

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene
Faculté de Génie Civil



Thèse de Doctorat

Présentée pour l'obtention du grade de docteur

En : Génie Civil

Spécialité : Matériaux et Structures

Par

HADJ BRAHIM Mounia Menoun

**Transfert de Spectre de Réponse du Rocher à la
Surface Libre d'un Profil de Sol hétérogène**

Soutenue publiquement le 17/06/2023, devant le jury composé de :

Pr. AKCHICHE Mustapha	Professeur	USTHB	Président
Dr. AFRA Hamid	Directeur de recherche	DNRM/CNERIB	Directeur de thèse
Pr. BAHAR Ramdane	Professeur	USTHB	Examineur
Pr. ADMAN Redouane	Professeur	USTHB	Examineur
Pr. HADID Mohamed	Professeur	ENSTP	Examineur
Pr. AMAR BOUZID Djillali	Professeur	Université Blida 1	Examineur

Remerciements

Je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance à Monsieur AFRA Hamid, mon directeur de thèse pour l'encadrement et le soutien qu'il m'a apportée tout au long de mon projet de thèse. Vos idées et vos conseils ont été précieux pour façonner mes idées et m'aider à atteindre mes objectifs. Votre volonté de partager votre savoir et votre expertise ont vraiment fait la différence dans mon parcours académique.

Je tiens à exprimer toute ma gratitude à Monsieur AKCHICHE Mustapha pour sa participation en tant que président de mon jury de thèse. Je suis persuadée que votre évaluation et vos commentaires lors de la soutenance ont contribué grandement à améliorer la qualité de ma thèse.

Je tiens à remercier aussi professeur BAHAR Ramdane, professeur ADMAN Redouane, professeur HADID Mohamed et professeur AMAR BOUZID Djillali du fond du cœur pour votre expertise en tant que membres de mon jury.

Je voudrais aussi exprimer ma gratitude :

À mon cher papa Allah yrahmou. Vous m'avez appris des valeurs importantes telles que la patience, la persévérance et la générosité, et votre influence continue de m'inspirer chaque jour. Bien que vous ne soyez plus physiquement avec nous, je sais que votre esprit vit toujours en moi.

À ma chère Maman, je vous remercie pour votre amour, votre soutien et votre dévouement constants tout au long de ma vie. Votre force et votre persévérance ont été un exemple pour moi, et je suis reconnaissante pour tout ce que vous avez fait pour moi.

Enfin, je tiens à remercier ma famille et mes amis (e) pour leur amour et leur soutien constants. Votre présence a été une source de réconfort et de soutien pour moi.

ملخص

الخطر الزلزالي بصفة عامة هو ممثل في شكل طيف الاستجابة على مستوى الصخر من خلال دراسات الخطر والتقسيم الزلزالي الدقيق للموقع. تتم إجراء تحليلات الاستجابة للموقع التحليلي عن طريق نشر حركة التأثير لمقطع من التربة لتنبؤ حركة الأرض على سطح الموقع. يمكن أيضًا إجراء تحليلات الاستجابة الموقعية تجريبيًا باستخدام معاملات موقع الزلازل. الهدف من هذه الدراسة هو تطوير طريقة تعتمد على سياق نظري يمكنه تقييم طيف الاستجابة مباشرة لمقطع من التربة غير المتجانسة على السطح من طيف الاستجابة التحتية الصخرية المحددة. يتكون عدم التجانس الذي يجب أخذه في الاعتبار من تغير الخصائص الجيوتقنية في العمق.

لتنفيذ المنهجية التي قدمناها، في الجزء الأول، أخذنا معامل التخميد يساوي الصفر، بعد تطوير سلسلة من المعادلات، تم الحصول على صياغة بسيطة حيث يتم الحصول على طيف الاستجابة على السطح الحر بواسطة ضرب دالة التحويل (باستخدام نهج الخطية (L) والمكافئة الخطية (EQL)) وطيف الاستجابة التحتية الصخرية. الجزء الثاني هو تعميم الأول، حيث يكون معامل التخميد لا يساوي الصفر. معادلة تجريبية تم اقتراحها لجميع حالات التربة وتم التحقق من صحتها بواسطة أمثلة رقمية.

للتحقق من دقة الطريقة المقترحة، تمت مقارنة طيف الاستجابة الذي تم الحصول عليه ببرنامج نتائج الهز والطبقات وأظهرت النتائج تضخيم الموقع ما يصل من 10 % إلى 25 % أكبر من الطريقة التقليدية (Shake) ومن 15 إلى 35 % أقل من طريقة نظرية الاهتزازات العشوائية (RVT-strata).

الكلمات الأساسية

نهج تحليلي، نقل مباشر، سطح حر، طيف الاستجابة، مقطع من التربة.

Résumé

L'aléa sismique est, en général, fourni sous forme de spectre de réponse au niveau du rocher à partir d'étude d'aléa et de microzonage. Des analyses analytiques de réponse du site ont été effectuées en propageant un mouvement d'entrée à travers le profil du sol afin de prédire le mouvement du sol en surface du site. Les analyses de réponse du site peuvent également être effectuées empiriquement en utilisant des coefficients de site sismique. L'objectif de cette étude est de développer une méthode basée sur une formulation théorique qui peut déterminer directement le spectre de réponse d'un profil de sol hétérogène à la surface à partir d'un spectre de réponse spécifié au substratum rocheux. L'hétérogénéité considérée consiste en une variation des caractéristiques géotechniques en profondeur.

Pour mettre en œuvre la méthodologie que nous avons présentée, dans la première partie nous avons supposé l'amortissement de l'oscillateur égal à zéro, après élaboration d'une suite d'équations, une formulation simple où le spectre de réponse en champ libre est donné par le produit de la fonction de transfert (en utilisant des approches linéaire (L) et équivalente linéaire (EQL)) et le spectre de réponse dans la roche. La seconde partie est une généralisation de la première ; c'est le cas où l'amortissement de l'oscillateur est différent de zéro. Une formulation empirique est proposée pour tous les cas de sol et validée par des exemples numériques.

Pour vérifier la précision de la méthode proposée, le spectre de réponse obtenu est comparé à celui obtenu par les programmes Shake et Strata. Les résultats ont montré une amplification du site jusqu'à 10 % à 25 % supérieure à la méthode traditionnelle (Shake) et inférieure de 15 à 35 % à la méthode de la théorie des vibrations aléatoires (RVT-Strata).

MOTS CLES

Approche analytique, transfert direct, surface libre, spectre de réponse, profil de sol.

Abstract

Seismic hazard is typically provided in the form of a response spectrum at the bedrock level based on hazard and microzonation studies. Site response analyses have been performed by propagating an input motion through the soil profile to predict the ground motion at the surface of the site. Site response analyses can also be performed empirically using seismic site coefficients. The objective of this study is to develop a method based on theoretical context that can directly evaluate the response spectrum of a heterogeneous soil profile at the surface from a specified bedrock response spectrum. The heterogeneity considered consists of a variation of geotechnical characteristics with depth.

To implement the methodology that we presented, in the first part we assumed the oscillator damping to be zero. After developing a series of equations, a simple formulation is obtained where the free-field response spectrum is given by the product of the transfer function (using linear (L) and equivalent linear (EQL) approaches) and the response spectrum in the bedrock. The second part is a generalization of the above one, where the oscillator damping is non-zero. An empirical formulation is proposed for all soil cases and validated by numerical examples.

To verify the accuracy of the proposed method, the obtained response spectrum is compared to the one given by Shake and Strata programs. The results showed a site amplification up to 10% to 25% greater than the traditional method (Shake) and lower by 15% to 35% than the Random Vibration Theory (RVT-Strata) method.

KEYWORDS

Analytical Approach, Direct Transfer, Free Surface, Response Spectrum, Soil Profile.

TABLE DES MATIERES

TABLE DES MATIERES	I
LISTE DE FIGURES	III
LISTE DES TABLEAUX	IV
NOTATIONS UTILISEES	V
INTRODUCTION	1
CHAPITRE I : CARACTERISATION DU MOUVEMENT SISMIQUE	3
I.1. Introduction	3
I.2. Représentation de l’action sismique.....	3
I.2.1. Accélérogrammes sismiques	3
I.2.2. Spectre de réponse.....	6
I.2.2.1. Spectres de réponse par la méthode d'intégration de Duhamel.....	6
I.2.2.2. Spectre de réponse en accélération, vitesse et/ou déplacement	7
I.2.3. Représentation aléatoire du mouvement sismique	8
I.2.4. Représentation par coefficient sismique	10
I.2.4.1. Coefficient sismique dans les codes parasismiques actuels	11
I.2.4.2. Coefficient sismique dans les règles parasismiques algériennes RPA.....	12
I.3. Méthodes d’analyse sismique	14
I.3.1. Méthodes dynamiques selon le RPA.....	15
I.3.2. Méthodes d’analyse statique	15
I.3.2.1. Méthode statique équivalente.....	15
I.3.2.2. Méthode Pushover (Non-Linéaire).....	17
I.3.3. Méthodes d’analyse dynamique	18
I.3.3.1. Méthode d’analyse modale spectrale	18
I.3.3.1.1. Principe de la méthode	19
I.3.3.1.2. Les principales étapes de calcul	19
I.3.3.2. Méthode d’analyse dynamique par accélérogrammes	20
I.3.3.2.1. Principe de la méthode	20
I.3.3.2.2. Avantages et inconvénients de l’analyse dynamique non linéaire temporelle.....	21
I.3.4. Méthode probabiliste.....	21
I.4. Conclusion.....	22
CHAPITRE II : METHODES PRINCIPALES DE TRANSFERT INDIRECT ET DIRECT DU SPECTRE DE REPONSE DU ROCHER A LA SURFACE LIBRE	23
II.1. Introduction.....	23
II.2. Méthode traditionnelle	24
II.2.1. Caractéristiques de l’onde sismique.....	25
II.2.2. Théorie de la réponse sismique d’un profil de sol	25
II.2.3. Equation du mouvement	26
II.2.4. Détermination de la fonction de transfert	28
II.3. Méthodes de réponse du site de la théorie des vibrations aléatoires (Random-Vibration Theory)	28

II.3.1. Principes de base de la méthode de la théorie des vibrations aléatoires	29
II.3.2. Définition du mouvement d'entrée.....	29
II.3.3. Calcul d'un spectre d'amplitude de Fourier (FAS) à partir d'un spectre de réponse d'accélération	30
II.4. Méthodes de transfert du spectre de réponse en accélération en utilisant la densité spectrale de puissance (DSP).....	32
II.4.1 Détermination de la DSP au niveau du rocher à partir du SRO.....	33
II.4.1.1 Formulation théorique.....	33
II.4.1.2. Discrétisation de la DSP en éléments finis	34
II.4.1.3. Minimisation par moindres carrés par rapport aux variables nodales	35
II.5. Relation directe entre le spectre de réponse en surface et le spectre de réponse au rocheux	36
II.5.1. Approche analytique pour $\xi=0$	37
II.5.2. Relation empirique pour $\xi \neq 0$ (une couche).....	41
II.5.3. Relation empirique pour $\xi \neq 0$ (multicouche).....	44
II.6. Conclusion	44
CHAPITRE III : RÉPONSE DYNAMIQUE D'UN PROFIL DE SOL UNIDIMENSIONNEL, HOMOGENE ET HETEROGENE, PAR DES SIMULATIONS NUMÉRIQUES DIRECTES ET INDIRECTES	46
III.1. Introduction	46
III.2. Résultat et validation de la méthode proposée	46
III.2.1. Comparaisons linéaires-élastiques.....	47
III.2.2. Comparaisons non-linéaire	65
III.3. Discussion.....	72
III.4. Conclusion.....	73
CONCLUSION GENERALE.....	74
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	75

LISTE DE FIGURES

Fig. 1. Accélérogramme.	4
Fig. 2. Concept de base du spectre de réponse.	7
Fig. 3. Représentation schématique pour calculer le spectre de réponse à la surface libre.	25
Fig. 4. Schématisation d'un profil de sol stratifié.	26
Fig. 5. Valeurs du coefficient A en fonction de l'amortissement du spectre de réponse, lié au type d'étude (linéaire (L) et linéaire équivalent (EQL))	43
Fig. 6. Valeurs du coefficient Q en fonction de l'épaisseur du sol	44
Fig. 7. Tremblement de terre de Loma Prieta et le spectre de réponse d'accélération au niveau du rocher.	47
Fig. 8. Spectre de réponse en accélération et l'amplification pour une valeur de vitesse égale à 200m/s, (une couche, épaisseur =20m), en utilisant la présente méthode et traditionnelle.	49
Fig. 9. Spectre de réponse en accélération et l'amplification pour des valeurs de vitesse égales à 260 m/s et 360 m/s respectivement, (une couche, épaisseur = 20 m), en utilisant la présente méthode et traditionnelle.	50
Fig. 10. Spectre de réponse en accélération et l'amplification pour des valeurs de vitesse égales à 460 m/s et 640 m/s respectivement, (une couche, épaisseur = 20 m), en utilisant la présente méthode et traditionnelle.	52
Fig. 11. Spectre de réponse en accélération pour plusieurs valeurs de vitesse variant de 200m/s à 400m/s (une couche).	54
Fig. 12. Spectre de réponse en accélération pour plusieurs valeurs de vitesse variant de 420 m/s à 720 m/s (une couche).	56
Fig. 13. Spectre de réponse d'accélération d'un profil de sol, exemple 1 (cinq couches).	58
Fig. 14. Spectre de réponse d'accélération d'un profil de sol, exemple 2 (deux couches)	59
Fig. 15. Spectre de réponse d'accélération d'un profil de sol exemple 4 (trois couches).....	61
Fig. 16. Spectre de réponse d'accélération de l'exemple de profil de sol 5 (cinq couches).	63
Fig. 17. Spectre de réponse d'accélération de l'exemple de profil de sol (quatorze couches). .	65
Fig. 18. Exemples de courbes linéaires équivalentes (a) réduction de module et (b) d'amortissement d'Idriss (1990) et Darendeli (2001) pour le sol.....	67
Fig. 19. Spectre de réponse en accélération appliquant les relations de réduction de module et d'amortissement d'Idriss pour le sable et de Darendeli pour des valeurs de vitesse égales à 460 m/s et 640 m/s respectivement, (une couche, épaisseur = 20 m, non linéaire), en utilisant les méthodes présente et traditionnelle.	68
Fig. 20. Spectre de réponse d'accélération pour l'exemple 3 (trois couches, non linéaire), en utilisant les méthodes présente et traditionnelle.	69
Fig. 21. Spectre de réponse d'accélération de l'exemple de profil de sol (cinq couches, non linéaire), en utilisant les méthodes présente, traditionnelle et RVT.....	70
Fig. 22. Spectre de réponse d'accélération de l'exemple de profil de sol (quatorze couches, non linéaire), en utilisant la présente méthode, traditionnelle et RVT.	72

LISTE DES TABLEAUX

Tab. 1 .Valeur des coefficients a1 et a2	42
Tab. 2 .Valeurs des coefficients b1, b2 et b3	42
Tab. 3. Exemple 1	57
Tab. 4 . Exemple 2	58
Tab. 5 .Exemple 3	60
Tab. 6 .Exemple 4	62
Tab. 7 .Exemple 5	63

NOTATIONS UTILISEES

PGA :	<i>Peak Ground Acceleration</i>
$a(t)$:	accélérogramme
SDOF :	<i>Single-Degree-of-Freedom Oscillator</i> (oscillateur à un seul degré de liberté)
m :	masse lié élastiquement au sol par un support souple de masse négligeable
k :	rigidité du ressort.
c :	coefficients d'amortissement
T :	période propre
$x(t)$:	réponse en déplacement de l'oscillateur
$\dot{x}(t)$	vitesse relative l'oscillateur
$\gamma(t)$:	accélération du sol.
ω :	pulsation propre de l'oscillateur
ξ :	amortissement réduit.
ω_D	pseudo pulsation d'oscillations amorties
$\ddot{x}(t)$	accélération absolue
Sd(T)	spectre de réponse en déplacement
Sv(T)	spectre de réponse en vitesse
Sa(T)	spectre de réponse en accélération
ρ :	masse volumique de la couche de sol.
G :	module de cisaillement de la couche de sol
h :	épaisseur de la couche de sol.
V_s :	vitesse de propagation des ondes de cisaillement.
E :	amplitude des ondes incidentes
F :	amplitude des ondes réfléchies.
DSP :	densité spectrale de puissance
FDSP :	fonction de densité spectrale de puissance
RVT :	théorie des vibrations aléatoires
TM :	méthode traditionnelle
PM:	présente méthode
H ():	fonction de transfert
τ :	variable indépendante utilisée dans l'intégration

INTRODUCTION

Les caractéristiques de la réponse du site à sa surface lors d'un séisme sont décrites en utilisant plusieurs méthodes, en tenant compte de l'effet du site local. Les résultats obtenus sont ensuite utilisés pour effectuer les analyses dynamiques structurelles. Ces méthodes, sont généralement disponibles et couramment utilisées dans la pratique de l'ingénierie géotechnique. Chaque méthode est spécifique et a sa propre formulation et programme, cependant, le concept est le même. Dans le cadre de ce travail de doctorat, on se propose de développer une méthodologie analytique et empirique permettant le passage direct du spectre de réponse en accélération au rocher à la surface libre en tenant compte des caractéristiques géotechniques du site. La technique de transfert direct s'avère être l'approche la plus simple et la plus directe par rapport aux autres méthodes, et peut rapidement fournir les estimations du spectre de réponse en surface du site. Cette approche est simulée par un modèle équivalent, et les résultats sont cohérents avec ceux obtenus par la théorie du demi-espace et par un programme informatique largement utilisé. La méthode proposée consiste d'abord à déterminer le spectre de réponse au niveau du substratum rocheux à partir d'un accélérogramme. Ce spectre de réponse est ensuite transféré au spectre de réponse en surface libre en utilisant la fonction de transfert. Le transfert direct du spectre de réponse du substratum rocheux au spectre de réponse en surface libre est développé pour éviter les lacunes des autres méthodes. L'analyse comprend les étapes suivantes :

- Le spectre de réponse initial est spécifié ou calculé à l'aide de l'équation de mouvement et de l'intégrale de Duhamel.
- Une fonction de transfert est calculée entre le substratum rocheux et la surface libre.
- Le spectre de réponse en surface est calculé en utilisant l'approche analytique et les méthodes empiriques développées dans cette thèse.

On s'intéresse donc dans ce travail à proposer une méthode de passage directe du spectre de réponse du rocher vers la surface libre en utilisant la fonction d'amplification du profil.

Cette thèse est structurée comme suit :

Chapitre I : Caractérisation du mouvement sismique.

Le premier chapitre se veut général et introductif sur la caractérisation du mouvement sismique. Ce chapitre consiste à définir et à développer certaines notions utilisées dans ce mémoire en exposant les différentes représentations, ensuite on décrit pour chacune d'elles les différentes

méthodes d'analyse sismique en utilisant les différentes représentations du mouvement sismiques.

Chapitre II : Méthodes principales de transfert indirect et direct du spectre de réponse du rocher à la surface libre.

Cette partie est destinée aux différentes méthodes d'analyse qui existent, le problème à résoudre est celui de la propagation d'ondes dans un milieu continu homogène et hétérogène. Les méthodes principales de transfert indirect et direct du spectre de réponse du rocher à la surface libre, en utilisant la fonction d'amplification, la densité spectrale de puissance (DSP), le spectre d'amplitude de Fourier, l'accélérogramme et le spectre de réponse, sont présentées. Donc dans ce chapitre, On va présenter la méthode proposée du transfert direct du spectre de réponse du rocher vers la surface libre en utilisant la fonction d'amplification du profil de sol.

Chapitre III : Réponse dynamique d'un profil de sol unidimensionnel, homogène et hétérogène, par des simulations numériques directes et indirectes.

Le chapitre III est consacré aux résultats trouvés en utilisant les différentes méthodes de transfert indirect et direct de spectre de réponse via la fonction d'amplification du profil de sol homogène et hétérogène mentionnées dans le chapitre II. Des exemples de sol homogène sont traités pour valider la fiabilité de la méthode directe avant de passer à des exemples de profil de sol hétérogène. La validation de la méthode se fait par la comparaison des résultats trouvés des deux méthodes précédentes citées dans le chapitre II et avec ceux trouvés à partir de la méthode de transfert direct du spectre.

CHAPITRE I : CARACTERISATION DU MOUVEMENT SISMIQUE

I.1. Introduction

Les tremblements de terre font partie des catastrophes naturels les plus fréquentes sur terre qui ont toujours exercé un grave danger sur l'humanité, ils sont responsables de la destruction de villes entières, de la mort de millions d'êtres humains et ont souvent des conséquences économiques néfastes pour les pays touchés. Durant un séisme, les dégâts les plus significatifs que peuvent subir les bâtiments et les ouvrages résultent fréquemment par l'action dynamique. Par conséquent, et afin de procéder à une conception parasismique de ces bâtiments et ouvrages, la connaissance des caractéristiques **de l'action sismique** est d'une importance majeure. **L'action sismique** avec les conditions du sol et la topographie des sites locaux a tendance à être amplifiée. Depuis le séisme d'El Asnam de 1980, des enquêtes de terrain ont été réalisées dans le but d'observer et noter, de manière exhaustive, le motif principal de la déformation qui s'est produite, et après investigation, de nombreux travaux de recherche ont été menés dans le but de réduire les effets des séismes sur les constructions. Ce chapitre consiste à définir certaines notions utilisées dans le génie parasismique afin de faciliter la compréhension des chapitres suivants.

I.2. Représentation de l'action sismique

I.2.1. Accélérogrammes sismiques

L'action sismique est représentée dans la littérature sous forme d'accélérogramme (représentation temporelle) qui est une fonction à variation rapide et irrégulière de l'accélération autour de zéro en fonction du temps jusqu'à la durée totale de la secousse. En général, cette fonction est décomposée en une phase initiale pour laquelle les accélérations sont faibles et une phase forte suivie d'une phase modérée et d'un retour progressif à une accélération finale nulle (Boore & Atkinson, 2008)(Fig. 1).

La quantité la plus directe est l'accélération maximale du sol (PGA) ; une caractéristique d'un tremblement de terre qui mesure l'accélération maximale du sol. C'est le paramètre le plus important pour la conception ainsi que la durée de la secousse sismique et le contenu fréquentiel (Bommer et al., 2009; Seyedi et al., 2010). Sa définition est la suivante (Boore & Atkinson, 2008):

$$PGA = \text{Max} |a(t)| \quad \text{I.1}$$

Où $a(t)$ désigne l'accélérogramme.

Pour des séismes destructeurs, le PGA est généralement supérieur à 1 m/s^2 . Les enregistrements montrent que des accélérogrammes de faibles PGA peuvent également être plus destructeurs que des signaux présentant des accélérations élevées (Boore & Atkinson, 2008).

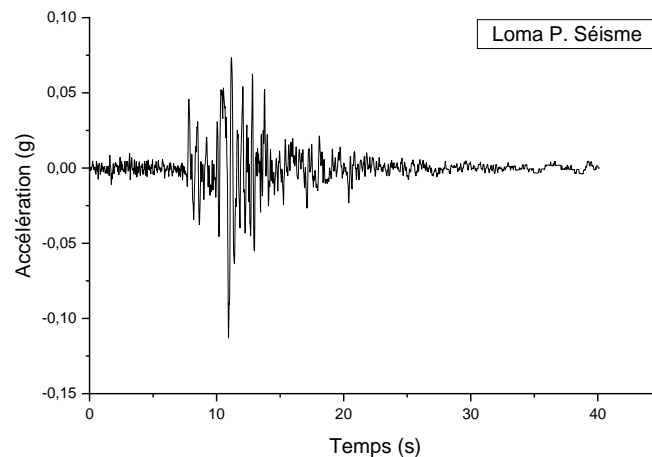


Fig. 1. Accélérogramme.

Les mouvements sismiques sont des enregistrements uniques, étant donné que deux séismes successifs ne se ressemblent pas en termes de magnitude et du contenu fréquentiel. De ce fait, l'un des enjeux cruciaux de l'analyse dynamique transitoire est la sélection des accélérogrammes pour satisfaire les exigences des règlements parasismiques. Il existe plusieurs types d'accélérogrammes (Bommer et al., 2009; Boore & Atkinson, 2008; Seyedi et al., 2010) à savoir:

- Accélérogrammes naturels ou réels,
- Accélérogrammes synthétiques
- Accélérogrammes artificiels (mathématiques),
- Accélérogrammes de planchers (transférés).

Les accélérogrammes naturels ou réels sont la représentation la plus précise des tremblements de terre et contiennent une source abondante d'information sur la nature du séisme. Ils constituent aujourd'hui une option émergente pour définir les données d'entrée des analyses dynamiques géotechniques et structurelles (Betbeder-Matibet, 2010). L'avantage des accélérogrammes réels est le fait qu'ils sont de véritables données et ils portent toutes les caractéristiques d'un séisme (amplitude, contenu fréquentiel, contenu énergétique, la durée et les caractéristiques de phase), et avec ces enregistrements tout est pris en compte tels que les facteurs qui influencent les accélérogrammes (caractéristiques de la source, le chemin et le site) (Martínez-Rueda, 1998; Masi et al., 2011). En général, les accélérogrammes utilisés dans la conception sismique doivent être compatibles avec le niveau de risque sismique défini et doivent tenir compte de la nature du mouvement de terrain attendu sur le site.

La deuxième catégorie d'enregistrements de mouvements du sol à la disposition de l'ingénieur est constituée d'accélérogrammes synthétiques générés à partir de modèles de sources sismologiques. Ce type d'accélérogramme est obtenu à partir de considérations géologiques du site étudié (Lam et al., 2000; Masi et al., 2011). L'accélérogramme est généré à partir d'un schéma de rupture le long d'une faille pour les effets de chemin et de site. Ces modèles vont des simulations stochastiques de source ponctuelle jusqu'à leur extension à des sources finies, jusqu'à des modèles de contrainte entièrement dynamiques (Betbeder-Matibet, 2010). Bien que les accélérogrammes synthétiques soient encore en cours de développement, en raison de leurs évidentes complexités au niveau des informations nécessaires à l'obtention de résultats cohérents, cette technique n'est employée que lors de projets spécifiques par leur importance ou par leur géologie locale.

Les accélérogrammes artificiels sont générés pour être compatibles avec un spectre de réponse cible. Le logiciel SIMQKE de Gasparini & Vanmarcke (1976) (Fragiadakis et al., 2015) et le logiciel SeismoArtif 2012 (Chaulagain et al., 2017) sont des outils disponibles parmi tant d'autres pour la génération de signaux sismiques compatibles à un spectre de réponse.

Les accélérogrammes de planchers (transférés) sont définis comme la réponse d'une structure secondaire fixée à une structure primaire, elle-même sollicitée par un séisme. La connaissance de ces accélérogrammes de planchers permet de dimensionner toute structure secondaire fixée à la structure primaire. Dans un ouvrage, il s'agit de tout corps d'état architectural, c'est-à-dire tout élément non-porteur, comme un faux plafond ou un élément de façade par exemple (Kawase & Aki, 1990; Landge & Ingle, 2021; Petrone et al., 2016).

I.2.2. Spectre de réponse

Le spectre de réponse est une fonction de la fréquence ou de la période, montrant la réponse maximale d'un simple oscillateur soumis à un événement transitoire (Capra et al., 1982). Le spectre de réponse est fonction de la fréquence propre de l'oscillateur et de son amortissement. Ainsi, il ne s'agit pas d'une représentation directe du contenu fréquentiel de l'excitation (comme dans une transformée de Fourier), mais plutôt de l'effet que le signal a sur un système à un seul degré de liberté (SDOF).

I.2.2.1. Spectres de réponse par la méthode d'intégration de Duhamel

La méthode du spectre de réponse SDOF peut être utilisée tant que la structure ou l'équipement peut être modélisé par un système à plusieurs degrés de liberté composés d'un ressort, d'une masse et d'un amortisseur. La méthode du spectre de réponse donne généralement des résultats moins conservateurs que les procédures simplifiées, mais facile à réaliser. Il est beaucoup plus facile à réaliser que l'analyse temporelle qui nécessite un logiciel informatique d'analyse dynamique structurelle (Capra et al., 1982).

MODÈLE SDOF

Le concept de spectre de réponse est différent du spectre de Fourier de l'accélération temporelle. On considère un oscillateur simple composé d'un élément matériel ponctuel M de masse m lié élastiquement au sol par un support souple de masse négligeable. Il est supposé être soumis à un mouvement sismique agissant parallèlement à Ox . Le concept de base du spectre de réponse est illustré à la Fig. 2.

L'oscillateur est caractérisé par la période propre de ses oscillations libres $T = 2\pi\sqrt{m/k}$ (ou de manière équivalente par leur pulsation $\omega = 2\pi/T$), et par son amortissement relatif (rapport de l'amortissement à l'amortissement critique) égal à $\xi = \frac{c}{2\sqrt{k.m}}$ (Despeyroux, 1985).

L'application de la loi fondamentale de la dynamique dans le repère absolu, donne l'équation du mouvement sous la forme (Capra et al., 1982; Clough & Penzien, 1975) :

$$\ddot{x}(t) + 2.\xi\omega.\dot{x}(t) + \omega^2.x(t) = -\gamma(t)$$

I.2

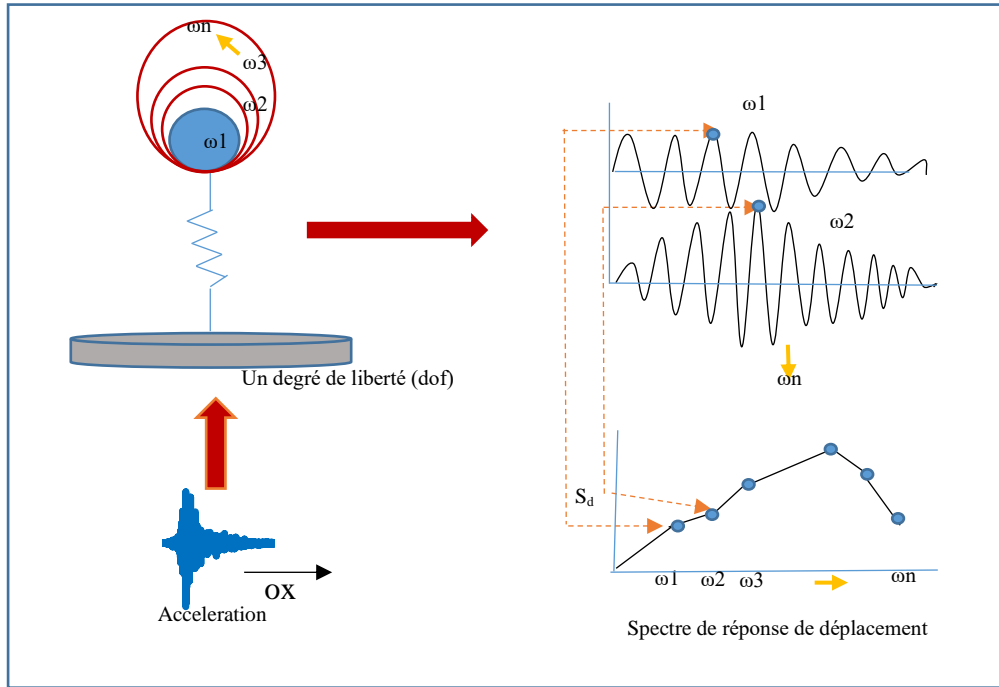


Fig. 2. Concept de base du spectre de réponse.

La solution de l'équation (I.2) ci-dessus, avec les conditions initiales $x(0) = 0$ et $\dot{x}(0) = 0$, peut être calculée par l'intégrale de Duhamel (Clough & Penzien, 1975; Lopez-Almansa et al., 1988):

$$x(t) = - \frac{1}{\omega_D} \int_0^t \gamma(\tau) \cdot e^{-\xi \cdot \omega(t-\tau)} \cdot \sin(\omega_D(t-\tau)) \cdot d\tau \quad \text{I.3}$$

Avec $\omega_D = \omega \cdot \sqrt{1-\xi^2}$ est la pseudo pulsation d'oscillations amorties. La vitesse relative de l'oscillateur est obtenue en dérivant l'Éq. I.3 :

$$\dot{x}(t) = - \int_0^t \gamma(\tau) \cdot e^{-\xi \cdot \omega(t-\tau)} \cdot \cos(\omega_D(t-\tau)) \cdot d\tau + \frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \int_0^t \gamma(\tau) \cdot e^{-\xi \cdot \omega(t-\tau)} \cdot \sin(\omega_D(t-\tau)) \cdot d\tau \quad \text{I.4}$$

L'accélération absolue est alors donnée par :

$$\ddot{x}_{abs}(t) = \omega \frac{1-2\xi^2}{\sqrt{1-\xi^2}} \int_0^t \gamma(\tau) \cdot e^{-\xi \cdot \omega(t-\tau)} \cdot \sin(\omega_D(t-\tau)) \cdot d\tau + 2 \omega \int_0^t \gamma(\tau) \cdot e^{-\xi \cdot \omega(t-\tau)} \cdot \cos(\omega_D(t-\tau)) \cdot d\tau \quad \text{I.5}$$

I.2.2.2. Spectre de réponse en accélération, vitesse et/ou déplacement

A l'aide des relations ci-dessus, on peut calculer, selon les besoins de l'ingénieur, les maximas des valeurs absolues du déplacement relatif, de la vitesse relative et de l'accélération absolue à partir de l'accélération du sol, traditionnellement désignée respectivement par $S_d(T)$, $S_v(T)$,

Sa(T). Leur représentation graphique constitue les spectres de réponse des déplacements (relatifs), des vitesses (relatives) et des accélérations (absolues).

Les spectres de réponse en accélération, vitesse et/ou déplacement permettent de faire intervenir la notion de contenu fréquentiel du mouvement. Le but est de caractériser un séisme à partir de la réponse d'une structure simple. Par définition, un spectre de réponse en accélération est la courbe donnant l'accélération maximale d'oscillateurs simples à un degré de liberté et à une fréquence propre variable.

Le spectre de réponse de sol représentante le mouvement sismique au niveau du sol. Les spectres réglementaires sont des spectres de sol. Ils dépendent de la classe de sol et de la zone de sismicité.

Le spectre transféré (ou spectre de plancher) est un spectre qui représente le mouvement sismique à un point donné d'une structure lorsque celle-ci est soumise au mouvement sismique défini par un spectre de sol. Ces spectres sont utilisés pour le dimensionnement d'équipements sur des structures supports ou d'éléments non-structuraux.

I.2.3. Représentation aléatoire du mouvement sismique

Le mouvement du sol provoqué par le tremblement de terre est un processus aléatoire, de sorte que la réponse sismique de la structure doit également être un processus aléatoire, qui peut généralement être obtenue par la méthode d'analyse des vibrations aléatoires (Christian, 1989). Pour la description des caractéristiques aléatoires du mouvement sismique du sol, la fonction de densité spectrale de puissance est souvent utilisée pour refléter sa probabilité et ses caractéristiques statistiques, et elle est utilisée comme base pour l'analyse de la réponse sismique aléatoire de la structure (Huang et al., 2018; Xu et al., 2020; Yang & Zhou, 2015).

La densité spectrale de puissance (power spectral density) ou autospectre de puissance (DSP) S_x d'un signal aléatoire x est définie par la transformée discrète de Fourier de la fonction d'autocorrélation $\Gamma(\tau)$ (Meskouris et al., 2019; Orini et al., 2017).

C'est-à-dire le contenu fréquentiel moyen d'un signal aléatoire :

$$S_x(f) = \sum_{-\infty}^{+\infty} \Gamma(\tau) \exp^{-j2\pi f\tau} \quad \text{avec } j = \sqrt{-1} \quad \text{I.6}$$

La densité spectrale de puissance décrit la distribution de l'énergie du signal selon les différentes valeurs de fréquences.

Housner (Housner, 1947) a été le premier à utiliser les caractéristiques stochastiques du mouvement sismique du sol et a proposé un modèle stochastique équivalent au bruit blanc (Fan & Ahmadi, 1990; Housner, 1947). Plus tard, Kanai et Tajimi ont développé un modèle de filtrage du bruit blanc, à savoir le modèle Kanai-Tajimi (modèle de Kanejing) (Amiri et al., 2007). La signification physique de ce modèle est claire et il peut simuler mieux les caractéristiques dynamiques sismiques du sol, il est donc largement utilisé (Rofooei et al., 2001). Cependant, ce modèle a des points singuliers à fréquence nulle, et la vitesse quadratique moyenne obtenue et le déplacement carré moyen sont illimités, il convient donc généralement aux réponses sismiques aléatoires des structures à moyenne et haute fréquence (Hong-jing & Chen, 2014).

Afin de pallier aux lacunes du modèle, Kanejing, Yuxian & Xiyuan (1962) ont proposé un modèle de spectre de mouvement sismique du sol stationnaire amélioré. Le modèle de spectre Yuxian ne corrige que la plage de basses fréquences du modèle de spectre Kanejing, tandis que les parties moyennes et hautes fréquences sont fondamentalement les mêmes, ce qui non seulement conserve les avantages du modèle de spectre Kanejing, mais surmonte également l'inconvénient que la plage de basses fréquences ne correspond pas au mouvement réel du sol.

En plus du spectre de Yuxian, d'autres améliorations du modèle de spectre de Kanejing ont également été proposées, comme le modèle de spectre à double pic de Clough & Penzien (1975), le modèle de boore (Wang & Sha, 1995), le modèle amélioré de Yingmin et al (Xu, 2006) et ainsi de suite.

➤ **Modèle de Kanai-Tajimi**

Le modèle de Kanai-Tajimi pour l'accélération du sol (Amiri et al., 2007) a été très largement utilisé dans l'analyse des ouvrages d'art sous excitation sismique. Dans sa forme originale, l'accélération du sol est idéalisée comme un processus aléatoire stationnaire, ayant une densité spectrale de puissance comme suit :

$$S(\omega) = S_0 \frac{\omega_g^4 + (2\xi_g \omega_g \omega)^2}{(\omega_g^2 - \omega^2)^2 + (2\xi_g \omega_g \omega)^2}$$

I.7

Où ξ_g , ω_g et ω représentent, respectivement, l'amortissement, la fréquence prédominante du système et la fréquence naturelle.

Ce modèle correspond à l'accélération d'une masse, supportée par un ressort linéaire et un amortisseur en parallèle, dont la base subit un bruit blanc d'amplitude S_0 . Le bruit blanc est un signal aléatoire ayant une intensité égale à différentes fréquences, lui conférant une densité spectrale de puissance constante.

La caractéristique la plus attrayante du modèle de Kanai-Tajimi est la possibilité de simuler la résonance du sol de manière très simple. La résonance du sol se produit lorsqu'une onde sismique se propage à travers un milieu stratifié dont la fréquence propre est la même ou très proche de celle de la source. C'est une caractéristique distinctive qui ne doit pas être négligée dans la modélisation (Scherer et al., 1985).

Une autre caractéristique attrayante du modèle est la facilité relative avec laquelle l'analyse des vibrations aléatoires peut être effectuée pour un système structurel sous une telle excitation. La relation entre la densité spectrale d'entrée et la densité spectrale de sortie pour un système linéaire est simple et bien connue. Pour les systèmes non linéaires, la méthode de linéarisation statistique (Spanos, 1981) peut parfois être mise en œuvre, rendant l'analyse spectrale linéaire applicable.

Peut-être l'aspect le plus irréaliste du modèle de Kanai-Tajimi original est l'hypothèse qu'un tremblement de terre est un processus aléatoire stationnaire. Cette lacune peut être partiellement corrigée en introduisant une enveloppe dépendante du temps dans le modèle original comme suit (Liu, 1970):

$$G(t) = a(t)F(t) \quad \text{I.8}$$

Avec $F(t)$ est un processus aléatoire stationnaire ayant une densité spectrale donnée par l'équation I.7 et $a(t)$ est une fonction positive représentant l'enveloppe où elle varie beaucoup plus lentement que $S(t)$.

I.2.4. Représentation par coefficient sismique

Le coefficient sismique a été introduit dans les premières tentatives de code parasismique qui ont suivi les tremblements de terre : San Francisco 1906 en Californie, Messine 1908 en Europe et Kanto 1923 au Japon (Betbeder-Matibet, 2010).

L'analyse des dommages avait mis en évidence, comme cause principale, une résistance insuffisante des bâtiments aux efforts horizontaux ; ces forces d'inertie, donc proportionnelles à la masse, pourraient être en première hypothèse représentées par une fraction du poids ; le choix de cette fraction appelée coefficient sismique était à l'origine purement empirique, car à l'époque il n'y avait pas d'enregistrement de mouvements forts. Les valeurs retenues pour le coefficient sismique dans les premières équations étaient de l'ordre de 0,1 (0,075 à 0,1 pour l'American Uniform Building Code de 1927 et de 0,08 dans le code de la ville de Los Angeles de 1933) et elles s'appliquaient de la même manière à tous les bâtiments quelle que soit leur hauteur (Betbeder-Matibet, 2010).

Les développements ultérieurs des équations des coefficients sismiques ont pris en compte l'influence d'un certain nombre de paramètres dans l'expression de ce coefficient et notamment:

- le niveau d'aléa sismique ;
- la période fondamentale des oscillations libres de la structure ;
- la qualité du sol de fondation ;
- la hauteur au-dessus du sol du point où la « force sismique équivalente » est calculée ;
- la probabilité de déformation du système structurel dans le domaine post-élastique.

Dans le code parasismique japonais de 1981, il existe des coefficients liés à la ductilité et à la régularité des structures (D_s , F_e et F_s) qui montrent que ce code se classe parmi les codes les plus récents. Cependant, la formulation simple de ce code pour l'utilisateur est typique des codes plus anciens.

1.2.4.1. Coefficient sismique dans les codes parasismiques actuels

Par rapport aux codes antérieurs, basés sur l'utilisation d'une simple expression d'un coefficient sismique, dans lesquels l'influence de la structure considérée est limitée à celle de la période fondamentale, une grande majorité des codes actuels se caractérisent par :

- l'introduction de coefficients visant à traduire les différences de comportement dans le domaine post-élastique ; différentes notations sont utilisées (facteur de réduction R_w aux USA, coefficient de ductilité D_s au Japon) ; en Europe le terme coefficient de

comportement a été retenu, avec la notation q ; et en Algérie, la notation R est le coefficient de comportement global de la structure

- la limitation de l'utilisation d'un coefficient sismique, au sens traditionnel du terme, dans le cas de structures régulières du point de vue de la répartition des raideurs et des inerties;
- le recours au calcul de réponse sismique de la structure dans des cas généraux (structures irrégulières) ; ce calcul est effectué sur la base d'un modèle linéaire et ses résultats sont divisés par le coefficient de comportement pour déterminer les efforts statiques équivalents utilisés pour les vérifications ;
- le développement important des «détail dans les règlements », c'est-à-dire les détails de conception de la construction des éléments structuraux et de leurs joints ; de telles règles existaient déjà dans les codes antérieurs, mais l'introduction du coefficient de comportement nécessite une étude détaillée des conditions permettant d'obtenir une bonne capacité de déformation postélastique sous charges cycliques.

La réglementation parasismique japonaise impose systématiquement un calcul statique par coefficients sismiques dans tous les cas, même pour les ouvrages à risque spécial (centrales nucléaires, notamment) (Betbeder-Matibet, 2010).

I.2.4.2. Coefficient sismique dans les règles parasismiques algériennes RPA

Selon le RPA, la force sismique totale V est exprimée par une formule mathématique, elle est appliquée à la base de la structure et elle doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales (RPA 99/V2003, 2003) :

$$V = \left(\frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \right) \cdot W \quad \text{I.9}$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 du RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad \text{I.10}$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA (RPA 99/V2003, 2003).

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7 \quad \text{I.11}$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages

Q : facteur de qualité : Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{I.12}$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité " q " est satisfait ou non. Sa valeur est donnée au tableau 4.4 du RPA (RPA 99/V2003, 2003).

W : poids total de la structure, est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{I.13}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : charges d'exploitation

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, donné par le tableau 4.5 du RPA (RPA 99/V2003, 2003).

R : coefficient de comportement global de la structure, donné par le tableau 4.3 du RPA (RPA 99/V2003, 2003).

I.3. Méthodes d'analyse sismique

Le calcul d'analyse sismique peut être mené suivant trois types à savoir :

- Méthodes d'analyse statique
 - Méthode statique équivalente (Linéaire)
 - Méthode de Pushover (Non-Linéaire)
- Méthodes d'analyse dynamique
 - Méthode d'analyse modale spectrale (méthode linéaire)
 - Méthode temporelle (Non-Linéaire)
- Méthodes probabilistes

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Le calcul dynamique suppose la détermination de la réponse des structures à la sollicitation sismique par la prise en compte des forces d'inertie mises en jeu (celles-ci n'existant que pendant la durée du séisme), et qui sont proportionnelles à l'accélération. La connaissance à tout instant de l'état de contrainte en découle (Corvez & Davidovici, 2016).

Actuellement, deux méthodes sont utilisées pour le calcul de la réponse des structures aux mouvements sismiques du sol : la méthode modale spectrale (l'action sismique est définie par le spectre de réponse) et la méthode temporelle (l'action sismique est définie par trois accélogrammes), qui traduisent mieux la réalité physique du chargement sismique.

I.3.1. Méthodes dynamiques selon le RPA

D'après le RPA (Art 4.1), le calcul des forces sismiques se fait suivant trois méthodes par (RPA 99/V2003, 2003):

- la méthode statique équivalente ;
- la méthode d'analyse modale spectrale ;
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

I.3.2. Méthodes d'analyse statique

L'objectif principal de l'analyse statique des structures est d'évaluer les contraintes présentes dans une structure soumise à des forces constantes dans le temps, connues sous le nom de charges statiques. L'analyse vise à comprendre comment la structure réagit et résiste à ces charges pour garantir sa stabilité et sa sécurité. Ces méthodes sont également appliquées dans les codes sismiques récents. Ces derniers supposent que la réponse des structures sous chargement sismique reste toujours élastique et réversible (RPA 99/V2003, 2003). Dans cette approche, il est supposé que la résistance réelle de la structure soit supérieure à l'effort appliqué et le comportement est donc dissipatif.

I.3.2.1. Méthode statique équivalente

Les forces sismiques sont remplacées par un système de forces statiques horizontales équivalentes dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique (voir section : représentation par coefficient sismique page 10). Les forces statiques sont appliquées successivement suivant deux directions principales du plan horizontal de la structure. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal (Humar & Mahgoub, 2003; RPA 99/V2003, 2003; Xu et al., 2019).

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation ;
- Une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III ;
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant ;
outres les conditions de hauteur énoncées au-dessus, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone II :

- Groupe d’usage 3
- Groupe d’usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- Groupe d’usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d’usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III :

- Groupes d’usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d’usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d’usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

Le groupe d’usage est donné par le tableau 4.1 du RPA (RPA 99/V2003, 2003).

La méthode statique équivalente est simple à utiliser et elle donne des résultats faciles à contrôler. La période empirique de la méthode statique équivalente représente une limite inférieure et par conséquent l’effort tranchant à la base calculée avec cette méthode représente une limite supérieure à toutes les valeurs des périodes calculées dans le domaine élastique (Humar & Mahgoub, 2003). Dans les codes américains (sources de RPA) la force sismique de la méthode statique équivalente est considérée comme référence et elle est comparable à la force de la méthode modale spectrale. Les inconvénients de cette méthode sont qu’elle se limite aux bâtiments réguliers (critères d’acceptation définis dans les normes de calcul), seul le mode fondamental est pris en compte. Les bâtiments de grandes hauteurs (au-dessus, disons de 75 m), où les deuxièmes modes et les modes supérieures peuvent être importants, sont beaucoup moins adaptés à la méthode, et les règlements algérien et européens requièrent l’utilisation de méthodes plus complexes dans ces circonstances.

I.3.2.2. Méthode Pushover (Non-Linéaire)

L'analyse Pushover est une analyse statique non linéaire développée pour étudier la vulnérabilité des structures existantes vis-à-vis du séisme, elle est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent, ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme (Papanikolaou & Elnashai, 2005). L'analyse Pushover est une méthode d'analyse approximative dans laquelle la structure est soumise à des forces latérales croissantes de manière monotone jusqu'à ce qu'un déplacement cible soit atteint. Les différents résultats obtenus permettent d'apprécier la vulnérabilité de la structure. Néanmoins, cette procédure ne peut être utilisée si la structure est irrégulière en termes de rigidité, résistance, distribution de masse, etc..., et si les éléments possèdent une grande ductilité ou un système de résistance à la force latérale non orthogonal (Dolšek & Fajfar, 2001).

L'analyse Pushover est un outil puissant pour la conception basée sur la performance (Lu et al., 2004; Zou & Chan, 2005), qui est présentée dans plusieurs règlements et directives sismiques récentes (FEMA, 2000; Standard, 2005).

L'attente de l'analyse Pushover est d'estimer les paramètres de réponse critiques imposés au système structurel et à ses composants aussi proches que possible de ceux prédits par l'analyse dynamique non linéaire. L'analyse Pushover fournit des informations sur de nombreuses caractéristiques de réponse qui ne peuvent pas être obtenues à partir d'une analyse élastique statique ou élastique dynamique. Ce sont (Dolšek & Fajfar, 2001) :

- l'estimations des déplacements inter-étages et de leur distribution le long de la hauteur
- la détermination des demandes de force sur les éléments fragiles, telles que les demandes de force axiale sur les poteaux, les demandes de moment sur les assemblages poutre-poteau
- la détermination des demandes de déformation pour les éléments ductiles
- l'identification de l'emplacement des points faibles de la structure (ou des modes de défaillance potentiels)
- les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments individuels sur le comportement du système structurel

- l'identification des discontinuités de résistance en plan ou en élévation qui conduiront à des changements dans les caractéristiques dynamiques dans la domaine inélastique
- la vérification de l'exhaustivité et de l'adéquation du chemin de charge

L'analyse Pushover présente également des faiblesses de conception qui peuvent rester cachées dans une analyse élastique. Ce sont des mécanismes d'histoire, des demandes de déformation excessives, des irrégularités de résistance et des surcharges sur des éléments potentiellement fragiles.

➤ **Limites de l'analyse Pushover**

Bien que l'analyse Pushover présente des avantages par rapport aux procédures d'analyse élastiques, les hypothèses sous-jacentes, la précision des prédictions Pushover et les limites des procédures Pushover actuelles doivent être identifiées (Oğuz, 2005). L'estimation du déplacement cible, la sélection des modèles de charge latérale et l'identification des mécanismes de défaillance dues à des modes de vibration plus élevés sont des problèmes importants qui affectent la précision des résultats de Pushover (De Iasio et al., 2021; Krawinkler & Seneviratna, 1998).

Le déplacement cible sert comme un estimateur du déplacement global que la structure doit subir durant le séisme de conception parasismique. Le déplacement au sommet au centre de masse de la structure est utilisé comme déplacement cible. La précision de l'estimation du déplacement cible affecte la précision des prédictions de la demande sismique. (Krawinkler & Seneviratna, 1998).

Sous réserve d'une modélisation adéquate de la structure, d'une sélection minutieuse du modèle de charge latérale et d'une interprétation précise des résultats, l'analyse Pushover permet d'obtenir un aperçu de la réponse élastique et inélastique des structures lors de tremblements de terre (Mwafy & Elnashai, 2001; Patil et al., 2017). Cependant, l'analyse Pushover est plus appropriée pour les bâtiments de faible à moyenne hauteur avec une réponse de mode fondamental dominant. Pour les bâtiments spéciaux et de grande hauteur, l'analyse Pushover doit être complétée par d'autres procédures d'évaluation, car des modes plus élevés pourraient certainement affecter la réponse (Esfahanian & Aghakouchak, 2019).

I.3.3. Méthodes d'analyse dynamique

I.3.3.1. Méthode d'analyse modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée quand la méthode statique équivalente n'est pas permise, et elle est applicable à tous types de bâtiments et utilisée pour n'importe quel type de structure (RPA

99/V2003, 2003)(sans aucune condition de régularité en plan ou en élévation), elle est basée sur un calcul élastique-linéaire, nécessite une analyse modale préalable, et est utilisable pour n'importe quelle action dynamique. Par ailleurs, cette méthode consiste à rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure (RPA 99/V2003, 2003). Généralement, les ingénieurs, s'intéressent seulement aux valeurs maximums (déplacement, accélération).

I.3.3.1.1. Principe de la méthode

Le principe de la méthode spectrale repose sur la base modale dans l'objectif d'obtenir la réponse sismique de la structure (déplacement). Ce type de méthode utilise comme paramètre d'entrée un spectre de réponse. Il s'agit soit d'un spectre issu directement d'un enregistrement sismique, soit d'un spectre de conception dicté par un code de conception quelconque (exemple RPA 2003) (Betbeder-Matibet, 2010). La réalisation de ce type d'analyse repose principalement sur le calcul, mode par mode, d'un paramètre structural suivi d'une combinaison des réponses issues de chaque mode par une règle de combinaison modale. Elle prend en compte tous les modes de vibration contribuant de manière significative à la réponse globale de la structure (Davidovici, 2019). La combinaison modale peut alors s'effectuer dans les directions géométriques du système cartésien de modèle (X-Y-Z) ou un autre système d'axe (I, II, Z) défini par l'analyste (Betbeder-Matibet, 2010).

L'Analyse modale spectrale a pour but :

- la détermination des modes propres de vibration de la structure pour avoir la base modale et leurs périodes Ceux-ci sont indépendants du séisme.
- l'expression dans la base modale (découplage du système d'équation)
- l'estimation de la réponse de la structure pour chacun de ses modes par l'analyse spectrale (amplification de l'accélération de référence au rocher).

I.3.3.1.2. Les principales étapes de calcul

Elle comporte les étapes suivantes :

- Recherche des modes propres
- Sélection des modes utiles et prise en compte éventuellement du pseudo mode

- Combinaisons des réponses modales (sollicitations et déplacements)
- Cumul des effets composants du mouvement sismique

I.3.3.2. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes utilise un modèle qui exprime le comportement non linéaire des éléments. C'est la méthode la plus précise et la plus fiable afin d'évaluer le comportement sismique. Elle utilise soit l'intégration directe des équations de mouvement (à partir d'enregistrements réels ou simulés), soit des algorithmes intégrant les déformations élastoplastiques de la structure (Beyer & Bommer, 2007; Zentner et al., 2017). Elle peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire (RPA 99/V2003, 2003).

Si la méthode est a priori capable de décrire le comportement réel lors d'un séisme, l'enjeu principal est de déterminer le bon enregistrement (accélérogramme) du fait de la grande variabilité induite par la nature du sol et la distance de la source. De ce fait, plusieurs types d'enregistrements ou un accélérogramme artificiel contenant les principales caractéristiques des séismes potentiels deviennent nécessaires (Zentner et al., 2017).

I.3.3.2.1. Principe de la méthode

Le comportement des matériaux dans le domaine inélastique est très complexe. Pour prédire avec plus de précision les performances sismiques des structures, en particulier dans le domaine de réponse inélastique, il est important de simuler les facteurs importants, la capacité de dissipation d'énergie et la sélection et la mise à l'échelle des mouvements du sol suffisamment proches de la réalité dans les études numériques et expérimentales. L'utilisation de l'analyse dynamique non linéaire temporelle nécessite un ensemble approprié d'enregistrements sismiques qui sont compatibles avec les niveaux des risques spécifiques au site pris en compte. Elle nécessite aussi des propriétés telles que la dégradation de la rigidité dans le chargement cyclique, le comportement post-élastique et la limite d'élasticité en plus de la rigidité initiale utilisée dans l'analyse linéaire. Ainsi, pour les composants supposés avoir un comportement ductile, le comportement inélastique est capturé et la performance d'un élément est évaluée en fonction de la demande/capacité de déformation. Dans l'analyse non linéaire, une intégration pas à pas est utilisée, et on distingue deux autres méthodes : intégration directe en temps et superposition modale (Beyer & Bommer, 2007; Zentner et al., 2017).

I.3.3.2. Avantages et inconvénients de l'analyse dynamique non linéaire temporelle

➤ Avantages

L'analyse non linéaire a le potentiel de fournir des meilleures informations pour prédire la proportion des dommages, et donc évaluer le risque sismique.

Actuellement, l'analyse non linéaire est utilisée généralement pour la réhabilitation des constructions où le comportement peut être complexe. Pour une nouvelle conception, des méthodes basées sur l'analyse linéaire peuvent être suffisantes (Zentner et al., 2017).

➤ Limites

Si des analyses sont effectuées pour plusieurs mouvements du sol, les résultats de cette méthode peuvent varier considérablement. Cela s'explique en partie par le fait que le comportement non linéaire est intrinsèquement sensible à des changements relativement faibles du mouvement du sol (Zentner et al., 2017). Aussi, un programme informatique analyse le modèle mathématique, et non la structure réelle.

I.3.4. Méthode probabiliste

Le mouvement sismique est représenté par un processus aléatoire stationnaire gaussien caractérisé par sa densité spectrale de puissance DSP il permet de déterminer la réponse de la structure en termes de probabilité en faisant appel aux moyennes et écart-types (Bouhous, 2007).

La représentation de l'action sismique par des processus aléatoires a fait l'objet de nombreux travaux de recherche mais n'a pas vraiment pénétré les pratiques de calcul actuelles. De nombreuses présentations d'ingénierie sismique ne le mentionnent même pas. Il y a deux raisons principales à cette « exclusion » (Betbeder-Matibet, 2010):

- le formalisme mathématique des processus aléatoires ne fait normalement pas partie du « bagage » des ingénieurs structure ; les codes de génie-parasismique en général sont censés être accessibles de manière à pouvoir être appliqués par des praticiens « ordinaires » du génie civil ou mécanique ;
- les habitudes acquises, en matière de calculs sismiques tant pour le risque particulier que pour le risque normal, favorisent une approche déterministe qui s'inscrit dans la

lignée de la plupart des codes du bâtiment pour les ouvrages en béton armé ou en acier, même s'ils se prétendent « semi-probabilistes ». Les méthodes probabilistes sont autorisées pour la détermination des spectres de réponse pour le calcul, mais l'utilisation de ces spectres pour déterminer les effets de conception-action est parfaitement déterministe en apparence. La représentation de l'action sismique à travers des processus aléatoires impliquerait de questionner ces pratiques.

I.4. Conclusion

Dans le présent chapitre nous avons exposé, en premier lieu, les différentes représentations sismiques utilisées dans la pratique. L'action sismique peut être représentée par des spectres de réponse, par une fonction de densité spectrale de puissance, par un accélérogramme ou par coefficient sismique. En théorie, les quatre représentations devraient conduire exactement à la même réponse d'une structure donnée. Cependant, dans la pratique, cet objectif ne peut être atteint qu'approximativement, mais les codes doivent tenir compte des quatre possibilités sur une base égale. Le choix de la représentation dépend du type de structure étudiée et des détails de l'analyse à effectuer, mais la cohérence de la représentation de l'action sismique doit toujours s'appliquer. Par la suite nous avons présenté les méthodes d'analyse statique et dynamique ainsi que leurs avantages et inconvénients. Ces méthodes d'analyse sont un outil puissant. Elles permettent aux ingénieurs de structures de rechercher plusieurs schémas de confortement de bâtiments existants et d'étudier de nouvelles structures qui se comporteront d'une manière adéquate durant de futurs séismes

CHAPITRE II : METHODES PRINCIPALES DE TRANSFERT INDIRECT ET DIRECT DU SPECTRE DE REPONSE DU ROCHER A LA SURFACE LIBRE

II.1. Introduction

Les vibrations du sol lors d'un séisme peuvent gravement endommager les structures et les équipements. L'accélération, la vitesse et le déplacement du sol (appelés mouvement du sol), lorsqu'ils sont transmis à une structure, sont dans la plupart des cas amplifiés. Ces mouvements amplifiés peuvent produire des forces et des déplacements qui peuvent dépasser ceux que peut supporter la structure.

De nombreux facteurs influencent le mouvement du sol et son amplification ; par conséquent, une compréhension de la façon dont ces facteurs influencent la réponse des structures et des équipements est essentielle pour une conception sûre et économique

Les caractéristiques de la réponse du site à la surface lors d'un séisme sont décrites en utilisant plusieurs méthodes, en tenant compte de l'effet du site local (Kramer, 1996; Schnabel, 1972). Les résultats obtenus sont ensuite utilisés pour effectuer les analyses dynamiques structurelles. Ces méthodes sont généralement disponibles et couramment utilisées dans la pratique de l'ingénierie géotechnique. Chaque méthode est spécifique et possède sa propre formule et son propre programme, cependant, le concept est le même (Kottke & Rathje, 2009; Kramer, 1996; Schnabel, 1972).

Il faut savoir aussi que, pour prévoir les dégâts causés aux constructions par les séismes, la représentation la plus couramment utilisée est le spectre de réponse élastique. Le spectre de réponse en accélération est cependant le plus employé. C'est une courbe donnant l'accélération en fonction de la période. Le spectre de réponse correspond à l'accélération maximale d'un

oscillateur simple en fonction de sa période propre et de son amortissement critique. Il représente le mouvement sismique à prendre en compte dans les règles de construction. Dans ce chapitre, on va discuter les méthodes de transfert direct et indirect du spectre de réponse du rocher à la surface libre.

II.2. Méthode traditionnelle

Selon les références citées, (Kottke & Rathje, 2009; Kramer, 1996; Schnabel, 1972) la méthode traditionnelle (TM) est l'approche la plus couramment utilisée dans la méthode linéaire, tandis que la méthode basée sur la théorie des vibrations aléatoires (RVT) est moins fréquemment appliquée. La MT est basée sur la propagation des ondes unidimensionnelles en considérant un profil de sol homogène et isotrope, tout en prenant des propriétés tels que le module de cisaillement (G), le facteur d'amortissement (ξ) et la masse volumique (ρ) constante, pour chaque couche (Schnabel, 1972). La procédure de simulation d'une réponse sur une surface libre est générée à partir de l'historique temporel de l'accélération. Le principal programme utilisé est SHAKE91, développé par Idriss et Sun en 1991. Ce programme est basé sur plusieurs études menées par Cooley & Tukey (1965); Idriss & Seed (1968); Kanai (1951); Schnabel et al. (1972); Seed (1970) (Afra & Pecker, 2002; Schnabel et al., 1972). Le concept du programme mentionné repose sur le calcul du spectre de réponse spécifié en tout point pour chaque couche en utilisant le mouvement d'entrée. La première étape implique le calcul du nouveau mouvement au sommet de chaque couche, également appelée surface libre, en utilisant la fonction de transfert. Dans la deuxième étape, le spectre de réponse est déterminé à partir de ce mouvement de surface (voir Fig.3). La non-linéarité du module de cisaillement et de l'amortissement est considérée en utilisant les propriétés linéaires équivalentes du sol, qui donnent une déformation approximative compatible avec la réponse non linéaire du sol (Rathje & Ozbey, 2006). La procédure susmentionnée est la plus couramment appliquée en pratique cependant, elle est très encombrante.

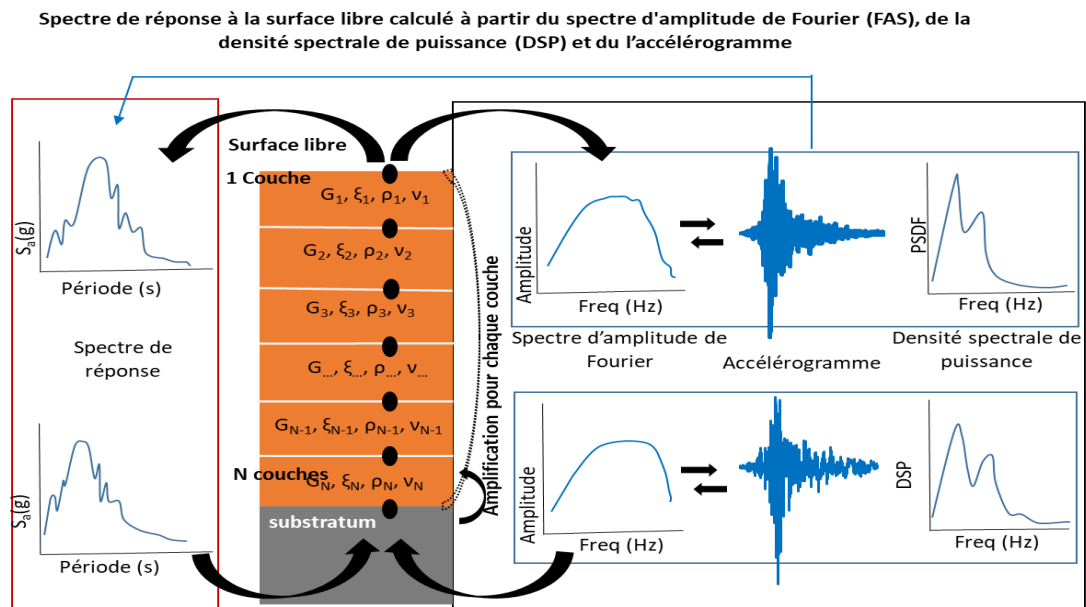


Fig. 3. Représentation schématique pour calculer le spectre de réponse à la surface libre.

II.2.1. Caractéristiques de l'onde sismique

Lorsqu'une onde sismique heurte une surface de discontinuité séparant deux milieux, il se produit des phénomènes de réflexion et de réfraction. La diminution des caractéristiques provoque une réfraction continue et le trajet de l'onde devient sub-verticale. Basée sur ces considérations physiques il est supposé que le mouvement horizontal résulte uniquement de la propagation verticale d'une onde de cisaillement SH et le mouvement vertical de la propagation d'une onde de compression P (Pecker, 1984).

Le problème de la propagation d'ondes sismiques depuis une source est un problème essentiellement tridimensionnel. En considérant la source comme constituée d'une ligne (faille) et en se plaçant à une certaine distance de celle-ci le problème devient bidimensionnel, toutes les ondes se propagent parallèlement à un plan (x_2Ox_1) et le mouvement est indépendant de la coordonnée x_1 (Pecker, 1984).

II.2.2. Théorie de la réponse sismique d'un profil de sol

Généralement, la théorie de la propagation des ondes discrétise le profil du sol à des couches stratifiées horizontalement et considère des propriétés mécaniques constantes pour chaque couche mais variables d'une couche à l'autre. Le profil de sol surmonte un demi espace élastique (substratum) de caractéristiques nettement plus élevées que celles des sols au-dessus (voir Fig.4) (Kramer, 1996).

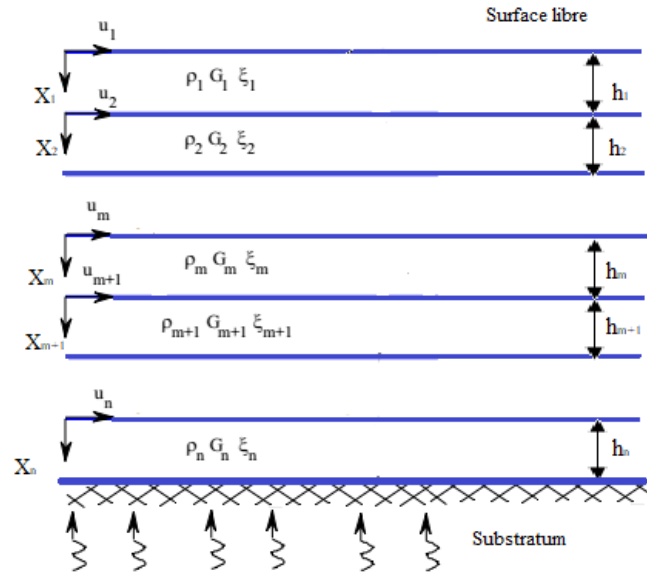


Fig. 4. Schématisation d'un profil de sol stratifié.

II.2.3. Equation du mouvement

L'équation différentielle régissant les déplacements horizontaux s'écrit (Kramer, 1996):

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial x_1^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial x_1^2 \partial t} \quad \text{II.1}$$

Pour chaque couche, le déplacement horizontal dû à une onde SH incidente est solution de l'équation, sous la forme :

$$u(x_1, t) = U(x_1) e^{i\omega t} \quad \text{II.2}$$

En portant l'équation II.2 dans l'équation II.1 on obtient une équation différentielle ordinaire :

$$(G + i\omega\eta) \frac{dU}{dx_1^2} = \rho\omega^2 U \quad \text{II.3}$$

Où la solution générale s'écrit :

$$U(x_1) = Ee^{lkx_1} + Fe^{-ikx_1} \quad \text{II.4}$$

Avec :

$$k^2 = \frac{\rho\omega^2}{G + i\omega\eta} = \frac{\rho\omega^2}{G^*} \quad \text{II.5}$$

Où k est le nombre complexe de propagations et G^* est le module complexe de cisaillement. Le coefficient d'amortissement (ξ) est lié à la viscosité η par cette relation :

$$\omega\eta = 2G\xi \quad \text{II.6}$$

Les équations II.2 et II.4 donnent la solution de l'équation II.1 pour une excitation harmonique de fréquence ω .

$$u(x_1, t) = E e^{i(kx_1 + \omega t)} + F e^{-i(kx_1 - \omega t)} \quad \text{II.7}$$

Le premier terme représente l'onde incidente qui se propage dans la direction positive de x_1 , et le deuxième terme représente l'onde réfléchie qui se propage dans la direction négative de x_1 . L'équation II.7 est valable pour chaque couche de la Fig.4.

En introduisant les coordonnées locales du système pour chaque couche, les déplacements à la surface et en bas de la couche sont donnés comme suit :

$$\begin{aligned} u_m(X = 0) &= (E_m + F_m) e^{i\omega t} \\ u_m(X = h_m) &= (E_m e^{ik_m h_m} + F_m e^{-ik_m h_m}) e^{i\omega t} \end{aligned} \quad \text{II.8}$$

La contrainte de cisaillement dans le plan horizontal est donnée par :

$$\tau(x_1, t) = G \frac{\partial u}{\partial x_1} + \eta \frac{\partial^2 u}{\partial x_1 \partial t} = G^* \frac{\partial u}{\partial x_1} = ik_m G^* (E e^{ik_m x_1} - F e^{-ik_m x_1}) e^{i\omega t} \quad \text{II.9}$$

Les contraintes de cisaillement à la surface et en bas de la couche sont données comme suit :

$$\begin{aligned} \tau_m(X = 0) &= ik_m G_m^* (E_m - F_m) e^{i\omega t} \\ \tau_m(X = h_m) &= ik_m G_m^* (E_m e^{ik_m h_m} - F_m e^{-ik_m h_m}) e^{i\omega t} \end{aligned} \quad \text{II.10}$$

Les contraintes et les déplacements doivent être continus pour toute l'interface, donc les équations II.8 et II.10 donnent :

$$\begin{aligned} E_{m+1} + F_{m+1} &= E_m e^{ik_m h_m} + F_m e^{-ik_m h_m} \\ E_{m+1} - F_{m+1} &= \frac{k_m G_m^*}{k_{m+1} G_{m+1}^*} (E_m e^{ik_m h_m} - F_m e^{-ik_m h_m}) \end{aligned} \quad \text{II.11}$$

Soustraction et addition les équations de II.11, on obtient la formule pour les amplitudes E_{m+1} et F_{m+1} de l'onde incidente et réfléchie dans la couche $m+1$:

$$\begin{aligned} E_{m+1} &= \frac{1}{2} E_m (1 + \alpha_m) e^{ik_m h_m} + \frac{1}{2} F_m (1 - \alpha_m) e^{-ik_m h_m} \\ F_{m+1} &= \frac{1}{2} E_m (1 - \alpha_m) e^{ik_m h_m} + \frac{1}{2} F_m (1 + \alpha_m) e^{-ik_m h_m} \end{aligned} \quad \text{II.12}$$

Avec α_m est le rapport complexe d'impédance où il est indépendant de la fréquence :

$$\alpha_m = \frac{k_m G_m^*}{k_{m+1} G_{m+1}^*} = \sqrt{\frac{\rho_m G_m^*}{\rho_{m+1} G_{m+1}^*}} \quad \text{II.13}$$

II.2.4. Détermination de la fonction de transfert

Le rapport des amplitudes des déplacements entre la couche m et la couche n représente la fonction de transfert lorsque l'onde de cisaillement traverse un sol multi-couches.

$$H_{mn} = \frac{u_m(\omega)}{u_n(\omega)} = \frac{e_m(\omega) + f_m(\omega)}{e_n(\omega) + f_n(\omega)} \quad \text{II.14}$$

La fonction de transfert est une caractéristique fondamentale complexe des systèmes linéaires.

II.3. Méthodes de réponse du site de la théorie des vibrations aléatoires (Random-Vibration Theory)

A l'inverse, et selon (Kottke & Rathje, 2013) la théorie des vibrations aléatoires (RVT), utilisant une approche linéaire, est considérée comme la méthode la plus simple pour évaluer la réponse du site. Cependant, avec cette méthode alternative, le mouvement d'entrée dans le domaine temporel n'est pas requis ; au lieu de cela, un seul mouvement d'entrée est spécifié comme le spectre d'amplitude de Fourier (FAS), qui peut être directement obtenu de la théorie sismologique ou du mouvement du spectre de réponse d'accélération (Beresnev & Atkinson, 1998; Boore, 2003; Kottke & Rathje, 2013). Premièrement, le concept de la méthode RVT est basé sur le calcul de la propagation du FAS à la surface du sol en utilisant une fonction de transfert. Deuxièmement, le spectre de réponse à la surface libre est calculé à partir de FAS en utilisant RVT comme décrit dans la Fig.1 (Wang & Rathje, 2016). Généralement l'analyse non linéaire est réalisée en utilisant un modèle discret tel que les éléments finis ou des modèles de masses concentrées (Pehlivan et al., 2016; Wang & Rathje, 2016). La méthode RVT est potentiellement un outil puissant pour l'analyse de la réponse du site qui peut fournir des estimations rapides et précises du mouvement du sol en surface du site (Pehlivan et al., 2016).

Cependant, certaines études ont indiqué que l'amplification attendue par l'analyse RVT de la réponse du site diffère systématiquement de celle attendue par la méthode traditionnelle (Graizer, 2014). En outre, il est rapporté (Kottke, 2006) que l'analyse de la réponse du site RVT prédit l'amplification du site aux fréquences naturelles du site jusqu'à 20 à 50 % de plus que les analyses de la méthode traditionnelle, la plus grande surprédiction se produisant pour les sites avec de plus petites fréquences naturelles et aux sites rigides. La surprédiction est causée par une augmentation de la durée générée par la réponse du site, qui n'est pas prise en compte dans le calcul de la RVT. De plus, un autre inconvénient de cette méthode réside dans le fait qu'elle

n'utilise que l'amplitude de Fourier sans considérer l'angle de phase qui l'accompagne (Pehlivan et al., 2016).

II.3.1. Principes de base de la méthode de la théorie des vibrations aléatoires

La théorie des vibrations aléatoires peut être séparée en deux parties : (1) la conversion entre le domaine temporel et fréquentiel à l'aide du théorème de Parseval, et (2) estimation du facteur de pic en utilisant des valeurs statistiques extrêmes (Kottke & Rathje, 2013). Considérons un signal qui varie dans le temps $x(t)$ avec son spectre d'amplitude de Fourier associé $X(f)$. La valeur de la racine carrée moyenne du signal x_{rms} est une mesure de sa valeur moyenne sur une période de temps donnée T_{rms} , et elle est calculée à partir de l'intégrale des séries temporelles sur cette période de temps (Kottke & Rathje, 2013):

$$x_{rms} = \sqrt{\frac{1}{T_{rms}} \int_0^{T_{rms}} [x(t)]^2 dt} \quad \text{II.15}$$

Le théorème de Parseval relie l'intégrale de la série temporelle à l'intégrale de sa transformée de Fourier, de sorte que l'équation (II.15) peut être écrite en termes de FAS du signal (Kottke & Rathje, 2013):

$$x_{rms} = \sqrt{\frac{2}{T_{rms}} \int_0^{\infty} |X(f)|^2 df} = \sqrt{\frac{m_0}{T_{rms}}} \quad \text{II.16}$$

Où m_0 est défini comme le moment zéro du FAS. Le N-ième moment du FAS est défini comme :

$$m_n = 2 \int_0^{\infty} (2\pi f)^n |X(f)|^2 df \quad \text{II.17}$$

Le facteur de pic (FP) représente le rapport de la valeur maximale du signal (x_{max}) à sa valeur efficace (x_{rms}), de sorte que si x_{rms} et le FP sont connus, alors x_{max} peut être calculé en utilisant :

$$x_{max} = FP \cdot x_{rms} \quad \text{II.18}$$

II.3.2. Définition du mouvement d'entrée

Le mouvement d'entrée dans une analyse RVT est défini par un spectre d'amplitude de Fourier (FAS) et une durée de mouvement du sol (T_{gm}). Le FAS peut être directement calculé en utilisant la théorie des sources sismologiques (par exemple Brune (1971; 1970)), ou il peut être rétrocalculé à partir d'un spectre de réponse d'accélération (voir section II.3.3). Lorsque le FAS est fourni directement, les fréquences obtenues avec le spectre d'amplitude de Fourier

représentent la gamme de fréquences utilisées par le programme strata, il est donc essentiel que suffisamment de points soient fournis (Kottke & Rathje, 2013).

Le calcul de la durée à utiliser dans l'analyse RVT peut être effectué à l'aide de la théorie sismologique ou de modèles empiriques. Atkinson et Boore (1995) ont recommandé la description suivante de la durée du mouvement du sol (T_{gm}) pour l'ouest des États-Unis en utilisant la théorie sismologique :

$$T_{gm} = \frac{1}{f_0} + 0.05.R \quad \text{II.19}$$

Où $\frac{1}{f_0}$ est la durée de la source T_s et $0.05.R$ est la durée du trajet T_p .

R représente la distance en km et la fréquence coin f_0 est donnée en Hertz par l'expression suivante :

$$f_0 = 4.9.10^6 . V_s \left(\frac{\Delta\sigma}{M_0} \right)^{\frac{1}{3}} \quad \text{II.20}$$

Où $\Delta\sigma$ est la chute de contrainte appelée aussi paramètre de contrainte en bar, V_s est la vitesse de l'onde de cisaillement en km/sec et M_0 est le moment sismique en dyne-cm (1 dyne.cm = 10^{-7} N.m)(Brune, 1970).

Pour l'Est des États-Unis, Atkinson & Boore (1995) (Kottke & Rathje, 2009) ont proposé que l'effet de la durée du trajet dépende de la distance :

$$T_p = \begin{cases} 0 & R \leq 10km \\ 0.16(R - 10) & 10km < R \leq 70km \\ 9.6 - 0.03(R - 70) & 70km < R \leq 130km \\ 7.8 + 0.04(R - 130) & R > 130km \end{cases} \quad \text{II.21}$$

II.3.3. Calcul d'un spectre d'amplitude de Fourier (FAS) à partir d'un spectre de réponse d'accélération

Le mouvement d'entrée FAS ($Y(f)$) peut être obtenu d'un spectre de réponse d'accélération en utilisant une technique inverse. La technique d'inversion suit la méthodologie de base proposée par (Gasparini & Vanmarcke, 1976) et décrite plus en détail par Rathje et al. (2005)(Kottke & Rathje, 2009). La technique d'inversion utilise les propriétés de la fonction de transfert à un degré de liberté (SDOF) pour calculer les valeurs spectrales de réponse. Le carré de l'amplitude

de Fourier $(|Y(f_n)|^2)$ à la fréquence propre de l'oscillateur SDOF f_n , peut être écrite en termes d'accélération spectrale à f_n (S_{a,f_n}), de facteur de pic (FP), de la durée du mouvement (T_{rms}), de l'amplitude carrée de Fourier $(|Y(f)|^2)$ à des fréquences inférieures à la fréquence naturelle et l'intégrale de la fonction de transfert de SDOF $(|H_{f_n}(f)|^2)$:

$$|Y(f_n)|^2 \cong \frac{1}{\int_0^\infty |H_{f_n}(f)|^2 df - f_n} \left(\frac{T_{rms}}{2} \frac{S_{a,f_n}^2}{FP^2} - \int_0^{f_n} |Y(f)|^2 df \right) \quad \text{II.22}$$

Dans l'équation (II.22), l'intégrale de la fonction de transfert est constante pour une fréquence propre et le coefficient d'amortissement de l'oscillateur donné par ξ , permettant de simplifier l'équation en (Rathje & Ozbey, 2006) :

$$|Y(f_n)|^2 \cong \frac{1}{f_n \left(\frac{\pi}{4\xi} - 1 \right)} \left(\frac{T_{rms}}{2} \frac{S_{a,f_n}^2}{FP^2} - \int_0^{f_n} |Y(f)|^2 df \right) \quad \text{II.23}$$

Les facteurs de pic dans l'équation (II.23) dépendent des moments du FAS, qui est actuellement indéfini. Ainsi, les facteurs de pic pour toutes les fréquences naturelles sont initialement supposés être égaux à 2,5.

L'équation (II.23) s'applique d'abord à l'accélération spectrale à la fréquence la plus basse (période la plus longue) fournie par l'utilisateur. A cette fréquence, le terme intégral FAS dans l'équation (II.23) peut être supposé égal à zéro. L'équation est ensuite appliquée à des fréquences successivement plus élevées en utilisant les valeurs précédemment calculées de $|Y(f_n)|$ pour évaluer l'intégrale.

Pour améliorer la concordance entre le spectre de réponse issu du RVT ($S_a^{RVT}(f)$) et le spectre de réponse cible ($S_a^{T\text{arget}}(f)$), le FAS issu du RVT est corrigé en le multipliant par le rapport des deux spectres de réponse. Ce processus itératif corrige le FAS de l'itération i ($|Y_i(f)|$) en utilisant la formule suivante (Kottke & Rathje, 2009):

$$|Y_{i+1}(f)| = \frac{S_a^{RVT}(f)}{S_a^{T\text{arget}}(f)} |Y_i(f)| \quad \text{II.24}$$

De plus, le nouveau FAS défini est utilisé pour calculer les facteurs de pic appropriés pour chaque fréquence. La procédure complète utilisée pour générer un FAS corrigé est comme suit (Kottke & Rathje, 2009):

1. le FAS initial est calculé à l'aide de la technique de Gasparini & Vanmarcke (1976) (équation (II.23)).
2. le spectre de réponse d'accélération associé à ce FAS est calculé à l'aide du RVT.
3. le FAS est corrigé à l'aide de l'équation (II.24).
4. les facteurs de pic sont mis à jour.
5. en utilisant le FAS corrigé et les nouveaux facteurs de pic, un nouveau spectre de réponse d'accélération est calculé.

Ce processus est répété jusqu'à ce que l'une des trois conditions soit remplie :

1. maximum de 30 itérations,
2. une erreur quadratique moyenne de 0,005 est obtenue entre le spectre de réponse RVT et le spectre de réponse cible, ou la variation de l'erreur quadratique moyenne est inférieure à 0,001.

Cette correction de rapport, fonctionne très bien pour produire un FAS qui concorde avec le spectre de réponse cible.

II.4. Méthodes de transfert du spectre de réponse en accélération en utilisant la densité spectrale de puissance (DSP)

La méthode a été proposée par Afra & Pecker (2002). Ces auteurs ont déterminé la densité spectrale de puissance (DSP) à partir du spectre de réponse spécifié au substratum rocheux. La DSP au substratum rocheux est ensuite transférée en DSP en surface à l'aide de la fonction de transfert (Afra & Pecker, 2002). Plus tard, le spectre de réponse de surface est déterminé à partir de la DSP de surface en inversant le problème décrit dans la première étape. Cette approche considère la variation continue des propriétés mécaniques du sol et permet une caractérisation probabiliste du mouvement sismique. Cette méthode a été appliquée au spectre de réponse issu d'un accélérogramme utilisé pour générer le spectre de réponse de l'Eurocode 8, et a été calculée à l'aide d'un programme de propagation d'ondes et d'enregistrements expérimentaux (Afra & Pecker, 2002) . Pour résoudre la minimisation non linéaire du problème inverse au sens des moindres carrés, la discrétisation de la DSP a été utilisée (Afra & Pecker, 2002). L'avantage de l'approche DSP est qu'elle permet d'éviter les erreurs numériques dues à la discrétisation dans le calcul de la fonction d'amplification en utilisant la propagation des ondes. Cependant, cette méthode proposée est très laborieuse.

II.4.1 Détermination de la DSP au niveau du rocher à partir du SRO

Pour calculer le spectre de réponse à partir d'une DSP donnée, $Ds_x(\omega)$, nous utilisons l'équation (II.25) ci-dessous qui donne directement la solution. Afin de déterminer la DSP au niveau du rocher à partir du spectre de réponse, il suffit d'inverser l'équation (II.25), néanmoins le problème inverse est plus difficile à résoudre que le problème direct. Pour résoudre ce problème on procède par étape :

1. En première étape la DSP est discrétisée en éléments finis
2. En seconde étape, comme le problème est non linéaire, sa résolution est obtenue par itération à l'aide d'algorithmes d'optimisation basé sur la minimisation au sens des moindres carrés entre les données observées et celles calculées, de là la solution du problème est déterminée (Afra & Pecker, 2002).

II.4.1.1 Formulation théorique

Considérons l'oscillateur linéaire à un degré de liberté, soumis à sa base au mouvement du sol $a(t)$ supposé comme étant un processus aléatoire stationnaire Gaussien et en interprétant le spectre de réponse du processus en termes de distribution de probabilité des valeurs extrêmes de la réponse de l'oscillateur, une relation entre le spectre de réponse en pseudo vitesse et la densité spectrale de puissance est obtenue par :

$$S_v(\omega_0, \xi) = \omega_d \sigma_q \sqrt{g + \frac{\gamma^2}{g} + 2\gamma} \quad \text{II.25}$$

Où σ_q est l'écart type du processus de la réponse $x(t)$ de l'oscillateur donné comme suit :

$$\sigma_q^2 = \frac{1}{2\pi} \int_0^{\omega_{max}} Ds_q(\omega) d\omega \quad \text{II.26}$$

Avec

$$Ds_q(\omega) = \frac{Ds_x(\omega)}{(\omega_0^2 - \omega^2)^2 + 4\xi^2 \omega_0^2 \omega^2} \quad \text{II.27}$$

Où ω est la fréquence, ω_0 est la fréquence d'un oscillateur non amorti, ω_d est la fréquence d'un oscillateur amorti, ω_{max} est la fréquence max définissant le spectre de réponse en pseudo vitesse et ξ est l'amortissement réduit.

Et γ : est la constante d'EULER, $\gamma=0.577216$

Et $g = 2\ln(2f_q T_q)$, $\omega_d = \omega_0 \sqrt{1-\xi^2}$ et

T_q : est la durée du processus stationnaire

Où f_q désigne la valeur moyenne de la fréquence du processus, elle est donnée par la formule de Rice, qui est une fonction des moments spectraux du premier et du second ordre

$$f_q = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{m_2}{m_0}} \quad \text{II.28}$$

Où m_i est le moment spectral d'ordre i d'un processus aléatoire de DSP donnée, il est défini comme suit :

$$m_i = \int_{-\infty}^{+\infty} |\omega^i| Ds_q(\omega) d\omega \quad \text{II.29}$$

En remplaçant dans (II.29) la relation (II.28) on obtient :

$$f_q = \frac{1}{2\pi} \left[\frac{\int_0^{\omega_{\max}} \omega^2 Ds_q(\omega) d\omega}{\int_0^{\omega_{\max}} Ds_q(\omega) d\omega} \right]^{1/2} \quad \text{II.30}$$

II.4.1.2. Discrétisation de la DSP en éléments finis

Sunndarajan (Afra & Pecker, 2002) a supposé que la fonction de densité spectrale de puissance FDSP est composée de segments droits entre des fréquences spécifiées (les fréquences à droite et à gauche de l'élément), par contre Dieter et D. Pfaffinger (Afra & Pecker, 2002; Bouhous, 2007) ont supposé que la FDSP peut être représentée par une interpolation polynomiale par morceaux entre les fréquences spécifiées formulées par les valeurs de la fonction et de sa dérivée. Afra & Pecker (2002) ont utilisé la DSP, définie sur une gamme de fréquence $0 \leq \omega \leq \omega_{\max}$ divisée en n éléments. Chaque élément i de $Ds_x(\omega)$ est représenté par un polynôme d'interpolation défini par ses variables nodales (polynôme d'interpolation d'Hermite. Ces variables sont les valeurs de la fonction et de sa première dérivée, d'où on a $2(n+1)$ variables à calculer.

Cette discrétisation est semblable à celle de la formulation de l'élément fini de poutre, où les variables nodales sont le déplacement et la rotation (dérivée première du déplacement) (Bouhous, 2007).

L'approximation de la $Ds_x(\omega)$ pour chaque élément fini est donnée par :

$$Ds_{xi}(\omega) = \{B_i\}^t \{U_i\}, \quad \omega_{gi} \leq \omega \leq \omega_{di} \quad 1 \leq i \leq N \quad \text{II.31}$$

Où ω_{gi} et ω_{di} sont respectivement les fréquences à gauche et à droite de l'élément i.

Et $\{B_i\} = \{N_i\}^t [L_i]$ avec $\{N_i\}$ est le vecteur de la fonction d'interpolation du polynôme d'Hermite relative à l'élément i de dimension (4x1), et $[L_i]$ est la matrice de localisation de dimension (4 x m) de l'élément i où $m=2(n+1)$, elle a pour composante : zéro et l'unité, on met un (1) pour les degrés de liberté correspondant à l'élément i et zéro (0) pour le reste.

Et $\{U_i\} = \{L_i\} \{U\}$ représente le vecteur des variables nodales relatives à l'élément i, de dimension (4x1) et $\{U\}$ représente le vecteur des variables nodales des N éléments, de dimension (m x 1).

Donc les équations (26) et (30) deviennent

$$\sigma_q^2 = \frac{1}{2\pi} \{D\} \{U\} \quad \text{II.32}$$

$$f_q = \frac{1}{2\pi} \left[\frac{\{H\} \{U\}}{\{D\} \{U\}} \right]^{1/2} \quad \text{II.33}$$

Où

$$\{D\} = \sum_{i=1}^N \int_{\omega_{gi}}^{\omega_{di}} \frac{\{B_i\}}{(\omega_0^2 - \omega^2)^2 + 4\xi^2 \omega_0^2 \omega^2} d\omega \quad \text{II.34}$$

$$\{H\} = \sum_{i=1}^N \int_{\omega_{gi}}^{\omega_{di}} \frac{\omega^2 \{B_i\}}{(\omega_0^2 - \omega^2)^2 + 4\xi^2 \omega_0^2 \omega^2} d\omega \quad \text{II.35}$$

II.4.1.3. Minimisation par moindres carrés par rapport aux variables nodales

Comme le problème est difficile à résoudre analytiquement, il est nécessaire d'utiliser une solution approchée ; la procédure consiste à construire une fonction f, dépendant des m paramètres d'un modèle optimal. Pour un tel problème d'optimisation la somme des résidus entre les données observées et les données calculées sur le modèle va être minimisée au sens des moindres carrés, c'est la fonction d'erreur χ^2 .

Cette fonction d'erreur χ^2 est minimisée par rapport aux variables nodales $\{U\}$ (la fonction densité et sa première dérivée) et par rapport à la durée du processus stationnaire T :

$$\chi^2(\{U\}, T_x, \omega_0^{\max}, \xi) = K^{-1} \int_0^{\omega_0^{\max}} (S_v(\{U\}, T_x, \omega, \xi) - \hat{S}_v(\omega, \xi))^2 d\omega \quad \text{II.36}$$

Avec : $\hat{S}_v(\omega, \xi)$ est le spectre de réponse en pseudo vitesse et $S_v(\omega_0, \xi)$ est donnée par l'équation II.25.

K : est un facteur de normalisation donné par $K = \int_0^{\omega_0^{\max}} (\hat{S}_v(\omega, \xi))^2 d\omega$ où ω_0^{\max} est la fréquence max définissant le spectre de réponse en pseudo vitesse.

Pour commencer l'itération, une valeur initiale est attribuée à la variable nodale ; celle-ci est obtenue en supposant que $Ds^{ro}(\omega)$ est égale à la constante Ds_0 qui est donnée par :

$$Ds_0 = \left[\frac{\int_0^{\omega_0} b(\omega) S_v(\omega) d\omega}{\int_0^{\omega_0} b^2(\omega) d\omega} \right] \quad \text{II.37}$$

D'où ;

$$b(\omega) = \omega_d \sqrt{\frac{b_0}{2\pi}} \sqrt{g + \frac{\gamma^2}{g} + 2\gamma} \quad \text{II.38}$$

$$b_n(\omega) = \int_0^{\omega_{\max}} \frac{\omega^n}{(\omega_0^2 - \omega^2) + 4\xi_0^2 \omega \omega^2} \quad n = 0, 2 \quad \text{II.39}$$

II.5. Relation directe entre le spectre de réponse en surface et le spectre de réponse au rocheux

Pour déterminer le spectre de réponse sismique à la surface libre, il existe plusieurs chemins indirects dans la littérature pour arriver au champ libre du site, quelques-uns sont cités dans ce chapitre. Cependant, Jusqu'à présent, peu d'études ont été réalisées sur le transfert direct du spectre de réponse du rocher vers la surface libre, citons le travail (Naili & Afra, 2000) où ils ont développé une approche analytique pour $\xi=0$ qui sera présentée dans la section II.5.1 et **pour $\xi \neq 0$** . Malgré la complexité de cette approche, les auteurs ont pu identifier, dans une première analyse, les différents paramètres ayant une influence directe sur les fonctions

permettant ce passage. Ces paramètres dépendent essentiellement de la période de vibration du sol, de l'amortissement considéré et du type de sol (monocouche ou bicouche). En se basant sur l'approche analytique Bouhous (2007), a pareillement développé une autre méthode **pour $\xi \neq 0$, néanmoins limitée juste pour certains profils de sol linéaires.**

Dans ce travail on s'intéresse à proposer une méthode de transfert direct, **pour $\xi \neq 0$** , du spectre de réponse du rocher vers la surface libre en se basant sur l'approche analytique (en utilisant des approches linéaires et linéaires équivalentes).

II.5.1. Approche analytique pour $\xi=0$

Nous considérons un système amorti à un degré de liberté (SDOF) soumis à une excitation sismique du sol de masse m , de rigidité k et d'amortissement c . L'équation du mouvement du système peut s'écrire, selon relation (I.2).

D'après l'équation (I.3) et pour $\xi=0$ (l'amortissement est associé à l'oscillateur SDOF pour le spectre de réponse), la réponse de l'oscillateur au niveau du substratum rocheux est donnée par l'équation (II.40) :

$$x^{roc}(t) = -\frac{1}{\omega_0} \int_0^t \gamma^{roc}(\tau) \cdot \sin \omega_0(t-\tau) d\tau \quad \text{II.40}$$

L'équation (II.40) peut s'écrire :

$$x^{roc}(t) = -\frac{1}{\omega_0} \int_0^t \gamma^{roc}(\tau) \cdot \sin(\omega_0 t) \cos(\omega_0 \tau) d\tau + \frac{1}{\omega_0} \int_0^t \gamma^{roc}(\tau) \cdot \cos(\omega_0 t) \sin(\omega_0 \tau) d\tau \quad \text{II.41}$$

On pose :

$$\begin{cases} R^{roc}(\omega_0) = \sqrt{\alpha_{roc}^2 + \beta_{roc}^2} & \text{and} & \tan(\phi^{roc}) = \frac{\beta_{roc}}{\alpha_{roc}} \\ \alpha_{roc} = \int_0^t \gamma^{roc}(\tau) \cos(\omega_0 \tau) \cdot d\tau = R^{roc}(\omega_0) \cdot \cos(\phi^{roc}) \\ \beta_{roc} = \int_0^t \gamma^{roc}(\tau) \sin(\omega_0 \tau) \cdot d\tau = R^{roc}(\omega_0) \cdot \sin(\phi^{roc}) \end{cases} \quad \text{II.42}$$

Où $R^{roc}(\omega)$ et ϕ^{roc} sont respectivement le module et la phase de la transformée de Fourier tronquée de l'excitation au substratum rocheux, donnée par l'équation (II.43)

$$FT[\gamma^{roc}(t)] = \int_0^t \gamma^{roc}(\tau) \cdot e^{-i \cdot \omega_0 \cdot \tau} d\tau \quad \text{II.43}$$

En substituant de l'expression de α_{roc} et β_{roc} dans l'équation (II.43) on obtient :

$$FT[\gamma^{roc}(t)] = \alpha_{roc} - i\beta_{roc} \quad \text{II.44}$$

α_{roc} et β_{roc} sont la partie réelle et imaginaire de la transformée de Fourier tronquée de l'excitation $\gamma^{roc}(t)$ au substratum rocheux.

En substituant de l'expression de l'équation (II.41) dans l'équation (II.42) on obtient :

$$x^{roc}(t) = -\frac{1}{\omega_0} R^{roc}(\omega_0) \cdot \sin(\omega_0 t - \phi^{roc}) \quad \text{II.45}$$

De même, le déplacement à la surface pour $\xi=0$ s'écrit :

$$x^{sur}(t) = -\frac{1}{\omega_0} R^{sur}(\omega_0) \cdot \sin(\omega_0 t - \phi^{sur}) \quad \text{II.46}$$

$R^{sur}(\omega)$ et ϕ^{sur} sont respectivement le module et la phase de la transformée de Fourier tronquée de l'excitation $\gamma^{sur}(t)$ en surface :

$$FT[\gamma^{sur}(t)] = \int_0^t \gamma^{sur}(\tau) \cdot e^{-i\omega_0 \tau} d\tau \quad \text{II.47}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} R^{sur}(\omega_0) = \sqrt{\alpha_{sur}^2 + \beta_{sur}^2} & \text{and } \tan(\phi^{sur}) = \frac{\beta_{sur}}{\alpha_{sur}} \\ \alpha_{sur} = \int_0^t \gamma^{sur}(\tau) \cos(\omega_0 \tau) \cdot d\tau = R^{sur}(\omega_0) \cdot \cos(\phi^{sur}) \\ \beta_{sur} = \int_0^t \gamma^{sur}(\tau) \sin(\omega_0 \tau) \cdot d\tau = R^{sur}(\omega_0) \cdot \sin(\phi^{sur}) \end{cases} \quad \text{II.48}$$

La fonction de transfert entre la surface libre et le rocher (demi-espace) est donnée par :

$$H(\omega) = \frac{FT[\gamma^{sur}(t)]}{FT[\gamma^{roc}(t)]} \quad \text{II.49}$$

$$\text{Avec } FT[\gamma^{sur}(t)] = \alpha_{sur} - i\beta_{sur} = H(\omega) \cdot FT[\gamma^{roc}(t)] \quad \text{II.50}$$

De plus, l'équation (II.50) peut être réécrite comme suit :

$$FT[\gamma^{sur}(t)] = H(\omega) \cdot \alpha_{roc} - i \cdot H(\omega) \cdot \beta_{roc} \quad \text{II.51}$$

α_{sur} et β_{sur} sont la partie réelle et imaginaire de la transformée de Fourier tronquée de l'excitation $\gamma^{sur}(t)$ en surface.

La fonction de transfert est une fonction complexe qui s'écrit :

$$H(\omega) = Rel + i.Img \quad \text{II.52}$$

Où *Rel* et *Img* sont la partie réelle et imaginaire de la fonction de transfert.

L'identification de l'équation (II.51) avec l'équation (II.52) donne :

$$\begin{cases} \alpha^{sur} = Rel.\alpha^{roc} + Img.\beta^{roc} \\ \beta^{sur} = -Img.\alpha^{roc} + Rel.\beta^{roc} \end{cases} \quad \text{II.53}$$

En substituant de l'équation (II.53) dans l'expression du module de la réponse de l'oscillateur à la surface $R^{sur}(\omega_0)$, on obtient :

$$[R^{sur}(\omega_0)] = |H(\omega)| \cdot [R^{roc}(\omega_0)] \quad \text{II.54}$$

En remplaçant l'équation (II.54) dans l'équation (II.46), la réponse de l'oscillateur en surface devient :

$$x^{sur}(t) = -\frac{1}{\omega_0} |H(\omega)| \cdot R^{roc}(\omega_0) \cdot \sin(\omega_0 t - \phi^{sur}) \quad \text{II.55}$$

Le spectre de réponse en déplacement est défini comme ses valeurs maximales causées par l'historique d'accélération.

$$S_d(\omega, \xi) = |x(t)|_{max} \quad \text{II.56}$$

Au niveau du substratum rocheux, le spectre de réponse en déplacement est donné en remplaçant l'équation (II.45) dans la relation (II.56)

$$S_d^{roc}(\omega_0, \xi = 0) = |x^{roc}(t)|_{max} = Max \left| \frac{1}{\omega_0} R^{roc}(\omega_0) \cdot \sin(\omega_0 t - \phi^{roc}) \right| \quad \text{II.57}$$

Au niveau de la surface, le spectre de réponse en déplacement est donné en remplaçant l'équation (II.46) dans la relation (II.56)

$$S_d^{sur}(\omega_0, \xi = 0) = \left| x^{sur}(t) \right|_{max} = \text{Max} \left| \frac{1}{\omega_0} R^{sur}(\omega_0) \cdot \sin(\omega_0 t - \phi^{sur}) \right| \quad \text{II.58}$$

Dans la partie résonnante du spectre, le module de la transformée de Fourier tronquée est généralement maximal pour $t=T$ (T est la durée totale de l'excitation) de l'excitation pour l'amortissement $\xi=0$. Les équations (II.57) et (II.58) s'écrivent :

- Au substratum rocheux

$$S_d^{roc}(\omega_0, \xi = 0) = \left| x^{roc}(t) \right|_{max} = \frac{1}{\omega_0} R^{roc}(\omega_0) \quad \text{II.59}$$

- En surface

$$S_d^{sur}(\omega_0, \xi = 0) = \left| x^{sur}(t) \right|_{max} = \frac{1}{\omega_0} R^{sur}(\omega_0) \quad \text{II.60}$$

Alors le spectre de réponse en vitesse est donné par :

$$S_v(\omega_0, \xi = 0) = \omega_0 \cdot S_d(\omega_0, \xi = 0) \cong R(\omega_0) \quad \text{II.61}$$

D'où

$$\begin{cases} S_v^{roc}(\omega_0, 0) = \omega_0 S_d^{roc}(\omega_0, 0) = \omega_0 \left| x^{roc}(t) \right|_{max} = R^{roc}(\omega_0) \\ S_v^{sur}(\omega_0, 0) = \omega_0 S_d^{sur}(\omega_0, 0) = \omega_0 \left| x^{sur}(t) \right|_{max} = R^{sur}(\omega_0) = |H(\omega)| R^{roc}(\omega_0) \end{cases} \quad \text{II.62}$$

On conclut d'après les équations (II.54) et (II.62) :

$$S_d^{sur}(\omega_0, 0) \cong |H(\omega)| \cdot S_d^{roc}(\omega_0, 0) \quad \text{II.63}$$

Qui est identique à :

$$S_a^{sur}(\omega_0, 0) \cong |H(\omega)| \cdot S_a^{roc}(\omega_0, 0) \quad \text{II.64}$$

Avec ω_0 est la pulsation propre de l'oscillateur et ω est la pulsation variable du sol.

Le spectre de réponse pour $\xi=0$ en surface, est calculé à partir du spectre de réponse au niveau du rocher et l'amplitude de la fonction de transfert $|H(\omega)|$. La fonction de transfert est similaire à celle utilisée dans les programmes traditionnels de réponse de site tels que SHAKE91 (Schnabel, 1972).

II.5.2. Relation empirique pour $\xi \neq 0$ (une couche)

Nous avons trouvé analytiquement la relation entre le spectre de réponse en surface et le spectre de réponse au substratum rocheux pour $\xi=0$. A partir de ce résultat, nous avons supposé que le spectre de réponse en surface pour $\xi \neq 0$ peut être obtenu par ajustements successifs en essayant

d'imposer un opérateur d'exponentiation (c) donné par $c = \left(\frac{\frac{1}{\text{Log}Q(h).h} - A(\xi) * \xi}{2 * \left(29.01 - \left(\frac{3.2}{T^{0.01}} \right) \right)} \right)$ pour

l'amplitude de la fonction de transfert, pour se rapprocher le plus possible de l'allure des courbes obtenues par les programmes Shake et Strata. Où $Q(h)$ est un coefficient lié à la variation de l'épaisseur du profil du sol et $A(\xi)$ est un coefficient lié à la variation de l'amortissement du spectre de réponse. Ces fonctions ont été obtenues en utilisant Solver Excel pour trouver une valeur optimale (minimale) au sens des moindres carrés entre les résultats donnés par l'équation empirique et les programmes Shake et Strata. Pour trouver les équations donnant les valeurs de $A(\xi)$ et $Q(h)$, nous avons utilisé respectivement une fonction de décroissance exponentielle triphasée à paramètres constants (ExpDec3) et une fonction de décroissance exponentielle triphasée à paramètres décalés (ExpDecay3).

D'après l'équation (II.64) et pour $\xi \neq 0$, le spectre de réponse en accélération à la surface libre est donné empiriquement par l'équation :

$$S_a^{sur}(\omega) = S_a^{roc}(\omega) * |H(\omega)|^{\left(\frac{\frac{1}{\text{Log}Q(h).h} - A(\xi) * \xi}{2 * \left(29.01 - \left(\frac{3.2}{T^{0.01}} \right) \right)} \right)} \quad \text{II.65}$$

Où T est la période et $A(\xi)$ est un coefficient lié à la variation de l'amortissement du spectre de réponse.

$$A(\xi) = 2 * \left(a_1 * \exp\left(\frac{-\xi}{t_1}\right) + a_2 * \exp\left(\frac{-\xi}{t_2}\right) \right) + A_0 \quad \text{II.66}$$

Où a_1 et a_2 sont des coefficients liés au type d'étude (Linéaire (L) et Linéaire équivalent (EQL)) (Tableau 1),

ξ est l'amortissement critique,

Tab. 1 .Valeur des coefficients a₁ et a₂

Coefficients	a₁	a₂
Cas linéaire (L)	121.996	76.970
Cas linéaire équivalent (EQL)	94.986	79.968

A₀ est un facteur correcteur égal à 9,20,

t₁ et t₂ sont les paramètres d'amortissement de référence, qui sont respectivement égaux à 0,5 % et 2,4 %, ,

Q(h) est le coefficient lié à la variation de l'épaisseur du sol

$$Q(h) = b_1 * \exp\left(\frac{-(h-h_0)}{z_1}\right) + b_2 * \exp\left(\frac{-(h-h_0)}{z_2}\right) + b_3 * \exp\left(\frac{-(h-h_0)}{z_3}\right) + Q_0 \quad \text{II.67}$$

Où b₁, b₂ et b₃ sont des coefficients liés au type de sol donnés dans le tableau 2,

Tab. 2 .Valeurs des coefficients b₁, b₂ et b₃

Coefficient	b₁	b₂	b₃
Tous types de sol	0.4883	2.0644	9.2858

h est l'épaisseur de la couche, h₀ est le coefficient correcteur d'épaisseur de la couche égal à 0,93917m, Q₀ est le paramètre correcteur égal à 0,01221 et z₁, z₂ et z₃ sont les paramètres d'épaisseur de référence égaux respectivement à 40,80302, 6,73272 et 1,38198.

A partir des graphiques suivants (Fig.5 et Fig.6) ces paramètres et peuvent être directement estimés.

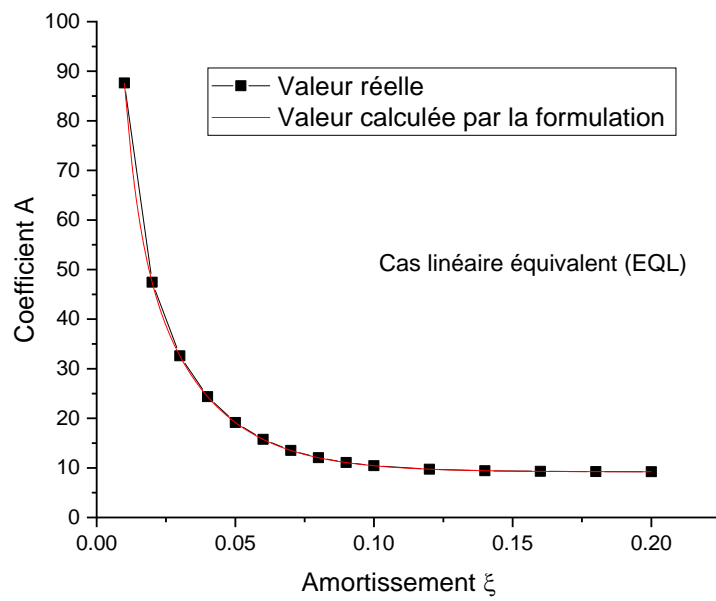
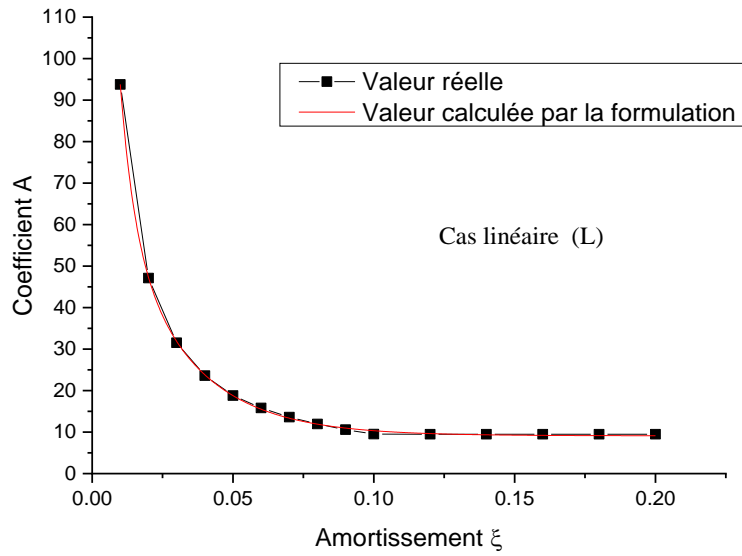


Fig. 5. Valeurs du coefficient A en fonction de l'amortissement du spectre de réponse, lié au type d'étude (linéaire (L) et linéaire équivalent (EQL))

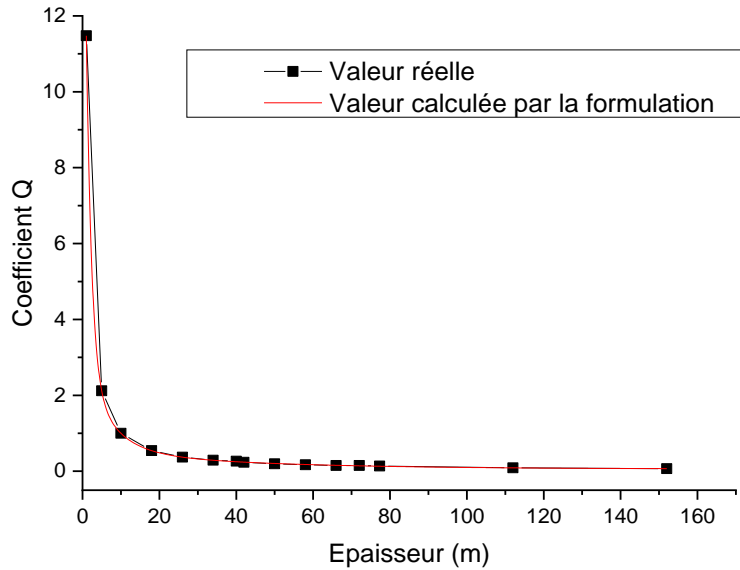


Fig. 6. Valeurs du coefficient Q en fonction de l'épaisseur du sol

Cette courbe de coefficient Q décroît rapidement dans la première plage d'épaisseur entre 0 et 10 m puis se rapproche d'une asymptote au-delà de 150 m.

II.5.3. Relation empirique pour $\xi \neq 0$ (multicouche)

L'équation (65) est valable pour un sol multicouche, qu'on prémultiplie par un coefficient égal à 1,55 pour les couches d'épaisseur supérieure à 30 m, pour tous les types de sol :

$$S_a^{sur}(\omega) = 1.55 * S_a^{roc}(\omega) * |H(\omega)|^{\left(\frac{1}{\left(\frac{\text{Log}Q(h).h}{2 * (29.01 - (\frac{3.2}{T^{0.01}}))} \right) - A(\xi) * \xi} \right)} \quad \text{II.68}$$

II.6. Conclusion

Les méthodes d'analyse proposées pour la réponse du site sont souvent utilisées pour simuler l'amplification du site, en particulier lorsque le spectre de réponse réglementaire ne peut pas être applicable pour certaines structures qui ne figurent pas dans la réglementation, ou lorsqu'un grand nombre de simulations sont nécessaires pour l'analyse probabiliste des risques sismiques.

Dans ce chapitre nous avons développé une méthode qui permet d'évaluer directement le spectre de réponse d'un profil de sol en surface à partir d'un spectre de réponse spécifié au substratum rocheux.

Le fait que la méthode directe de transfert (présente méthode) pour l'analyse de la réponse du site ne nécessite pas le passage entre la densité spectrale de puissance, ou le spectre d'amplitude de Fourier fait d'elle une alternative intéressante aux autres méthodes de réponse du site. La technique de transfert direct s'avère être l'approche la plus simple et la plus directe par rapport aux autres méthodes, et peut rapidement fournir les estimations du spectre de réponse à la surface du site.

CHAPITRE III : RÉPONSE DYNAMIQUE D'UN PROFIL DE SOL UNIDIMENSIONNEL, HOMOGENÈME ET HETEROGENE, PAR DES SIMULATIONS NUMÉRIQUES DIRECTES ET INDIRECTES

III.1. Introduction

Une nouvelle méthode a été développée et validée dont l'intérêt principal est le calcul du spectre de réponse à la surface libre sans recourir à la densité spectrale de puissance ou le spectre d'amplitude de Fourier (transfert direct). Plusieurs auteurs ont utilisé le programme Shake et Strata pour démontrer les performances de leurs programmes en prenant différents exemples de sol. Dans ce travail pour examiner, la similitude des relations du spectre de réponse trouvées, le spectre de réponse obtenu est comparé au spectre de réponse simulé à partir des deux programmes Shake et Strata. En utilisant le tremblement de terre de Loma Prieta de 1989, et la variation de la valeur de la vitesse de propagation de l'onde de cisaillement selon la condition de site de la classification RPA 99 (version 2003) (RPA 99/V2003, 2003), de nombreux exemples sont traités, en commençant par une couche et allant jusqu'à plusieurs couches.

III.2. Résultat et validation de la méthode proposée

Nous avons considéré un site avec une vitesse d'onde de cisaillement dans le demi-espace/substratum rocheux de 800 m/s.

L'enregistrement de l'accélérogramme de Loma Prieta 1989, avec son accélération maximale du sol (PGA) de 1,12 m/s², a été largement utilisé dans diverses études, recherche et dans des applications pratiques à travers le monde. L'accélérogramme et le spectre de réponse d'accélération au rocher pour différents rapports d'amortissement ξ ($\xi = \beta$ spec) sont illustrés dans la Fig.7.

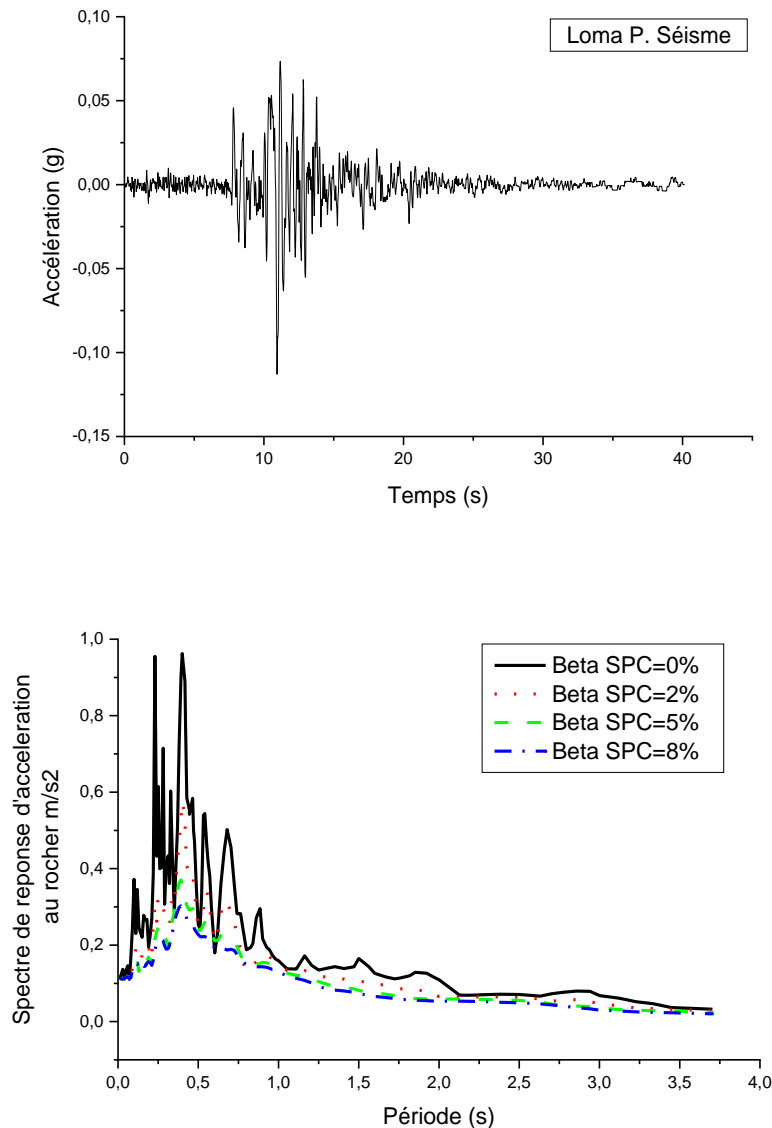


Fig. 7. Tremblement de terre de Loma Prieta et le spectre de réponse d'accélération au niveau du rocher.

III.2.1. Comparaisons linéaires-élastiques

Cinquante (50) analyses unidimensionnelles de la réponse du site ont été effectuées avec la nouvelle approche analytique, tout en considérant des dix (10) profils de sol et d'un accélérogramme (séisme de Loma Prieta) pour un amortissement nul ($\xi=0$). Cinq (5) d'entre eux sont exploités dans la comparaison avec la méthode traditionnelle. Les Figs 8, 9 et 10 montrent le facteur d'amplification et le spectre de réponse d'accélération pour des périodes allant de 0,0 à 4,0s pour les cinq profils de sol. D'après les résultats obtenus pour un amortissement $\xi = 0\%$, il y a une bonne cohérence entre les deux courbes du spectre de réponse

en accélération obtenu par la méthode traditionnelle et le spectre de réponse en accélération calculé par l'approche Analytique (erreur $\approx 5\%$).

Les différences entre les deux courbes sont estimées par la fonction d'erreur χ^2 , entre le spectre de réponse cible et celui des résultats calculés. La fonction d'erreur χ^2 est donnée par (Afra & Pecker, 2002):

$$\chi^2 = \frac{\int_{\omega_1}^{\omega_2} \left(\left[S_a^{T \text{ arg et}}(\omega, \xi) \right] - \left[S_a^{PM}(\omega, \xi) \right] \right)^2 d\omega}{K}$$

III-1

$S_a^{T \text{ arg et}}$: le spectre de réponse d'accélération cible

S_a^{PM} : le spectre de réponse d'accélération calculé par la présente méthode

ω_1 and ω_2 : Les limites de l'intervalle de calcul.

K: est un facteur de normalisation donné par :
$$K = \int_{\omega_1}^{\omega_2} \left(S_a^{T \text{ arg et}}(\omega, \xi) \right)^2 d\omega$$

Pour la partie suivante nous définissons :

Méthode présente : spectre de réponse d'accélération calculé par la méthode développée

Shake : spectre de réponse de l'accélération calculé selon la méthode traditionnelle

Méthode RVT : spectre de réponse en accélération calculé par la théorie des vibrations aléatoires.

V_S : vitesse d'onde de cisaillement.

S3 : type de sol catégorie S3 selon RPA, $200 \leq V_{S3} < 400$ (RPA 99/V2003, 2003)..

S2 : type de sol catégorie S2 selon RPA, $400 \leq V_{S3} < 800$ (RPA 99/V2003, 2003)..

Beta SPC : amortissement spectre.

Beta SOL : amortissement sol.

Epaisseur : épaisseur de la couche.

Résultats pour ($\xi = 0$) Cas 1

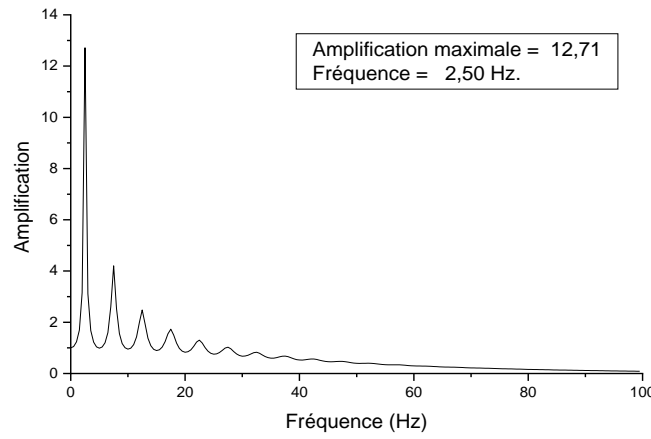
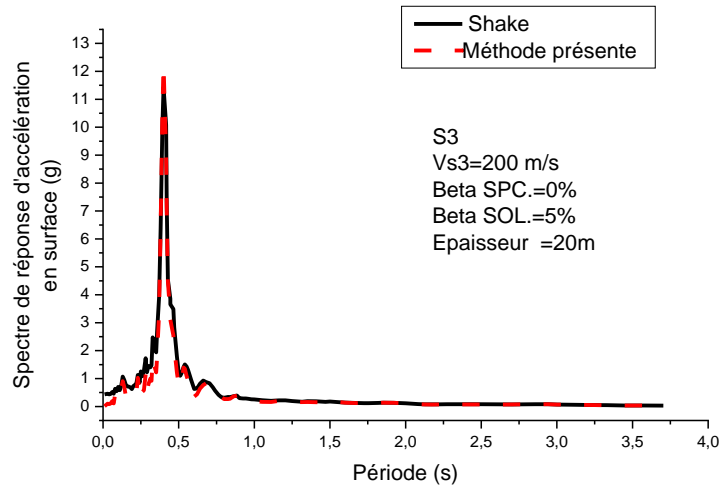
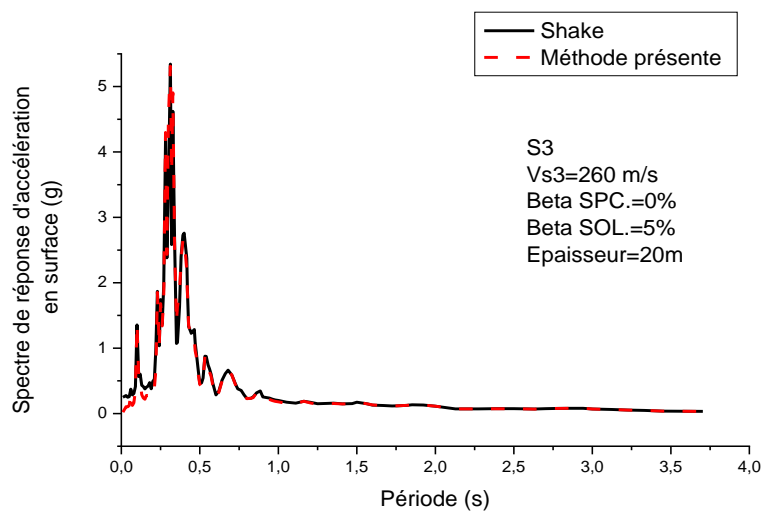


Fig. 8. Spectre de réponse en accélération et l'amplification pour une valeur de vitesse égale à 200m/s, (une couche, épaisseur =20m), en utilisant la présente méthode et traditionnelle.

Résultats pour ($\xi = 0$) Cas 2



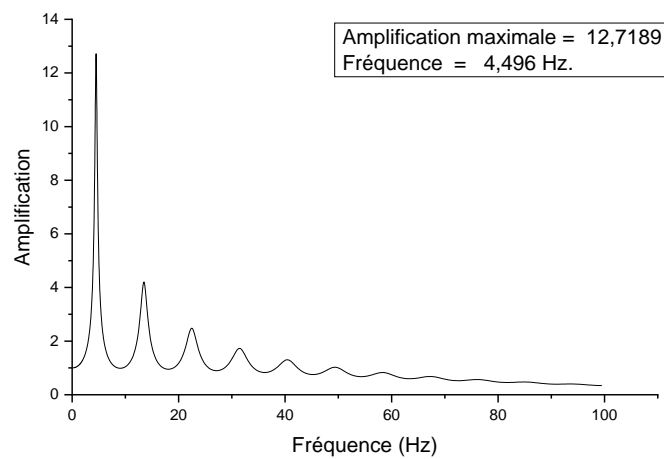
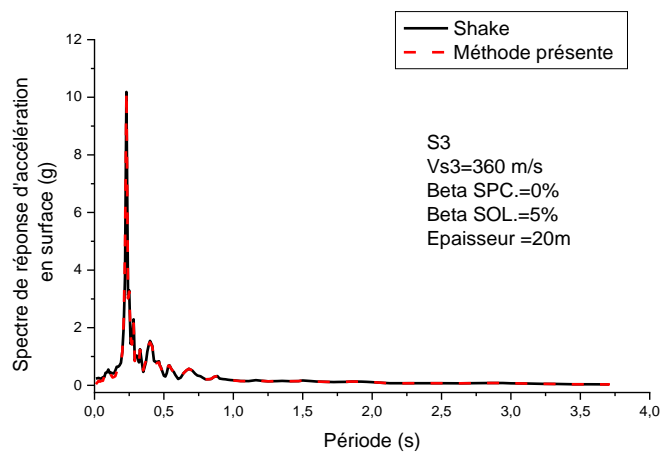
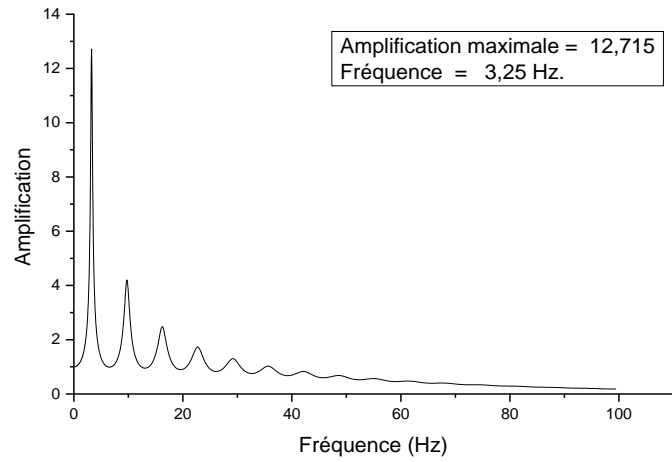
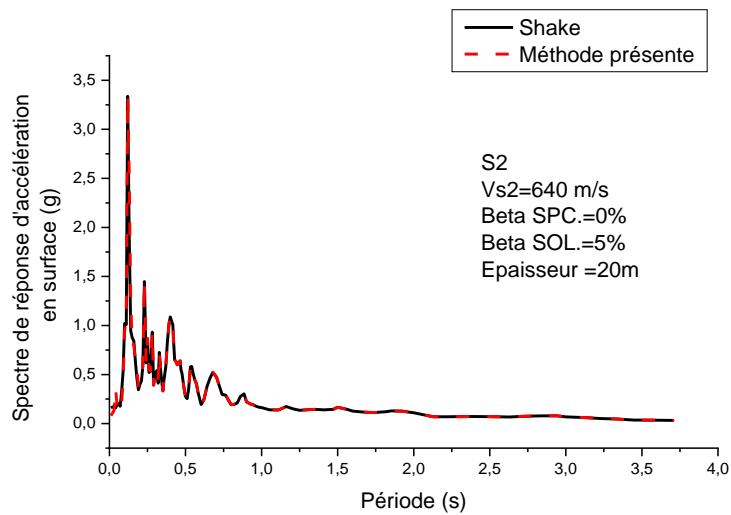
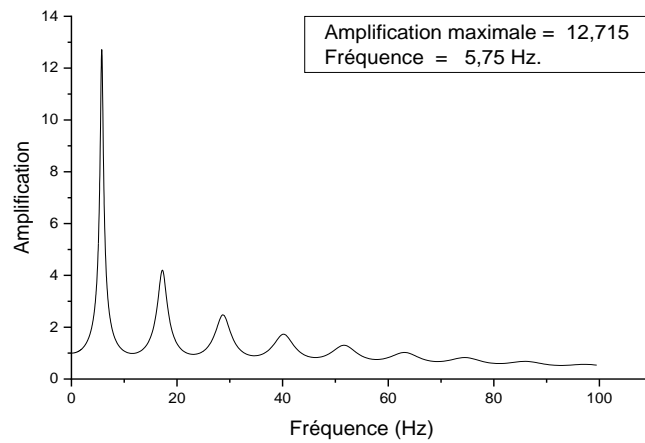
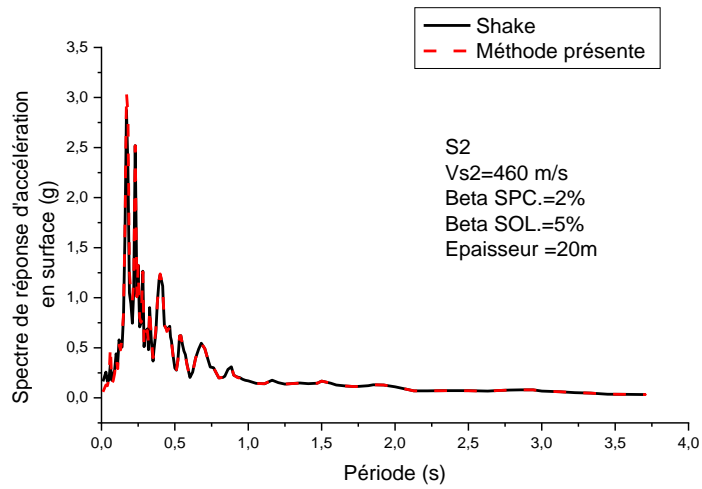


Fig. 9. Spectre de réponse en accélération et l'amplification pour des valeurs de vitesse égales à 260 m/s et 360 m/s respectivement, (une couche, épaisseur = 20 m), en utilisant la présente méthode et traditionnelle.

Résultats pour ($\xi = 0$) Cas 3



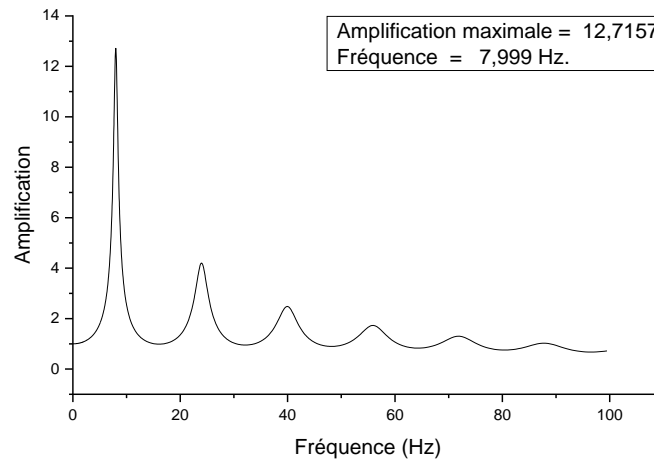


Fig. 10. Spectre de réponse en accélération et l'amplification pour des valeurs de vitesse égales à 460 m/s et 640 m/s respectivement, (une couche, épaisseur = 20 m), en utilisant la présente méthode et traditionnelle.

Une analyse unidimensionnelle de la réponse du sol, pour un amortissement égal à 0, sous l'excitation de Loma Prieta a été réalisée. Le spectre de réponse d'accélération obtenu à partir de la méthode **traditionnelle** et le spectre de réponse calculé directement par la présente méthode sont tracés sur les Figs. 8, 9 et 10. Le spectre de réponse d'accélération obtenu à partir des analyses de la méthode **traditionnelle** (TM), qui sont considérées comme le spectre de réponse d'accélération "exacte".

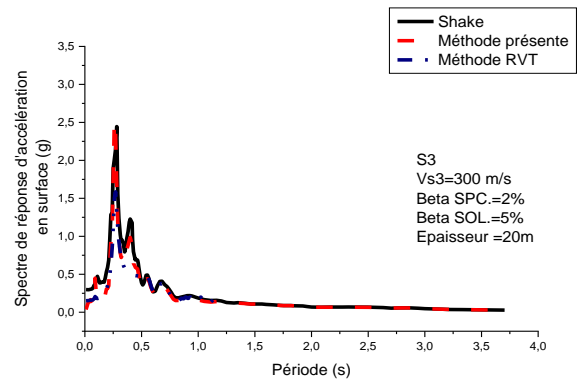
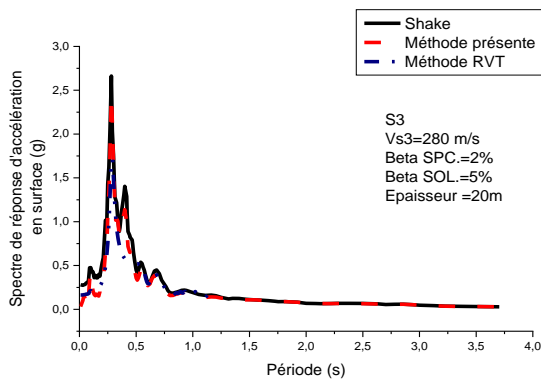
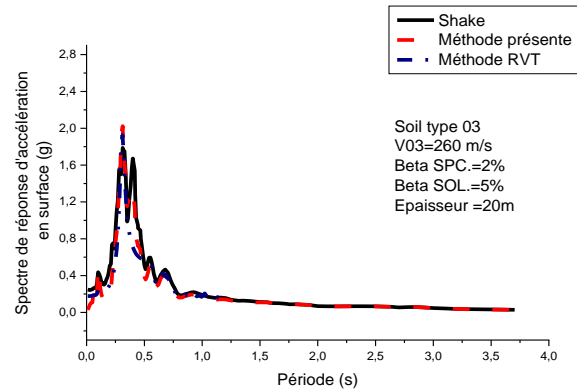
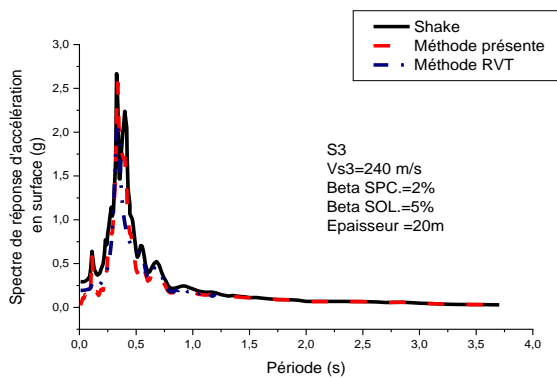
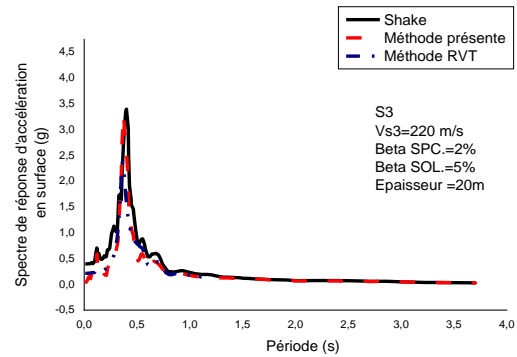
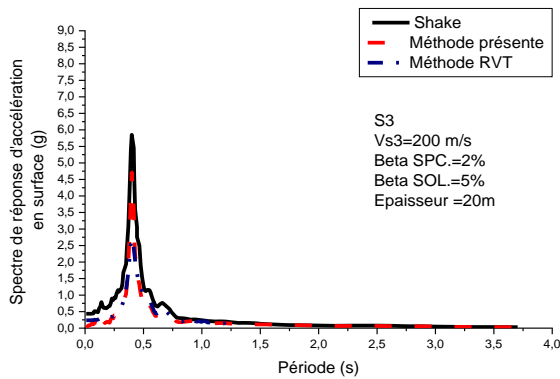
On voit que le spectre de réponse d'accélération donné par la PM concorde extrêmement bien avec le spectre de réponse d'accélération "exacte" sur toute la gamme de fréquences. Les erreurs sont inférieures à 1 % aux pics du spectre de réponse d'accélération. Ces exemples montrent que le spectre de réponse dans la surface libre est déterminé par le produit du spectre de réponse du rocher et de la fonction d'amplification du profil du sol pour un amortissement égal à 0 ($\xi = 0$).

Afin de valider l'équation (II.68), nous avons comparé le spectre de réponse en accélération, calculé à partir de la méthode TM et RVT au spectre de réponse en accélération calculé par la fonction de transfert déterminée par cette équation.

Résultats pour ($\xi \neq 0$) Cas 1.

Le spectre de réponse d'accélération est calculé à l'aide des trois méthodes présentées précédemment pour montrer la variation entre ces méthodes et pour valider la présente approche. Dans la Fig.11 la variation s'est avérée être d'environ 5% à 30% plus grande pour la

méthode RVT par rapport à la TM. En revanche, un léger écart, par rapport à l'écart du TM-RVT, évalué à 2% à 20% entre la présente méthode et la TM, est noté. De plus, l'écart entre la méthode RVT et la présente méthode est évalué de 1% à 35%.



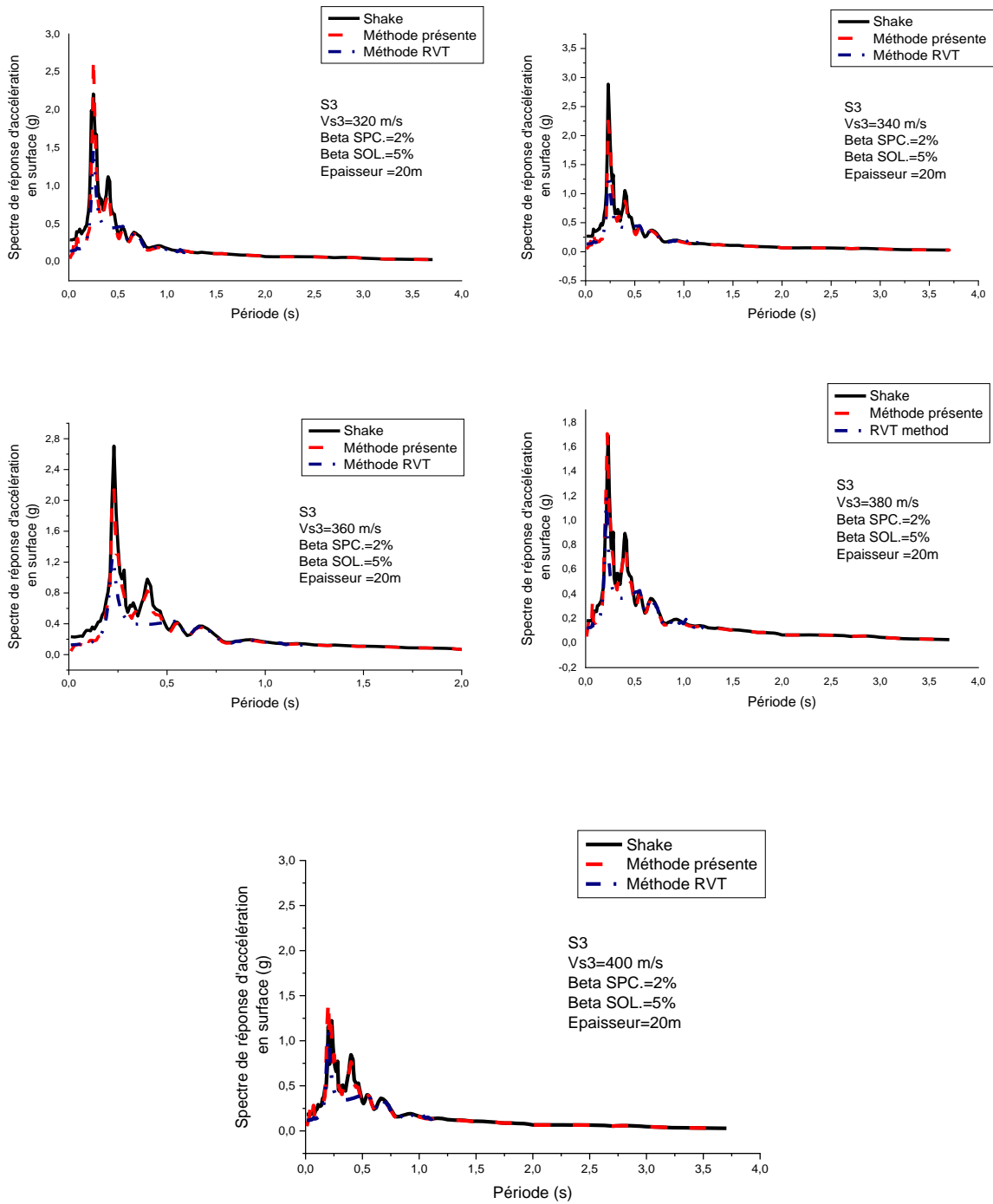
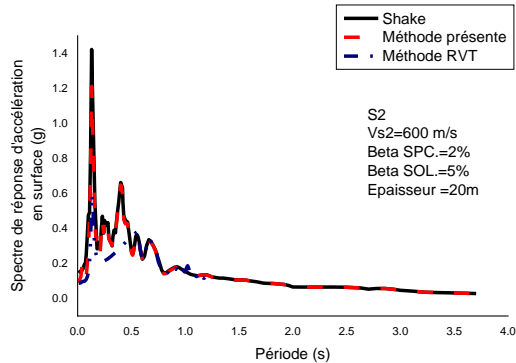
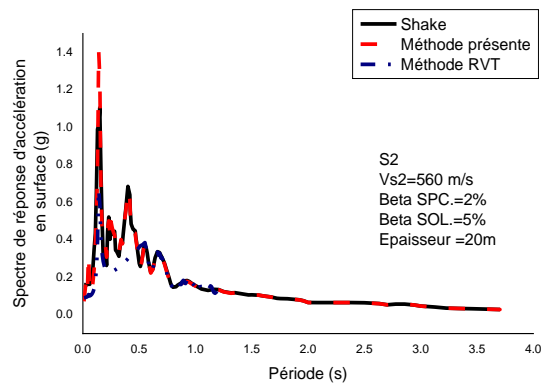
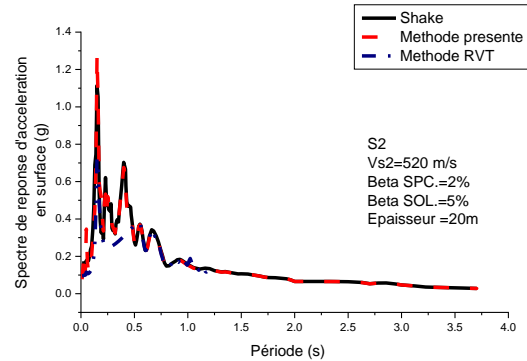
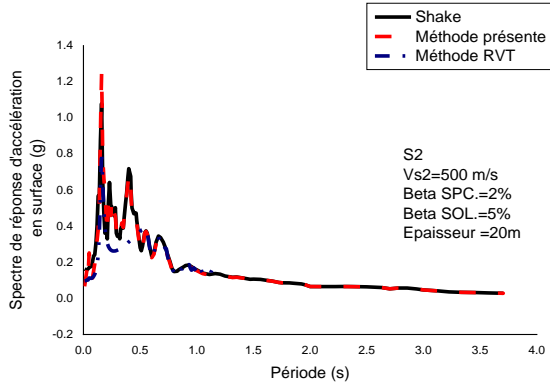
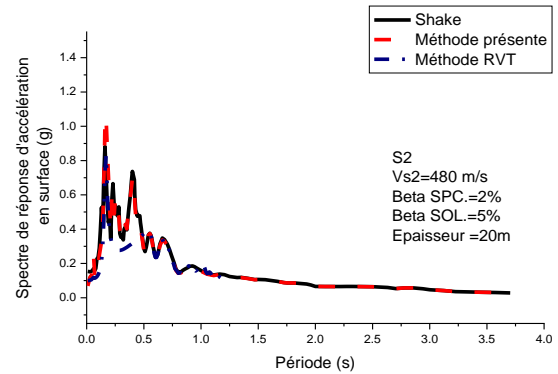
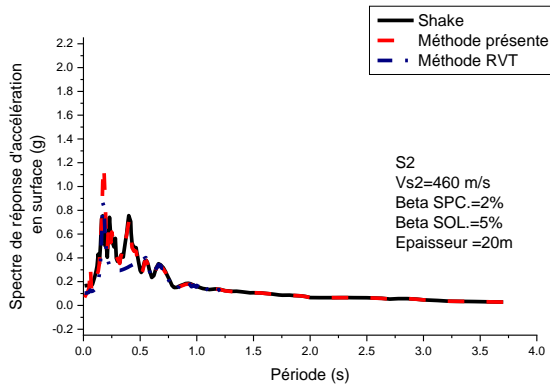
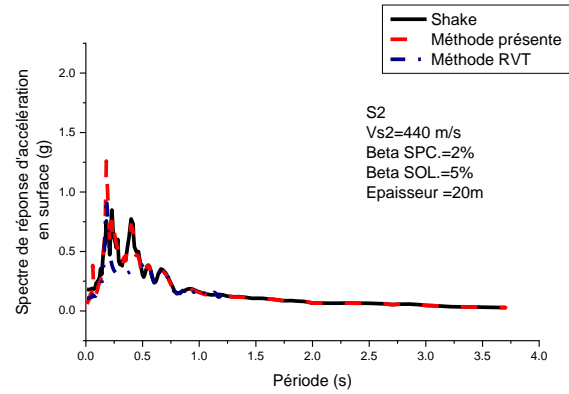
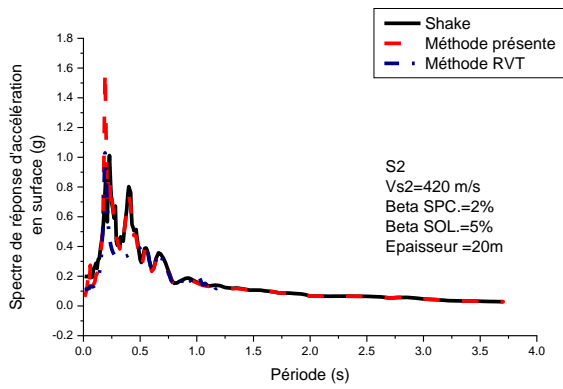


Fig. 11. Spectre de réponse en accélération pour plusieurs valeurs de vitesse variant de 200m/s à 400m/s (une couche).

Résultats pour ($\xi \neq 0$) Cas 2



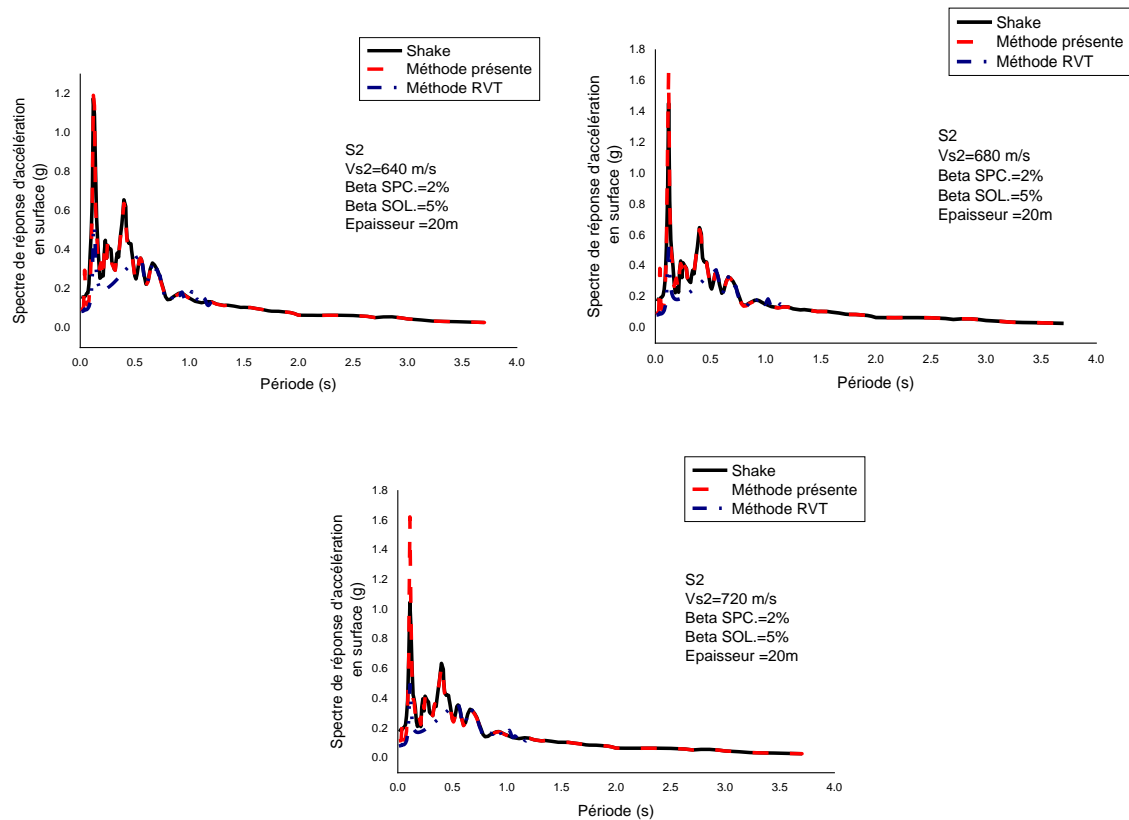


Fig. 12. Spectre de réponse en accélération pour plusieurs valeurs de vitesse variant de 420 m/s à 720 m/s (une couche).

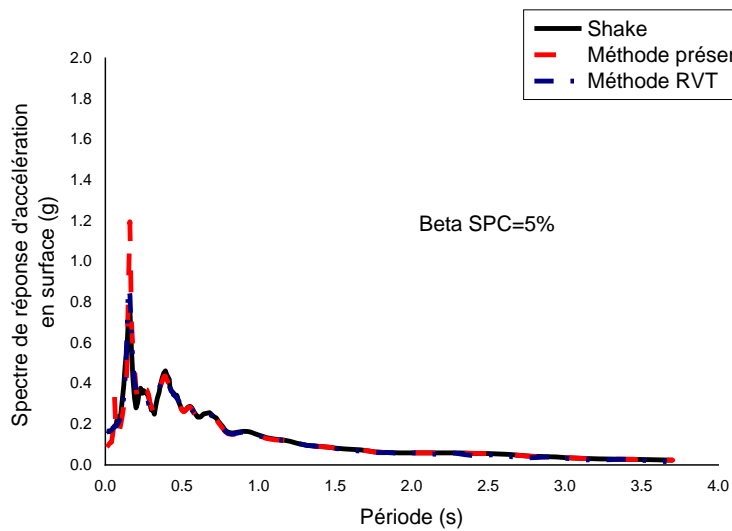
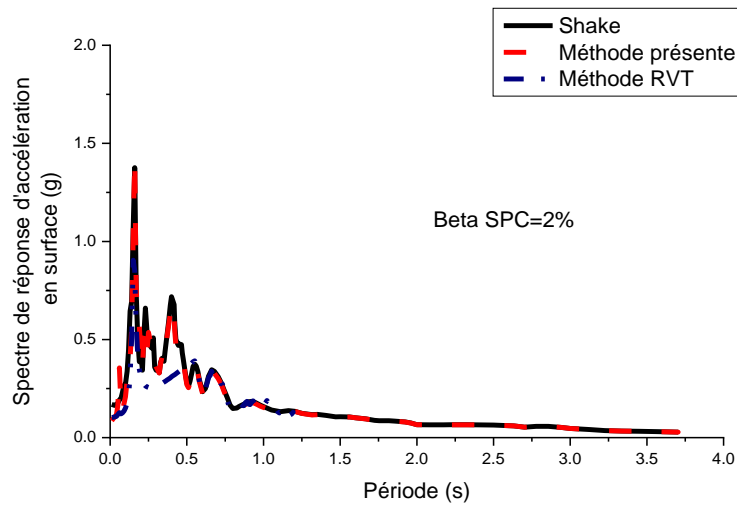
Les résultats indiquent que la méthode proposée offre une meilleure estimation des réponses face aux secousses sismiques du tremblement de terre de Loma Prieta. Comme on peut le voir sur les courbes, tous les spectres de réponse en accélération proposés sont similaires au spectre de réponse en accélération calculé à partir de la méthode TM et RVT. Les taux d'erreur se situent entre 1 % et 21 %, et entre 1 % et 20 % par rapport aux méthodes TM et RVT, respectivement.

Résultats pour ($\xi \neq 0$, épaisseur $\leq 30\text{m}$) Cas 3

Pour valider notre méthode, différents exemples de profil de sol de plusieurs couches sont pris en considération. Un exemple d'un profil de sol à cinq couches est décrit dans le tableau 3. La Fig.13 montre le spectre de réponse d'accélération à la surface pour différentes valeurs d'amortissement égales à 2 %, 5 % et 8 %.

Tab. 3. Example 1

Couche	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN / m ³)	Amortissement %	Vitesse (m/s)
Couche 1	04.00	19.95	4	300.00
Couche 2	04.00	19.95	4	300.00
Couche 3	02.00	19.95	3	400.00
Couche 4	02.00	19.95	3	400.00
Couche 5	01.00	19.95	5	300.00
Substratum rocheux	-	24.40	-	800.00



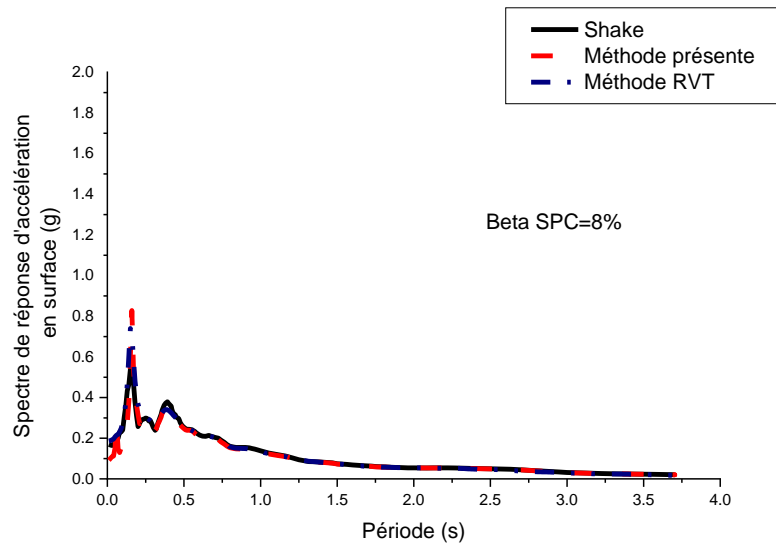


Fig. 13. Spectre de réponse d'accélération d'un profil de sol, exemple 1 (cinq couches).

D'après la Fig.13, le pic d'amplification du spectre de réponse varie entre 1,41 g et 0,72 g selon la présente méthode, et varie entre 1,38 g et 0,55 g pour la méthode traditionnelle. Selon la méthode RVT, le pic d'amplification varie entre 0,9g et 0,73g.

Alors qu'une variation mineure de 1 % à 2 % entre la présente méthode et la méthode traditionnelle a été remarquée, la variation entre la méthode RVT et la présente méthode est enregistrée à 2 % à 10 %.

Résultats pour ($\xi \neq 0$, épaisseur >30m) Cas 4

Le tableau 4 montre un exemple de profil de deux couches. Le spectre de réponse en accélération en surface pour différentes valeurs d'amortissement (2 %, 5 % et 8 %) est tracé à la Fig.14.

Tab. 4 . Exemple 2

Couche	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN / m3)	Amortissement %	Vitesse (m/s)
Couche 1	30.00	16.80	3	160.00
Couche 2	40.00	19.95	4	300.00
Substratum rocheux	-	24.40	-	800.00

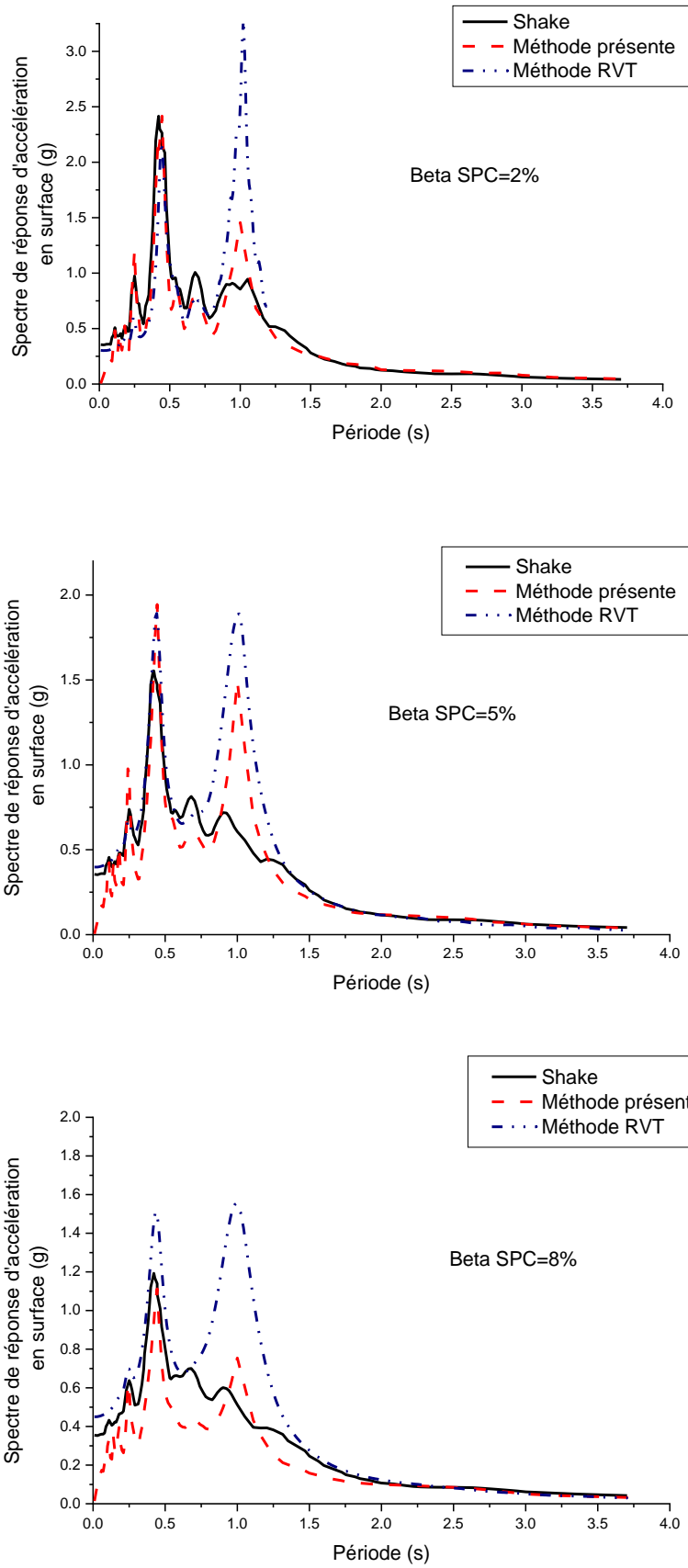


Fig. 14. Spectre de réponse d'accélération d'un profil de sol, exemple 2 (deux couches)

Le pic de l'amplification du spectre de réponse en accélération varie entre 2,41g et 1,11g selon la présente méthode, et entre 2,41g et 1,19g pour la TM ; et pour la méthode RVT, le pic d'amplification varie entre 2,56g et 1,54g.

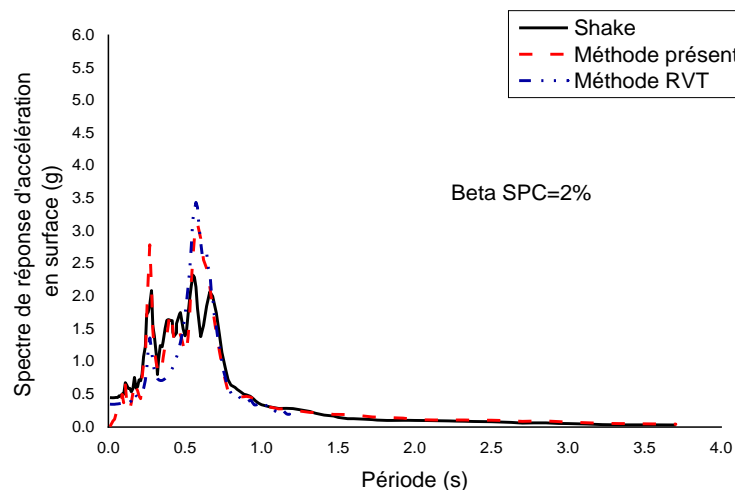
Une légère variation, lors de la comparaison de la présente méthode à la méthode TM et RVT est observée, cette variation est estimée à 8% à 12% lors de la comparaison de la présente méthode à la TM, alors que la comparaison entre la présente méthode et la RVT a entraîné une variation de 11% à 30%.

Résultats pour ($\xi \neq 0$, épaisseur >30m) Cas 5

Dans le tableau 5, les caractéristiques du cas 5 ($\xi \neq 0$, épaisseur > 30 m) sont présentées. Le spectre de réponse d'accélération à la surface pour les différentes valeurs d'amortissement (2 %, 5 % et 8 %) est illustré à la Fig.15.

Tab. 5 .Exemple 3

Couche	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN / m3)	Amortissement %	Vitesse (m/s)
Couche 1	10.00	14.20	5	130.00
Couche 2	10.00	18.20	3	160.00
Couche 3	20.00	18.20	5	320.00
Substratum rocheux	-	24.40	-	800.00



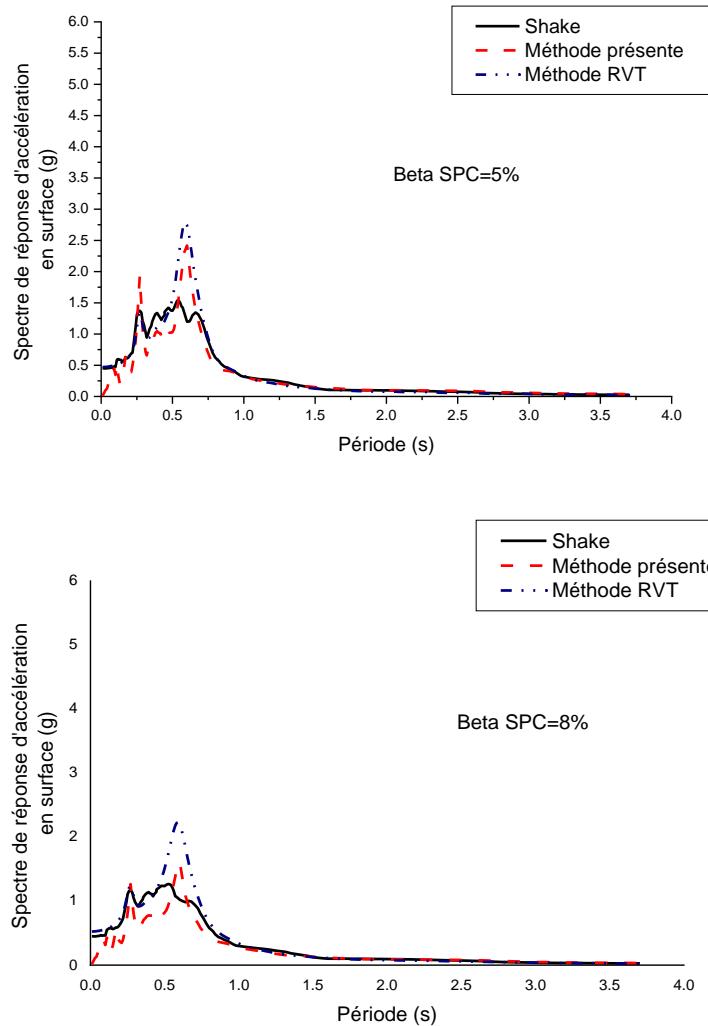


Fig. 15. Spectre de réponse d'accélération d'un profil de sol exemple 4 (trois couches)

D'après la Fig.15, le pic d'amplification du spectre de réponse varie entre 3.11g et 1.60g selon la présente méthode et, entre 2.33g et 1.26g par la TM. Selon la méthode RVT, le pic d'amplification varie entre 3,44g et 2,22g.

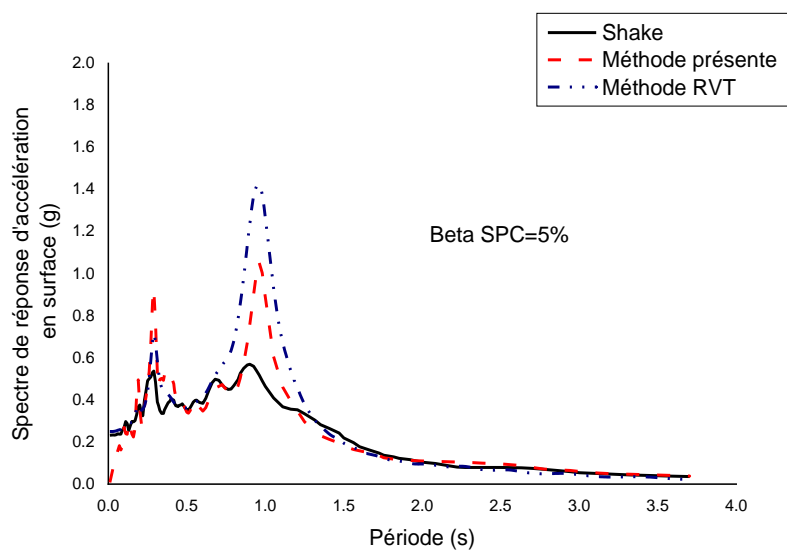
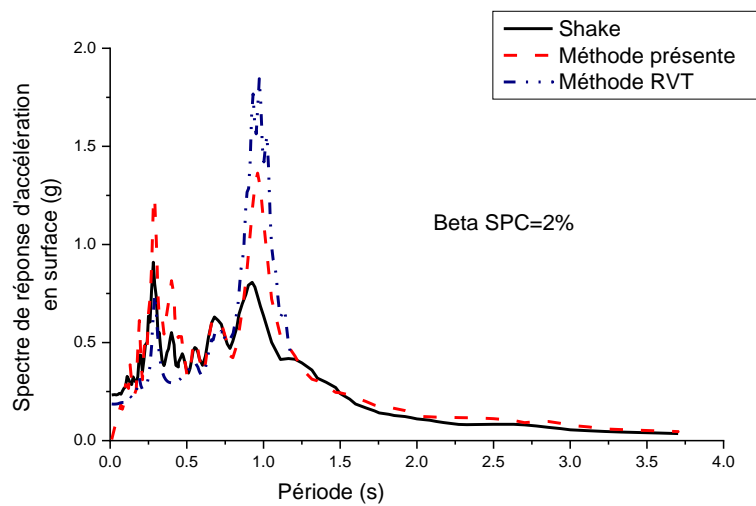
Dans ce cas, l'écart entre la présente méthode et la TM est estimé à 11% à 13% alors que ce paramètre prend la valeur de 12% à 15% lorsqu'on compare la présente méthode à la méthode RVT.

Résultats pour ($\xi \neq 0$, épaisseur >30m) Cas 6

Le tableau 6 montre un exemple de profil de sol de cinq couches. La Fig.16 représente le spectre de réponse en accélération du profil du sol en surface pour les différentes valeurs d'amortissement (2%, 5% et 8%).

Tab. 6 .Example 4

Couche	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN / m3)	Amortissement %	Vitesse (m/s)
Couche 1	10.00	19.95	4	300.00
Couche 2	04.00	19.95	4	300.00
Couche 3	18.00	19.95	3	400.00
Couche 4	14.00	19.95	3	400.00
Couche 5	30.00	19.95	5	300.00
Substratum rocheux	-	24.40	-	800.00



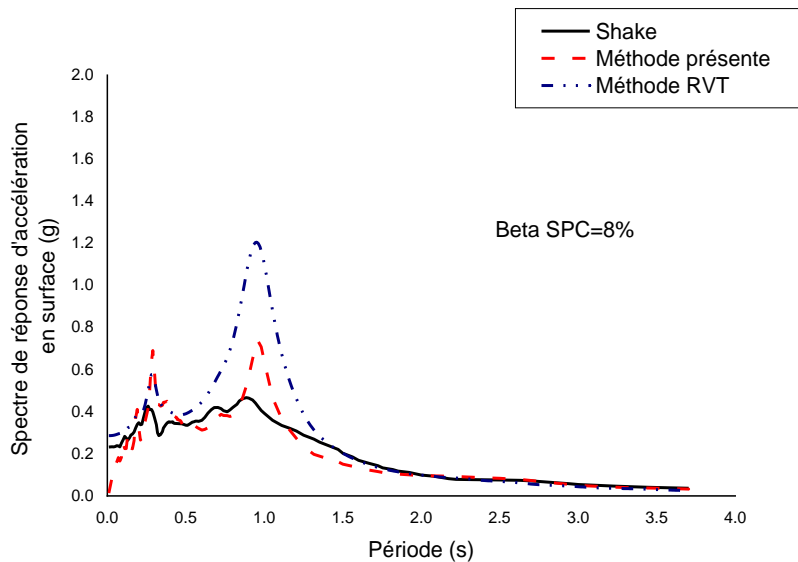


Fig. 16. Spectre de réponse d'accélération de l'exemple de profil de sol 5 (cinq couches).

On peut remarquer sur la Fig.16 que le pic d'amplification du spectre de réponse varie entre 1.36g et 0.73g selon la présente méthode, et entre 0.91g et 0.46g par la TM, et de 1.71g et 1.20g pour la méthode RVT.

Pour ce cas, une légère variation est également constatée lors de la comparaison de la présente méthode à la TM, avec une variation estimée à 8% à 12%, et à 9% à 18% entre la présente méthode et la méthode RVT.

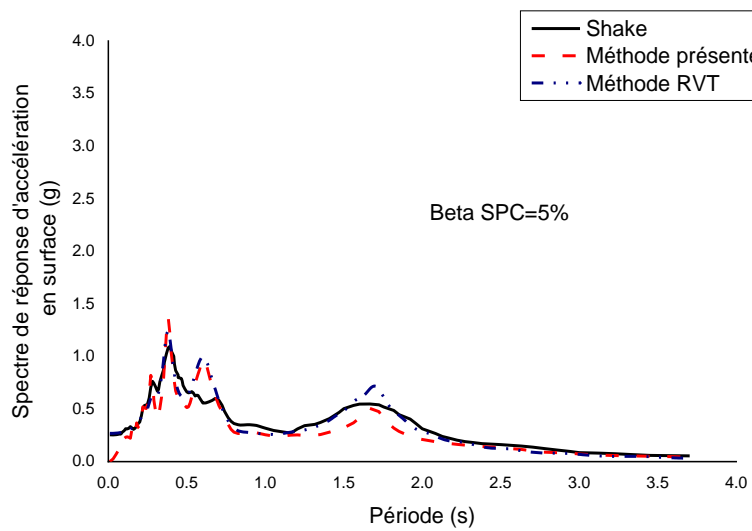
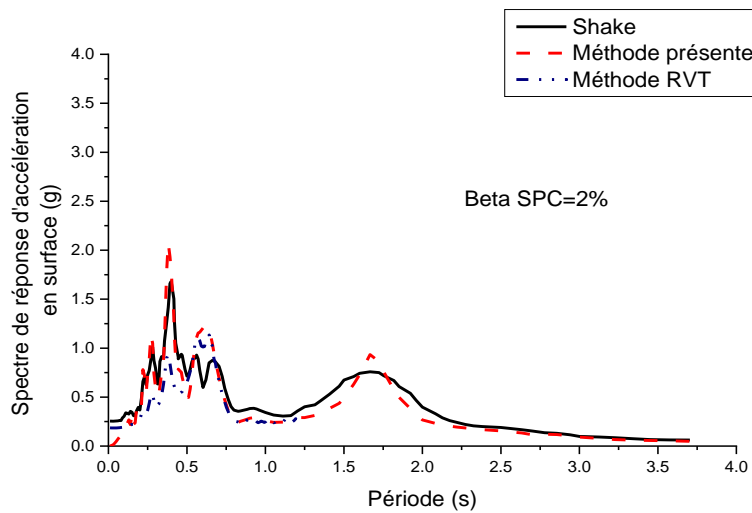
Résultats pour ($\xi \neq 0$, épaisseur >30m) Cas 7

Le tableau 7 montre un exemple de profil de sol à quatorze couches. La Fig.17 représente le spectre de réponse en accélération du profil du sol en surface pour différentes valeurs d'amortissement (2%, 5% et 8%).

Tab. 7 .Exemple 5

Couche	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN / m3)	Amortissement %	Vitesse (m/s)
Couche 1	5.00	16.90	3	190.00
Couche 2	5.00	17.84	3	190.00
Couche 3	5.00	17.84	3	220.00
Couche 4	5.00	17.84	4	260.00
Couche 5	8.00	19.92	4	260.00
Couche 6	8.00	19.92	4	260.00
Couche 7	8.00	19.92	4	280.00

Couche 8	12.00	19.92	4	290.00
Couche 9	12.00	19.92	4	300.00
Couche 10	15.00	19.92	5	300.00
Couche 11	15.00	19.92	5	320.00
Couche 12	20.00	19.92	5	320.00
Couche 13	12.00	19.92	5	400.00
Couche 14	12.00	19.92	5	400.00
Substratum rocheux	-	24.40	-	800.00



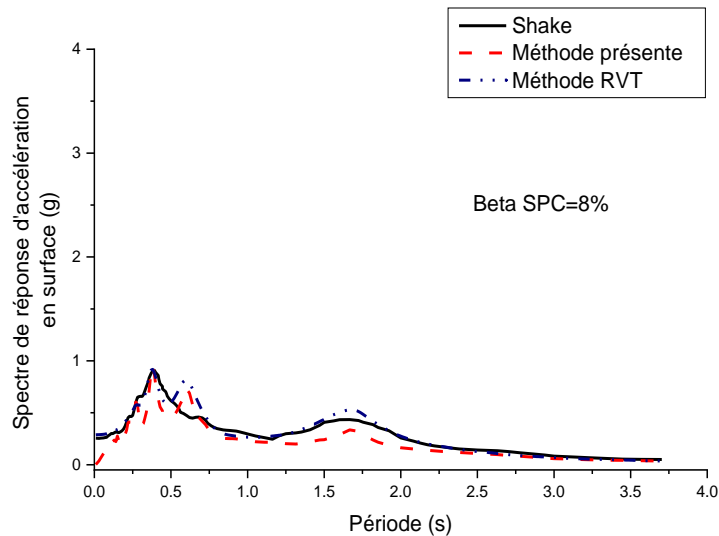


Fig. 17. Spectre de réponse d'accélération de l'exemple de profil de sol (quatorze couches).

On peut remarquer sur la Fig.17 que le pic d'amplification du spectre de réponse varie entre 1.96g et 0.95g selon la présente méthode, et entre 1.68 et 0.90g lors de l'utilisation de la TM, et de 1.13g et 0.91g pour la méthode RVT.

Pour ce cas, une légère variation est également remarquée lors de la comparaison de la présente méthode à la TM, où la variation a été estimée à 9% à 10%, et à 10% à 14% entre la présente méthode et la méthode RVT.

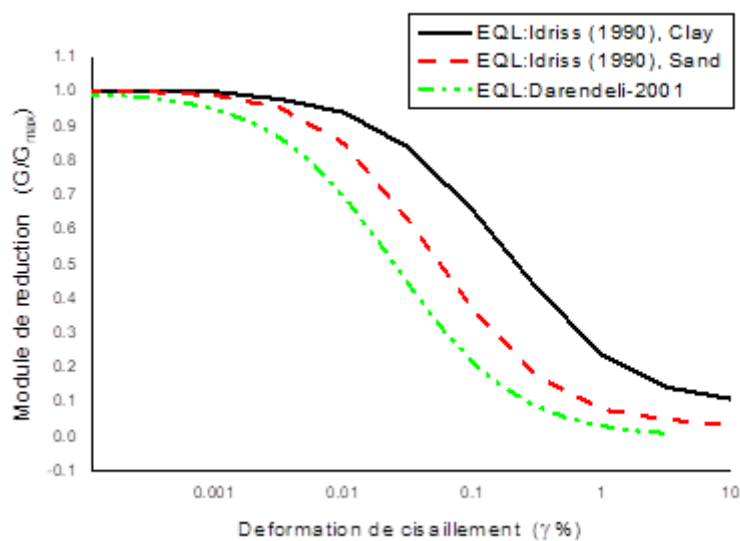
III.2.2. Comparaisons non-linéaire

Des analyses linéaires équivalentes sont effectuées pour étudier la similitude entre les différentes méthodes : présente, TM et RVT. Ces deux dernières méthodes ont utilisé l'approche linéaire équivalente pour l'amplitude de la fonction de transfert. Le pionnier de la véritable analyse dynamique non linéaire du comportement du sol est Seed et Idriss (1970) en utilisant une approche linéaire équivalente. Même si cette approche a des lacunes et qui ont été énumérées à plusieurs reprises dans le passé, elle est devenue l'outil le plus important dans les applications d'ingénierie. La technique linéaire équivalente utilise des relations qui définissent la variation de la déformation de cisaillement du module de cisaillement du matériau (G) et du taux d'amortissement hystérétique (ξ). SHAKE a été l'un des premiers programmes informatiques développés à cet effet. Dans notre étude, une amplitude similaire des fonctions de transfert utilisées dans les programmes traditionnels de réponse de site SHAKE91 (Schnabel, 1972), l'approche linéaire équivalente, est utilisée pour valider le chemin du transfert direct.

Un certain nombre de relations de module de réduction et d'amortissement sont disponibles pour une utilisation dans la pratique de l'ingénierie. Dans cette étude, nous appliquons les relations de module de réduction et d'amortissement d'Idriss (1990) (Schnabel et al., 1972) pour le sable et l'argile, ainsi que les modèles de Darendeli (2001) (Darendeli, 2001), afin de comparer l'effet de la relation de module de réduction et d'amortissement sur les performances d'un modèle linéaire équivalent, et par conséquent, ils sont pertinents pour valider le transfert direct unidimensionnel des modèles de sol non linéaires.

Darendeli (2001) (Kottke & Rathje, 2009), l'un des modèles de relations empiriques les plus complets qui utilisent les effets de la pression de confinement (σ'_v), de l'indice de plasticité (PI), du rapport de surconsolidation (OCR), de la fréquence (f) et du nombre de cycles de chargement (N). À titre d'exemple, les comparaisons des trois modèles sont illustrées à la Fig.18.

La majorité des études étudient les courbes de propriété du sol dans le domaine non linéaire en utilisant une approche linéaire équivalente. Les valeurs de G et ξ sont ajustées de manière itérative pour être compatibles avec le niveau effectif de déformation de cisaillement dans chaque couche de sol ; les valeurs convergées sont ensuite employées dans l'estimation de la réponse du site. Il est communément admis que l'analyse linéaire équivalente pourrait être une méthodologie fiable pour effectuer une analyse des contraintes totales sur des sites qui présentent de faibles niveaux de non-linéarité tout au long des secousses. Le modèle empirique de Darendeli (2001) représente le modèle le plus complet concernant les propriétés dynamiques « équivalentes » du sol.



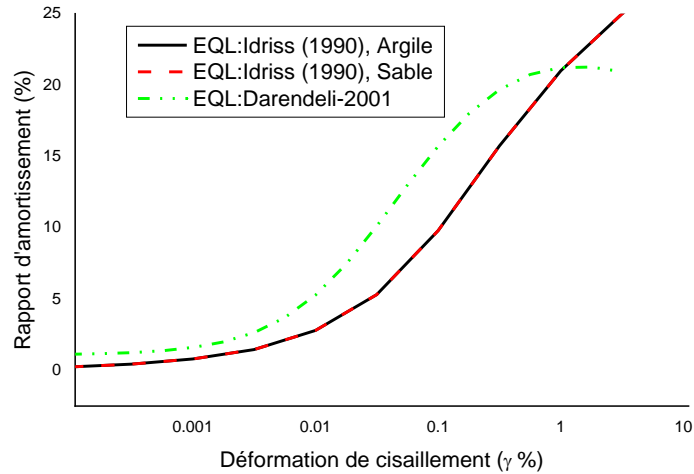
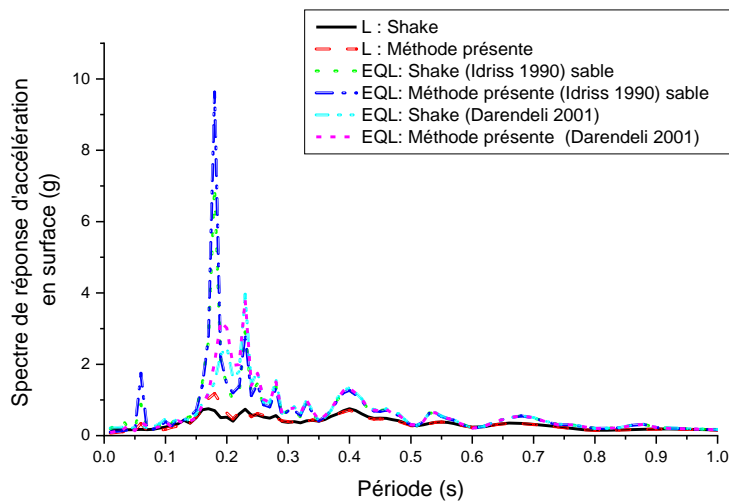


Fig. 18. Exemples de courbes linéaires équivalentes (a) réduction de module et (b) d'amortissement d'Idriss (1990) et Darendeli (2001) pour le sol.

Résultats pour ($\xi = 0$, épaisseur $\leq 30m$) Cas 8.

Des exemples similaires du cas 3 pour ($\xi = 0$) sont obtenus en utilisant les relations de réduction de module et d'amortissement d'Idriss (1990) (Schnabel, 1972) pour le sable et de Darendeli (2001) (Kottke & Rathje, 2009). Le spectre de réponse d'accélération pour des valeurs de vitesse égales à 460 m/s et 640 m/s respectivement (une couche, épaisseur = 20 m), en utilisant les analyses avec les deux méthodes : présente et traditionnelle, est tracé à la Fig.19.



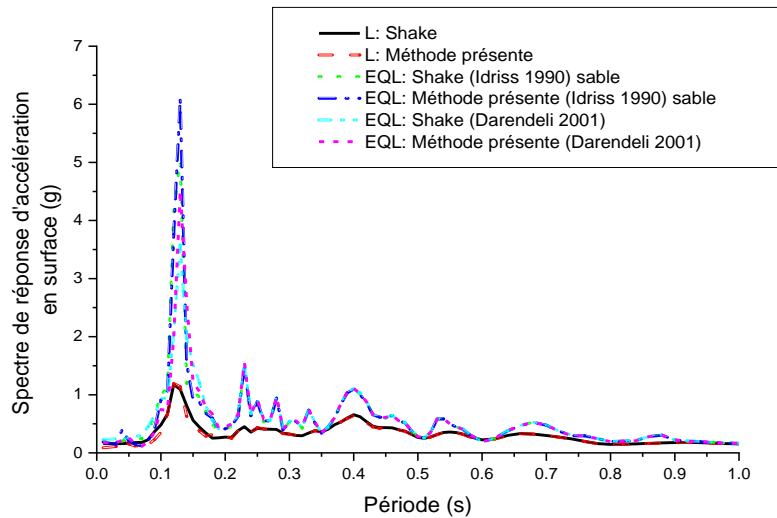


Fig. 19. Spectre de réponse en accélération appliquant les relations de réduction de module et d'amortissement d'Idriss pour le sable et de Darendeli pour des valeurs de vitesse égales à 460 m/s et 640 m/s respectivement, (une couche, épaisseur = 20 m, non linéaire), en utilisant les méthodes présente et traditionnelle.

La Fig.19 compare le spectre de réponse d'accélération à la surface en appliquant les relations de réduction de module et d'amortissement d'Idriss (1990) pour le sable et de Darendeli (2001) pour la présente méthode et traditionnelle. Les courbes sont similaires et les erreurs globales sont inférieures à 3% du spectre de réponse en accélération.

Résultats pour ($\xi = 0$, épaisseur >30m) Cas 9

L'exemple 3 du cas 5 est réalisé à l'aide d'analyses linéaires équivalentes avec un amortissement égal à 0 où les erreurs sont inférieures à 1 % aux pics du spectre de réponse en accélération. Ces exemples démontrent que le spectre de réponse pour les analyses linéaires équivalentes ($\xi = 0$) en surface libre est également déterminé par le produit du spectre de réponse de la roche et de la fonction d'amplification du profil du sol, comme pour les cas linéaires.

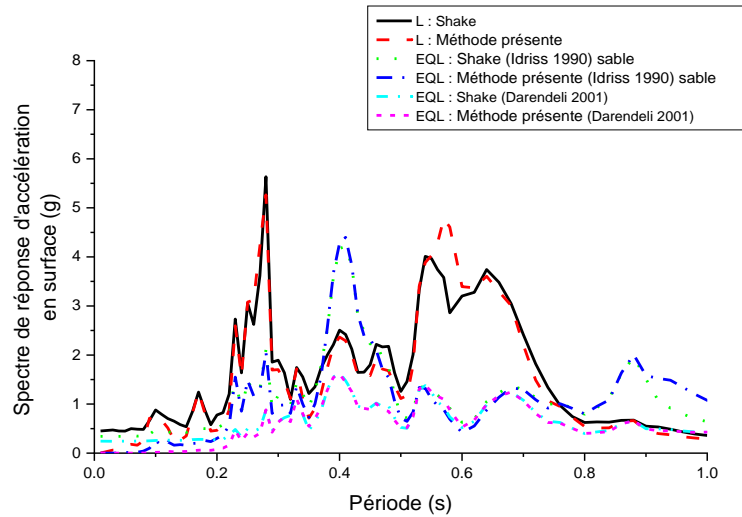
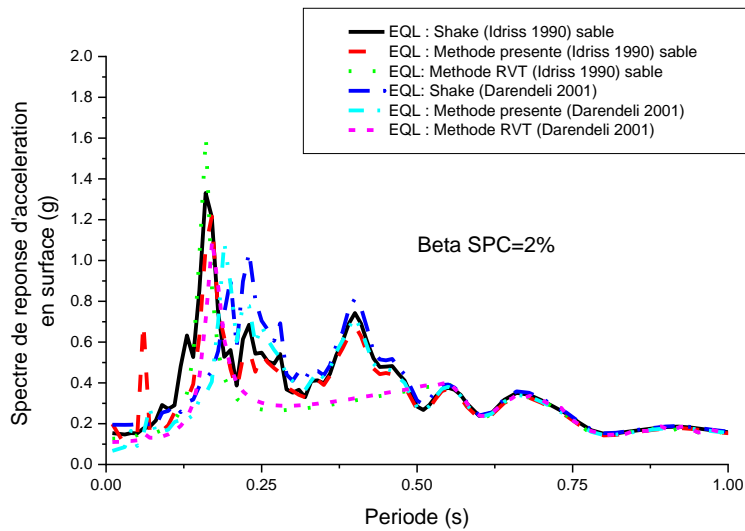


Fig. 20. Spectre de réponse d'accélération pour l'exemple 3 (trois couches, non linéaire), en utilisant les méthodes présente et traditionnelle.

Résultats pour ($\xi \neq 0$, épaisseur $\leq 30m$) Cas 10

Le même exemple d'un profil de sol à cinq couches du cas 3 pour ($\xi \neq 0$) est analysé à l'aide d'analyses linéaires équivalentes. La Fig.21 montre le spectre de réponse d'accélération à la surface pour différentes valeurs d'amortissement pour ξ égales à 2 %, 5 % et 8 %.



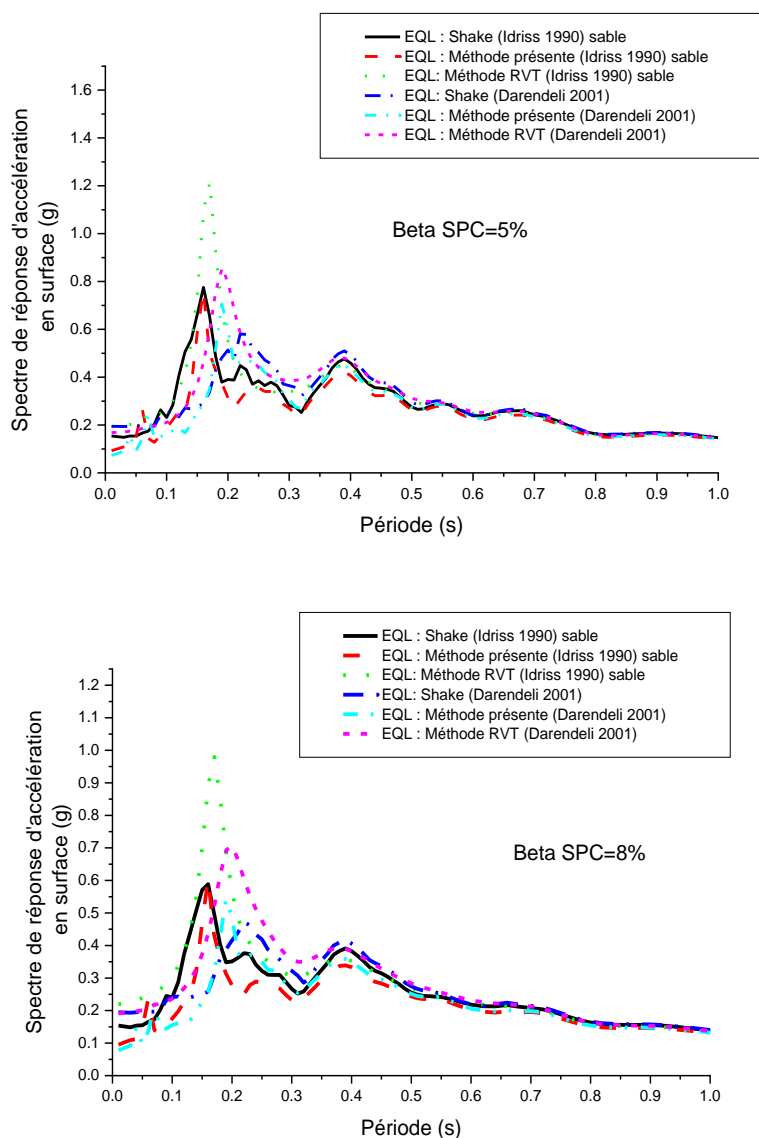


Fig. 21. Spectre de réponse d'accélération de l'exemple de profil de sol (cinq couches, non linéaire), en utilisant les méthodes présente, traditionnelle et RVT.

Le pic d'amplification du spectre de réponse varie entre 1,21g et 0,60g selon la présente méthode, et entre 1,33g et 0,59g lorsqu'on utilise la méthode traditionnelle, et entre 1,60g et 0,89g pour la théorie des vibrations aléatoires d'Idriss (1990) pour le modèle de sol. En revanche, pour le modèle de Darendeli (2001), le pic d'amplification du spectre de réponse varie entre 1,08g et 0,54g selon la présente méthode, et entre 1,04g et 0,47g lorsqu'on utilise la méthode traditionnelle, et entre 1,60g et 0,70g pour la théorie des vibrations aléatoires.

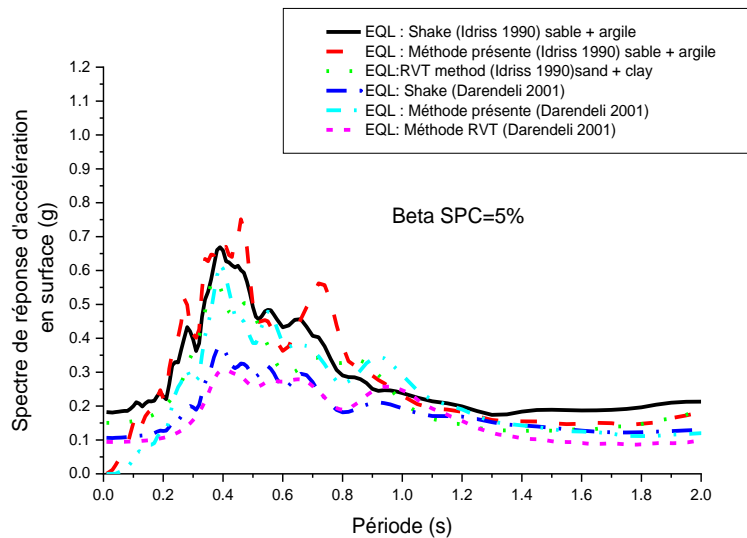
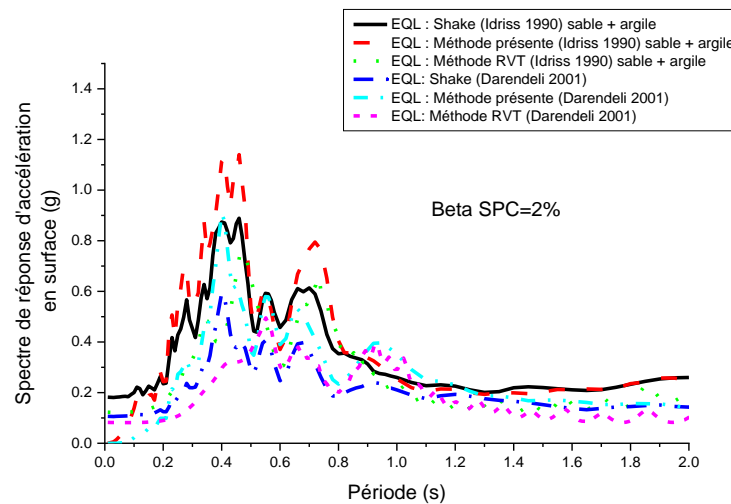
Pour ce cas, une légère variation est également observée lors de la comparaison entre la présente méthode, la méthode traditionnelle et la théorie des vibrations aléatoires. Pour le modèle de sol d'Idriss (1990), la variation a été estimée à 10% pour des valeurs d'amortissement égales à 2%, à 3% pour des valeurs d'amortissement égales à 5%, et pour des valeurs d'amortissement égales

à 8%, l'erreur globale est estimée à 2% par rapport à la méthode traditionnelle. En revanche, pour la théorie des vibrations aléatoires, la variation est estimée entre 2% et 37%. Nous constatons que nous avons observé la même erreur pour la présente méthode et la théorie des vibrations aléatoires, et la méthode traditionnelle pour cet exemple.

Pour le modèle de Darendeli (2001), le taux d'erreur est estimé à 2% à 3%, par rapport à la méthode traditionnelle.

Résultats pour ($\xi \neq 0$, épaisseur >30m) Cas 11

Un exemple similaire d'un cas de profil de sol à quatorze couches cas 7 pour ($\xi \neq 0$) est réalisé à l'aide d'analyses linéaires équivalentes, voir annexe 2. La Fig.22 montre le spectre de réponse d'accélération à la surface pour différentes valeurs d'amortissement pour ξ égales à 2 %, 5 % et 8 %.



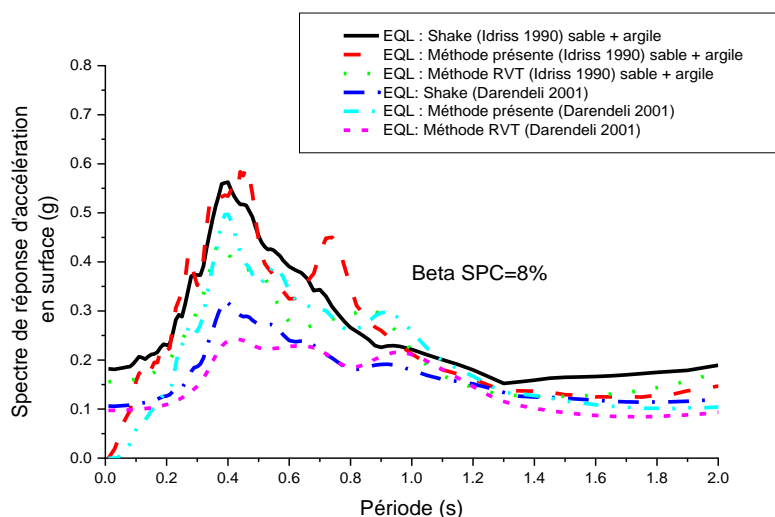


Fig. 22. Spectre de réponse d'accélération de l'exemple de profil de sol (quatorze couches, non linéaire), en utilisant la présente méthode, traditionnelle et RVT.

Nous avons remarqué que l'effet des modèles de Darnedeli (2001) sur la valeur du spectre de réponse d'accélération en surface est moindre que les modèles de sable et d'argile d'Idriss (1990). Les taux d'erreur sont compris entre 8 % et 23 %, et 13 % et 32 % par rapport aux méthodes TM et RVT, respectivement pour le modèle de sol associant le sable et l'argile. Pour le modèle de Darendeli (2001), le taux d'erreur est estimé à 20% à 23%, et 32% à 36% par rapport à la méthode TM et RVT.

III.3. Discussion

Un modèle simplifié basé sur une approche analytique est construit pour simuler le transfert direct du spectre de réponse spécifié au niveau de la roche au spectre de réponse à la surface libre. L'analyse unidimensionnelle de la réponse du sol pour plusieurs vitesses d'onde de cisaillement (V_s) de profils de sol est effectuée à l'aide d'approches linéaires et linéaires équivalentes. L'amplification du spectre de réponse dépend principalement de la vitesse des ondes de cisaillement du profil du sol. Il convient de mentionner que les résultats de la comparaison du spectre de réponse obtenu avec la TM montrent un bon accord pour tous les types de sol, d'une à plusieurs couches. Un écart important est constaté entre la méthode TM et la méthode RVT pour une à plusieurs couches. La présente méthode (PM) constitue un puissant moyen permettant d'estimer la réponse du site sans demander la sélection d'accélérogramme. La procédure PM consiste à décrire le spectre de réponse du mouvement de la roche, puis à propager ce spectre à la surface du sol à l'aide de la fonction de transfert dans le domaine

fréquentiel. Deux procédures différentes d'utilisation des fonctions de transfert dans le domaine fréquentiel sont utilisées :

1) l'amplitude des fonctions de transfert ;

2) imposer un opérateur d'exponentiation pour $\xi \neq 0$ pour l'amplitude de la fonction de transfert. Il ressort des résultats que tous les spectres de réponse en accélération proposés sont similaires aux spectres de réponse en accélération calculés à partir de la méthode TM et de la méthode RVT.

III.4. Conclusion

Des analyses analytiques de la réponse du site ont été réalisées en propageant un mouvement d'entrée à travers le profil du sol afin de prédire le mouvement du sol à la surface du site. Les analyses de réponse de site peuvent également être effectuées de manière empirique en utilisant des coefficients de site sismiques. L'analyse unidimensionnelle de la réponse du sol est principalement effectuée à l'aide de la méthode linéaire (L) et linéaire équivalente (EQL). La caractéristique intéressante de cette méthode est sa possibilité d'évaluer directement le spectre de réponse d'un profil de sol en surface sans avoir besoin d'utiliser la densité spectrale de puissance ou le spectre d'amplitude de Fourier. Les résultats de la méthode proposée ont montré un bon accord par rapport à ceux obtenus à partir du logiciel Shake et de la théorie des vibrations aléatoires (RVT) utilisée dans le logiciel Strata.

CONCLUSION GENERALE

Les travaux menés ont porté sur le développement de méthodes analytique et empirique permettant le transfert du spectre de réponse du rocher vers la surface libre sans utiliser la densité spectrale de puissance ou le spectre d'Amplitude de Fourier tout en tenant compte des caractéristiques géotechniques du site. Pour mettre en œuvre la méthodologie que nous avons présentée, dans la première partie nous avons considéré l'amortissement de l'oscillateur égal à zéro. Après élaboration d'une suite d'équations, une formulation simple est présentée où le spectre de réponse en champ libre est donné par le produit de la fonction de transfert (en utilisant des approches linéaires et linéaires équivalentes) et le spectre de réponse au rocher. Afin de valider la formulation, nous avons comparé le spectre de réponse calculé à la surface par la présente méthode et la TM. Dans ce cas, l'erreur obtenue étant ($\chi^2 \approx 7\%$).

La seconde partie est une généralisation de la première ; c'est le cas où l'amortissement de l'oscillateur est différent de zéro. Une formulation empirique est proposée pour tous les cas de sol et validée par des exemples numériques. Le spectre de réponse calculé par cette formulation est comparé au spectre de réponse déterminé par la méthode TM et RVT et une erreur est obtenue. Cette erreur est $<23\%$ avec la méthode TM et $<37\%$ avec la méthode RVT.

Cependant, certaines études ont indiqué que l'amplification du site prédite par l'analyse de la réponse du site par la théorie des vibrations aléatoires (RVT) diffère systématiquement de celle prédite par la méthode traditionnelle. Cette étude confirme que l'analyse RVT de la réponse du site prédit une amplification du site jusqu'à 20 % à 50 % supérieure à la méthode traditionnelle, cette surestimation a été expliquée par des études que la plus importante surestimation se produisant pour les sites avec des fréquences naturelles plus petites et les sites reposant sur des roches dures. La surestimation est causée par une augmentation de la durée générée par la réponse du site, qui n'est pas prise en compte dans le calcul par RVT. Par contre la présente méthode prédit une amplification du site jusqu'à 10 % à 25 % supérieure à la méthode traditionnelle et inférieure de 15 à 35 % à la méthode de la théorie des vibrations aléatoires (RVT).

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Afra, H., & Pecker, A. (2002). Calculation of free field response spectrum of a non-homogeneous soil deposit from bed rock response spectrum. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22(2), 157–165.
- Amiri, G. G., Bagheri, A., & Fadavi, M. (2007). New method for generation of artificial ground motion by a nonstationary Kanai-Tajimi model and. *Structural Engineering and Mechanics*, 26(6), 709–723.
- Atkinson, G. M., & Boore, D. M. (1995). Ground-motion relations for eastern North America. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 85(1), 17–30.
- Beresnev, I. A., & Atkinson, G. M. (1998). FINSIM--a FORTRAN program for simulating stochastic acceleration time histories from finite faults. *Seismological Research Letters*, 69(1), 27–32.
- Betbeder-Matibet, J. (2010). *Seismic engineering* (Vol. 29). John Wiley & Sons.
- Beyer, K., & Bommer, J. J. (2007). Selection and scaling of real accelerograms for bi-directional loading: a review of current practice and code provisions. *Journal of Earthquake Engineering*, 11(S1), 13–45.
- Bommer, J. J., Stafford, P. J., & Alarcón, J. E. (2009). Empirical equations for the prediction of the significant, bracketed, and uniform duration of earthquake ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 99(6), 3217–3233.
- Boore, D. M. (2003). Simulation of ground motion using the stochastic method. *Pure and Applied Geophysics*, 160(3), 635–676.
- Boore, D. M., & Atkinson, G. M. (2008). Ground-motion prediction equations for the average horizontal component of PGA, PGV, and 5%-damped PSA at spectral periods between 0.01 s and 10.0 s. *Earthquake Spectra*, 24(1), 99–138.
- Bouhous, N. (2007). *Transfert du spectre de réponse non uniforme du rocher à la surface libre d'un profil de sol hétérogène*. [Magister]. Université des Sciences et de la Technologie d'Alger, Houari Boumediène.
- Brune, J. (1971). Correction [to “Tectonic stress and the spectra, of seismic shear waves from earthquakes”]. *Journal of Geophysical Research*, 76(20), 5002.
- Brune, J. N. (1970). Tectonic stress and the spectra of seismic shear waves from earthquakes. *Journal of Geophysical Research*, 75(26), 4997–5009.

- Capra, A., Davidovici, V., & Albigès, M. (1982). *Calcul dynamique des structures en zone sismique*. Eyrolles.
- Chaulagain, H., Rodrigues, H., Varum, H., Silva, V., & Gautam, D. (2017). Generation of spectrum-compatible acceleration time history for Nepal. *Comptes Rendus Geoscience*, 349(5), 198–201.
- Christian, J. T. (1989). Generating seismic design power spectral density functions. *Earthquake Spectra*, 5(2), 351–368.
- Clough, R. W., & Penzien, J. (1975). *Of structures*. McGraw-Hill.
- Cooley, J. W., & Tukey, J. W. (1965). An algorithm for the machine calculation of complex Fourier series. *Mathematics of Computation*, 19(90), 297–301.
- Corvez, D., & Davidovici, V. (2016). *Pratique du calcul sismique: Guide d'application de l'Eurocode 8*. Editions Eyrolles.
- Davidovici, V. (2019). *Le projet de construction parasismique: Utilitaires de génie parasismique*. Eyrolles.
- De Iasio, A., Wang, P., Scacco, J., Milani, G., & Li, S. (2021). Longhu pagoda: Advanced numerical investigations for assessing performance at failure under horizontal loads. *Engineering Structures*, 244, 112715.
- Despeyroux, J. (1985). Le projet de construction parasismique. *Le Génie Parasismique*, V. Davidovici.
- Dolšek, M., & Fajfar, P. (2001). Soft storey effects in uniformly infilled reinforced concrete frames. *Journal of Earthquake Engineering*, 5(01), 1–12.
- Esfahanian, A., & Aghakouchak, A. A. (2019). A single-run dynamic-based approach for pushover analysis of structures subjected to near-fault pulse-like ground motions. *Journal of Earthquake Engineering*, 23(5), 725–749.
- Fan, F. G., & Ahmadi, G. (1990). Nonstationary Kanai-Tajimi models for El Centro 1940 and Mexico City 1985 earthquakes. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 5(4), 171–181.
- FEMA, P. (2000). Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 356, Federal Emergency Management Agency. *Washington, DC*.
- Fragiadakis, M., Vamvatsikos, D., Karlaftis, M. G., Lagaros, N. D., & Papadrakakis, M. (2015). Seismic assessment of structures and lifelines. *Journal of Sound and Vibration*, 334, 29–56.
- Gasparini, D. A., & Vanmarcke, E. H. (1976). *SIMQKE: A Program for Artificial Motion Generation*, Department of Civil Engineering. MIT, USA.

- Graizer, V. (2014). Comment on “Comparison of time series and random-vibration theory site-response methods” by Albert R. Kottke and Ellen M. Rathje. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 104(1), 540–546.
- Hong-jing, L. I., & Chen, C. (2014). A modified kanai-tajimi spectral model for the stationary earthquake induced ground motion process. *31(2)*, 158–163.
- Housner, G. W. (1947). Characteristics of strong-motion earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 37(1), 19–31.
- Huang, Y., Hu, H., & Xiong, M. (2018). Probability density evolution method for seismic displacement-based assessment of earth retaining structures. *Engineering Geology*, 234, 167–173.
- Humar, J., & Mahgoub, M. A. (2003). Determination of seismic design forces by equivalent static load method. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 30(2), 287–307.
- Idriss, I. M., & Seed, H. B. (1968). Seismic response of horizontal soil layers. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 94(4), 1003–1031.
- Kanai, K. (1951). Relation between the nature of surface layer and the amplitude of earthquake motions. *Bulletin Earthquake Research Institute*.
- Kawase, H., & Aki, K. (1990). Topography effect at the critical SV-wave incidence: possible explanation of damage pattern by the Whittier Narrows, California, earthquake of 1 October 1987. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 80(1), 1–22.
- Kottke, A. R. (2006). *Impact of input ground motions and site variability on seismic site response*. Univ. of Texas, Austin, TX.
- Kottke, A. R., & Rathje, E. M. (2009). *Technical manual for Strata*. Pacific Earthquake Engineering Research Center Berkeley, California.
- Kottke, A. R., & Rathje, E. M. (2013). Comparison of time series and random-vibration theory site-response methods. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 103(3), 2111–2127.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Pearson Education India.
- Krawinkler, H., & Seneviratna, G. (1998). Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. *Engineering Structures*, 20(4–6), 452–464.
- Lam, N., Wilson, J., & Hutchinson, G. (2000). Generation of synthetic earthquake accelerograms using seismological modelling: a review. *Journal of Earthquake Engineering*, 4(03), 321–354.

- Landge, M. v, & Ingle, R. K. (2021). Comparative study of floor response spectra for regular and irregular buildings subjected to earthquake. *Asian Journal of Civil Engineering*, 22(1), 49–58.
- Liu, S.-C. (1970). Evolutionary power spectral density of strong-motion earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 60(3), 891–900.
- Lopez-Almansa, F., Barbat, A. H., & Rodellar, J. (1988). SSP algorithm for linear and non-linear dynamic response simulation. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 26(12), 2687–2706.
- Lu, Z., Ge, H., & Usami, T. (2004). Applicability of pushover analysis-based seismic performance evaluation procedure for steel arch bridges. *Engineering Structures*, 26(13), 1957–1977.
- Martínez-Rueda, J. E. (1998). Scaling procedure for natural accelerograms based on a system of spectrum intensity scales. *Earthquake Spectra*, 14(1), 135–152.
- Masi, A., Vona, M., & Mucciarelli, M. (2011). Selection of natural and synthetic accelerograms for seismic vulnerability studies on reinforced concrete frames. *Journal of Structural Engineering*, 137(3), 367–378.
- Meskouris, K., Butenweg, C., Hinzen, K.-G., & Höffer, R. (2019). Stochasticity of Wind Processes and Spectral Analysis of Structural Gust Response. In *Structural Dynamics with Applications in Earthquake and Wind Engineering* (pp. 153–196). Springer.
- Mwafy, A. M., & Elnashai, A. S. (2001). Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings. *Engineering Structures*, 23(5), 407–424.
- Naili S.Y., & Afra H. (2000). Approche analytique pour le transfert du spectre de réponse du substratum rocheux a la surface libre d'un profil de sol non homogène. *Deuxième Colloque National de Génie Parasismique*, 117–123.
- Oğuz, S. (2005). *Evaluation of pushover analysis procedures for frame structure*. Middle East technical university.
- Orini, M., Laguna, P., Mainardi, L. T., & Bailón, R. (2017). Time-frequency analysis of cardiovascular signals and their dynamic interactions. In *Complexity and Nonlinearity in Cardiovascular Signals* (pp. 257–287). Springer.
- Papanikolaou, V. K., & Elnashai, A. S. (2005). Evaluation of conventional and adaptive pushover analysis I: Methodology. *Journal of Earthquake Engineering*, 9(06), 923–941.

- Patil, S. S., Shah, C. R., Patil, R. A., & Bedege, S. D. (2017). Push over analysis of multi-storied building. *International Journal of the Modern Trend in Engineering and Science*, 4(3), 47–50.
- Pecker, A. (1984). *Dynamique des sols*. Presses de l'école nationale des ponts et des chaussées .
- Pehlivan, M., Rathje, E. M., & Gilbert, R. B. (2016). Factors influencing soil surface seismic hazard curves. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 83, 180–190.
- Petrone, C., Magliulo, G., & Manfredi, G. (2016). Floor response spectra in RC frame structures designed according to Eurocode 8. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 14(3), 747–767.
- Rathje, E. M., Kottke, A. R., & Ozbey, M. C. (2005). Using inverse random vibration theory to develop input Fourier amplitude spectra for use in site response. *16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: TC4 Earthquake Geotechnical Engineering Satellite Conference*, 160–166.
- Rathje, E. M., & Ozbey, M. C. (2006). Site-specific validation of random vibration theory-based seismic site response analysis. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(7), 911–922.
- Rofooei, F. R., Mobarake, A., & Ahmadi, G. (2001). Generation of artificial earthquake records with a nonstationary Kanai–Tajimi model. *Engineering Structures*, 23(7), 827–837.
- RPA 99/V2003. (2003). Règles Parasismiques Algeriennes. In *s.l. :Ministère de l'habitat D.T.R B.C* (pp. 2–48).
- Scherer, R. J., Krutzik, N. J., Freystatter, S., & Schueller, G. I. (1985). *PRA of NPP Structures Under Earthquake Conditions Seismic Risk Model*.
- Schnabel, P. B. (1972). SHAKE: A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites. *EERC Report 72-12, University of California, Berkeley*.
- Schnabel, P. B., Lysmer, J., & Seed, H. B. (1972). SHAKE-A computer program for earthquake analysis of horizontally layered sites. *Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Report No. EERC*, 12–72.
- Seed, H. B. (1970). Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses. *Reoprt, EERC-70*.
- Seyedi, D. M., Gehl, P., Douglas, J., Davenne, L., Mezher, N., & Ghavamian, S. (2010). Development of seismic fragility surfaces for reinforced concrete buildings by means

- of nonlinear time-history analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 39(1), 91–108.
- Spanos, P. T. D. (1981). Monte Carlo simulations of responses of non-symmetric dynamic system to random excitations. In *Computational Methods in Nonlinear Structural and Solid Mechanics* (pp. 371–376). Elsevier.
- Standard, B. (2005). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. *Part, 1*, 1991–1998.
- Wang, X., & Rathje, E. M. (2016). Influence of peak factors on site amplification from random vibration theory based site-response analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 106(4), 1733–1746.
- Wang, Z. Z., & Sha, J. D. (1995). Calculation of normal stress and deflection in transverse bending of main beam in outlet gate. *Journal of Hydraulic Engineering*, 9, 40–46.
- Xu, B., Pang, R., & Zhou, Y. (2020). Verification of stochastic seismic analysis method and seismic performance evaluation based on multi-indices for high CFRDs. *Engineering Geology*, 264, 105412.
- Xu, Z. (2006). Elastic mechanics. *Higher Education, Beijing*.
- Xu, Z., Du, X., Xu, C., Jiang, J., & Han, R. (2019). Simplified equivalent static methods for seismic analysis of shallow buried rectangular underground structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 121, 1–11.
- Yang, D., & Zhou, J. (2015). A stochastic model and synthesis for near-fault impulsive ground motions. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 44(2), 243–264.
- Yuxian, H., & Xiyuan, Z. (1962). *Response of Elastic Structures under Stationary Ground Motion*. Technical Report of Inst. of Civ. Eng., Academia Sinica, Science Press, Part 1.
- Zentner, I., Gündel, M., & Bonfils, N. (2017). Fragility analysis methods: Review of existing approaches and application. *Nuclear Engineering and Design*, 323, 245–258.
- Zou, X.-K., & Chan, C.-M. (2005). Optimal seismic performance-based design of reinforced concrete buildings using nonlinear pushover analysis. *Engineering Structures*, 27(8), 1289–1302.