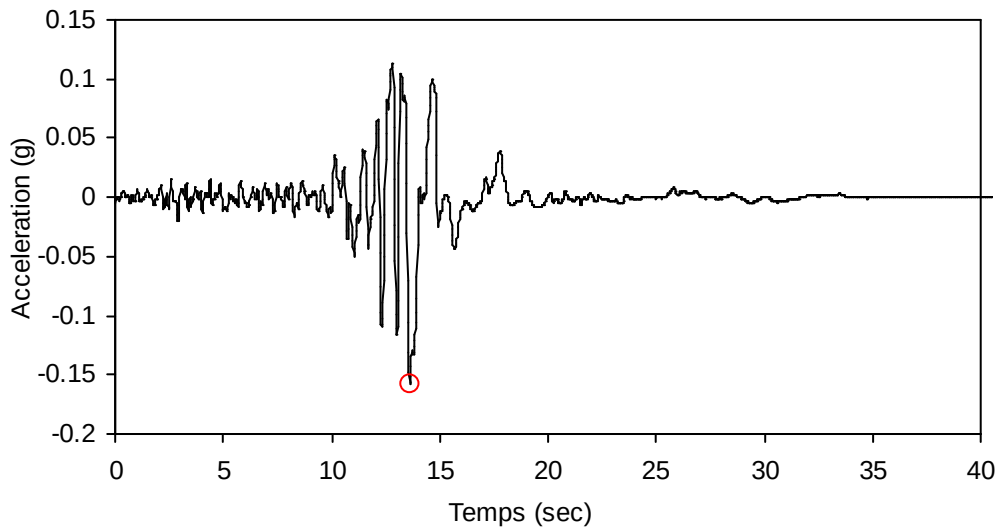


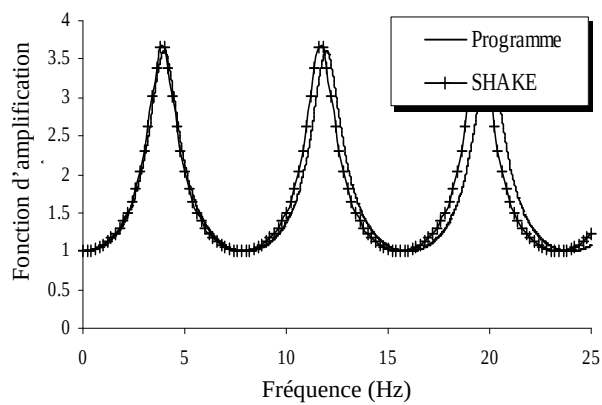
Figure 4.4 Accélérogramme de Treas Islad

a) Cas d'un profil de sol monocouche

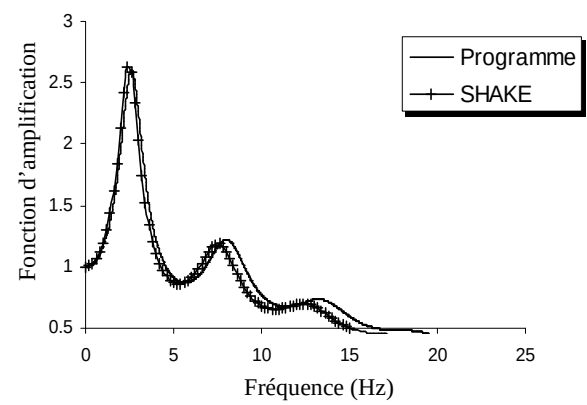
Il s'agit d'une couche homogène d'épaisseur h surmontant un demi-espace dont les paramètres géotechniques sont donnés par le tableau 4.1.

Couche	h (m)	ρ (t/m ³)	G (Mpa)	ξ (%)
1	10	1.96	50	5
Substratum rocheux	-	2.13	600	2

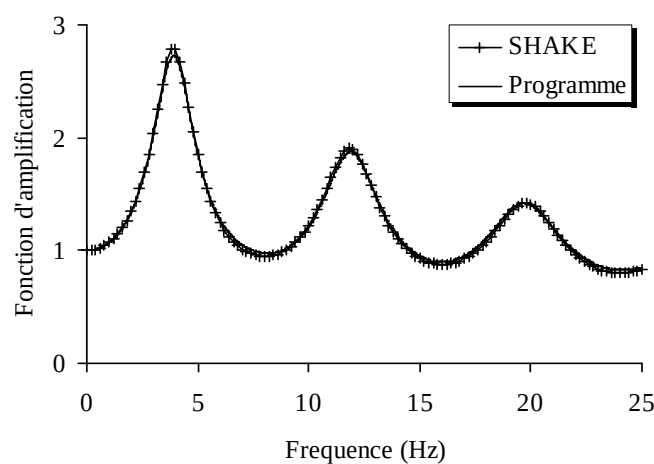
Tableau 4.1 Caractéristiques géotechniques d'un profil de sol monocouche



Comportement élastique



Comportement linéaire équivalent



Comportement viscoélastique

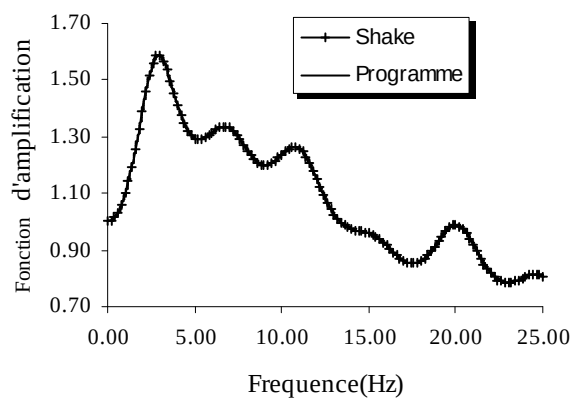
Figure 4.5 Fonctions d'amplification d'un profil de sol monocouche

b) Cas d'un profil de sol multicouches

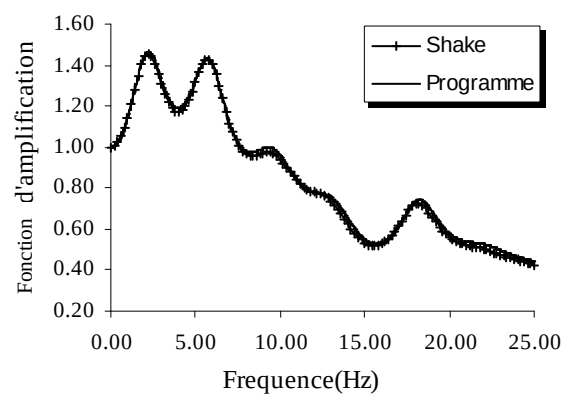
Dans cet exemple, il est supposé un profil de sol constitué de neuf couches horizontales reposant sur un demi-espace dont les caractéristiques mécaniques sont données par le tableau 4.2.

Couche	h (m)	ρ (t/m ³)	G (Mpa)	ξ (%)
1	2.5	1.85	186	5
2	2.5	1.85	150	6
3	5	1.85	170	6
4	5	2.02	225	4
5	5	2.02	225	4
6	5	2.02	327	4
7	5	2.19	327	4
8	5	2.19	435	3
9	5	2.19	435	3
Substratum rocheux	-	2.36	600	2

Tableau 4.2 Caractéristiques géotechniques d'un profil de sol multicouches



Comportement élastique



Comportement linéaire équivalent

Figure 4.6 Fonctions d'amplification d'un profil de sol multicouches

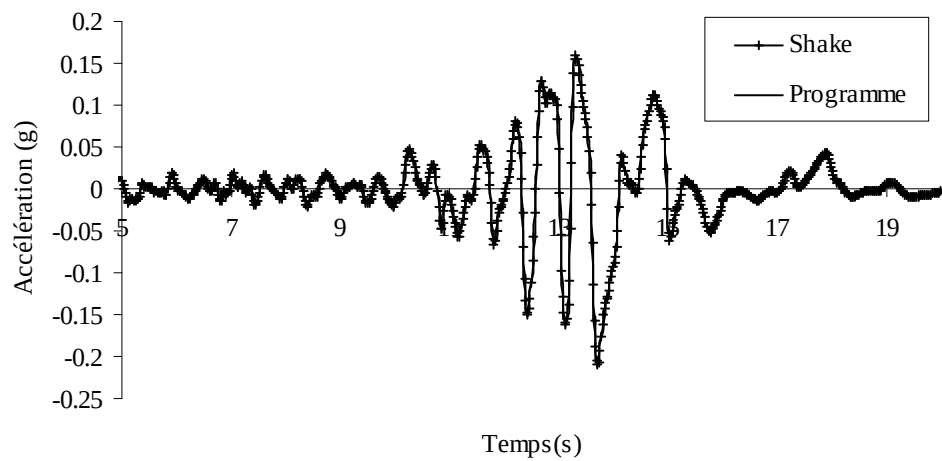


Figure 4.7 Accélération surfacique d'un profil de sol multicouches (Comportement linéaire équivalent)

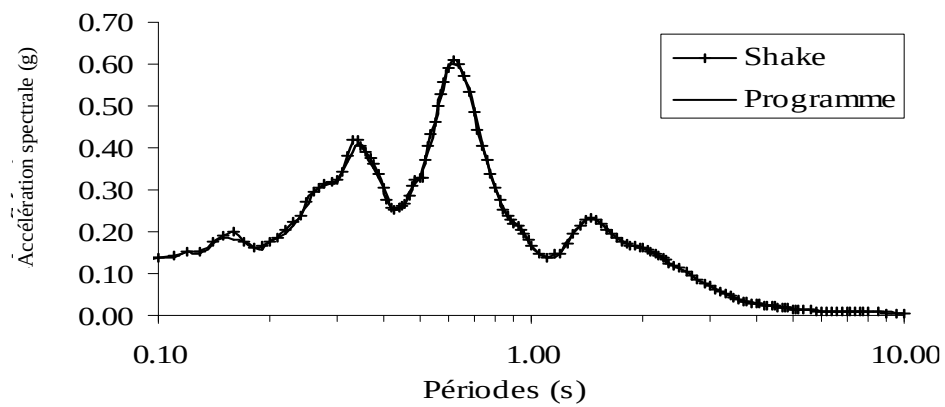


Figure 4.8 Spectre de réponse en accélération (Comportement linéaire équivalent)

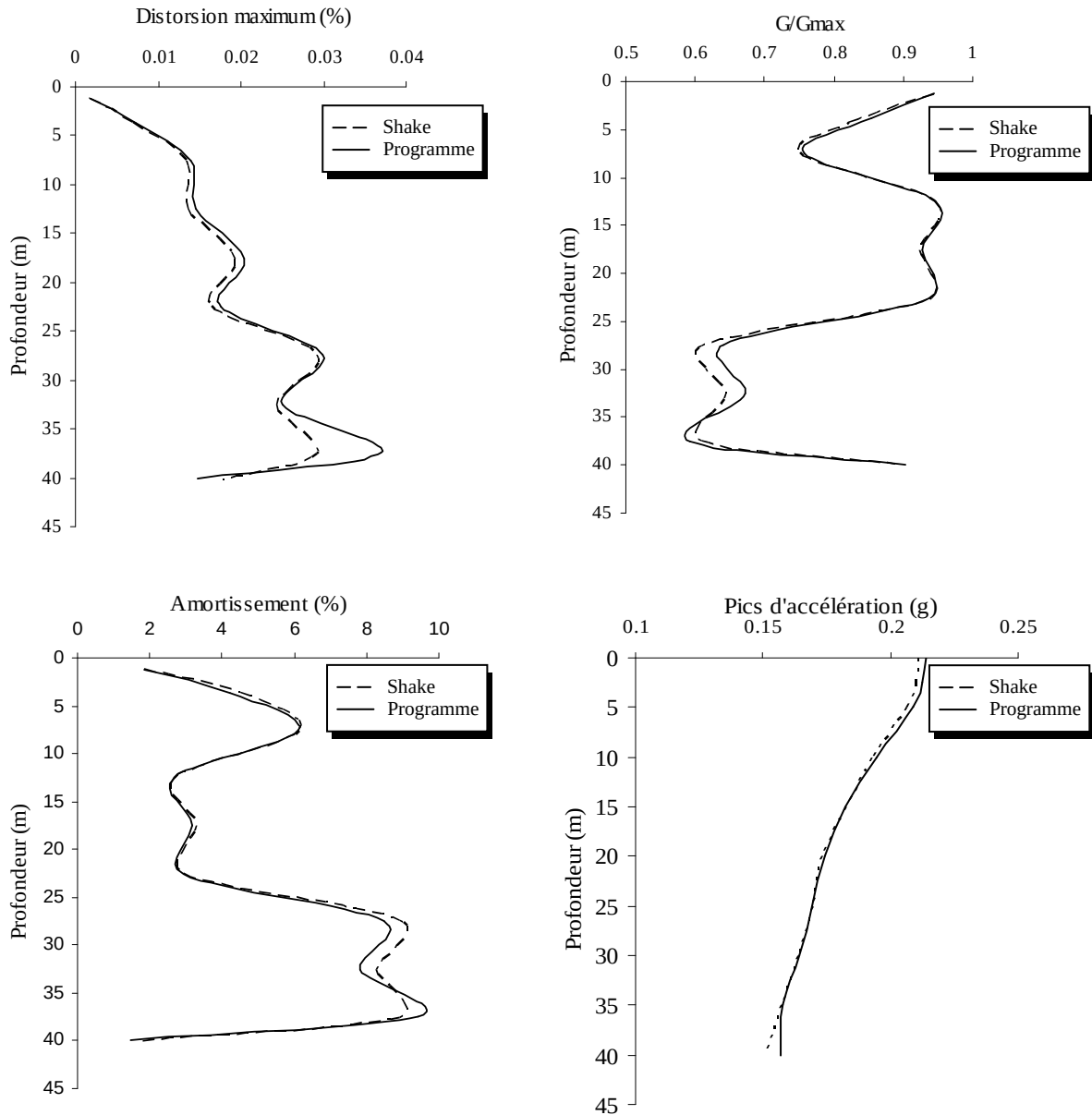


Figure 4.9 Variation de la déformation angulaire, $G/G_{\max}$, de l'amortissement et des pics d'accélération en fonction de la profondeur (Comparaison avec SHAKE)

D'après les courbes de la fonction d'amplification fournies par les figures (4.5) et (4.6), nous remarquons que la fonction d'amplification atteint des proportions plus importantes dans le cas d'un sol à comportement élastique que dans celui à comportement viscoélastique, ce qui signifie que l'amortissement influe sur la valeur de l'amplification en l'atténuant.

Il est à noter également que les valeurs des pics de la fonction d'amplification décroît lorsque les fréquences augmentent.

On observe sur la figure 4.9, une très bonne concordance entre les résultats obtenus avec notre programme et les résultats obtenus avec son homologue.

4.4 Etude paramétrique

Comme il est indiqué précédemment, le milieu poreux représente un état plus réaliste de sol que celui donné par un milieu monophasique solide. Dans cette deuxième partie, nous proposons des exemples de sols poreux (Sable, Argile) ainsi qu'une étude paramétrique faisant intervenir le degré de saturation, la porosité, le module de cisaillement, la perméabilité, etc. La détermination de la fonction d'amplification est le résultat de la propagation d'ondes de type SV.

Dans ce qui suit, nous présenterons une étude paramétrique portant sur l'effet de différents facteurs mentionnés précédemment sur le comportement dynamique du site. Les résultats de l'étude paramétrique sont exprimés en termes de fonctions d'amplification horizontale et verticale et de spectre de réponse.

Deux profils de sols ont été utilisés composés chacun d'une seule couche de sol d'épaisseur $h=10$ m reposant sur le même demi-espace poro-élastique rocheux.

L'excitation utilisée dans les exemples d'étude paramétrique est représentée par l'accélérogramme de Treasure Island dont la valeur maximale est égale à 0.16 g, avec un pas de temps de 0.02 s (Figure 4.4)

Les caractéristiques des deux couches de sols sont indiquées dans le tableau 4.3 suivant :

Caractéristiques	Sable	Argile	Demi-espace
Densité des grains solides (kg/m^3)	2600	2700	2700
Porosité	0.3	0.4	0.3
Module de cisaillement (MPa)	70	100	600
Module de compressibilité du squelette solide (Mpa)	83.33	190	1300
Module de compressibilité des grains solides (Gpa)	36	36	36
Module de compressibilité de l'eau interstitielle (Gpa)	2.2	2.2	2.2
Viscosité du fluide (Ns/m^2)	10^{-3}	10^{-3}	10^{-3}
Perméabilité (m/s)	10^{-4}	10^{-6}	10^{-9}

Tableau 4.3 Caractéristiques géotechniques de sable et de l'argile

4.4.1 Effet d'incidence d'onde SV

a) Cas d'un profil de sol sableux

Dans les figures (4.10) et (4.11), sont représentées les fonctions d'amplification horizontale et verticale et le spectre de réponse correspondant à la couche de sable (incidence d'onde SV), les graphes sont tracés en fonction de la fréquence adimensionnelles $ds = \omega h / v_s$.

$$\text{Sachant que } V_s = \sqrt{\frac{\mu(ibn - \omega p_f)}{\omega(\rho_f^2 n - \rho \rho_f) + i \rho b n}}$$

Il est remarqué que les deux composantes du mouvement sont influencées par la variation de l'angle d'incidence, il est observé ainsi que les pics des fonctions d'amplification horizontales d'angle d'incidence $0^\circ, 10^\circ$ et 20° coïncident avec la fréquence 1.4, par contre nous observons un décalage vers les faibles fréquences pour le cas d'incidence d'angle 30° . L'effet d'amplification est généralement plus intense pour la composante horizontale que pour la composante verticale et ce pour les faibles fréquences.

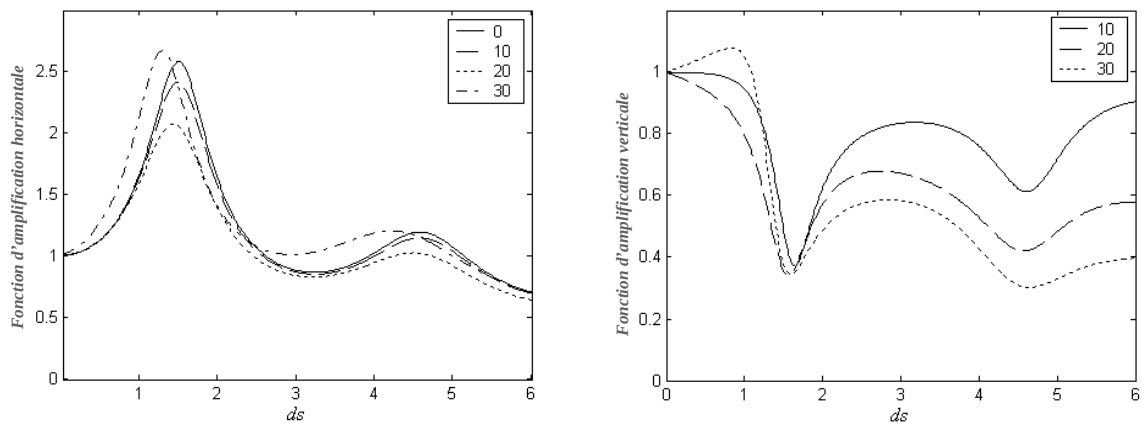


Figure 4.10 Fonctions d'amplification d'une couche sableuse pour différents angles d'incidence des ondes sismique

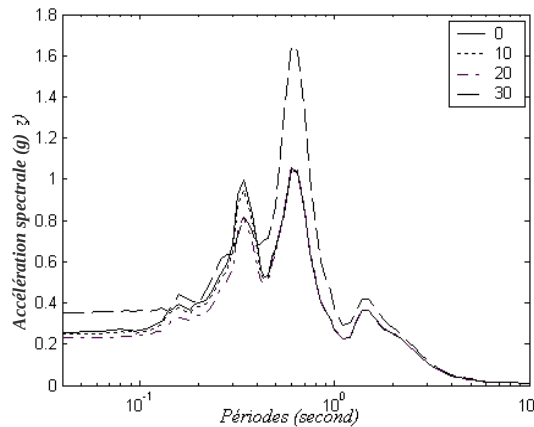


Figure 4.11 Spectre de réponse d'une couche sableuse pour différents angles d'incidence des ondes sismique

Sur la figure 4.11, on voit que le spectre de réponse à la surface de sol est considérablement influencé par l'incidence de l'angle 30° .

b) Cas d'un profil monocouche argileux

Les remarques obtenues pour la couche sableuse sont les mêmes pour la couche argileuse (figure 4.12 et 4.13).

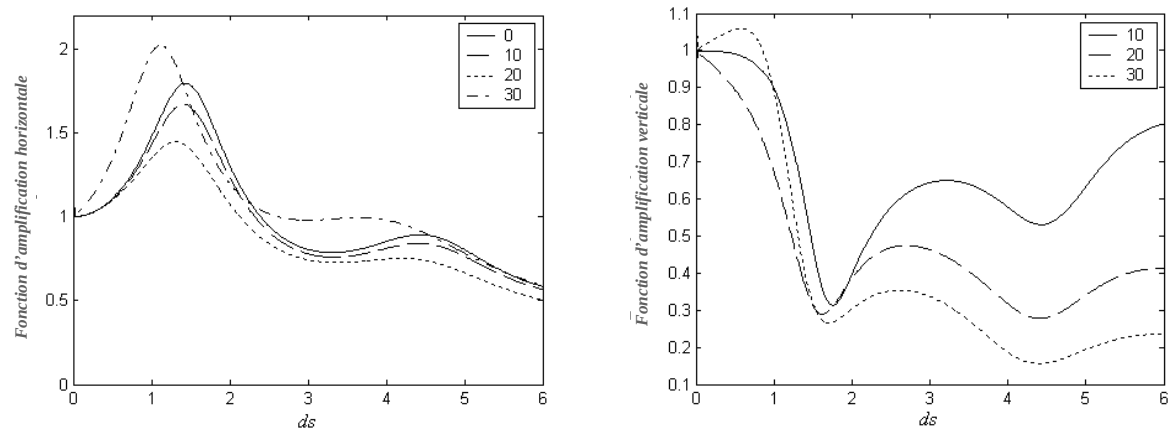


Figure 4.12 Fonctions d'amplification d'une couche argileuse pour différents angles d'incidence des ondes sismique

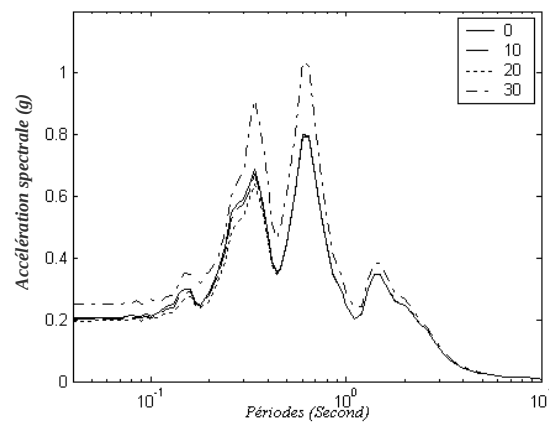


Figure 4.13 Spectre de réponse d'une couche argileuse pour différents angles d'incidence d'ondes sismique

4.4.2 Effet de la densité des grains du sable

Afin de mettre en évidence l'effet de la granulométrie, on propose d'étudier la variation de type de sable pour un angle d'incidence de 10° .

Les sables sont classés d'après Seed et Idris (1970) selon la taille des grains (Figure 4.14).

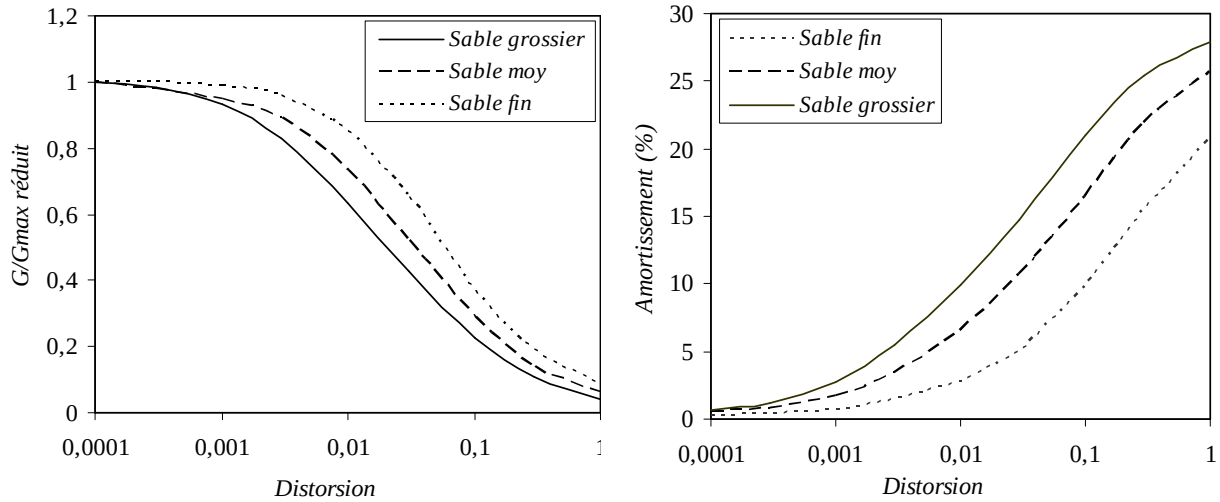


Figure 4.14 Courbes $G/G_{\max}$ - γ et D - γ pour les sables selon la densité des grains (D'après Seed et Idriss 1970)

Il est remarqué que lorsque le volume des grains diminue, les amplifications horizontales de sable augmentent (Figure 4.15).

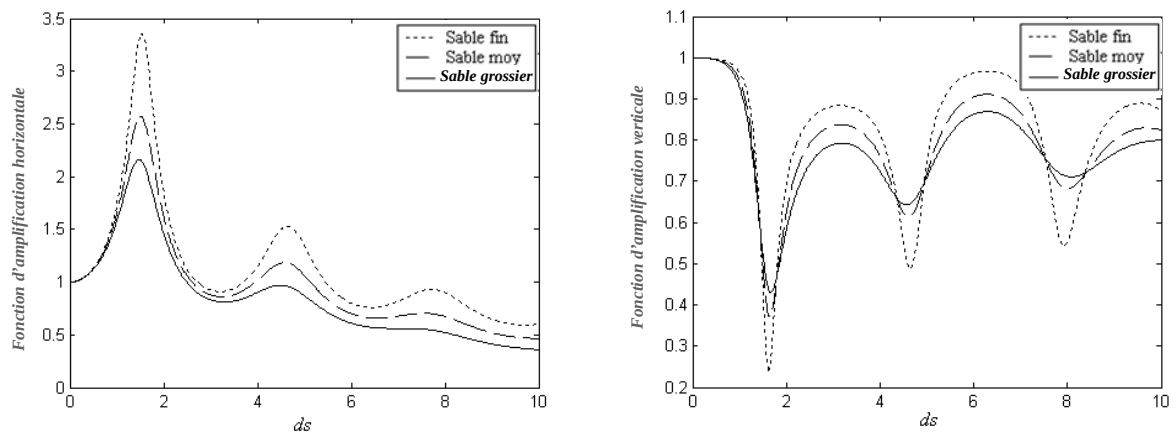


Figure 4.15 Fonctions d'amplification de la couche sableuse pour différents types de sable

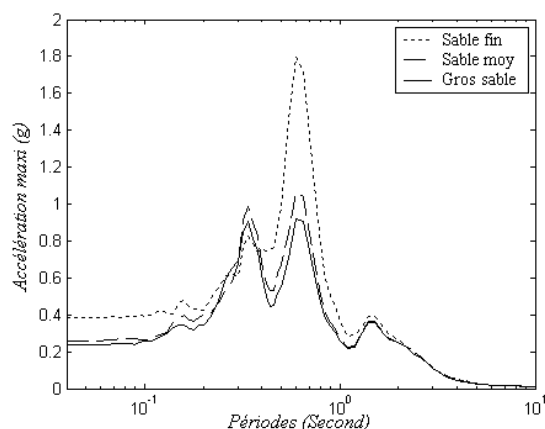


Figure 4.16 Spectre de réponse de la couche sableuse pour différents types de sable

A partir de la figure 4.16, il apparaît que la granulométrie de sol provoque des amplifications plus importantes en augmentant le spectre de réponse dans le cas des sables fin.

4.4.3 Effet de l'indice de plasticité des argiles

A partir des essais au laboratoire ou in situ, les argiles sont définies selon leurs indices de plasticité variant de $I_p=0$ jusqu'à $I_p=200$ % (Figure 4.17). Sur cette base, nous étudions l'effet de la variation des indices de plasticité.

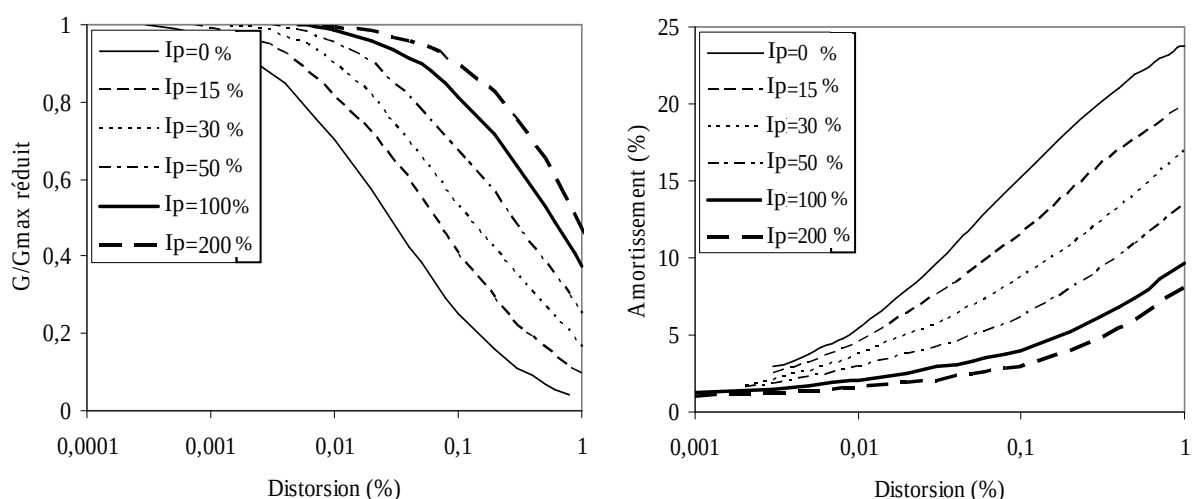


Figure 4.17 Courbes $G/G_{\max}$ - γ et D - γ pour les argiles selon l'indice de plasticité (D'après d'après Vucetic et Dobry 1991)

Il est observé que l'amplification de la couche argileuse augmente avec l'augmentation de l'indice de plasticité et ceci conjointement avec l'augmentation des fréquences adimensionnelles (hautes fréquences) (Figure 4.18).

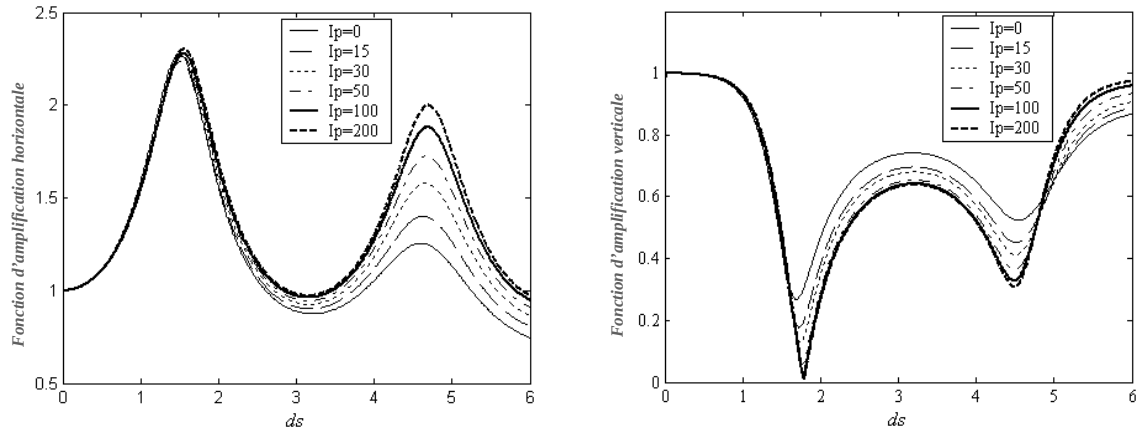


Figure 4.18 Fonctions d'amplification d'une couche argileuse pour différents indices de plasticité

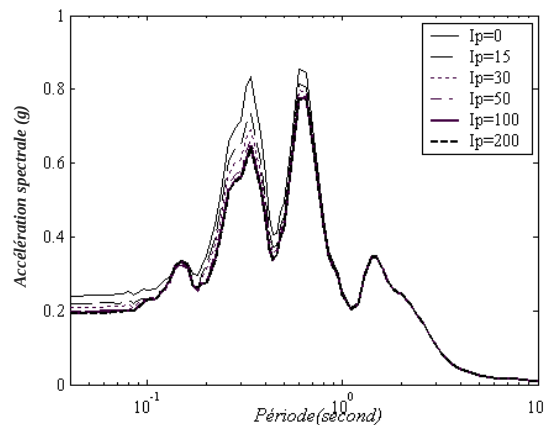


Figure 4.19 Spectre de réponse pour différents indices de plasticité

On constate que le spectre de réponse des sols argileux est plus intense dans les périodes courtes conjointement avec la diminution des indices de plasticité.

Dans la majorité des cas en pratique. L'effet de la composante verticale du mouvement sismique n'est pas considéré car son amplitude est généralement plus faible que celle du mouvement horizontal et que la 'force sismique' dans la direction verticale ne représente en général qu'une fraction relativement faible du poids propre.

4.4.4 Effet de la saturation

Pour une couche de sol présentant les caractéristiques suivantes : porosité 0.3, coefficient de poisson 0.3, le degré de saturation varie entre 95% et 100% et une incidence d'ondes de type SV d'angle 20° .

On voit que la fonction d'amplification horizontale ne présente aucun effet de variation (Figure 4.20), ceci est dû de fait que les ondes SV ne se propagent pas dans le milieu fluide.

Nous remarquons aussi que la composante verticale est affectée légèrement selon la variation du degré de saturation.

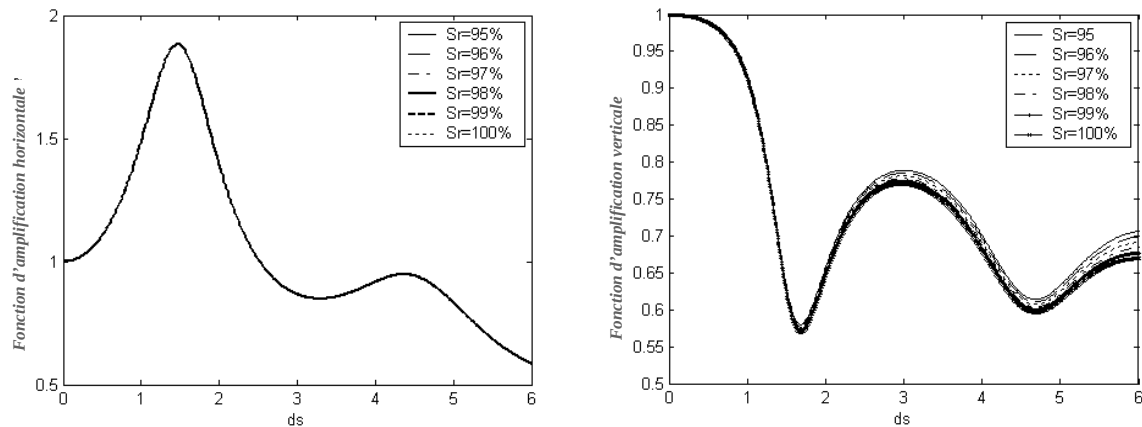


Figure 4.20 Effet de la variation de degré de saturation sur les fonctions d'amplifications (Incidence à 20°).

La variation de degré de saturation n'a aucune influence sur le spectre de réponse (Figure 4.21)

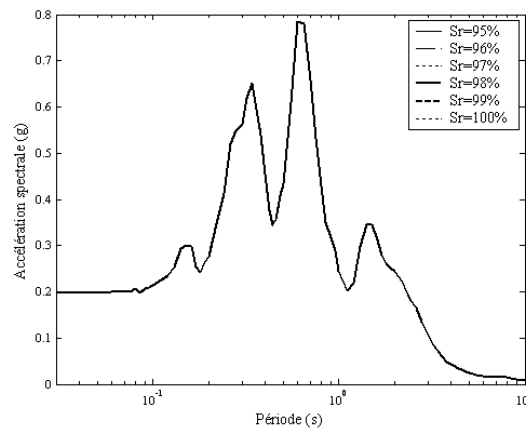


Figure 4.21 Effet de la variation de degré de saturation sur le spectre de réponse (Incidence à 20°).

4.4.5 Effet de la porosité

La porosité a été variée entre 0.1 et 0.5 pour une couche de sol totalement saturé.

A partir de la figure (4.22), il apparaît que l'augmentation de la porosité du sol provoque des amplifications plus importantes, ce qui explique que l'amplification augmente avec la diminution de la densité relative.

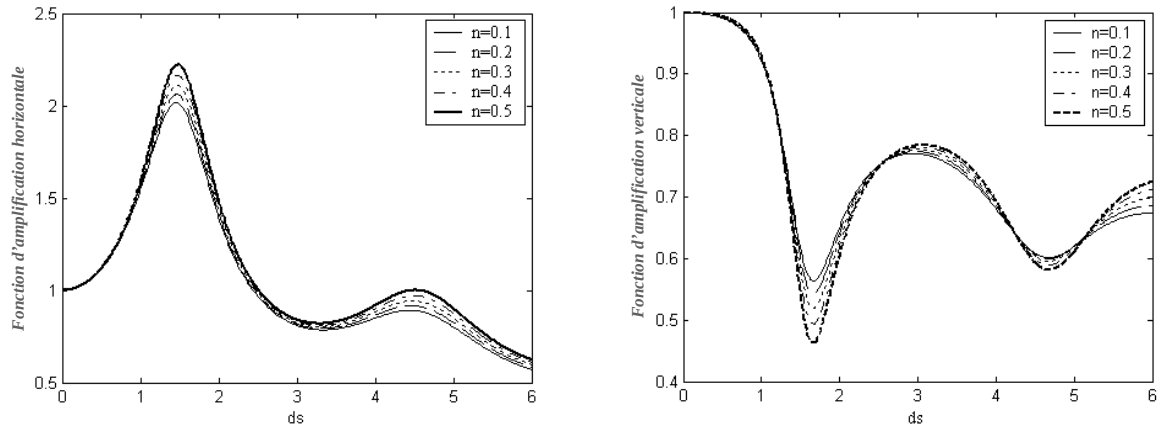


Figure 4.22 Effet de la variation de la porosité sur les fonctions d'amplification

La porosité n'a qu'une influence légère sur le spectre de réponse (Figure 4.23).

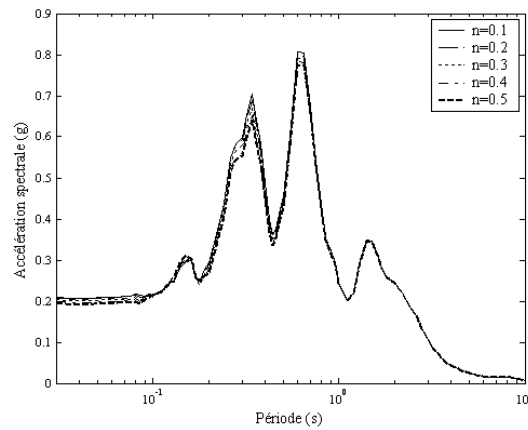


Figure 4.23 Effet de la variation de la porosité sur le spectre de réponse

4.4.6 Effet du module de cisaillement

Dans cette section, le module de cisaillement prend successivement les valeurs suivantes : 50 MPa, 100 MPa, 150 MPa et 250 MPa. La figure (4.24) montre la variation des fonctions d'amplification horizontale et verticale correspondantes aux différents modules de cisaillement.

Il est observé que plus le module de cisaillement diminue plus l'amplification de sol est élevée. Ce résultat est tout à fait attendu, puisque la diminution de module de cisaillement se traduit par la réduction de la rigidité de sol.

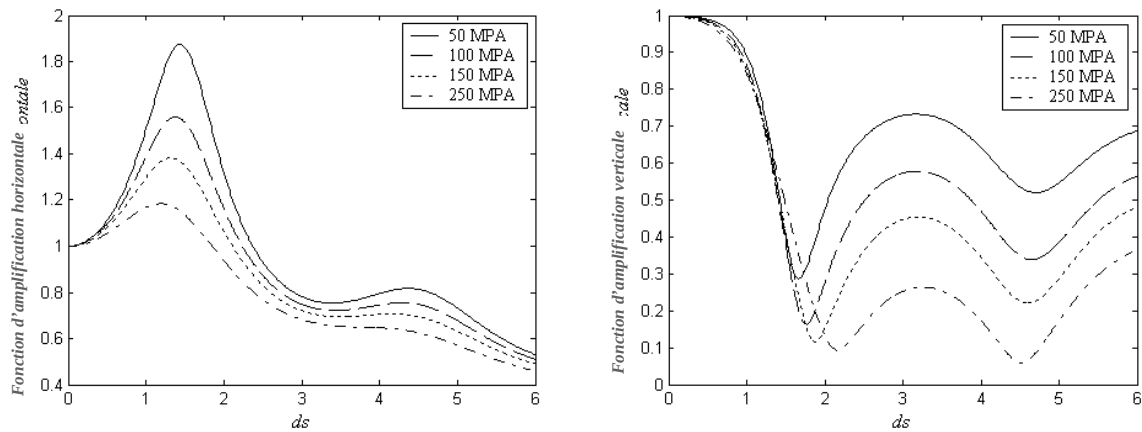


Figure 4.24 Effet de la variation de module de cisaillement sur les fonctions d'amplification

La figure (4.25) montre la variation des spectres de réponse correspondants aux différents modules de cisaillement. Il est observé que plus le module de cisaillement diminue plus l'accélération spectrale à la surface de sol est élevée

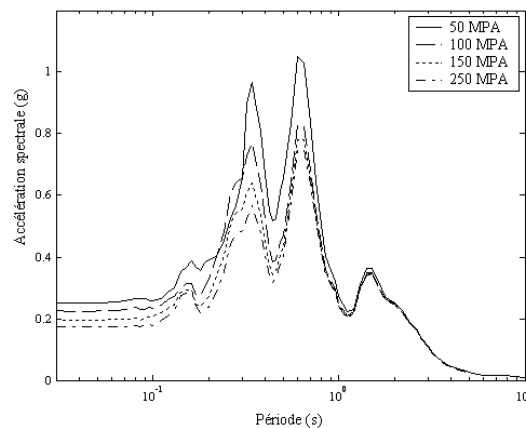


Figure 4.25 Effet de la variation de module de cisaillement sur le spectre de réponse

4.4.7 Effet de la perméabilité

Considérons une couche de sol d'épaisseur $h = 10$ m et d'un coefficient de perméabilité prend les valeurs $k = 10^{-3}$ et 10^{-7} m/s. Les sols drainés ($k = \infty$) et non drainés ($k = 0$) sont également considérés. La figure (4.26) représente les variations des fonctions d'amplification horizontale et verticale correspondantes à différents coefficients de perméabilité.

Les résultats montrent que la perméabilité a une influence négligeable sur la réponse dynamique ou sismique du site. Le mouvement vibratoire de sol sous l'effet d'une sollicitation sismique est tellement rapide que l'eau interstitielle n'a pas le temps à s'évacuer dans les pores et le sol se comporte donc comme un milieu poreux très peu perméable.

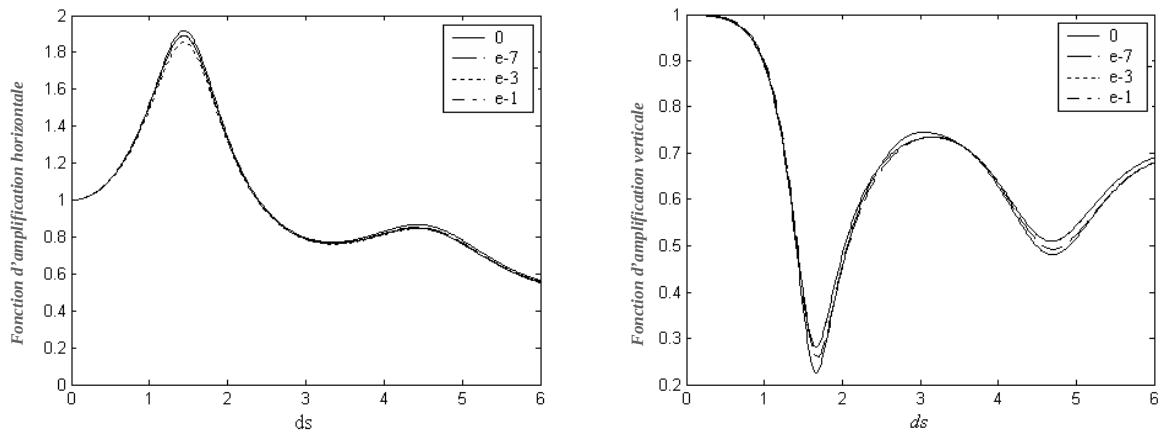


Figure 4.26 Effet de la variation de la perméabilité sur les fonctions d'amplification

Comme les fonctions d'amplification, le spectre de réponse n'enregistre aucun effet lors de variation des valeurs de perméabilité (Figure 4.27).

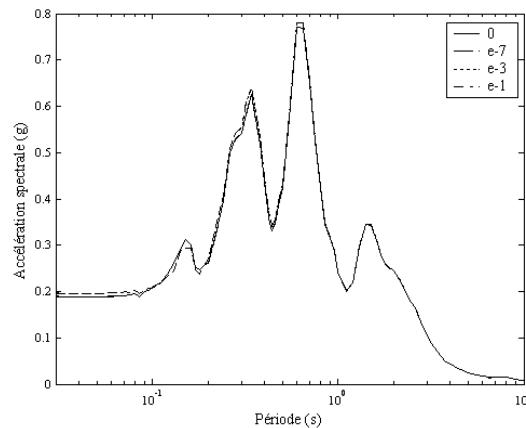


Figure 4.27 Effet de la variation de la perméabilité sur le spectre de réponse

4.4.8 Effet d'épaisseur de profil

Considérons une couche de sol avec un rapport d'impédance $\alpha = 0.4$. Son épaisseur prend successivement les valeurs suivantes $h = 10 \text{ m}$, 20 m et 30 m .

Les résultats illustrés sur la figure (4.28) montrent que l'effet d'amplification du mouvement à la surface libre dépend de l'épaisseur de la couche.

Pour la composante horizontale de la fonction d'amplification, on aperçoit que dans cet exemple, plus l'épaisseur de la couche est petite plus le mouvement en surface est amplifié.

Pour la composante verticale du mouvement, on découvre que la grandeur de cette composante croît avec l'épaisseur. C'est à dire plus la couche est épaisse plus la valeur de la composante verticale est importante.

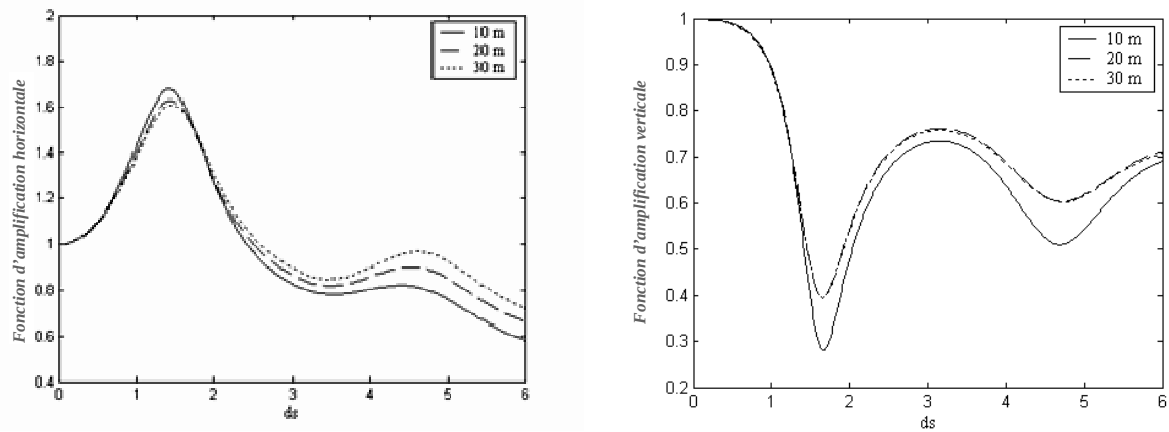


Figure 4.28 Effet de la variation de la profondeur sur les fonctions d'amplification

La grandeur de spectre de réponse augmente simultanément avec l'augmentation de l'épaisseur de profil de sol (Figure 4.29).

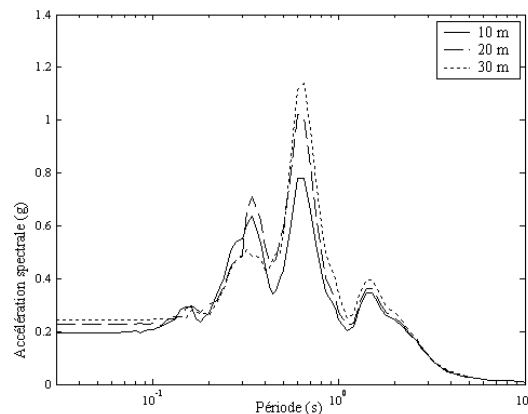


Figure 4.29 Effet de la variation de la profondeur sur le spectre de réponse

4.5 Conclusion

Ce chapitre est consacré à étudier l'influence des caractéristiques géotechnique dans les couches souterraines. Dans la première partie, nous avons évalué la fonction d'amplification grâce à la méthode des matrices de rigidité. Dans la seconde partie, nous avons mené des exemples d'application traitant les deux modèles monophasique et bi-phasique poreux de sol afin d'exposer les fonctions d'amplification et les spectres de réponse de profil de sol. En fin, nous avons effectué une étude paramétrique portant sur l'influence des facteurs importants pouvant affectant le mouvementent sismique en surface de profil.

A partir des résultats obtenus, nous pouvons résumer les conclusions générales suivantes :

- les résultats du notre modèle numérique (notre code de calcul) sont en bien concordance avec les résultats donnés par le code de calcul Shake2000.
- Il existe plusieurs facteurs affectant la réponse dynamique et sismique d'un site donné, dans ce contexte, on peut citer : la porosité, le contraste d'impédance, le module de cisaillement, l'incidence de l'onde SV, la densité des grains de sable et l'indice de plasticité des argiles, dans lesquels peuvent modifier de manière relativement importante le mouvement en surface du profil de sol. Aussi, on peut noter que l'effet de l'imperméabilité et l'effet de saturation peuvent être négligés dans le calcul des spectres de réponse.

Chapitre V

Application aux cas des sites de la
ville d'Alger

Chapitre 5

Applications aux cas des sites de la ville d'Alger

5.1 Introduction

L'effet des conditions locales d'un site sur l'amplification des sols a été depuis longtemps identifié (Seed et Idriss 1982). Les tremblements de terre destructifs les plus remarquables tels que Mexico 1985, Loma Prieta 1989 ont montrés que ces conditions ont une influence importante sur la réponse de sol. Aussi, ils ont démontré que la topographie, la géologie et la nature des sols sont des facteurs principaux qui l'influencent. Ces événements sismiques soulignent le besoin de caractériser l'effet des conditions locales sur l'amplification des mouvements de sol.

Des études sur la réponse sismique ont été réalisées au cours des trente dernières années. Récemment, Borchardt (1990) a développé des facteurs d'amplification de courtes et longues périodes basés sur la vitesse de cisaillement moyenne mesurée sur les 30 m de profondeur. Seed et al (1991) ont développé une méthode de classification géotechnique du site basé sur la vitesse des ondes de cisaillement en fonction de la profondeur. Seed et al (1991) ont alors développé des facteurs d'amplification des sites pour tenir compte des effets de site. Le travail de ces chercheurs avec celui de Dobry (Dobry et al 1994) a été incorporé au code de bâtiment UBC (Unified Building Code). Le règlement parasismique algérien (RPA99/2003) en matière d'amplification de sol dans son volet contenu fréquentiel seulement (amplification en terme d'amplitude n'est pas considérée) est basé

sur une classification des sites selon leurs vitesses de cisaillement moyenne mesurées sur une profondeur de 20 m.

Dans ce contexte, le problème majeur à résoudre par les ingénieurs et les géotechniciens dans les régions de forte sismicité est d'évaluer la réponse sismique ou la réponse spectrale d'un site constitué d'un profile de sol dont les caractéristiques mécaniques et physiques varient avec la profondeur.

Ainsi, ce chapitre est destiné à mettre en exergue l'importance de la profondeur de sol considérée dans le calcul sismique d'un profile de sol et par conséquent dans la classification des sites. Cette importance est illustrée à travers une application de la méthode des matrices de rigidité aux calculs des spectres de réponse de 26 sites localisés dans la ville d'Alger sollicités par le séisme de Boumerdes du 21 mai 2003. Les vitesses de cisaillement moyennes de ces sites seront calculées selon quatre modèles définis par la profondeur de profile de sol prise dans le calcul de spectre de réponse. Ainsi, les spectres de réponse calculés selon ces quatre modèles sont comparés avec leurs homologues obtenus par le RPA99/2003 et le UBC97.

5.2 Définition de l'excitation sismique

5.2.1 Sismotectonique et géologie de l'Algérie

5.2.1.1 Généralités

Les limites naturelles de l'Algérie sont la Mer Méditerranée au Nord (1200 km de côtes), le Maroc à l'Ouest, la Tunisie et la Libye à l'Est, la Mauritanie au Sud-Ouest et finalement le Mali et le Niger au Sud. Par sa superficie (2 381 741 km²), l'Algérie est après le Soudan, le deuxième plus grand pays d'Afrique et du monde arabe.

Le pays comprend quatre grands domaines du Nord au Sud : l'Atlas Tellien, constitué de reliefs escarpés et de plaines littorales dont les plus riches d'Algérie sont la Mitidja au centre, le Chelif à l'Ouest et le Seybouse à l'Est ; l'Atlas saharien forme une longue suite de reliefs orientés NE-SO s'étendant du Maroc à la Tunisie ; le Sahara est un désert formé de grandes étendues de dunes, de plaines caillouteuse et parsemé d'oasis.

L'Algérie est divisée en deux unités tectoniques majeures séparées par la faille sud-atlasique : Le Nord du pays porte l'empreinte de la tectonique alpine tandis que le Sud formé par la plate-forme saharienne est relativement stable et la tectonique y est moins prononcée.

5.2.1.2 Géodynamique

L'Algérie est située sur une limite majeure entre deux plaques tectoniques : la plaque Eurasienne et la plaque Africaine. Le séisme du 21 mai 2003 est lié à un contexte tectonique compressif créé par la remontée nord-ouest de la plaque Africaine contre la plaque Eurasienne, la vitesse de raccourcissement entre les deux plaques est estimée entre 5 et 6 mm/an dans la région d'Alger (Figure 5.1). L'affrontement entre les deux plaques a donné naissance notamment à la chaîne de l'Atlas Tellien. Ce massif forme une zone complexe constituée de nappes mises en place au Miocène inférieur.

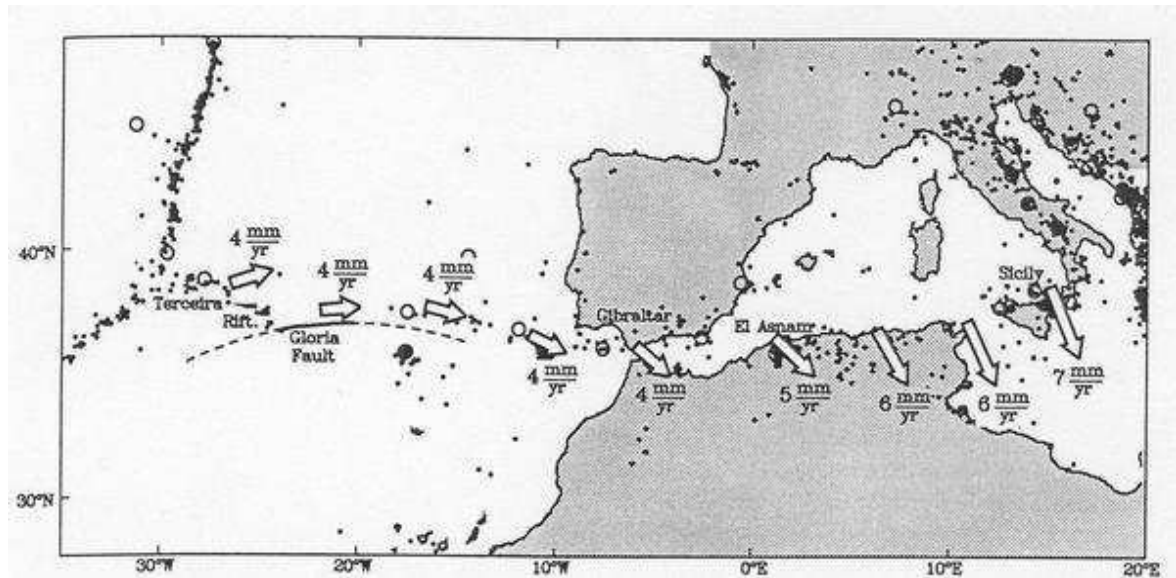


Figure 5.1 : Mouvement entre les plaques Africaine et Eurasienne (Extrait de USGS.com)

5.2.1.3 Tectonique régionale et failles actives

La tectonique est celle de la collision Afrique-Europe et l'Algérie du Nord a été victime de nombreux séismes qui sont majoritairement des séismes en faille inverse en accord avec le mouvement général de compression à la frontière des plaques tectoniques Eurasie et Afrique.

Les cartes sismo-tectoniques disponibles pour l'Algérie du Nord font état de deux types de failles. D'une part des failles décrochantes dont la faille de Thénia et d'autre part des failles en compression avec des prolongements marins probables. Ainsi les failles bordant la Mitidja et le Sahel se continueraient en mer au large de la côte entre Boumerdès et Dellys.

L'événement du 21 mai 2003

Le mercredi 21 mai, un fort séisme de magnitude Mw 6.8 a touché les régions de Boumerdès et d'Alger, dans une zone allant principalement de Blida à Dellys, de dimension approximative 150 km x 80 km (figure 5.2) Son épicentre physique a été situé en mer, en face des villes de Zemmouri et Boumerdès. La zone touchée comprend 3 à 4 millions d'habitants. Cette population a été fortement traumatisée par la secousse principale et les répliques dont la composante verticale était importante. L'une d'entre elle a été à l'origine de l'effondrement d'une tour de 15 niveaux, à Reghaia, déjà fortement ébranlée par le séisme principal, entraînant la mort supplémentaire de 3 personnes.

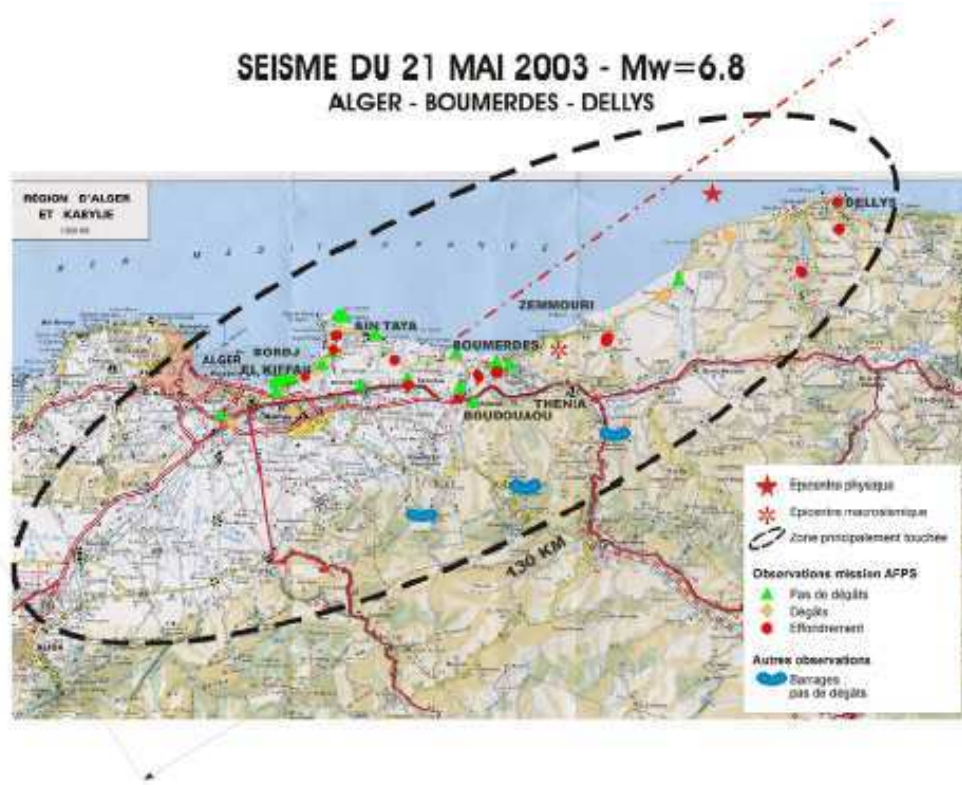


Figure 5.2 : Zone touchée par le séisme de 21/05/2003 (Extrait USGS.com)

L'état géologique de la zone algéroise

L'histoire géologique des bassins sédimentaires algériens s'inscrit dans le processus de géodynamique globale de la tectonique des plaques qui a structuré l'Algérie en deux domaines: au Nord, l'Algérie alpine ; au Sud, la plate-forme saharienne. L'algérois est intégré dans l'Algérie alpine et est essentiellement structuré par la plaine de la Mitidja qui est un bassin de type intra montagneux, bordé au sud par le domaine des nappes formant l'Atlas Tellien. La série sédimentaire du bassin de la Mitidja s'étend du Jurassique au Miocène. Au pliocène, la mer y dépose des marnes bleues à intercalations gréseuses d'une épaisseur pouvant atteindre 1000 m. À l'est la Mitidja est bordée par des affleurements de socle de type granitoïde apparaissant à Boumerdès et le long de la faille de Thénia.

Le remplissage sédimentaire quaternaire de la Mitidja représente localement une épaisseur de 120 m. Proche des côtes se sont des sables rouges du Pliocène supérieur très compacts qui affleurent et recouvrent les marnes. C'est sur ce type de terrain que s'est construit notamment la ville de Boumerdès.

5.2.2 Simulation du mouvement sismique à la base

La limitation et le manque d'accélération enregistrées ainsi que l'utilisation de plus en plus large de l'analyse dynamique temporelle pour l'étude des réponses de structures, sont à l'origine de la motivation qui existe autour du développement des capacités de simulation. Les enregistrements réels de séisme sont limités dans le sens où ils ne sont qu'une réalisation unique d'un ensemble de paramètres aléatoires (magnitude, distance focale, propriétés d'atténuation, le contenu fréquentiel, la durée,...). L'enregistrement est une réalisation qui ne se reproduira jamais de la même manière et par conséquent, si une autre réalisation se reproduit, elle peut ne pas satisfaire les critères de conception. La recommandation est donc de considérer un tremblement de terre comme étant un processus stochastique non stationnaire.

L'une des premières méthodes utilisées dans la simulation numérique est basée sur le fait que toute fonction périodique peut être étendue en une série d'ondes sinusoïdales, chaque fonction contribue avec son amplitude et sa phase. En général, les amplitudes sont fixées et les phases sont générées par un générateur de nombres aléatoires se basant sur une loi de distribution uniforme. Pour que le mouvement obtenu à la fin soit très semblable aux mouvements réels.

Les mouvements au rocher sont nécessaires pour exciter une colonne de sol et pour déterminer sa réponse dynamique sous un chargement sismique. Traditionnellement, les accélérations mesurées de l'enregistrement des stations situées aux affleurements rocheux sont utilisées comme mouvements d'entrée à la base de la colonne de sol. Cependant, les mouvements forts pour des grands événements de grandeur ne sont pas disponibles en nombre suffisant pour L'Algérie. Donc la simulation numérique de mouvements des sols est une étape importante dans l'analyse dynamique des structures et le dimensionnement des éléments structuraux. Afin de bien cerner ce problème que nous cherchons à résoudre à savoir simuler numériquement des accélérations sismiques, plusieurs notions seront présentées dans ce qui suit.

5.2.2.1 Méthode et exemple de simulations du mouvement

Plusieurs modèles stochastiques de génération numérique d'accélération du sol ont été proposés et appliqués aux problèmes de structures. Parmi ces modèles, ceux de Kanai-Tajimi et Ruiz et Penzien qui introduisent la méthode de représentation spectrale qui peut être facilement programmée pour la simulation numérique d'accélération ou de déplacements du sol. Ces accélérations sont considérées comme des échantillons d'un champ stochastique Gaussien, homogène et unidimensionnel.

Pour calculer l'accélération au rocher, nous suivrons les étapes suivantes :

- A partir de la banque de données du CGS, des enregistrements sur site sont prises comme référence pour définir l'input sismique.
- La durée significative de ce signal est calculée.
- La partie forte de ce signal est prise pour le calcul de son spectre de Fourier.

- A partir de ce dernier, nous calculons la fonction de densité spectrale de puissance que nous calibrons pour une représentation analytique
- Cette densité spectrale de puissance va servir de référence pour le calcul probabiliste d'échantillons de mouvements sismiques stationnaires.
- Ces derniers seront corrigés via des fonctions de fenêtrage pour devenir représentatifs de la réalité, c'est à dire non stationnaires.

5.2.2.2 Définition de l'input sismique

Le développement de la réponse sismique en terme d'accélération au rocher de référence, pour le site donné, est basé sur des données enregistrées dans des environnements permet de les prendre comme référence. Dans ce contexte nous avons utilisé l'accélérogramme enregistré lors du séisme du 21 mai 2003 de Boumerdes. Il s'agit de celui enregistré à la station n°1 située à proximité du barrage de keddara (figure 5.3).

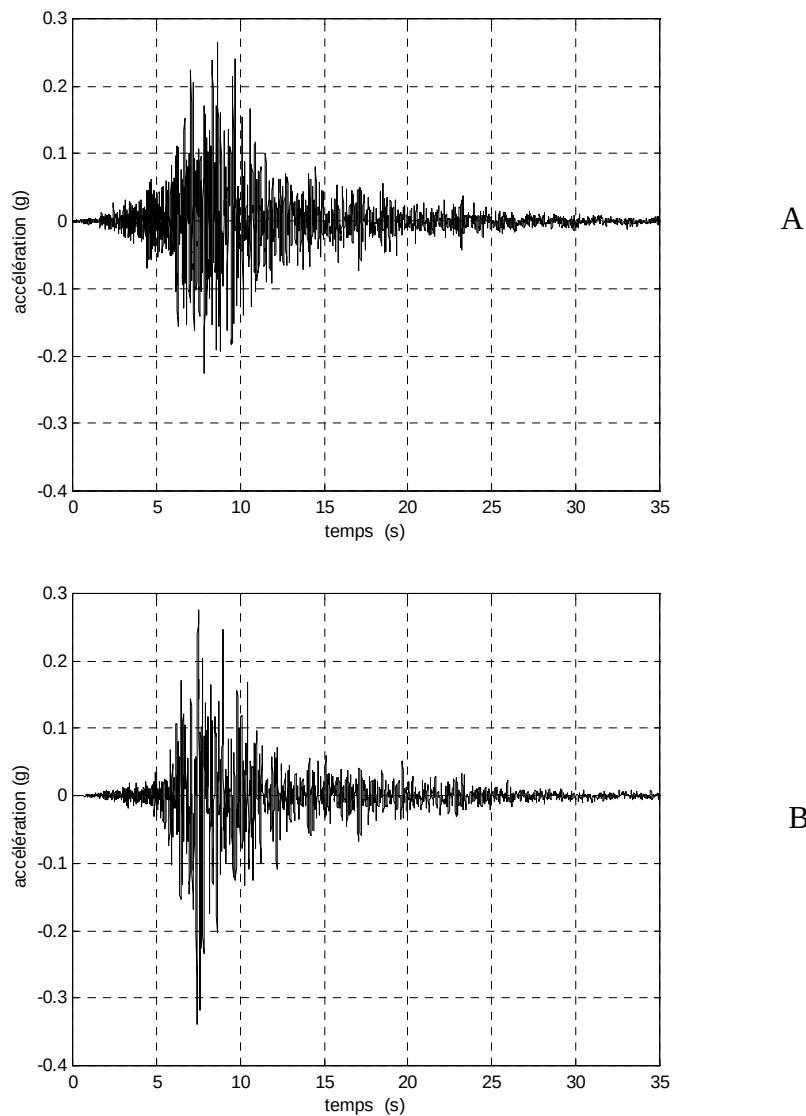


Figure 5.3 : Accélérogramme de la station de Keddara N°1 lors du séisme du 21 mai 2003 de Boumerdes : (a) composante Nord-Sud, (b) composante est-ouest

5.2.2.3 Calcul de la durée significative du signal

Dans ce qui suit, nous devons considérer la durée significative du signal dans nos calculs (la partie forte du signal la plus destructive pour les structures). Cette durée peut être obtenue par le diagramme d'Husid (Clough et Penzien 1993). La durée significative d'un séisme est définie comme étant le temps nécessaire pour passer du niveau 5% d'énergie au niveau 95% du tracé d'Husid. Le tracé d'Husid est représenté par la variable normalisée $h(t)$ (figure 5.4).

$$h(t) = \frac{\int_0^t [a(t)]^2 dt}{\int_0^T [a(t)]^2 dt} \quad (5.1)$$

Avec $a(t)^2 = ns(t)^2 + ew(t)^2$ où $ns(t)$ et $ew(t)$ sont les composantes Nord-Sud et Est-ouest de l'accélération sismique horizontale.

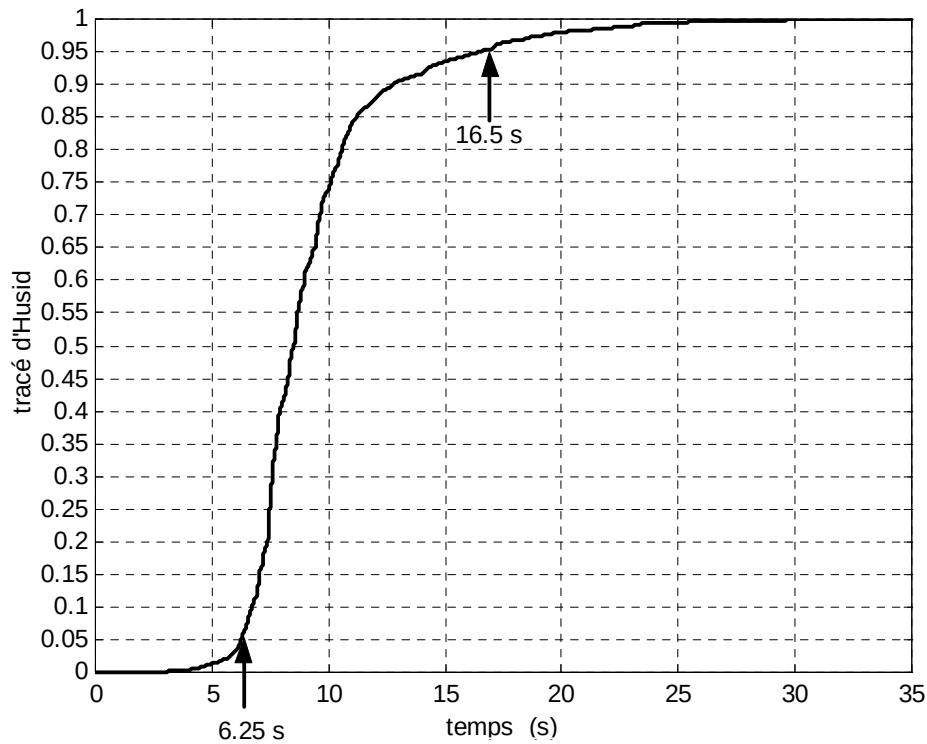


Figure 5.4 : Tracé d'Husid

D'où, on obtient la durée significative $T = T_{\max} - T_{\min} = 16.5 - 6.25 = 10.25 \text{ s}$.

Le signal obtenu pour une durée significative $T=10.25$ est donné dans la figure 5.5

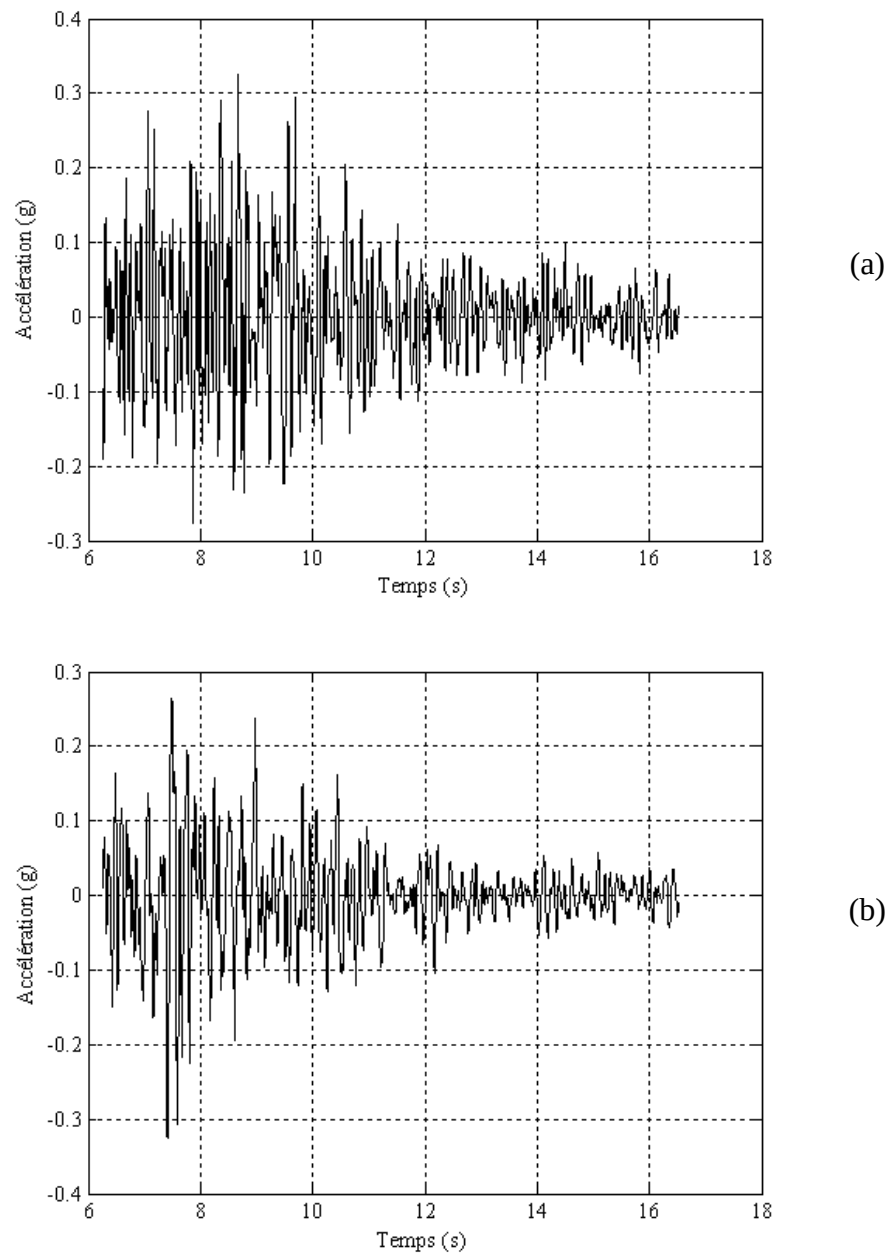


Figure 5.5 : Accélérogramme de la station de Keddara N°1 lors du séisme du 21 mai 2003 de Boumerdes pour une période significative de $T= 10.25$ s

(a) composante Nord-Sud, (b) composante Est-Ouest

5.2.2.4 Calcul du spectre de Fourier de l'excitation de référence

Les spectres d'amplitude de Fourier de l'excitation sismique de référence, pris uniquement dans sa partie forte, c'est à dire pour une durée significative de $T= 10.25s$ sont calculés et représentés dans la figure 5.6

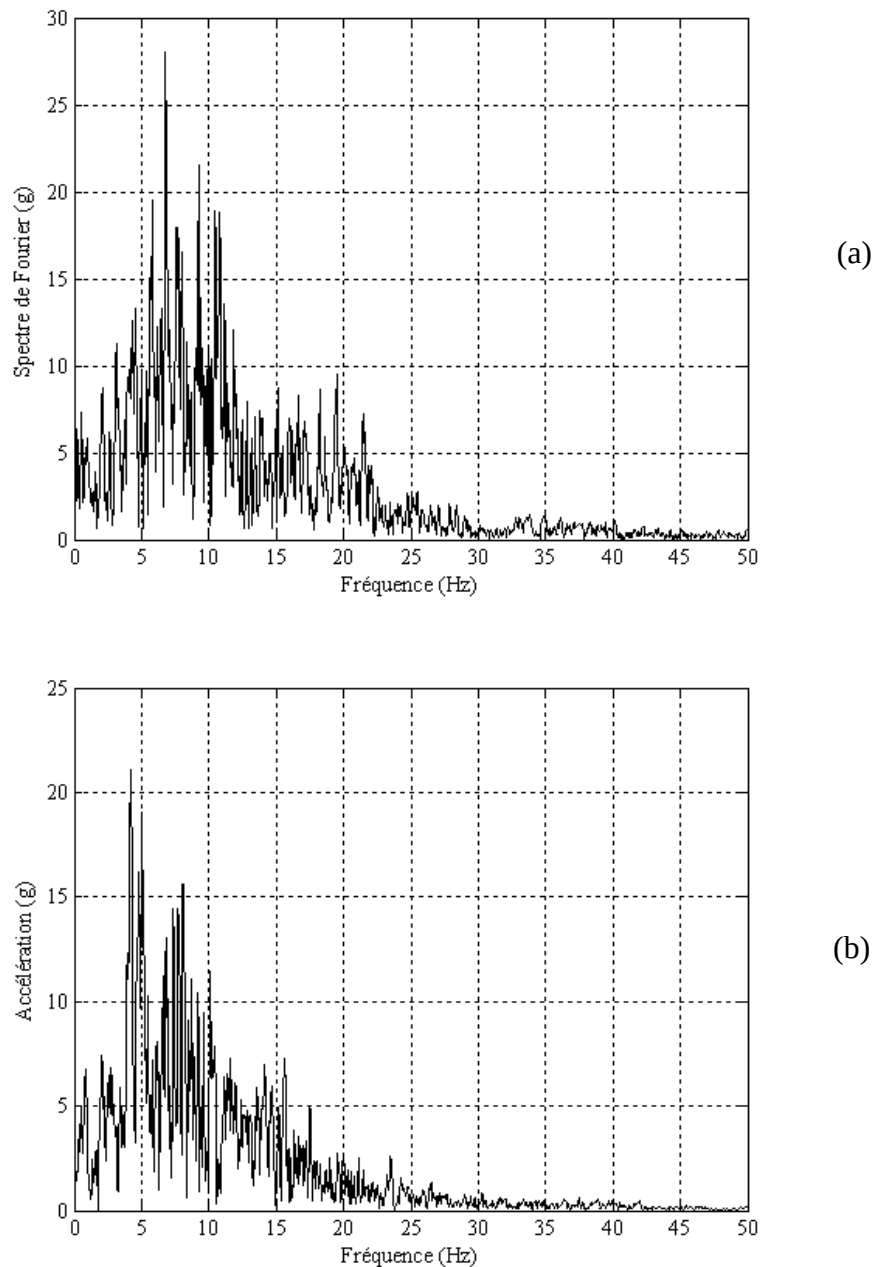


Figure 5.6 : Spectre d'amplitude de Fourier de l'accélérogramme de la station de Keddara N°1 lors du séisme du 21 mai 2003 de Boumerdes pour une période significative de $T= 0.25s$

(a) composante Nord-Sud, (b) composante Est-Ouest

5.2.2.5 Calcul de la fonction de densité spectrale de puissance du signal de référence

Dans cette étude, l'input sismique est modélisé, en premier lieu, comme étant un processus stationnaire $\ddot{x}_{sta}(t)$ par le biais de sa fonction densité spectrale de puissance, $S_{\ddot{x}\ddot{x}}(\omega)$ décrivant la répartition de l'énergie moyenne du processus.

$S_{\ddot{x}\ddot{x}}(\omega)$ est liée d'une façon directe au spectre d'amplitude de Fourier d'accélérogramme $\bar{X}(\omega)$, qui est la décomposition fréquentielle du signal, par :

$$S_{\ddot{x}\ddot{x}}(\omega) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{2\pi}{T} E \left[\left| \bar{X}(\omega, T) \right|^2 \right] \quad (5.2)$$

5.2.2.6 Représentation analytique de la fonction de densité spectrale de puissance

$S_{\ddot{x}\ddot{x}}(\omega)$ peut être représentée analytiquement par une modélisation proposée par Kanai-Tajimi (1957 ; 1960) et modifiée par Clough et Penzien (1975) :

$$S_{\ddot{x}_{sta}}(\omega) = S_{0g}(\omega) \cdot H_1^2(\omega) \cdot H_2^2(\omega) \quad (5.3)$$

En analysant les mouvements sismiques réels, les spectres de l'amplitude de Fourier exhibent généralement des variations en fréquences. Il a été donc suggéré qu'un bruit blanc stationnaire filtré d'une durée limitée puisse être représentatif pour ces excitations ($S_{0g}(\omega) = \text{Cte}$). Dans ce contexte, Kanai (1957) et Tajimi (1960) ont suggéré la fonction de transfert du filtre suivante :

$$\left| H_1^2(\omega) \right|^2 = \frac{1 + 4 \cdot \xi_g^2 (\omega / \omega_g)^2}{\left[1 - (\omega / \omega_g)^2 \right]^2 + 4 \cdot \xi_g^2 (\omega / \omega_g)^2} \quad (5.4)$$

Où ω_g , ξ_g et S_{0g} représentent respectivement la fréquence prédominante du sol, l'amortissement du sol et l'intensité du mouvement sismique du sol. Dans notre étude, nous obtenons les valeurs de ces paramètres à partir de la fonction $S_{\ddot{x}\ddot{x}}(\omega)$ calculée directement à partir du spectre de Fourier de l'excitation de référence. Le calibrage donne les valeurs suivantes :

$$\omega_g = 15 \pi; \quad \xi_g = 0.4 \quad \text{et} \quad S_0 = 87 \text{ cm}^2 / \text{s}^3$$

Cependant, ce filtre conduit à des variances stationnaires infinies, de la vitesse et du déplacement, dues à la singularité au voisinage de la fréquence angulaire $\omega \rightarrow 0$. Il a été donc nécessaire de passer le signal à travers un autre filtre de manière à réduire les valeurs spectrales au niveau des faibles fréquences. Ce filtre a pour expression (Clough et Penzien, 1975) :

$$(5.5) \quad |H_2^2(\omega)|^2 = \frac{(\omega/\omega_k)^4}{[1-(\omega/\omega_k)^2]^2 + 4 \cdot \xi_k^2 (\omega/\omega_k)^2}$$

Où ω_k et ξ_k sont les caractéristiques du filtre correctif. L'équation (5.3) peut s'exprimer comme suit :

$$(5.6) \quad S_{\ddot{x}_{sta}}(\omega) = S_{0g} \frac{1 + 4 \cdot \xi_g^2 (\omega/\omega_g)^2}{[1-(\omega/\omega_g)^2]^2 + 4 \cdot \xi_g^2 (\omega/\omega_g)^2} \cdot \frac{(\omega/\omega_k)^4}{[1-(\omega/\omega_k)^2]^2 + 4 \cdot \xi_k^2 (\omega/\omega_k)^2}$$

Avec ω_k et ξ_k sont égales à π rad/s et 0.6 respectivement.

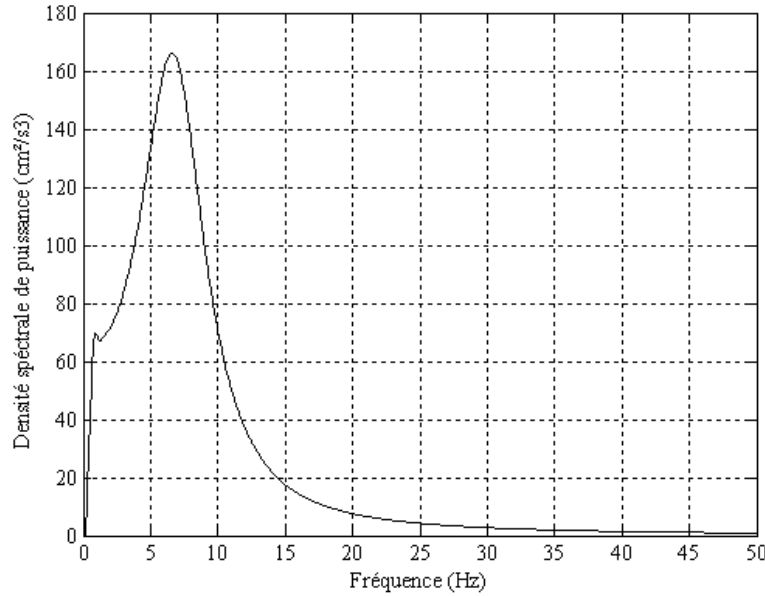


Figure 5.7 : Densité spectrale de puissance de l'accélérogramme de la station de Keddara N°1 lors du séisme du 21 mai 2003 de Boumerdès pour une période significative de $T=10.25s$

5.2.2.7 Calcul du mouvement sismique stationnaire

Le processus stationnaire $\ddot{x}_{sta}(t)$ s'exprime par (Shinozuka et al.1987) :

$$(5.7) \quad \ddot{x}_{sta}(t) = 2 \cdot \sum_{i=1}^N \sqrt{S_{\ddot{x}_{sta}}(\omega_i)} \cdot \Delta\omega \cdot \cos(\omega_i t + \phi_i)$$

où $\Delta\omega$ est l'incrément fréquentiel avec $\omega_i = i \Delta\omega$ pour lequel $N \Delta\omega$ est la fréquence maximale considérée. ϕ_i sont les phases aléatoires indépendantes et uniformément

distribuées sur $[0, 2\pi]$. Il est essentiel de signaler que la génération digitale de l'accélération peut être accomplie par les moyens de la FFT (Fast Fourier Transform). Cette technique de calcul nécessite que le nombre de points N soit un multiple de 2 ($N = 2^n$, n entier). La fréquence limite ou fréquence de coupure est prise égale à la fréquence de Nyquist et est donnée par :

$$f_c = \frac{1}{2 \cdot \Delta t} \quad (5.8)$$

L'expression de l'accélération (stationnaire) prend la forme digitalisée suivante :

$$\ddot{x}_{sta,r} = 2 \cdot \text{Re} \left[\sum_{l=0}^{M-1} \sqrt{S_l \Delta \omega} \cdot e^{i\phi_l} \cdot e^{(i \cdot 2\pi \cdot l \cdot r / M)} \right] \quad (5.9)$$

Avec $M \geq 2N$ (Aliasing) et $\Delta \omega = (4\pi f_c)/M$.

Dans cette étude, le nombre de points utilisés pour la génération du signal est $2^{12} = 4096$, avec un pas d'échantillonnage égal à 0.005 sec. Par conséquent, la durée du signal est égale à 20.48 sec.

La Figure 5.8 montre une réalisation typique du mouvement sismique stationnaire simulée indiquant que l'excitation est riche en haute fréquence, vérifiant ainsi les conditions d'un séisme champ proche sur site rocheux.

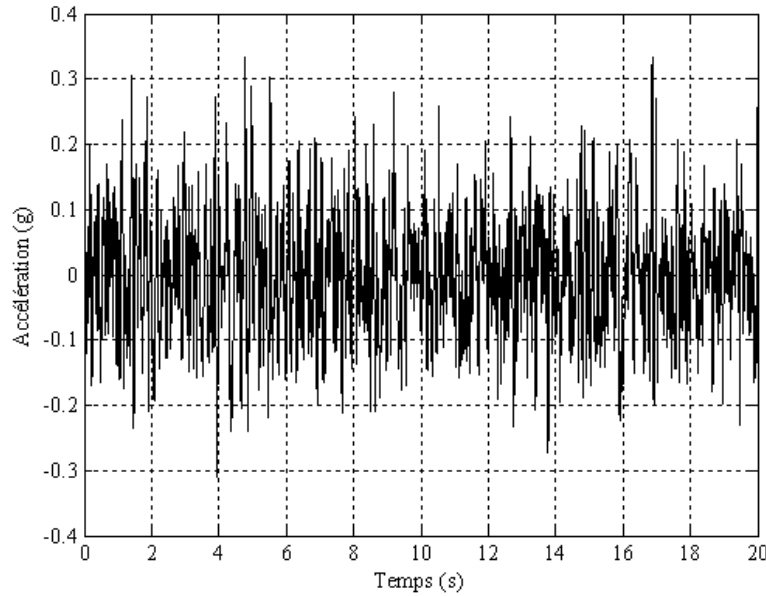


Figure 5.8 : Réalisation typique d'un accélérogramme stationnaire simulé au rocher

5.2.2.8 Calcul du mouvement sismique non stationnaire

Le mouvement sismique et la réponse résultante sont des processus stochastiques non stationnaires. D'ailleurs, comme indiqué par Gupta et Trifunac (1998), même pour une excitation stationnaire, la réponse de la structure est non-stationnaire dans sa nature. Les mouvements sismiques non stationnaires se distinguent par les trois étapes suivantes :

- (i) Accroissement rapide du mouvement du faible au fort
- (ii) Le mouvement maintient sa phase forte
- (iii) Le mouvement décroît graduellement.

Le modèle considérant ce dispositif peut être généralement écrit comme suggéré par Amin et Ang (1968) :

$$\ddot{x}_g(t) = A(t) \cdot \ddot{x}_{sta}(t) \quad (5.10)$$

Avec :

$$A(t) = \begin{cases} (t/t_1)^2 & 0 \leq t \leq t_1 = 6.25 \text{ sec} \\ 1 & t_1 < t \leq t_2 = 16.5 \text{ sec} \\ \exp[0.6 \cdot (t - t_2)] & t_2 < t \leq t_3 = 30 \text{ sec} \end{cases} \quad (5.11)$$

Ainsi, l'input sismique, est un processus stationnaire uniformément modulé par une fonction enveloppe déterministe $A(t)$. La figure 5.9 montre une réalisation typique du mouvement sismique non stationnaire simulée.

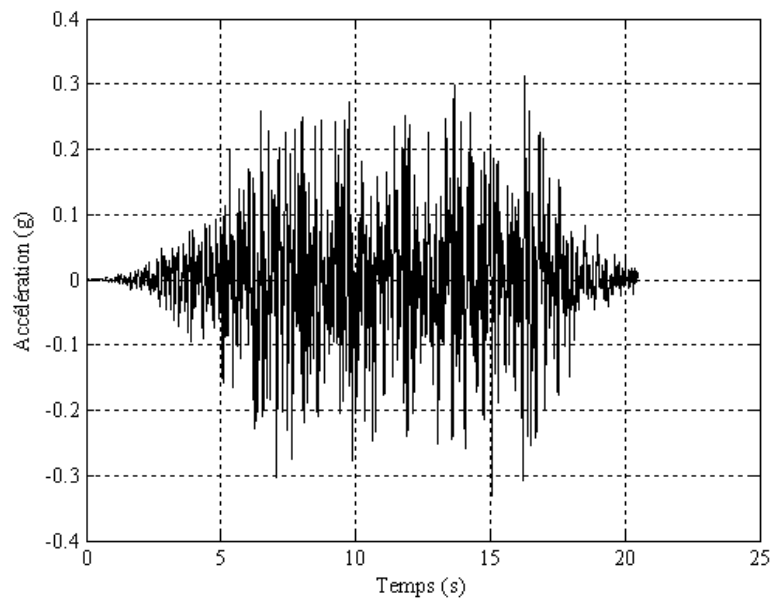


Figure 5.9 : Réalisation typique d'un accélérogramme non stationnaire simulé au rocher

5.3 Définition des sites

Plusieurs sites dans la région d'Alger sont considérés dans cette étude. Le choix a été fait sur vingt six profils (26) disponibles définissant toute la région d'Alger (Figure 5.10) (Rapport LNHC).

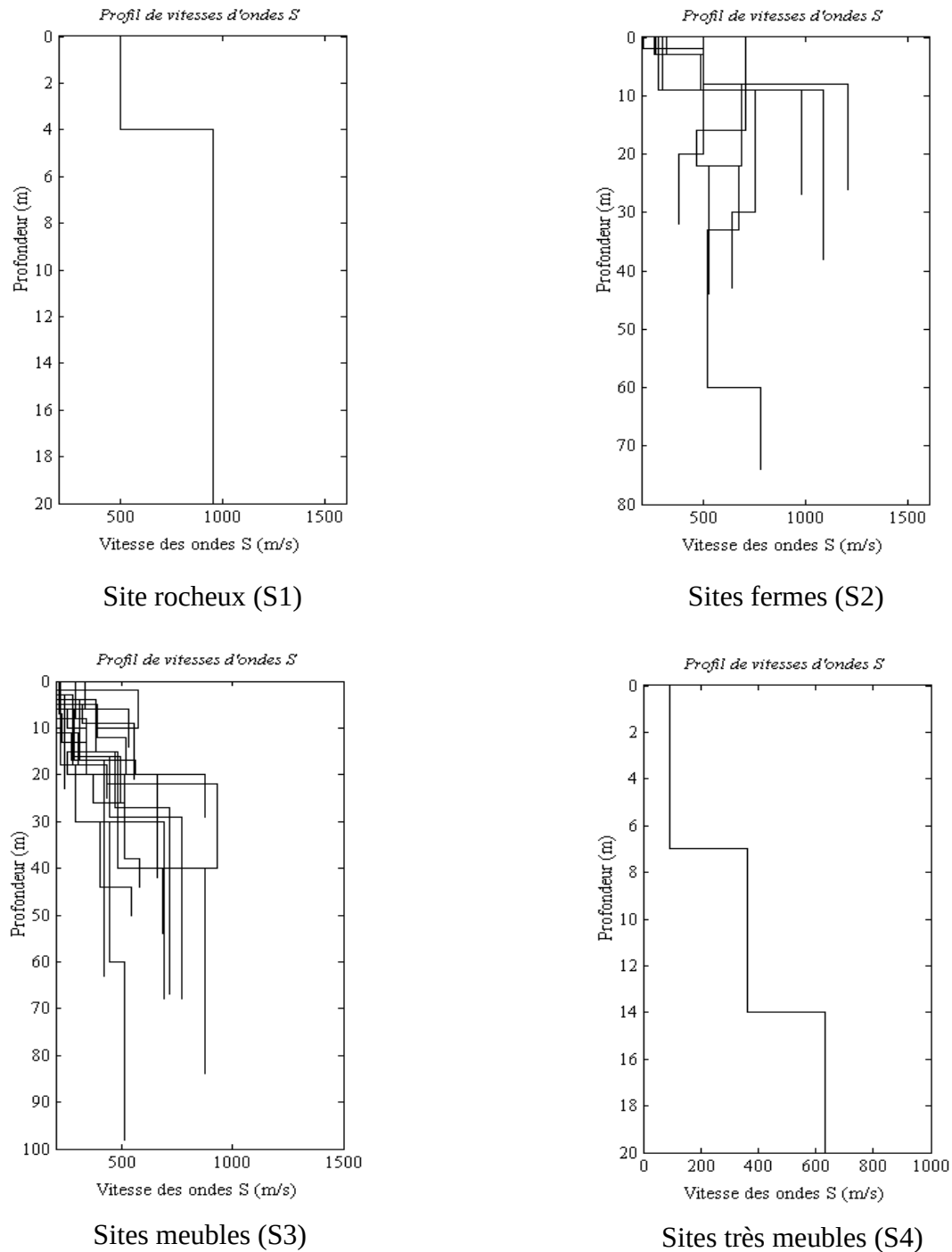


Figure 5.10 Famille de profils de vitesse des ondes S utilisés dans cette étude
Classification selon RPA99/2003

5.3.1 Classification des sites selon RPA99/2003 et UBC97

Les différents codes sismiques internationaux (UBC97, IBC 2000) ont incorporé les effets de site, et ce, en introduisant l'amplification due à l'effet de site dans les spectres de réponse.

5.3.1.1 Classification selon RPA99/2003

La classification de règlement parasismique algérien (RPA2003) qui se base sur la classification des sites selon leurs vitesses d'ondes de cisaillement sur une profondeur de 20 m. Le RPA classe les sites selon le tableau suivant :

Catégorie	Description	V_s (m/s)
S_1	Rocheux	≥ 800
S_2	Ferme	≥ 400 et < 800
S_3	Meuble	≥ 200 et < 400
S_4	Très Meuble ou Présence de 3m au moins d'argile molle	≥ 100 < 200

Tableau 5.1 Classification des sites selon RPA (99/2003)

La classification des 26 sites selon le RPA99/2003 est représentée dans le tableau 5.2.

5.3.1.2 Classification selon UBC97

Classification de règlement Américain est basée sur la vitesse moyenne de l'onde de cisaillement mesuré dans les premiers 30 m (UBC 1997). Le UBC97 classe les sols comme suit : roche dur ($S_A > 1500$ m/s), roche ($760 < S_B < 1500$ m/s), sol très dense et roche molle ($360 < S_C < 760$ m/s), sol ferme ($180 < S_D < 360$ m/s) et sol meuble ($S_E < 180$ m/s).

La classification des 26 sites selon l'UBC97 est représentée dans le tableau 5.2.

5.3.2 Définition des modèles de profile de sol

La réponse sismique d'un site dépend très fortement de la variation de ces propriétés mécaniques et physiques en fonction de la profondeur de sol. Pour mettre en évidence l'importance de la profondeur de sol dans les calculs des spectres de réponse, nous avons considéré quatre modèle de profile de sol avec des profondeurs différentes:

Modèle I : Profile de sol avec sa profondeur réelle.

Modèle II : Profile de sol avec une profondeur égale à 20m (profondeur prise en considération dans la classification selon RPA2003).

Modèle III : Profile de sol avec une profondeur égale à 30m (profondeur prise en considération dans la classification selon UBC97).

Modèle IV : Profile de sol avec une profondeur variable jusqu'à la marne surconsolidé (la marne est considérée comme le substratum caractérisant la zone algéroise).

Les vitesses de cisaillement moyennes des 26 profiles de sol selon les quatre modèles sont représentées dans le tableau 5.2.

Profil	Lieu	V _s (m/s)				Classification selon RPA	Classification selon UBC	Formation
		Modèle I	Modèle II	Modèle III	Modèle IV			
1	Ain benian	420	443	420	420	S ₂	S _C	Sable+Grés+marne bleue
2	Ain benian	643	475	585	280	S ₂	S _C	Sable+Faciès sableux +Argile
3	Dely brahim	187	187	244	187	S ₄	S _D	Marne bleu
4	Bab eloud	756	680	795	412	S ₂	S _B	Terrasse /pente colluvial
5	El ebiar	300	344	390	300	S ₃	S _C	#
6	Bouzerea	648	570	856	378	S ₂	S _B	#
7	Alger centre	330	247	330	247	S ₃	S _D	Argile + Faciès sableux
8	Elhamma	514	336	388	362	S ₃	S _C	Argile sableuse+ marne bleue
9	Elhamma	550	476	517	300	S ₂	S _C	Alluvion ancien+ Argile sableuse+
10	Hussin dey	605	624	620	575	S ₂	S _C	Roche marine+argile+Grés
11	Bach djarah	586	392	418	431	S ₃	S _C	Alluvion ancien+ Faciès sableux
12	Bir khadem	406	440	457	406	S ₂	S _C	Grés

13	Baraki	316	303	340	316	S ₃	S _D	Grés frais
14	Djasr kasantina	370	250	325	370	S ₃	S _D	Sable + faciés+grés
15	Bach djerah	230	228	232	230	S ₃	S _D	Alluvion ancien+ Faciés sableux
16	El harrach	421	220	265	266	S ₃	S _D	Sable + Faciés sableux+grés
17	Dar elbeida	450	277	312	315	S ₃	S _D	Argile+ Faciés sableux+ grés
18	Mohamadia	401	310	338	401	S ₃	S _D	Argile sableux+ marne
19	Mohamadia	571	598	588	500	S ₂	S _C	Roche marine+faciés+grés+marne
20	Dar elbeida	262	243	284	262	S ₃	S _D	Argile +grés
21	Bab ezzouar	356	201	224	356	S ₃	S _D	#
22	Rouiba	456	268	346	272	S ₃	S _D	Argile sableux +faciés sableux
23	Dar elbeida	371	273	316	371	S ₃	S _D	#
24	Bordj elbahri	354	332	361	354	S ₃	S _C	Terasse marine + marne bleu
25	Bordj elkifan	440	393	425	440	S ₃	S _C	Sable + faciés sableux
26	Marsa	791	805	848	500	S ₁	S _B	Roche dure

Tableau 5.2. Identification des profils de sol utilisés

5.3.3 Propriétés dynamiques des profils de sol

Les propriétés dynamiques de sol en terme de module de cisaillement et d'amortissement pour les deux types de sol à savoir le sol sableux et le sol argileux sont définis dans les figures 5.11 et 5.12.

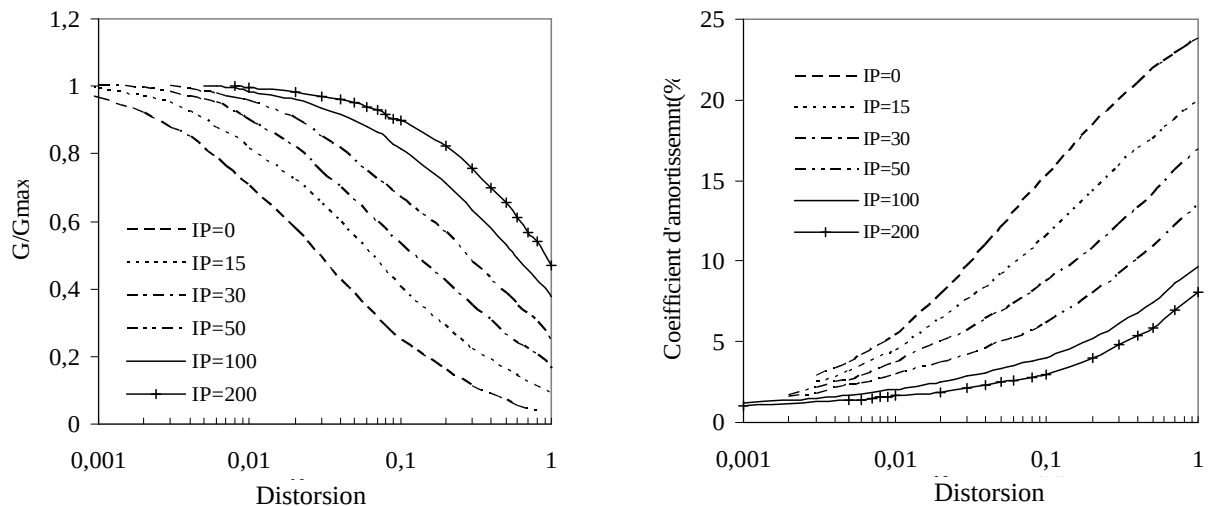


Figure 5.11 Propriétés dynamiques des argiles d'après Vucetic et Dobry 1991

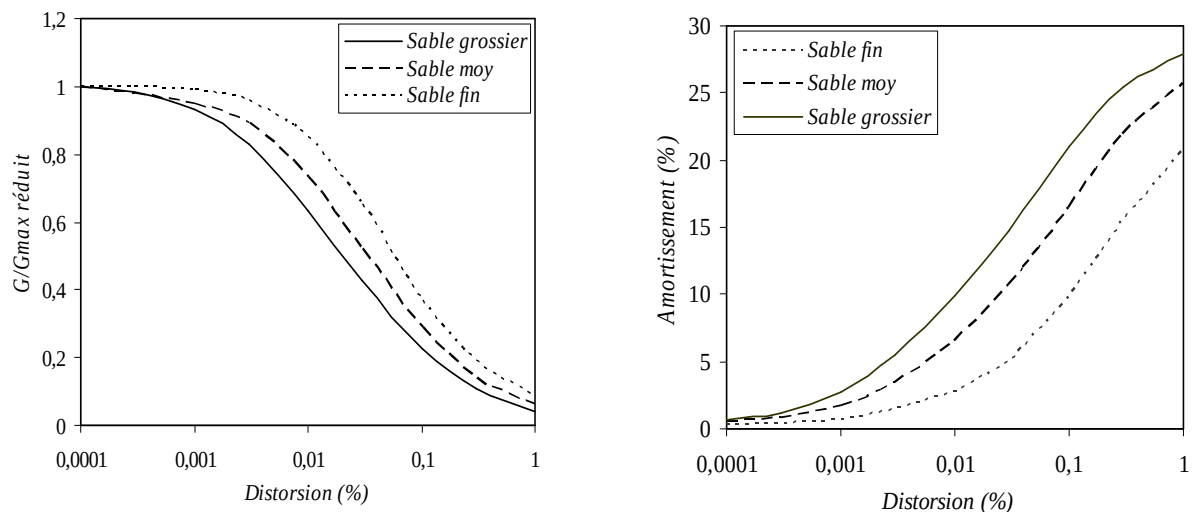


Fig. 5.12 Propriétés dynamiques des sables d'après Seed et Idriss (1991)

5.4 Méthodologie pour le calcul de spectre de réponse

Nous utilisons dans ce travail, une méthodologie succincte pour évaluer le spectre de réponse à la surface de sol.

En effet, l'accélération à la base de la colonne de sol, les propriétés géotechniques et physiques de sol poro-élastique sont les principales données pour estimer le mouvement à la surface libre ainsi que pour calculer les spectres de réponse.

L'organigramme 5.13 montre la méthodologie adoptée pour calculer les spectres de réponse en tenant en compte l'effet de site.

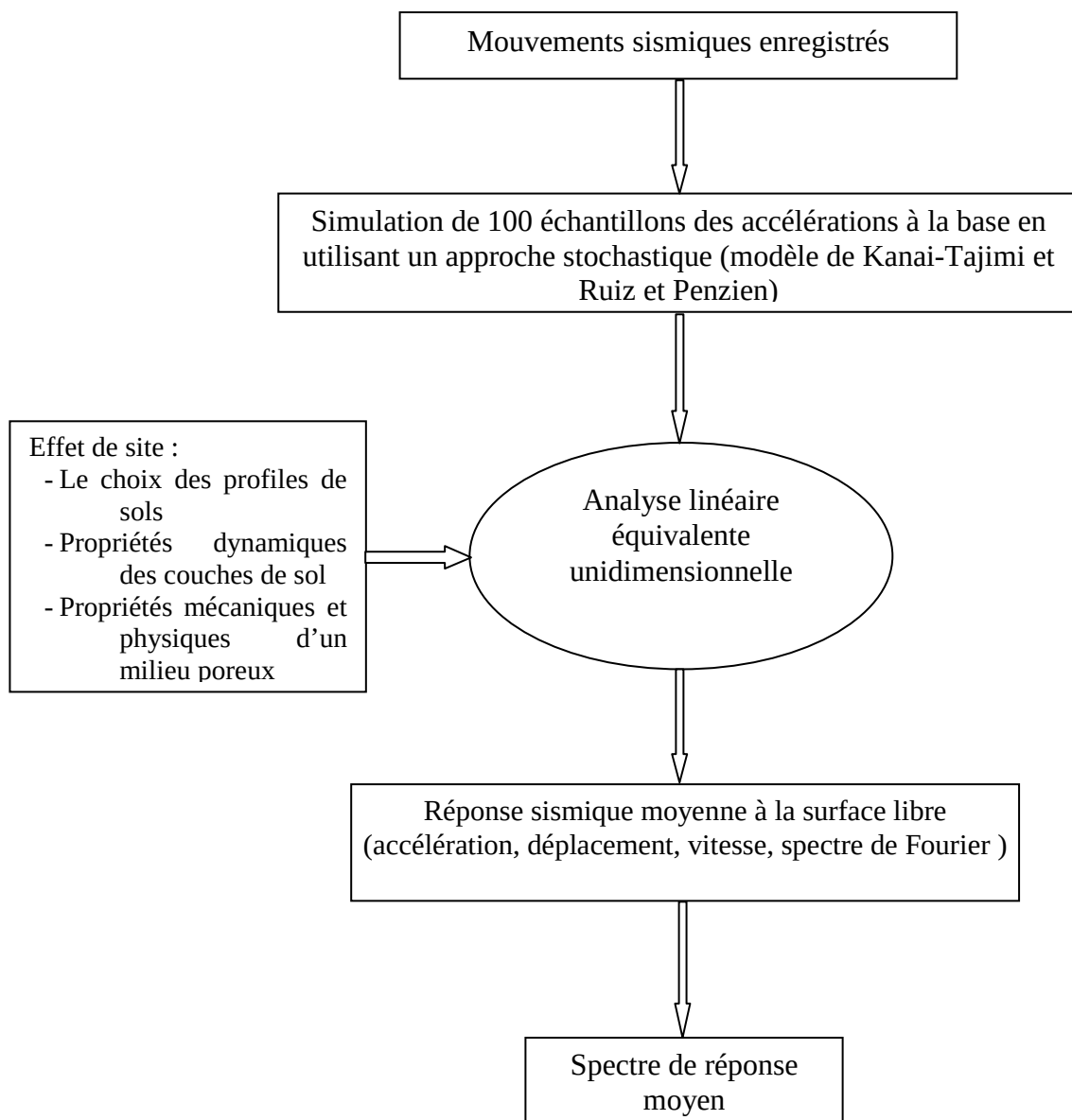


Figure 5.13 Organigramme montrant la méthodologie pour estimer le spectre de réponse.

5.4.1 Spectre de réponse

Le spectre de réponse est utilisé pour calculer la réponse maximale d'un système à un degré de liberté (SDOF) en fonction de la fréquence normale du système (Kramer, 1996).

a) Spectre de réponse selon RPA99/2003

Le règlement algérien estime l'action sismique à la base d'une structure par un spectre de réponse de calcul dont la formule est la suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (5.12)$$

A : coefficient d'accélération de zone (A.01)

η : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad (5.13)$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (A.02).

Q : facteur de qualité (A.03).

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_{i=1}^5 P_q$ (5.14)

R : coefficient de comportement de la structure (A.04).

b) Spectre de réponse selon UBC97

Le règlement Américain estime l'action sismique à la surface de sol par un spectre de réponse de calcul dont la formule est la suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.5C_a \left(\frac{T}{T_0} \right) + C_a \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_0 \\ 2.5C_a \dots\dots\dots T_0 \leq T \leq T_s \\ C_v / T \dots\dots\dots T \geq T_s \end{cases} \quad (5.15)$$

Tel que

$$\begin{aligned} T_s &= C_v / (2.5 C_a) \\ T_0 &= 0.2 T_s \end{aligned} \quad (5.16)$$

C_a : Coefficient sismique (A.05).

C_v : Coefficient sismique (A.06).

5.5. Résultat et interprétation

5.5.1 Effet du modèle de la profondeur de sol sur les spectres de réponse

5.5.1.1 Spectre de réponse au rocher

La réponse sismique de site a été évaluée en utilisant deux mesures : le spectre de Fourier qui définit le contenu fréquentiel de mouvement à la surface ou à n'importe quel point de la colonne de sol et le spectre de réponse en accélération avec un coefficient d'amortissement spectral de 5 %. Les figures 5.14 et 5.15 montrent les spectres de Fourier et les spectres de réponse calculés au rocher pour cent simulations d'accélérographes synthétiques basées sur le modèle déterminé précédemment (Kanai-Tajimi). Ces spectres de Fourier pris comme une référence pour le calcul de la réponse sismique à la surface de sol.

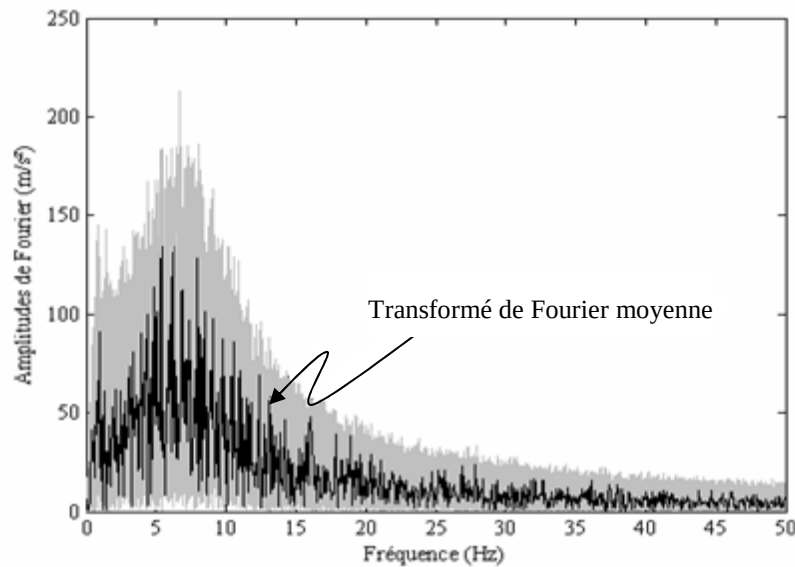


Figure 5.14 Spectre de Fourier moyen pour cent (100) échantillons de simulation

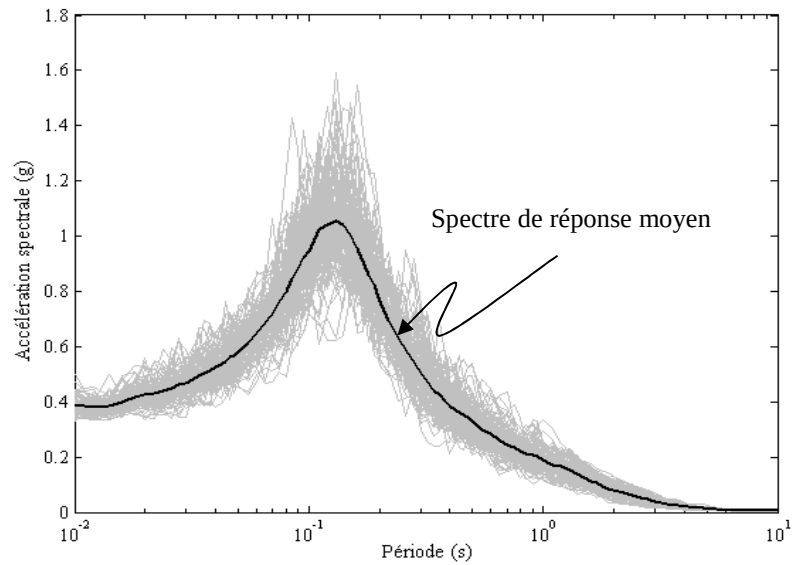


Figure 5.15 Spectre de réponse moyen pour cent (100) échantillons de simulation pour un site donné

5.5.1.2 Comparaison des spectres de réponse moyens avec RPA99/2003 et UBC97

Les spectres de réponse recommandés dans le règlement Algérien et le règlement Américain de bâtiment (figure 5.16) sont comparés aux spectres de réponse moyens calculés dans cette étude pour chaque site et ce, selon sa classification (S_1 , S_2 , S_3 ou S_4).

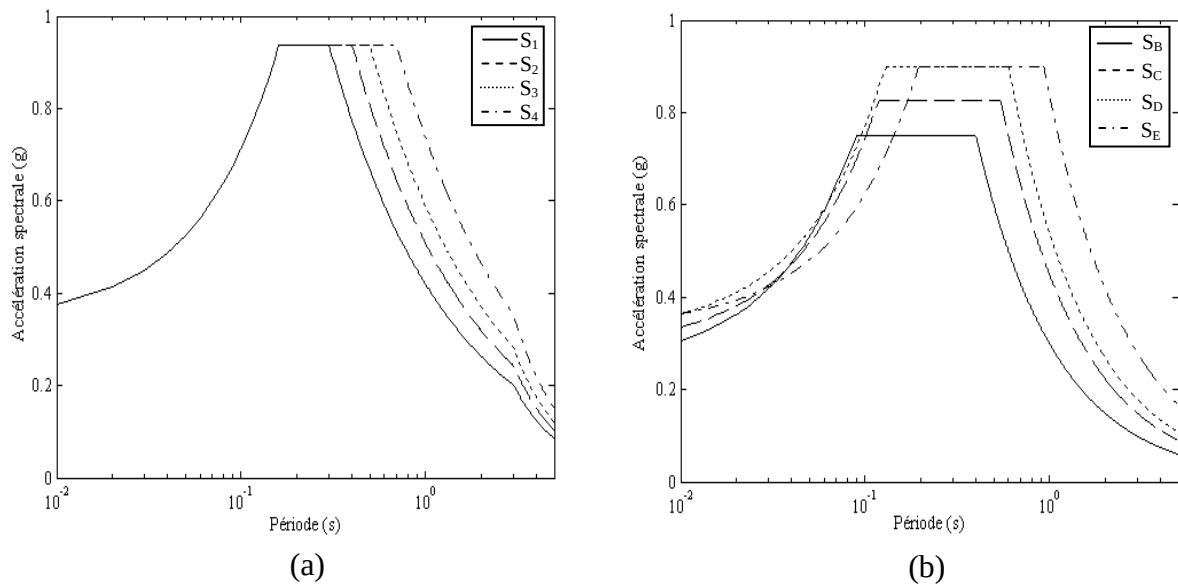


Figure 5.16 Spectres de réponse élastiques réglementaire utilisés dans cette étude, (a) : RPA99/2003, (b) : UBC97

Ces spectres de réponses moyens sont calculés d'une part, pour les différents 26 cas de sites considérés et d'autre part, pour les différents quatre modèles de la profondeur de sol.

Il est bien de noter que le nombre de spectres de réponses qui a été calculés est égal à $100 \times 26 \times 4 = 10\,400$ fois (100 excitations sismiques $\times$ 26 sites $\times$ 4 modèles).

Ces spectres de réponses moyens pour chaque modèle et pour chaque site sont représentés dans les figures allant de 5.17 à 5.20.

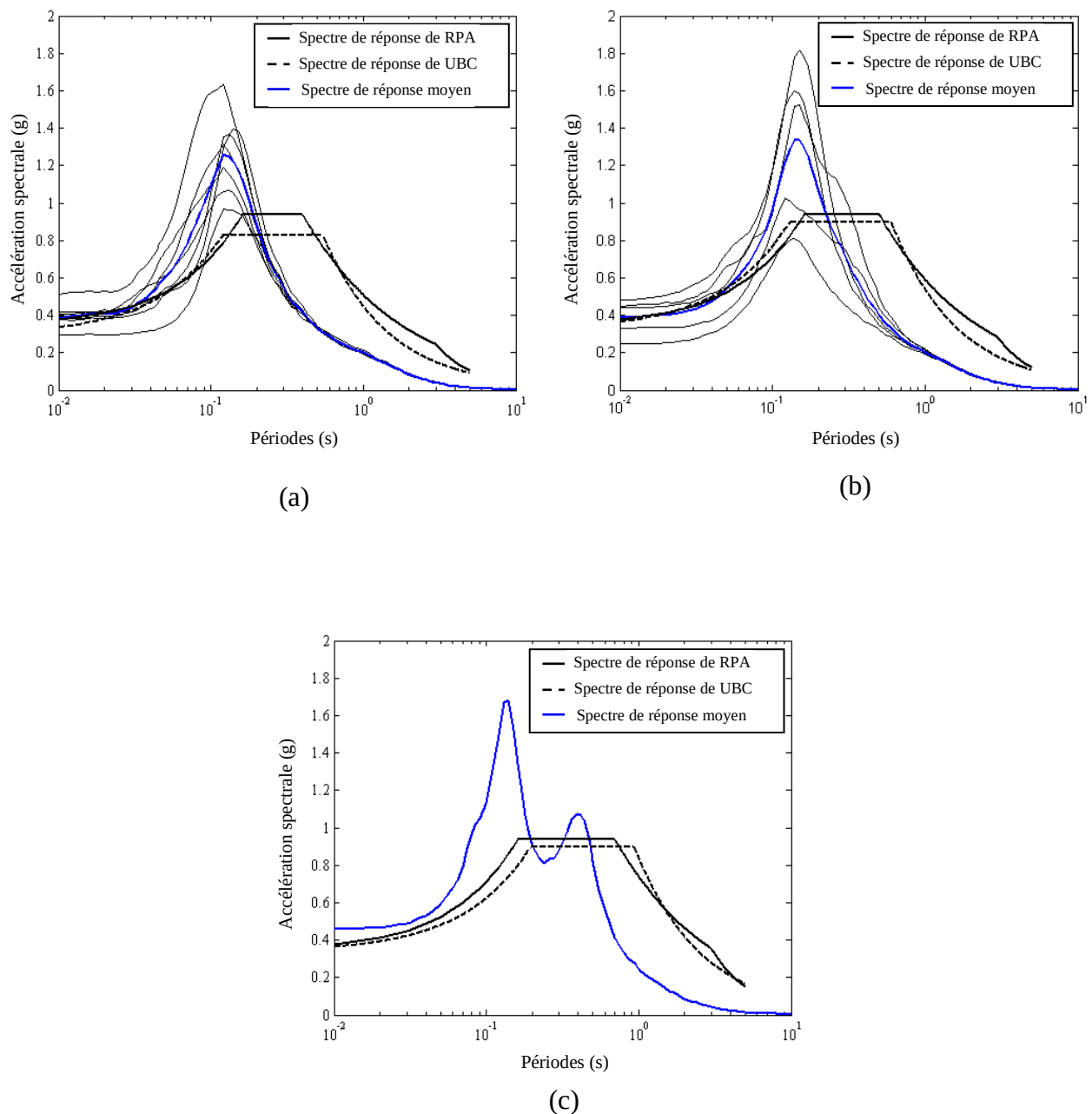


Figure 5.17 Comparaison entre les spectres de RPA et UBC avec les spectres de réponse calculés à la surface en considérant le 1^{er} Modèle ; (a) : Site ferme, (b) : Site meuble, (c) : Site très meuble.

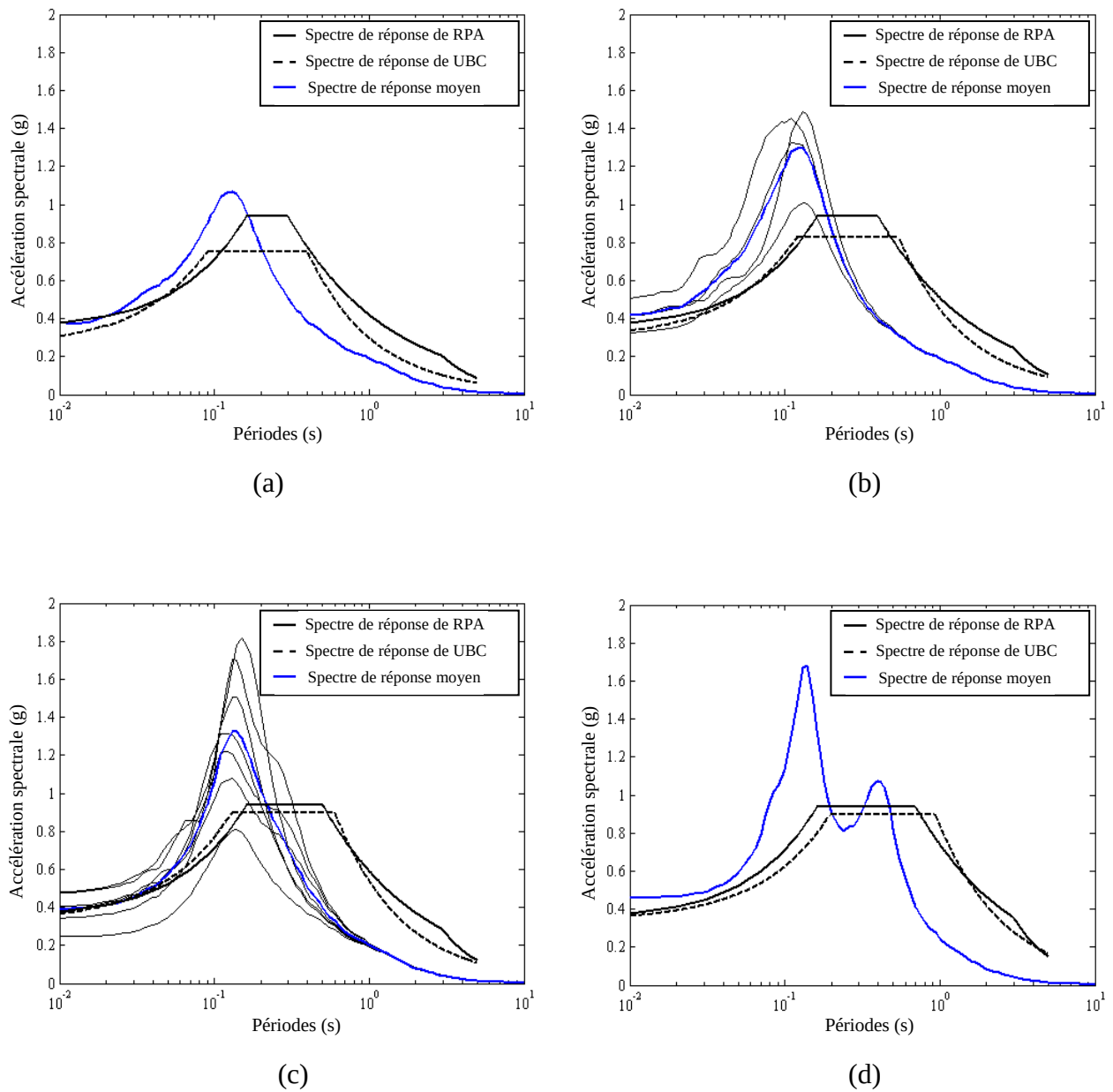


Figure 5.18 Comparaison entre les spectres de RPA et UBC avec les spectres de réponse calculés à la surface en considérant le II^{ème} modèle ;(a):Site rocheux,(b):Site ferme.(c):Site meuble.(d):Site très meuble

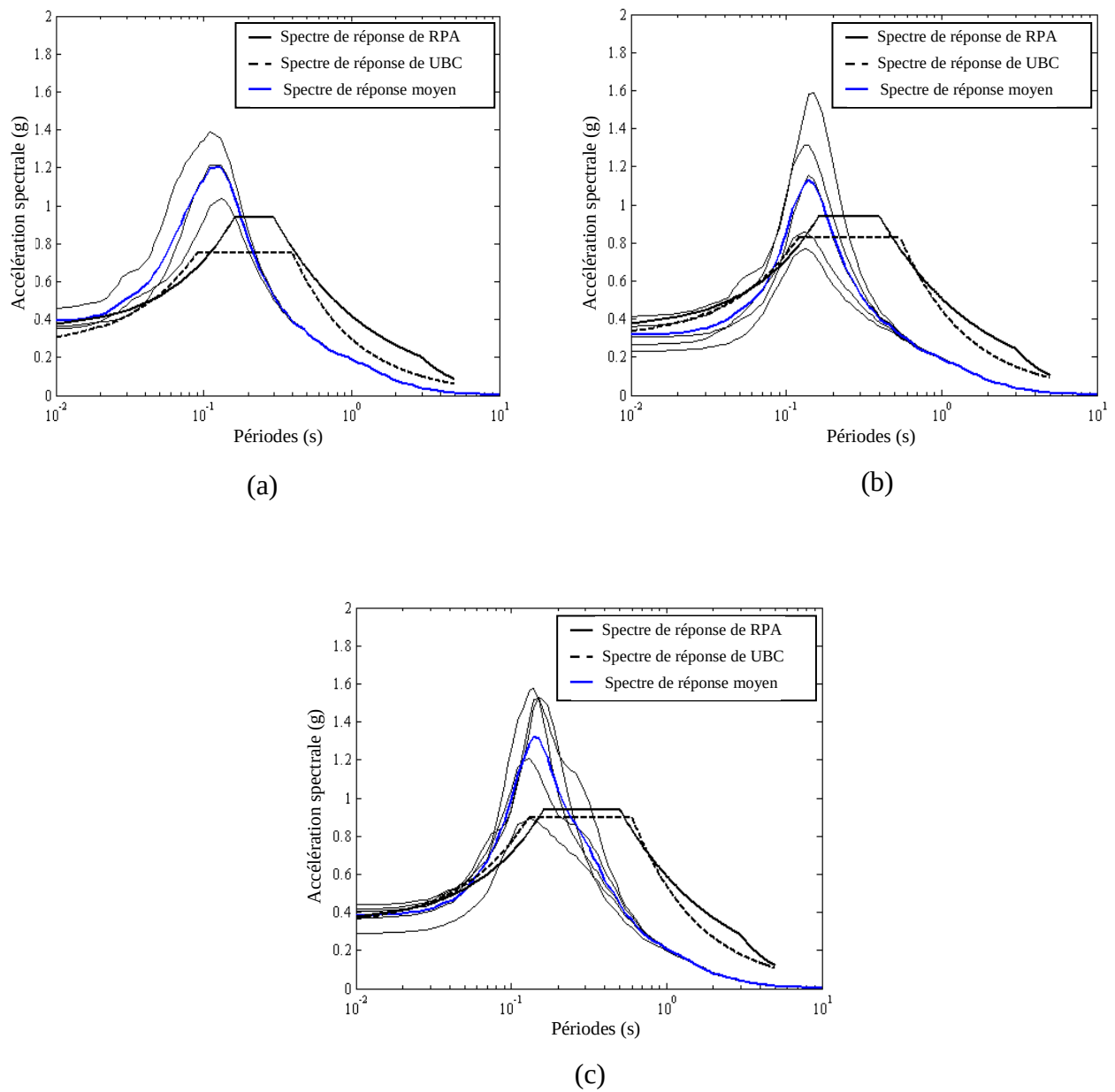


Figure 5.19 Comparaison entre les spectres de RPA et UBC avec les spectres de réponse calculés à la surface en considérant le III^{ème} Modèle ;(a) : Site rocheux, (b) : Site ferme, (c) : Site meuble

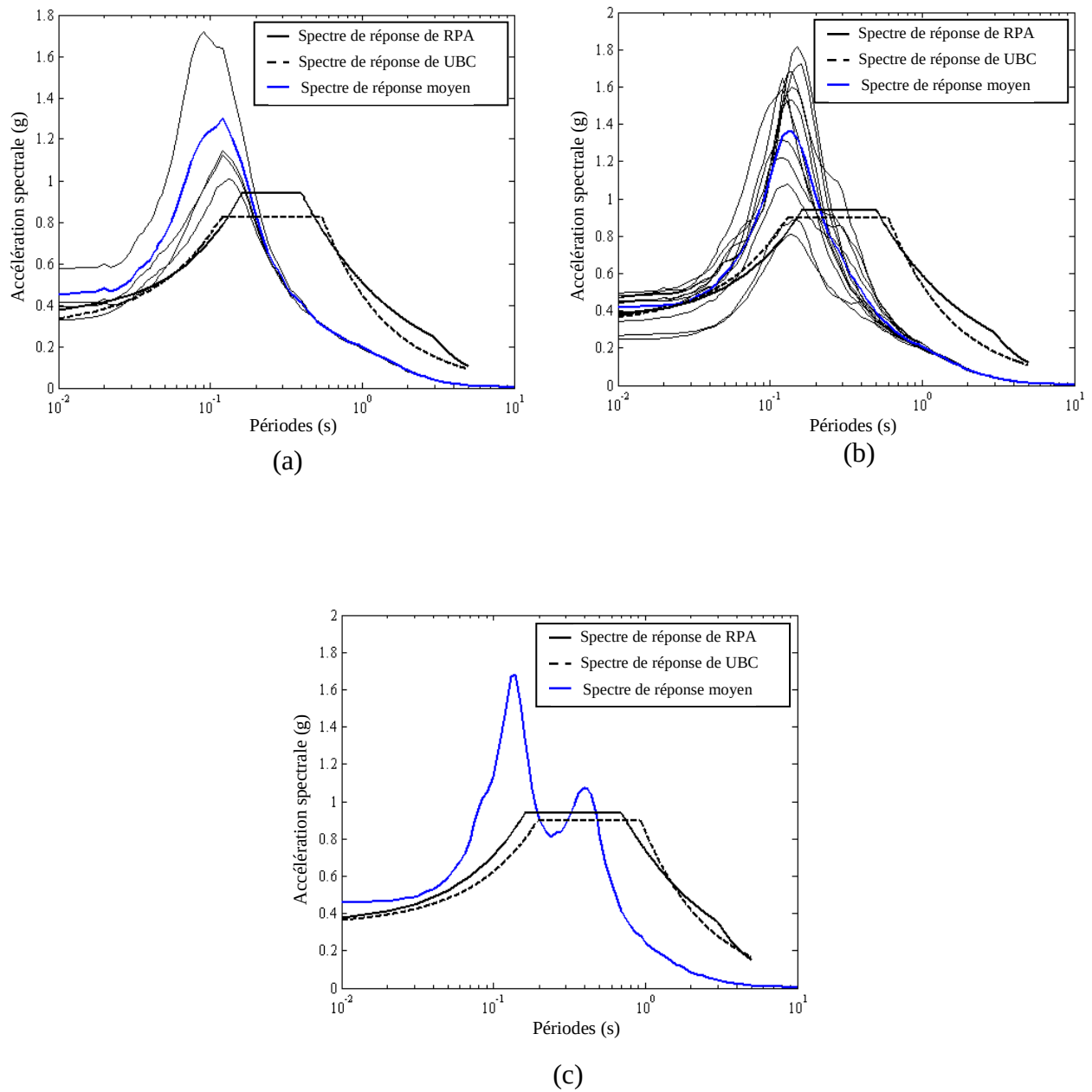


Figure 5.20 Comparaison entre les spectres de RPA et UBC avec les spectres de réponse calculés à la surface en considérant le IV^{ème} Modèle ;(a) : Site ferme, (b) : Site meuble, (c) : Site très meuble

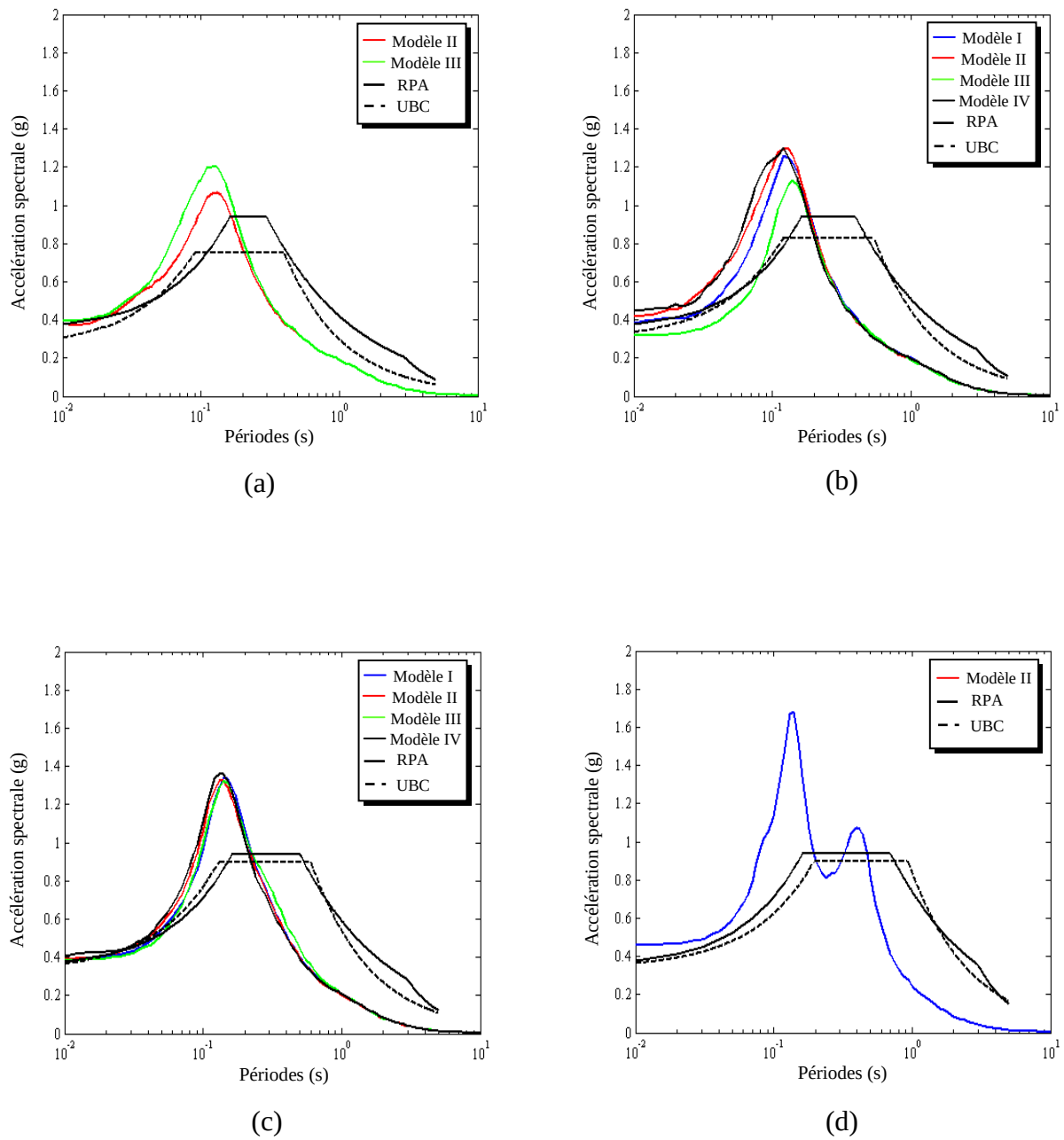


Figure 5.21 Comparaison entre les spectres de RPA et UBC avec les spectres de réponse calculés à la surface ;(a) : Site rocheux, (b) : Site ferme, (c) : Site meuble, (d) : Site très meuble.

5.5.1.3 Discussion

Dans la figure 5.21, nous observons que l'effet du modèle de la profondeur de sol peut être important pour les sites rocheux et fermes (figures 5.21a et 5.21b). Par contre, pour les sites meubles, l'effet de la profondeur de sol peut être négligé (figure 5.21c). La non disponibilité d'un nombre important des données concernant les sites meubles, nous permet pas d'avancer aucune conclusion.

Aussi, les figures allant de 5.18 à 5.21, montrent que les sites étudiés, quelque soient leur classification, exhibent un pouvoir amplificateur important sur une plage de période relativement importante.

Néanmoins, cette amplification est décalée vers les périodes inférieures par rapport aux spectres de réponse du RPA99 et UBC97. Pour expliquer ce décalage, nous avons traité un exemple représenté dans la figure 5.22, montrant l'effet de contenu fréquentiel du signal sismique sur l'amplification de sol d'un site donné. A partir de cet exemple, nous pouvons expliquer que le décalage d'amplification vers les périodes inférieures est dû principalement par le faite que l'excitation sismique utilisée dans cette étude est riche en fréquences (foyer sismique superficiel). Une excitation sismique de type EL Centro (champ lointain) est par contre nous donne une amplification décalée vers les périodes supérieures par rapport aux spectres de réponse du RPA99 et UBC97.

Enfin, on peut déduire que l'amplification est un phénomène observé dans tous nos sites, et par conséquence, une réévaluation de notre réglementation RPA99/2003 en termes d'amplification devra être faite pour tenir en compte de l'effet important de site.

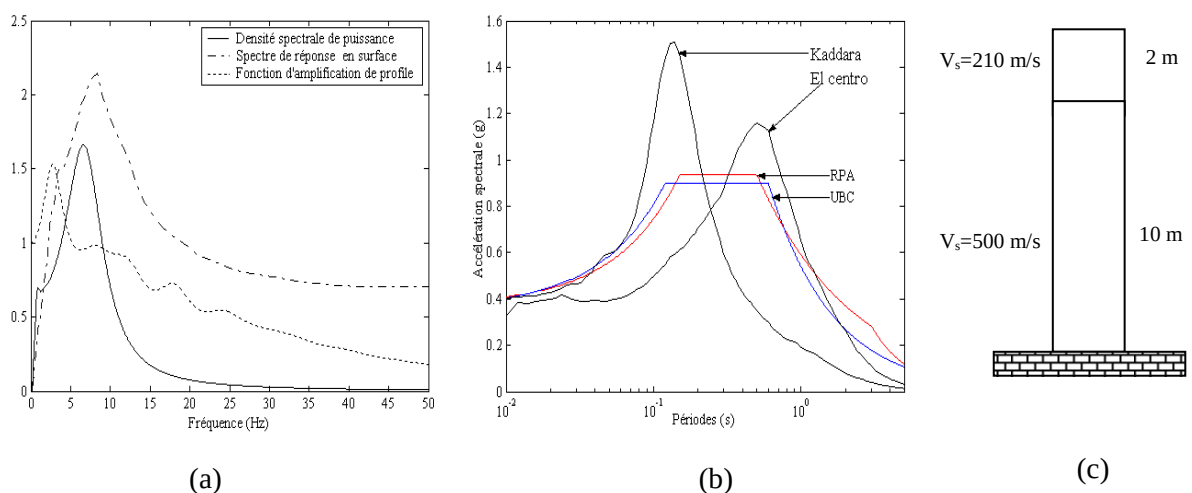


Figure 5.22 Effet de contenu fréquentiel sur l'amplification d'un site donné

5.5.2 Effet du modèle de la profondeur de sol sur la relation entre les accélérations maximales de rocher et les accélérations maximales à la surface des sites:

Pour quantifier l'état d'amplification/Atténuation de sol, des courbes représentatifs sont développés à partir de plusieurs événements sismiques et reliant les accélérations maximales enregistrés sur site avec les accélérations maximales enregistrées sur le substratum rocheux.

Seed et al (1994) et Dobry et al (1994) ont montré que le modèle unidimensionnel peut fournir une bonne approximation de premier ordre de la réponse de site observée lors du séisme de Loma Prieta. Idriss (1990, 1991) a utilisé ces techniques d'analyse pour étudier l'amplification de l'accélération maximale de site d'un sol meuble en fonction de l'accélération maximale au rocher.

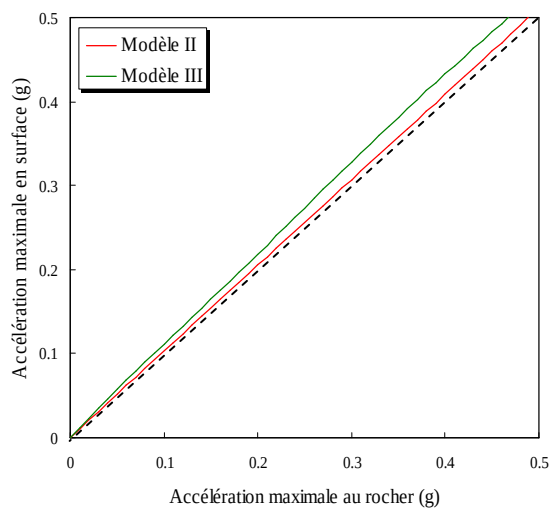
Les profiles de sol disponibles ont été divisés en catégories principales indiquées dans le tableau 5.2 : seize profiles de sol meubles, huit profiles de sol fermes, un profile de sol rocheux et un profile de sol très meuble. Ces profiles de sol sont sollicités par cent (100) simulations d'accélérogrammes synthétiques basées sur le modèle déterminé précédemment.

Les figures 5.23 et 5.24 montrent la variation de coefficient d'amplification/atténuation en fonction de site et en fonction du modèle de la profondeur de sol considéré.

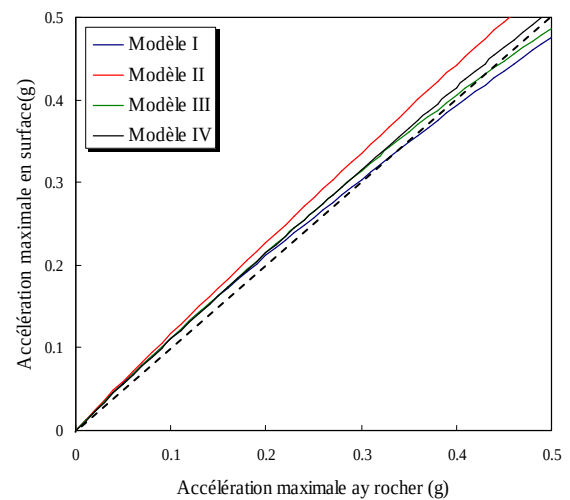
Après analyse des résultats, nous pouvons déduire les points suivants :

- ✓ Les sols rocheux ont une allure droite quel que soit le modèle utilisé et proche au médiateur, ce résultat est expliqué par le fait que les sols rocheux ont un comportement linéaire et ayant une amplification très faible.
- ✓ Pour les sols fermes, on peut déduire que plus la profondeur du profile est grande est plus est l'atténuation et vis versa, et ce peut être expliqué par le décalage de la fréquence propre de profile de sol vers les fréquences inférieures en s'éloignant de la fréquence centrale du signal sismique considéré.
- ✓ Les sols meubles et très meubles présentent généralement des amplifications et ce phénomène est dû à la diminution de la vitesse de propagation des ondes S au sein des sols meubles.
- ✓ Le modèle I représente un profile de sol avec une profondeur réelle avec des amplifications pour le site S_2 ainsi qu'une amplification pour les sites S_3 et S_4 et ce pour des accélérations inférieures à 0.3g. Ce modèle est généralement similaire au modèle de Seed et Idriss (A.07).
- ✓ Le Modèles II assure dans tous les cas de figures une amplification de sol due principalement à l'épaisseur faible de 20 m du dépôt de sol considéré.
- ✓ Le modèle III (une épaisseur de 30 m est considérée) exhibe une amplification relativement faible et par conséquent le dimensionnement des ouvrages implantés dans des sites fermes, meubles et très meubles en utilisant ce modèle est moins coûteux.

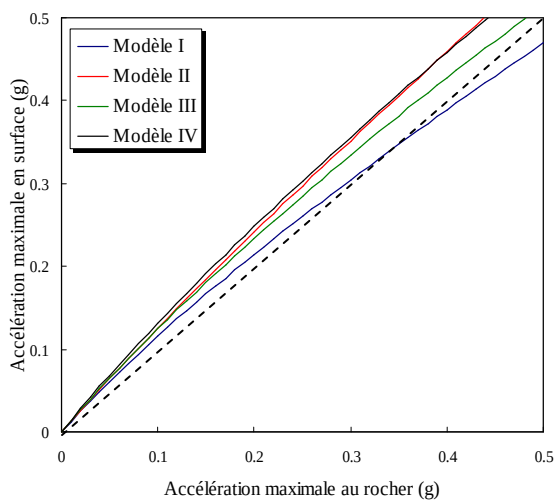
- ✓ le Modèle IV assure dans tous les cas de figures une amplification de sol due au contraste de rigidité important entre le dépôt de sol pris en considération et le substratum marneux surconsolidée de vitesse d'onde de cisaillement de 700 m/s.
- ✓ la comparaison entre les modèles de II, III et IV par rapport au modèle I (profil de sol réel), nous a permis de déduire que le modèle III défini par sa profondeur de 30 est le plus réaliste. Ainsi, nous pouvons conclure que la prise en compte d'une profondeur de sol de 30 m dans le calcul des spectres de réponse ainsi que dans le calcul des accélérations maximales à la surface de sol est nécessaire et suffisante, d'une part pour un résultat pratiquement acceptable et d'autre part pour un coût d'investigation géotechnique relativement faible.



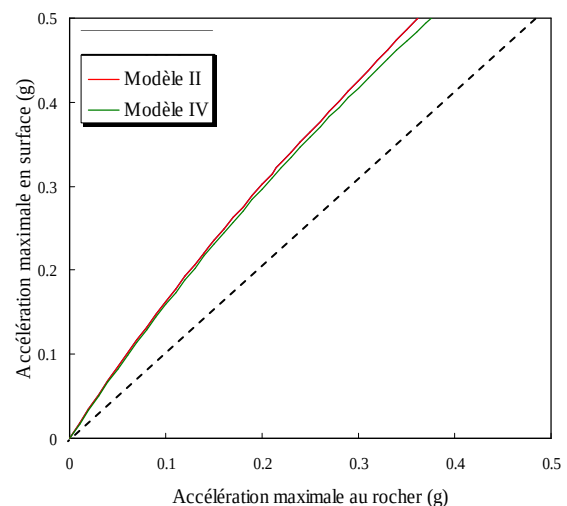
Site rocheux



Site ferme

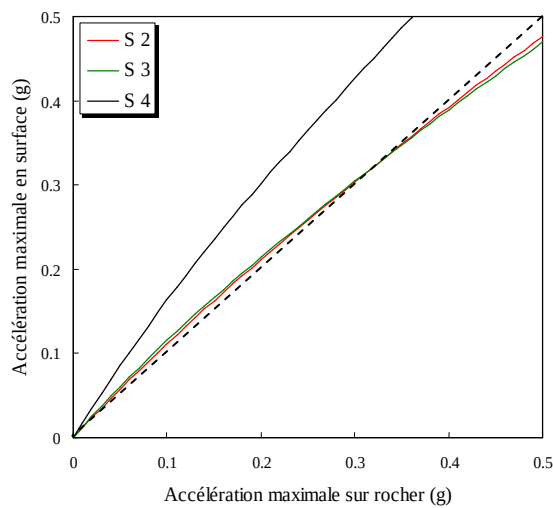


Site meuble

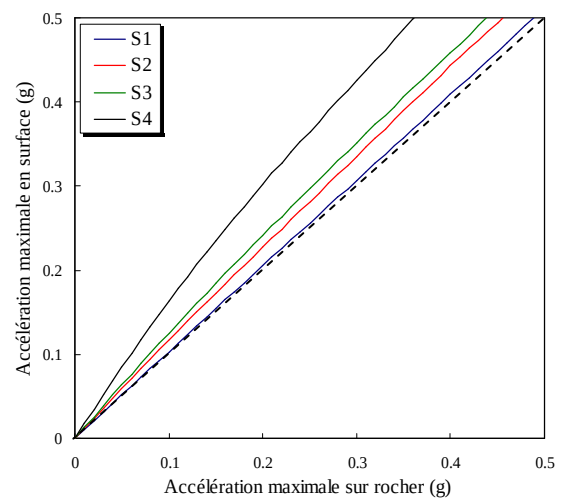


Site très meuble

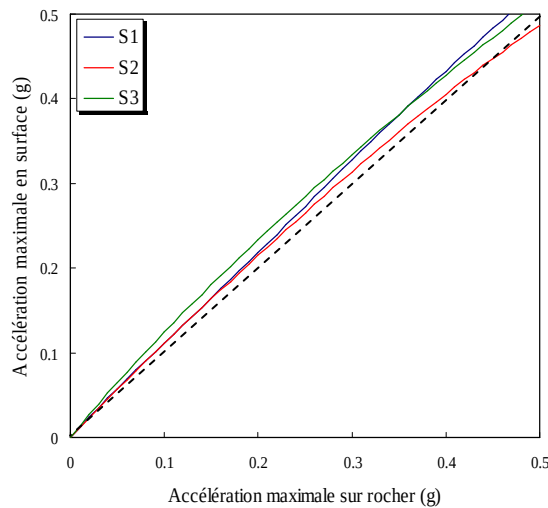
Figure 5.23 Relation entre les accélérations maximales au rocher et les accélérations maximales à la surface des sites



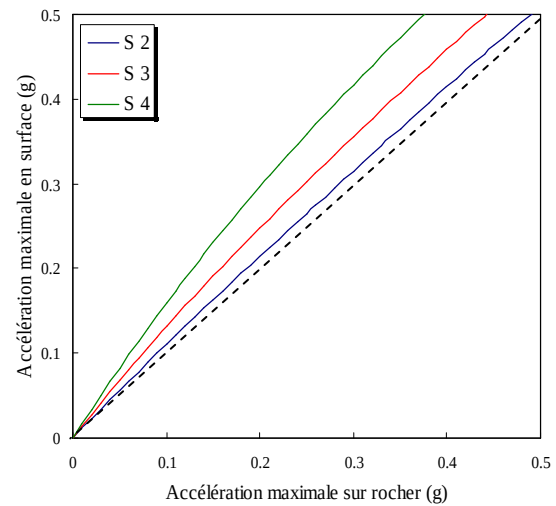
Modèle I (Profile réel)



Modèle II (Classification de RPA)



Modèle III (Classification de UBC)



Modèle IV (En considérant la profondeur jusqu'à la marne surconsolidée)

Figure 5.24 Relation entre les accélérations maximales au rocher et les accélérations maximales à la surface des sites selon le modèle utilisé

5.6 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons appliqué la méthode des matrices de rigidité à plusieurs sites de la ville d'Alger montrant la nécessité de tenir en compte de l'effet de site dans les calculs sismiques des structures. Ainsi, dans ce chapitre, nous avons étudié l'effet de modèle de la profondeur sur les spectres de réponse et sur la relation entre les accélérations maximales de rocher et les accélérations maximales à la surface des sites.

Conclusion générale et Perspectives pour travaux ultérieures

La complexité caractérisant la structure souterraine des sols (stratification, porosité, non-homogénéité, anisotropie, présence d'aspérités,...) est à l'origine des diverses altérations que subissent les ondes sismiques durant leur propagation de la source sismique à la surface du sol. Ainsi, plusieurs phénomènes contribuant à l'amplification des mouvements de sol ont été identifiés et regroupés dans les deux points suivants: effets de site liés à la structure et la nature de sol, et effets de site topographiques. Dans ce cadre, l'évaluation des effets de site sur la réponse des structures et en particulier sur leurs spectres de réponse permet de prédire les dommages qui peuvent être engendrés pour un niveau d'accélération spécifique sur un site donné et par conséquent, nous pouvons intégrer la particularité de site dans le dimensionnement des structures.

Le règlement parasismique algérien RPA99/2003 autorise, à l'instar des autres règlements parasismiques étrangers, l'utilisation des méthodes de calcul dynamique par spectre de réponse ou par intégration directe en utilisant des accélérogrammes réels ou synthétiques et ce en plus de la méthode classique dite statique équivalente. La méthode statique équivalente s'applique sous certaines conditions de régularité en plan et en élévation de la structure. La méthode dynamique modale spectrale s'applique dans tous les cas et en particulier les cas où la statique équivalente ne s'applique pas. Dans ce cas, l'excitation sismique est spécifiée sous forme de spectre de réponse dépendant de la nature du site. Cependant, le spectre de réponse du RPA99/2003 ne dépend pas des effets de site et ce en termes d'amplification.

De ce fait, en premier lieu, nous avons développé une procédure d'évaluation analytique et numérique des spectres de réponse en tenant compte des effets de site et en deuxième lieu, nous avons établi une étude paramétrique faisant intervenir les paramètres physiques et géométriques de sol tels que l'angle d'incidence de l'onde SV, le degré de saturation, la porosité, le module de cisaillement, la perméabilité, la densité des grains de sable, l'indice de plasticité des argiles et l'épaisseur de profile de sol.

Dans ce contexte, un code de calcul (programme informatique) a été établi permettant le calcul de la réponse sismique d'un profil de sol poro-élastique horizontalement stratifié ainsi que le calcul des spectre de réponse en tenant compte des effets de site.

Enfin, nous avons mis en application cette procédure d'évaluation, développée dans ce travail de recherche, à 26 sites localisés dans la ville d'Alger sollicités par le séisme de Boumerdes du 21 mai 2003. Dans ce cadre, nous avons étudié l'effet de quatre modèle de la profondeur de sol sur les spectres de réponse et sur la relation entre les accélérations maximales au rocher et les accélérations maximales à la surface des sites de la ville d'Alger.

Les principales conclusions déterminées dans ce travail sont brièvement décrites ci-dessous :

- ✚ Les résultats du notre modèle numérique (donnés par le code de calcul élaboré dans ce travail) sont en bien concordance avec les résultats donnés par le code de calcul SHAKE2000.
- ✚ La porosité, le contraste d'impédance, le module de cisaillement, l'incidence de l'onde SV, la densité des grains de sable et l'indice de plasticité des argiles peuvent modifier de manière relativement importante le mouvement en surface du profile de sol. Par contre, l'imperméabilité et le degré de saturation peuvent être négligés dans le calcul des spectres de réponse.
- ✚ L'effet du modèle de la profondeur de sol peut être important pour les sites rocheux et fermes. Par contre, pour les sites meubles, l'effet de la profondeur de sol peut être négligé.
- ✚ Les sites étudiés (quelque soit leur classification), exhibent un pouvoir amplificateur important sur une plage de période relativement importante. Néanmoins, cette amplification est décalée vers les périodes inférieures par rapport

aux spectres de réponse du RPA99 et UBC97. Ce décalage est dû principalement par le fait que l'excitation sismique utilisée dans cette étude est riche en contenu fréquentiel (foyer sismique superficiel).

- ✚ Les sols rocheux ont une allure droite quel que soit le modèle utilisé montrant que les sols rocheux ont un comportement linéaire et ayant une amplification très faible.
- ✚ Pour les sols fermes, on peut déduire que plus la profondeur du profil est grande est plus est l'atténuation et vis versa, et ce peut être expliqué par le décalage de la fréquence propre de profil de sol vers les fréquences inférieures en s'éloignant de la fréquence centrale du signal sismique considéré.
- ✚ Les sols meubles et très meubles présentent généralement des amplifications et ce phénomène est dû à la diminution de la vitesse de propagation des ondes S au sein des sols meubles.
- ✚ Le modèle I représentant un profil de sol avec une profondeur de sol réelle exhibe des amplifications pour le site S2 ainsi qu'une amplification pour les sites S3 et S4 et ce pour des accélérations inférieures à 0.3g. Ce modèle est généralement similaire au modèle de Seed et Idriss.
- ✚ Le Modèle II assure dans tous les cas de figures une amplification de sol due principalement à l'épaisseur faible de 20 m du dépôt de sol considéré.
- ✚ Le modèle III représentant un profil de sol avec une profondeur de sol de 30 m exhibe une amplification relativement faible et par conséquent le dimensionnement des ouvrages implantés dans des sites fermes, meubles et très meubles en utilisant ce modèle est moins coûteux.
- ✚ le Modèle IV assure dans tous les cas de figures une amplification de sol due au contraste de rigidité important entre le dépôt de sol pris en considération et le substratum marneux surconsolidé de vitesse d'onde de cisaillement de 700 m/s.
- ✚ la comparaison entre les modèles de II, III et IV par rapport au modèle I, nous a permis de déduire que le modèle III défini par sa profondeur de 30 est le plus réaliste. Ainsi, nous pouvons conclure que la prise en compte d'une profondeur de sol de 30 m dans le calcul des spectres de réponse ainsi que dans le calcul des accélérations maximales à la surface de sol est nécessaire et suffisante, d'une part

pour un résultat pratiquement acceptables et d'autre part pour un coût d'investigation géotechnique relativement faible.

- ✚ Enfin, on peut conclure que l'amplification est un phénomène observé dans tous nos sites, et par conséquence, une réévaluation de notre réglementation RPA99/2003 en termes d'amplification devra être faite pour tenir en compte de l'effet important de site.

Perspectives pour travaux ultérieures

Nous pouvons recommander les travaux suivants :

- ✚ Etendre cette étude à un nombre de sites plus élevé et en considérant l'aspect statistique des données géotechniques.
- ✚ Développer des modèles probabilistes de simulation des propriétés physiques et mécaniques de sol en utilisant les densités de probabilité log normal et beta.
- ✚ Détermination des coefficients d'amplification des sites classés par la réglementation Algérienne parasismique RPA99/2003 (S1: site rocheux, S2: site ferme, S3: site meuble et S4: site très meuble).

Bibliographie

Akiyoshi.T, Sun.X & Fuchida.K: General absorbing boundary conditions for dynamic analysis of fluid-saturated porous media. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 1998. 17. 397-406.

Bardet. J. P & Tobita. T: NERA A Computer Program for Nonlinear Earthquake site Response Analyses of Layered Soil Deposits .*University of southern California*.2001.

Bardet. J. P, Ichii. K, & Lin.C. H : EERA, A Computer Program for Equivalent-linear Earthquake site Response Analyses of Layered Soil Deposits. *University of southern California*. 2000.

Bardet. J. P: A Viscoelastic Model for the Dynamic Behavior of Saturated Poroelastic Soils. *Transactions of the ASME*. 1992. 128 I Vol. 59.

Brennan.A.J, Thusyanthan.N.I & Madabhushi.S.P.G : Evaluation of Shear Modulus and Damping in Dynamic Centrifuge Tests. *University of Cambridge*. 2004, CUED/D-SOILS/TR336.

Biot. M.A: Mechanics of Deformation and Acoustic Propagation in Porous Media. *Journal of Applied Physics*. April 1962. Volume 33. N° 4. 1482-1498.

Bo. J & Hua. L: Vertical dynamic response of a disk on a saturated poroelastic half-space. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 1999. 18. 437-443.

Bo. J & Hua. L: Rocking vibration of rigid disk on saturated poroelastic medium. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2000. 19. 469-472.

Borja.R. I, Chao. H.Y, Monta.F.J & Lin.C.H: Nonlinear ground response at lotung lsst site. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*.1999.187.

Cheng. A. H & Lafe. O. E: Boundary Element Solution for Stochastic Groundwater Flow: Random Boundary Condition and Recharge, *Water Resour. Res.*, 27(2), 231–242.

Cruse. TA & Rizzo. FJ: Boundary-Integral Equation Method, *Computational Applications in Applied Mechanics*. American Society of Mechanical Engineers, New York, 1975.

Cruse. TA & Rizzo. FJ: A direct formulation and numerical solution of the general transient elastodynamic problem. *Math Analysis Applications*1968; 22:244-59.

Department of Defense Handbook: Soil dynamics and special design aspects, 1997, MIL-HDBK-1007/3.

Dominguez. J: Boundary Elements in Dynamics. *Computational Mechanics Publications. Elsevier Applied Science*. 1993.

European Mediterranean Seismological Centre : Boumerdes's Earthquake. 2003. N° 20.

Franca L.P & S.L. Frey: Stabilized finite element methods, *Computer Methods Applications Mechanics Engineering*. 99, No. 2-3, pp 209-233, 1992

Friedman. M & Shaw. R: Diffraction of pulses by cylindrical obstacles of arbitrary cross section, *Journal of Applied Mechanics*, vol. 29, no. 1, pp. 40–46, 1962.

Frey.F & Jaroslav Jirousek : Analyse des structures et milieux continus, volume 6 : Méthode des éléments finis, *Presses Polytechniques et Universitaires Romandes*, 2001.

Furumoto. Y, Sugito. M & Yashima. A: Frequency dependent equivalent linearized technique for fem response analysis of ground. 2003. 1806/5/A.

GovindaRaju. L, Ramana. G. V, HanumanthaRao. C. & T. G. Sitharam1: Site-specific ground response analysis, 2004, *Current Science*, VOL. 87, N°. 10.

Hashash. Y & Pezeshk. S: Non-Linear Seismic Site Response of Deep Deposits. *Department of Transportation reports*. 2003.

Heuzea.F, Archuleta.R, Bonilla.F, Dayc.S, Doroudiand.M, Elgamale.A & Gonzalesc.S: Estimating site-specific strong earthquake motions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2004. Vol24 199–223.

Jeon.E.J: Propagation of Elastic Waves in Saturated Porous Media. 2002. ECI 284 Term Project Report.

Kavazanjian.E, Matasovic.N, Hadj Hamou.T & Sabatini.P.J: Geotechnical Earthquake for Highways, Vol I, *Office of Technology Application*, 1997, FHWA-SA-97-076.

Kausel. E, Roesset. J. M & Waas. G: Dynamic analysis of footings on layered media, *J. Eng. Mech.(ASCE)* 101:5 (1975), 679–693.

Khalili. N, Yazdchi M & Valliapan. S: Wave propagation analysis of two-phase saturated porous media using coupled finite-infinite element method. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 1999. 18. 533-553.

Laboratoire National d'Habitat et de la Construction: Rapports géotechniques.

Mehiaoui Hadjebar. M.Y & Hadid.M: Dynamic response of nonlinear poroelastic multilayered soil profile. *Geotechnical Earthquake Engineering, Dynamic Properties and Response of Soil Deposits. EE-21C, Topic 3*

Mestat P & Prat M: Ouvrage en interaction, *HERMES Sciences publications*, 1999

Morochnik.V & Bardet. J. P: Viscoelastic approximation of poroelastic media for wave scattering problems. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 1996. 337-346.

Nguyen Khoa Van: Etude des effets de site dus aux conditions topographiques et géotechniques par une méthode hybride éléments finis/ éléments frontière. *Impression de l'ENPC*, 2005.

Nogami.T & Kazama.M: Dynamic response analysis of submerged soil by thin layer element method. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 1992. 11. 17-26.

Nour.A, Slimani.A, Laouami.N, Afra. H: Finite element model for the probabilistic seismic response of heterogeneous soil profile. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*.2003. Vol 23 331–348.

Park.D & Youssef M. A. Hashash: Soil damping formulation in nonlinear time domain site response analysis. *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 8, No. 2 (2004) 249-274.

Pergalani.F, Compagnoni.M & Petrini.V: Evaluation of site effects in some localities of 'Alta Val Tiberina Umbra' (Italy) by numerical analysis. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2002. Vol 23 85–105.

Pitilakis.D, Clouteau.D, Lopez-Caballero.F, Modaressi.A : Étude de l'interaction sols structure avec un modèle linéaire équivalent du sol. *Rapport de Séminaire MISS* .2004.

Rajapakse. R. K. N. D & Senjuntichai. T: Dynamic response of a multi-layered poroelastic medium. *Earthquake Engineering and Structural Dynamic*. 1995. 24. 703-722.

Rodriguez-Marek.A & Bray.J.D: Characterization of Site Response General Site Categories. *Pacific Earthquake Engineering Research Center*. 1999. PEER 1999/03.

Romero. S. M & Rix. G. J: Ground Motion Amplification of Soils in the Upper Mississippi Embayment. *National Science Foundation Mid America Earthquake Center reports*. 2001. GIT-CEE/GEO-01-1.

RPA99/Version 2003 : Règles parasismiques Algériennes. *Centre national de recherche appliqué en génie parasismique* : DTR B C 2 48.

Salvadurai.A. P. S. & Karpurapu: Composite infinite element for modeling unbounded saturated-soil media. *Journal of Geotechnical Engineering*. Novembre 1989. Volume 115. N° 11. 1633-1646.

Schanabel.P.B, Lysmer. J & Seed. H.B: Shake2000 A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites. *University of California*.2004.

Silva. W, Stark.C & Pyke. R: Validation of one-dimensional site response methodologies. *EPRI reports*, 1995.

Simon.B. R, Zienkiewicz.O.C & Paul.D. K: An analytical solution for the transient response of saturated porous elastic solids. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 1984. Volume 8. 381-398.

Sokolov. V, Bonjer. K.P, Wenze. F: Accounting for site effect in probabilistic assessment of seismic hazard for Romania and Bucharest: a case of deep seismicity in Vrancea zone. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*.2004.Vol 24, 929–947.

Studer.J.A, Koller.M.G, Loew.S & Lateltin.O: Classification of soil profiles with corresponding earthquake design spectra for specific conditions in Switzerland. *13th World Conference on Earthquake Engineering*. 2004. Paper N°703.

Tabatabaie Yazdi. J, Valliappan. S & Zhao. C: Analytical and numerical solutions for wave propagation in water-saturated porous layered half-space. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 1994. 13. 249-257.

UBC 97. Uniform Building Code, *International Conference of Building Officials* Whittier. California, 1997, 1997 Edition.

V. Davedovici Le Séisme Du 21 Mai 2003 en Algérie. *Rapport préliminaire de la mission AFPS*. 2003.

Valliappan. S, Tabatabaie Yazdi. J. & Zhao. C: Analytical solution for two-dimensional dynamic consolidation in frequency domain. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 1995. Volume 19. 663-682.

Verruijt .A: Soil dynamic Handbook. Delft University of Technology. 2004.

Wang.S & Hao.H: Effects of random variations of soil properties on site amplification of seismic ground motions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 2002 .22. 551–564.

Yang. J & Sato. T: Influence of water saturation on horizontal and vertical motion at a porous soil interface induced by incident SV wave. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2000. 19. 339-346.

Yang. J & Sato. T: Saturation effects on horizontal and vertical motions in a layered soil-bedrock system due to incident SV wave. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2001. 21. 527-536

Yang. J: Influence of water saturation on horizontal and vertical motion at a porous soil interface induced by incident P wave. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2000. 19. 575-581.

Yang.J & Sato. T: Effect of hydraulic interface conditions on seismic reflection and transmission. *11th European Conference en Earthquake Enginneering*. 1998 Balkema, Rotterdam.

Zienkiewicz. O. C. & Shiomi.T: Dynamic behaviour of saturated porous media; the generalized Biot formulation and its numerical solution. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 1984. Volume 8. 71-96.

Annexe

	Z o n e		
Groupe	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

A.01 : Coefficient d'accélération de zone (RPA 99/2003)

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁ (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T ₂ (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

A.02: Valeurs de T₁ et T₂ (RPA99/2003)

	P _q	
Critère q »	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

A.03: Valeurs de P_q (RPA99/2003)

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
<u>A</u>	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
<u>B</u>	<u>Acier</u>	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
<u>C</u>	<u>Maçonnerie</u>	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5
<u>D</u>	<u>Autres systèmes</u>	
13	Ossature métallique contreventée par diaphragme	2
14	Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé	3
15	Ossature métallique contreventée par voiles en béton armé	3,5
16	Ossature métallique avec contreventement mixte comportant un noyau en béton armé et palées ou portiques métalliques en façades	4
17	Systèmes comportant des transparences (étages souples)	2

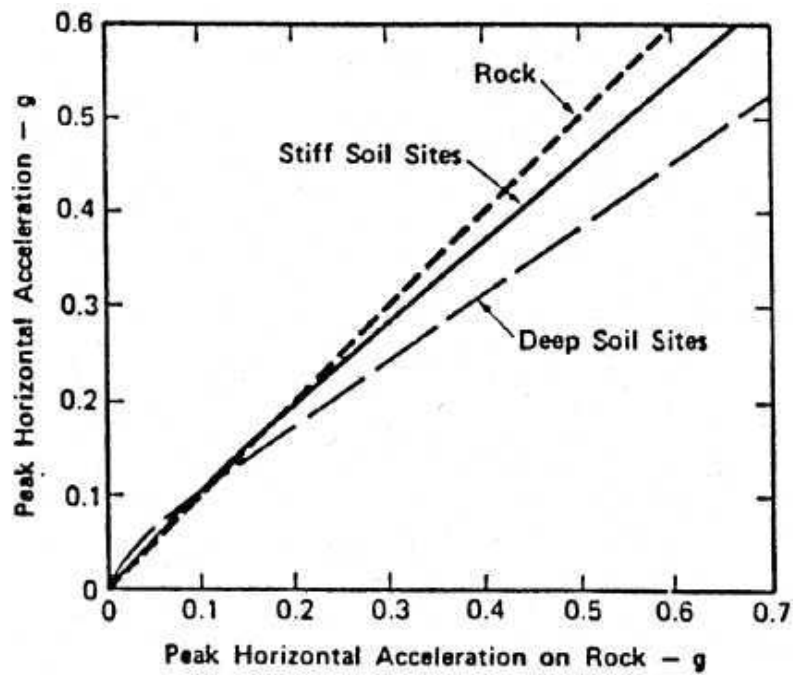
A.04. Coefficient de comportement de la structure

Type de site	Facteur de zone sismique Z				
	Z=0.075	Z=0.15	Z=0.2	Z=0.3	Z=0.4
S _A	0.06	0.12	0.16	0.24	0.32N _a
S _B	0.08	0.15	0.2	0.3	0.40N _a
S _C	0.09	0.18	0.24	0.33	0.40N _a
S _D	0.12	0.22	0.28	0.36	0.44N _a
S _E	0.19	0.3	0.34	0.36	0.36N _a

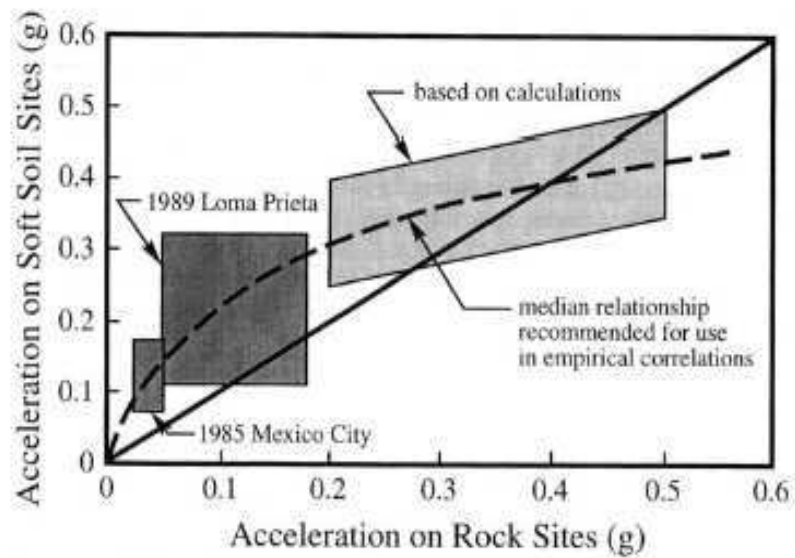
A.05. Coefficient sismique C_a

Type de site	Facteur de zone sismique Z				
	Z=0.075	Z=0.15	Z=0.2	Z=0.3	Z=0.4
S _A	0.06	0.12	0.16	0.24	0.32N _v
S _B	0.08	0.15	0.2	0.3	0.40N _v
S _C	0.13	0.25	0.32	0.45	0.56N _v
S _D	0.18	0.32	0.40	0.54	0.64N _v
S _E	0.26	0.50	0.64	0.84	0.96N _v

A.06. Coefficient sismique C_v



A.07 Relation entre les accélérations maximales de la roche et mesurées aux sites (Seed et Idriss)



A.08 Relation entre les accélérations maximales de la roche et mesurées aux sites mous (Idriss 1990)