

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique.
Ecole Nationale Polytechnique.



Département de Génie Civil
Laboratoire de Génie Sismique et de Dynamique des Structures
Mémoire de master en Génie Civil

Intitulé :

Validation de modèles simplifiés pour le calcul des périodes fondamentales des profils sismiques visco-élastiques non-linéaires : cas de la région d'El-Asnam

Rami CHEKAI

Sous la direction de :

M. Malek HAMMOUTENE Professeur ENP

Présenté et soutenu publiquement le 22 Juin 2017:

Composition du jury :

Président	M. Boualem TILIOUINE	Professeur	ENP
Promoteur	M. Malek HAMMOUTENE	Professeur	ENP
Examinatrice	Mme. Hafida MOUHABEDDINE	M.M.A	ENP
Examineur	M. Mouloud OUANANI	M.C.B	U.Djelfa

ENP 2017

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique.
Ecole Nationale Polytechnique.



Département de Génie Civil
Laboratoire de Génie Sismique et de Dynamique des Structures
Mémoire de master en Génie Civil

Intitulé :

Validation de modèles simplifiés pour le calcul des périodes fondamentales des profils sismiques visco-élastiques non-linéaires : cas de la région d'El-Asnam

Rami CHEKAI

Sous la direction de :

M. Malek HAMMOUTENE Professeur ENP

Présenté et soutenu publiquement le 22 Juin 2017:

Composition du jury :

Président	M. Boualem TILIOUINE	Professeur	ENP
Promoteur	M. Malek HAMMOUTENE	Professeur	ENP
Examinatrice	Mme. Hafida MOUHABEDDINE	M.M.A	ENP
Examineur	M. Mouloud OUANANI	M.C.B	U.Djelfa

ENP 2017

A mes parents

A ma famille

A tous mes amis

Remerciements

Tout d'abord, je tiens à remercier Allah, le Clément et le Miséricordieux de m'avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Je voudrai exprimer mes vifs remerciements à mon directeur de thèse Mr. le Professeur M. HAMMOUTENE pour les orientations et les conseils qu'il a su me prodiguer tout au long de ce travail de recherche.

Je tiens à remercier vivement Mr. le Professeur B. TILIOUINE pour l'honneur qu'il me fait d'avoir accepter de présider le jury et je tiens aussi à exprimer mes vifs remerciements à tous les membres du jury pour avoir pris la peine d'examiner le manuscrit.

Merci aussi à tous les membres de l'équipe du Laboratoire de Génie Sismique et de Dynamique des Structures pour leur soutien et leur aide.

Je ne pourrai oublier de remercier tous les enseignants et travailleurs qui ont contribué directement ou indirectement à ma formation depuis mes classes de primaire à ce jour.

Mes remerciements vont également à tous ceux et celles qui de près ou de loin m'ont apporté aide et encouragement. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma profonde gratitude.

ملخص

أجريت دراسة عن إجراءات مبسطة لتقدير الدور الأساسي T، لنموذج خطي أو مكافئ خطي لتدرج التربة. تم حساب الدور الرئيسي باستخدام طرق مناسبة مجربة. كما تمت مناقشة وتقييم ستة طرق تقريبية تم تطويرها لتقدير دور التربة الرقيقة بدون استعمال حاسوب. ولتحقيق هذا التقييم، تم تقدير الأدوار الزمنية الثلاثة عشر للتربة في منطقة الأصنام بواسطة كل من الأساليب التقريبية والنتائج مقارنة بطريقة رايلي المبسطة. 5. طرق (الاستخدام المتتابع بواسطة حل يتكون من طبقتين) و 6 (نسخة مبسطة من الإجراء رايلي) أعطت أخطاء أقل من 10 في المئة للدور المعتبر في جميع الحالات، ويوصى للاستخدام العملي. ويمكن استخدام الطرق التقريبية لتقدير الدور الخاص للموقع المدرجة في التعديلات المقترحة (1976) للأحكام الزلزالية من قانون البناء الموحد

الكلمات الرئيسية: فترة الأساسية، النموذج الخطي، نموذج غير الخطية، إجراءات مبسطة، الطرق التقريبية.

Abstract

A study was made of simplified procedures to estimate the fundamental period, T, of a linear model or linear equivalent of a soil profile. Appropriate methods for calculating the first period of an elastic representation of the profil examined. Six approximate methods developed to estimate the period of a laminated soil profile without a computer were also discussed and evaluated. For this assessment, the 13 soil profile periods of the EL-ASNAM region were estimated by each of the approximate methods and the results compared to the simplified Rayleigh method. Methods 5 (Successive use of the two-layer solution) and 6 (Simplified version of the Rayleigh procedure) gave errors of less than 10 percent for the period considered in all cases and are recommended for practical use. Approximate methods can be used to estimate the characteristic period of the site included in the proposed amendments (1976) to the seismic provisions of the Unified Building Code. A regression factor proposed by FEMA 2000 has been proposed for the RPA during this study.

Key words: Fundamental period, linear model, non-linear model, simplified procedures, calculation codes, approximate methods.

Résumé

Une étude a été faite de procédures simplifiées pour estimer la période fondamentale, T, d'un modèle linéaire ou équivalent linéaire d'un profil de sol. Des méthodes appropriées pour calculer la première période d'une représentation élastique du profil ont été examinées. Six

méthodes approximatives développées pour estimer la période d'un profil de sol stratifié sans ordinateur ont également été discutées et évaluées. Pour cette évaluation, les périodes de 13 profils de sols de la région d'EL-ASNAM ont été estimées par chacune des méthodes approximatives et les résultats comparés à la méthode simplifiée de Rayleigh. Méthodes 5 (Utilisation successive de la solution à deux couches) et 6 (Version simplifiée de la procédure de Rayleigh) ont donné des erreurs inférieures à 10 pour cent pour la période considérée dans tous les cas, et ces méthodes sont recommandées pour une utilisation pratique. Les méthodes approximatives peuvent être utilisés pour estimer la période caractéristique du site T_s incluse dans les modifications proposées (1976) aux dispositions sismiques du Code unifié du bâtiment. Un facteur de régression proposé par FEMA 2000 a été proposé pour le RPA.

Mots clés : période fondamentale, modèle linéaire, modèle non-linéaire, procédures simplifiés, codes de calcul, méthodes approximatives.

Table des matières

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des symboles

INTRODUCTION GENERALE.....	11
Chapitre 1	
1. Introduction	14
2. Modele de simulation des accelerations sismiques	15
2.1. Nonstationnarité temporelle:	16
2.2. Distribution de phases:	16
2.2.1. Distribution des dérivées de phases:	17
2.3. Génération de DSP compatible avec un spectre de réponse	18
2.3.1. DSP compatible avec un spectre de réponse	19
3.Conclusion.....	21
Chapitre 02	
1. Introduction	23
1.2. Les caractéristiques des séismes horizontaux et l'effet de la géologie locale.....	23
1.3. La prise en compte des codes de calcul	24
2. Classification des sites selon le RPA et proposition du coefficient de régression R de sol pour le RPA.....	27
2.2. Présentation du programme SHAKE.....	29
2.3. Classification des profils d'El-Asnam.....	29
2.4. Calcul de R par SHAKE des 13 profils d'El-ASNAM.....	32
3. Conclusion.....	33
CONCLUSION GENERALE.....	34
BIBLIOGRAPHIE.....	36

Liste des figures

Fig 1.1-Forme de l'enveloppe proposée	17
Fig 4.1-Spectres d'accélération moyens pour différentes conditions de site.....	24
Fig 4.2- spectre de réponse de calcul de l'UBC.....	31
Fig 4.3- Evaluation des résultats de la régression R	32
Fig 4.4- Evaluation de la dégradation calculée par le RPA avec celle de la méthode simplifiée de Rayleigh.....	33

Liste des tableaux

Tableau 2.1 – Valeurs de coefficient sismique C_v	25
Tableau 2.2 – La classification des types de sols selon RPA.....	27
Tableau 2.3 – Les valeurs de R du RPA.....	27
Tableau 2.4 – Classification des profils.....	28
Tableau 2.5 – Valeurs de T_1 et T_2 du RPA.....	29
Tableau 2.6 – Le facteur de la zone sismique des profils de sol.....	30
Tableau 2.7 – Coefficient simiesque C_v	31
Tableau 2.8 – Les valeurs de T_s et T_o de région d’El-Asnam.....	31

Liste des symbols:

T: la durée

A_{max} : amplitude maximale

f_0 : la fréquence dominante

T_d : la durée totale

f_c : La fréquence coin

V_s : la valeur de la vitesse des ondes.

τ : contrainte de cisaillement cyclique.

γ : déformation de cisaillement cyclique.

G : Module de cisaillement

η : coefficient de viscosité

$\dot{\gamma}$: la vitesse de déformation

ω : pulsation proper.

D_{eq} : L'amortissement équivalent

G_{eq} : Le module équivalent.

D: pourcentage d'amortissement critique.

G_{max} : cisaillement maximum.

e : indice des vides .

OCR : degré de surconsolidation.

σ_0 : Contrainte moyenne principale effective.

k_0 : Coefficient des terres au repos

σ_0 : Contrainte verticale effective

C: Cohesion effective

ϕ : Angle de frottement interne

Q_s : Facteur de qualité.

V : L'effort tranchant à la base

W : Le poids de la structure

R : Coefficient numérique représentatif de la capacité de dilatation inhérente et de la ductilité globale des systèmes de résistance à la force latérale.

C_v : Coefficient sismique.

T : Période de la structure

A : Coefficient d'accélération de la zone

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

R : Coefficient de comportement global de structure

Q : Facteur de qualité

W : Le poids de la structure

INTRODUCTION GENERALE

Les tremblements de terre, classés parmi les catastrophes naturelles, ont toujours été violents et imprévisibles. De ce fait, l'homme essaya depuis environ 3000 ans, de noter et de décrire les dégâts dus aux séismes, et constitua ainsi les premiers catalogues de la sismicité historique qui sont jusqu'à nos jours utilisés pour l'analyse de l'aléa sismique.

Cependant, la plupart des tremblements de terre de causes naturelles prennent naissance dans la croûte terrestre qui est composée d'un certain nombre de plaques lithosphériques, qui sont en mouvement continu les unes par rapport aux autres. Ce mouvement relatif des plaques tectoniques engendre des accumulations de contraintes internes qui sont responsables de rupture brutale en un point de la croûte terrestre. Cette rupture donne lieu à une libération d'énergie. La dissipation de cette énergie induit le choc sismique qui se traduit par une propagation de différentes ondes sismiques à la surface.

Les mouvements forts du sol qui en résultent à la surface libre ont des effets dévastateurs sur les structures et leurs conséquences sur la vie socio-économique des régions atteintes sont souvent désastreuses. Avant d'atteindre les structures, les ondes sismiques se propagent de la source du séisme vers la surface en étant filtrées par les couches géologiques dont la nature et la géométrie ont une influence certaine sur le mouvement sismique obtenu à la surface libre. Les mouvements forts du sol ainsi produits sont généralement irréguliers et ont l'apparence de fonctions temporelles aléatoires, ceci est dû à la nature extrêmement variable des paramètres qui les caractérisent. De ce fait, les enregistrements sismiques exhibent une nonstationnarité en amplitude et en contenu fréquentiel. La nonstationnarité en amplitude est contrôlée par l'ordre d'arrivée des ondes sismiques au site d'enregistrement qui confère aux signaux un caractère transitoire. La nonstationnarité en fréquence étant-elle caractérisée par une évolution du contenu spectrale en fonction du temps.

Le but du présent travail est d'évaluer des procédures analytiques simplifiées pour l'estimation de la période fondamentale d'un profil de sol hétérogène

— C'est ainsi que, dans le 1^{er} chapitre la modélisation du mouvement sismique à l'interface du rocher.

— Par la suite, on a jugé utile de faire un rappel sur les modèles de comportement des sols sous chargement dynamique.

— Des notions sur la propagation d'une onde de cisaillement SH d'un profil de sol sont présentées dans le troisième chapitre.

— Le quatrième chapitre traite les procédures simplifiées pour l'estimation de la période fondamentale d'un profil de sol.

— le travail se conclue par un récapitulatif des résultats.

CHAPITRE 1

CHAPITRE 1

MODELISATION DU MOUVEMENT SISMIQUE A L'INTREFACE DU ROCHER

1. Introduction

Le chargement dynamique est une fonction dont l'amplitude est variable dans le temps et dans l'espace. Il correspond à une distribution de forces ou de déplacements imposés, dont le support temporel est la durée T du chargement, et le support spatial désigné par la zone surfacique de sollicitation. Sa caractérisation est complétée par sa signature spectrale, par sa durée T , son amplitude maximale A_{max} , et sa fréquence dominante f_0 , pour laquelle l'amplitude spectrale est maximale.

Un chargement de type sismique est un signal transitoire, émis à partir du foyer situé sur la faille d'un séisme. Lorsque le contenu fréquentiel est invariable en fonction du temps, on dit que le signal est stationnaire. Lorsque la fréquence dominante f_0 varie en fonction du temps, le mouvement est alors non-stationnaire.

La durée du signal sismique est directement proportionnelle aux dimensions de la faille et inversement proportionnelle à la vitesse de propagation du front de rupture sur la faille. L'amplitude du signal est proportionnelle à l'énergie libérée et le contenu spectral est en général variable en fonction du temps compte tenu de l'atténuation progressive des ondes de hautes fréquences.

De même la gamme des déformations susceptibles d'être produites dans un sol sous séisme est telle que $\varepsilon < 2 \cdot 10^{-3}$ (Pecker, 1984). Ces limites ne constituent en aucun cas des bornes absolues.

Ce chapitre a pour objet principal d'illustrer le caractère stationnaire et le caractère non-stationnaire des accélérations sismiques. Nous faisons un rappel succinct de quelques aspects théoriques qui permettent de définir l'excitation sismique à la base du profil de sol.

Pour la génération d'accélérogramme synthétique compatible avec des spectres de réponse cibles. Les signaux artificiels sont générés à partir de la DSP précédemment retenue avec l'hypothèse de procédure de la moyenne nulle. Outre la prise en considération de manière implicite par cette méthode des effets de la nonstationnarité fréquentielle du mouvement

sismique et de la nature transitoire de la réponse dynamique de la structure, nous introduisons la procédure pour la prise en charge des phases et par suite donc de la nonstationnarité temporelle c'est ainsi que pour synthétiser de manière réaliste le mouvement sismique de génération d'une phase a été considérée ; elle est associée à la définition d'une fonction enveloppe temporelle.

La durée totale du mouvement sismique, est composée de trois phases essentielles, a été estimée en considérant les temps d'arrivées au site des divers trains d'ondes successifs, les paramètres contrôlant le processus de rupture de la faille sismique, et les vibrations libres de la terre

2. Modele de simulation des accelerations sismiques

L'utilisation directe d'enregistrements déjà acquis comme input d'un tremblement de terre futur, pouvant avoir lieu dans un site différent, et ce pour un mécanisme de source probable différent n'est pas satisfaisante. En outre, la nature aléatoire de sollicitations sismiques complique encore plus le choix des sollicitations à retenir pour le calcul des structures. La seule alternative pour aborder de tels problèmes consiste alors en des approches stochastiques ou probabilistes.

De nombreuses investigations ont été proposées dans ce domaine. Les modèles qui ont été suggérés n'ont pu s'élaborer, tant dans le domaine temporel que dans le domaine spectral, que sur la base d'informations puisées dans les enregistrements limites obtenus jusqu'ici.

De plus, la rareté des enregistrements de tremblements de terre, le caractère aléatoire des événements passés et la complexité dans la prédiction des événements futurs, ont été les premières motivations pour le développement des techniques de simulations. De même, l'utilisation croissante de l'analyse dans le domaine temporel des structures complexes, couplées avec l'avènement d'ordinateurs de plus en plus performants, ont été des facteurs qui ont grandement motivé le développement des études pour la génération artificielle des tremblements de terre.

2.1. Nonstationnarité temporelle:

Afin d'assurer aux accélérogrammes synthétiques un caractère nonstationnaire dans le domaine temporel, ceux-ci ont été générées de sorte à reproduire trois phases importantes voir (Fig.1.1) : une croissance progressive des amplitudes du signal sur un premier tronçon temporel de durée T_1 précédant l'arrivée des ondes S , un deuxième tronçon temporel de durée

T_s représentant la phase des mouvements forts et un troisième tronçon de durée T_3 caractérisé par les vibrations libres du sol engendrant une décroissance progressive des amplitudes jusqu'au stade de repos.

$$T_d = T_1 + T_s + T_3 \quad (1.1)$$

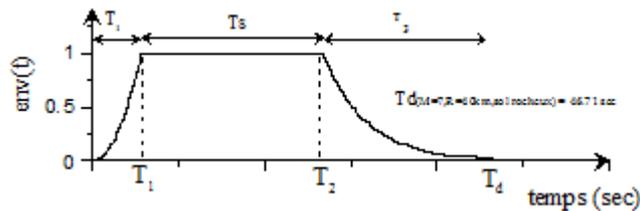


Fig. 1.1- Forme de l'enveloppe temporelle proposé par Jennings (1969)

La distribution dans le temps de l'énergie libérée par les ondes sismiques est gérée par une fonction enveloppe temporelle de durée T_d , décrivant les variations du mouvement de sol. Différentes méthodes ont été proposées pour l'estimation de la durée totale T_d d'un séisme (Trufinac, Westermo 1976), (Trufinac, Novikova 1993), (Sabetta, Pugliese 1996). Elles sont basées sur les différentes conditions magnitude, distance épacentrale et caractéristique du site local. Dans ce travail, la durée totale T_d des mouvements sismiques de sol est égale à la somme des trois tronçons temporels suivants :

Durée T_1 précédant l'arrivée des ondes S :

- Cette durée correspondant au décalage temporel en secondes entre les ondes S et P et dont la valeur est obtenue en divisant la distance épacentrale R en kilomètre par $V_p * V_s / (V_p - V_s)$ (Sabetta, Pugliese 1996) considéré comme étant égal à 7 km/sec.

Durée T_s de la phase des mouvements forts S :

- Cette durée est déterminée sur la base des paramètres caractéristiques de la faille sismiques à savoir : la fréquence coin f_c , et les dimensions L et W de la surface de la faille. Son expression est donnée par (Brune 1979) :

$$T_s = \frac{1}{f_c} \quad (1.2)$$

La fréquence coin f_c s'exprimant comme suit :

$$f_c = 0.6 * \frac{V_s}{L} \quad (1.3)$$

Où V_s est la valeur de la vitesse des ondes S , on adopte la valeur de 3,5 km/sec.

La valeur de la longueur L de la faille sismique est égale au double de celle de la largeur W de telle sorte que :

$$S = 0.5 * L^2 \quad (1.4)$$

$$L = \sqrt{2 * S} \quad (1.5)$$

Où S est la valeur de la surface de la faille sismique.

Dans ce travail, on adopte les valeurs de surfaces S proposées par Sibson (1989) pour différentes magnitudes, ce qui donne les valeurs consignées dans le Tableau (1.3) pour la durée de la phase temporelle des mouvements forts.

Tableau 1.3-Valeurs de la durée T_s de la phase des mouvements forts pour différentes magnitudes de séisme.

Magnitude	Surface (m ²)	$L = \sqrt{2 * S}$	$f_c = 0.6 * \frac{V_s}{L}$	$T_s = \frac{1}{f_c}$ (sec)
M=5	10 000 000	4472,136	0,4696	2,13
M=6	100 000 000	14142,136	0,1485	6,734
M=7	1 000 000 000	44721,360	0.0470	21,296

La forme de l'enveloppe temporelle durant la phase des mouvements forts est gérée par la distribution de phase retenue, à savoir distribution uniforme ou bien distribution dérivées de phases ou bien phases réelles de l'accélérogramme retenu.

Durée T_3 des vibrations libres du sol :

-Cette durée est associée aux mouvements basses fréquences ($f \leq f_c$) du sol. La valeur ξ de l'amortissement dépend de la nature du sol au site d'enregistrement, l'enveloppe temporelle a une forme qui assure l'amortissement du mouvement du sol et dont l'expression de

Jennings est donnée par la fonction suivante (Gupta & Joshi 1993) :

$$env(t) = \exp^{-\xi 2\pi f_c (t-T_2)} = \exp^{-\alpha(t-T_2)} \quad (1.6)$$

avec $\alpha = \xi * 2\pi * f_c$ les valeurs de ξ retenues dans cette étude sont celles proposées par Zerva (1997).

Lorsque $t=T_d$ on alors $env(t) = 0,02$ et sachant que $T_d - T_2 = T_3$ on a alors :

$$T_3 = \frac{\ln(0.02)}{-\xi 2\pi f_c} = \frac{\ln(0.02)}{-\alpha} \quad (1.7)$$

La phase des vibrations libres du sol est prolongée jusqu'à atteindre une amplitude de mouvement égale à 2% de l'amplitude maximale de la phase des mouvements forts.

2.2. Distribution de phases:

La méthode de génération d'accélération synthétiques retenue dans ce travail utilise la superposition d'ondes sinusoïdales dont les amplitudes sont reliées au spectre de densité d'énergie des accélérations du sol ; mais aucune procédure pratique n'a encore fait l'unanimité pour leur affecter les phases de manière réaliste.

Pour synthétiser des accélérogrammes ayant des caractéristiques nonstationnaires proche de la réalité, il est suggéré dans ce travail une option pour la sélection des phases. Pour laquelle, la tendance moyenne des angles de phases ainsi que leur fluctuation autour de cette moyenne sont gérées par une fonction de densité de probabilité des dérivées de phases $P(\phi')$ dépendant des trois premiers moments de l'enveloppe temporelle (Nigam 1982).

2.2.1. Distribution des dérivées de phases:

En modélisant la partie des mouvements forts des accélérations sismiques comme des bruits Gaussiens modulés par une enveloppe temporelle, Nigam a montré que la distribution des dérivées de phase dépend effectivement des trois premiers moments de l'enveloppe temporelle, à travers la relation analytique suivante :

$$p(\phi') = \frac{\rho^2}{2} \frac{1}{\left[(\phi' - t_m)^2 + \rho^2 \right]^{3/2}} \quad (1.8)$$

Où $\phi' = \frac{d\phi(f)}{df}$ dérivée par rapport à la fréquence f des phases $\phi(f)$

$\rho^2 = \frac{\gamma_2}{\gamma_0} - \left(\frac{\gamma}{\gamma_0} \right)^2$ écart-type associé à la durée du mouvement fort.

$$t_m = \frac{\gamma_1}{\gamma_0} \quad \text{délai moyen de groupes.}$$

$$\gamma_i = \int_{-\infty}^{+\infty} t^i A^2(t) dt \quad i = 0,1,2 \quad \text{est le moment d'ordre } i \text{ du carré de l'enveloppe } A(t).$$

L'enveloppe temporelle $A(t)$ est définie par l'expression suivante :

$$A(t) = \left(x^2(t) + \hat{x}^2(t) \right)^{1/2} \quad (1.9)$$

Où $x(t)$ est un signal réel et $\hat{x}(t)$ est la transformée de Hilbert du signal $x(t)$, en d'autre terme, elle est le résultat de l'application de $x(t)$ à l'entrée du système linéaire de fonction de transfert.

$$H(f) = i \operatorname{sign}(f) = \begin{cases} i & f > 0 \\ -i & f < 0 \\ 0 & f = 0 \end{cases} \quad (1.10)$$

Il suit le théorème de convolution, que $h(t)$ peut alternativement être définie comme la convolution de $x(t)$ par la réponse impulsionnelle correspondant à $H(f)$, $h(t) = \frac{1}{\pi t}$.

On obtient :

$$\hat{x}(t) = x(t) * h(t) = \frac{1}{\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{x(\tau)}{\tau - t} d\tau \quad (1.11)$$

La fonction de répartition des délais des groupes permettant de générer le contenu phasique est donnée par la relation suivante (Hammoutene 1995):

$$F(\phi') = \frac{1}{2} + \frac{t_m - \phi'}{\left[(\phi' - t_m)^2 + \rho^2 \right]^{3/2}} \quad (1.12)$$

2.3. Génération de DSP compatible avec un spectre de réponse

Dans cette partie, une méthode de détermination de la DSP d'un mouvement sismique en vue du calcul dynamique de la réponse stochastique des structures, est exposée. La théorie de vibrations aléatoires et la statistique des pics ordonnés est utilisée à cet effet.

L'action sismique est définie à partir d'une DSP estimée itérativement de manière à être

compatible avec un spectre de réponse cible. Cette approche permet de prendre en considération les effets de la non-stationnarité du mouvement sismique ainsi que celui de la nature transitoire de la réponse dynamique des structures.

2.3.1. DSP compatible avec un spectre de réponse

Le spectre de réponse d'un mouvement fort correspond à la réponse maximale d'un ensemble d'oscillateurs de fréquences propres et d'amortissements différents (Nigam et Jennings, 1968) et intègre implicitement les effets de la non-stationnarité du mouvement et du caractère transitoire de la réponse. Le calcul de la DSP compatible avec ce spectre inclura automatiquement l'effet de la non-stationnarité du séisme ainsi que la nature transitoire de la réponse pour les longues périodes.

Soit $G(\omega)$ la DSP compatible avec un spectre de réponse donné, à partir de l'expression approximée de la DSP de la réponse en déplacement $GD(\omega)$ d'un oscillateur de pulsation ω_n pour un taux d'amortissement ξ ; on estime les moments m_0 , m_1 et m_4 d'ordre zéro, 2 et 4 de $GD(\omega)$.

En utilisant la formulation développée par Gupta et Trifunac (1988), on obtient l'estimateur de l'amplitude normalisée maximale η_{max} [Boudina, 2010] du plus grand pic de la réponse.

La valeur attendue de la réponse maximale peut être interprétée comme celle d'un oscillateur de pulsation ω_n et d'un pourcentage d'amortissement critique ξ . Elle représente donc par définition l'amplitude attendue du spectre de réponse $\overline{SD}(\omega_n, \xi)$. La valeur moyenne théorique $\overline{PSV}(\omega_n, \xi)$ des amplitudes du pseudo-spectre de vitesse, sera alors donnée par :

$$\overline{PSV}(\omega_n, \xi) = \omega_n \overline{SD}(\omega_n, \xi) = \omega_n \bar{\eta}_{max} \cdot a_{rms} = \bar{\eta}_{max} \sqrt{\frac{\pi G_0(\omega_n)}{4\xi \omega_n}} \quad (1.13)$$

En égalisant cette valeur avec la valeur correspondante $PSV(\omega_n, \xi)$ du spectre de réponse cible, on peut déduire la première approximation de la DSP :

$$G_0(\omega_n) = \frac{4\xi \omega_n}{\pi} \left[\frac{PSV(\omega_n, \xi)}{\bar{\eta}_{max}} \right]^2 \quad (1.14)$$

Cette première approximation est ensuite utilisée de manière itérative en vue d'obtenir une

nouvelle valeur plus précise des amplitudes spectrales attendues $\overline{PSV}(\omega_n, \xi)$. On en déduit l'expression de la DSP pour la $j^{\text{ème}}$ itération (Unruh et Kana, 1981) :

$$G_j(\omega) = G_{j-1}(\omega) \left[\frac{PSV(\omega_n, \xi)}{\overline{PSV}_{j-1}(\omega_n, \xi)} \right]^2 \quad (1.15)$$

Cette procédure itérative est ensuite répétée jusqu'à convergence des valeurs des amplitudes du spectre théorique vers celles du spectre de réponse cible.

3. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté et utilisé les éléments nécessaires à la quantification du mouvement sismique au rocher. L'accent a été mis sur l'importance des paramètres caractéristiques de sources, car ceux-ci gèrent directement les niveaux d'amplitudes de l'accélération sismique. D'autre part, les variations du contenu spectral en fonction du temps sont principalement régis par le processus de rupture au niveau de la faille, et par les caractéristiques intrinsèques du milieu traversé (le rocher) durant la propagation des ondes du foyer à la source. Toutes ces caractéristiques ont été considérées simultanément dans deux approches numériques différentes qui nous ont permis de quantifier le signal temporel au niveau de l'interface rocheuse. Les aspects inhérents à la propagation de ce mouvement forts dans les structures supérieures du sol sont alors abordés dans les chapitre suivants.

CHAPITRE 2

CHAPITRE 2

VALIDATION DE MODELES SIMPLIFIES POUR L'ESTIMATION DE LA PERIODE FONDAMENTALE D'UN PROFIL DE SOL VISCO-ELASTIQUE NON-LINEAIRE

1. Introduction

Les observations effectuées après les tremblements de terre destructeurs ont montré une corrélation entre les dommages et la géologie locale, la destruction étant généralement plus grande sur les sols mous que sur les roches (Duke, 1958, Medvedev, 1965). Bien qu'une partie de l'explication réside dans un tassement excessif, une liquéfaction ou d'autres phénomènes de rupture se produisant dans des sédiments doux ou lâches pendant les tremblements de terre, il est également prouvé que les caractéristiques du tremblement de terre peuvent être modifiées par les conditions locales du sol (Ohsaki, 1969; Seed, 1969). Certains tremblements de terre récents ont illustrés de manière spectaculaire cet effet, grâce à des dégâts sélectifs et à l'effondrement de bâtiments de longue période situés dans des régions ayant des sols plus mous ou plus profonds: Mexico en 1957 (Duke et Leeds, 1959), Caracas en 1967 (Seed a al., 1971), Bursa, Turquie en 1970 (Tezean et Ipek, 1973, Whitman et al., 1974).

1.1. Les caractéristiques des séismes horizontaux et l'effet de la géologie locale

Au cours des dernières années, la croissance rapide du nombre d'enregistrements de mouvement fort (strong-motion) disponibles a permis d'étudier statistiquement les caractéristiques du tremblement de terre horizontal, y compris l'effet de la géologie locale. Trifunac et Brady (1975) ont étudié 374 accélérations horizontales correspondant à 187 enregistrements obtenus dans l'ouest des États-Unis entre 1933 et 1971. En utilisant comme base de comparaison de l'échelle d'intensité Mercalli modifiée, ils ont obtenu des valeurs moyennes d'accélération maximale qui ont été un peu plus faibles pour des sites sur alluvions que pour les sites sur les roches. Les vitesses et les déplacements moyens des pics, d'autre part, étaient plus élevés pour l'alluvion. Cela suggère un déplacement vers la gamme de longue durée provoquée par la présence de sol. La même tendance est illustrée par la figure 1, qui résume une étude des spectres horizontaux de réponse à l'accélération du sol publiée par Seed et al. (1974). Cette dernière enquête comprenait 104 accélérogrammes provenant de

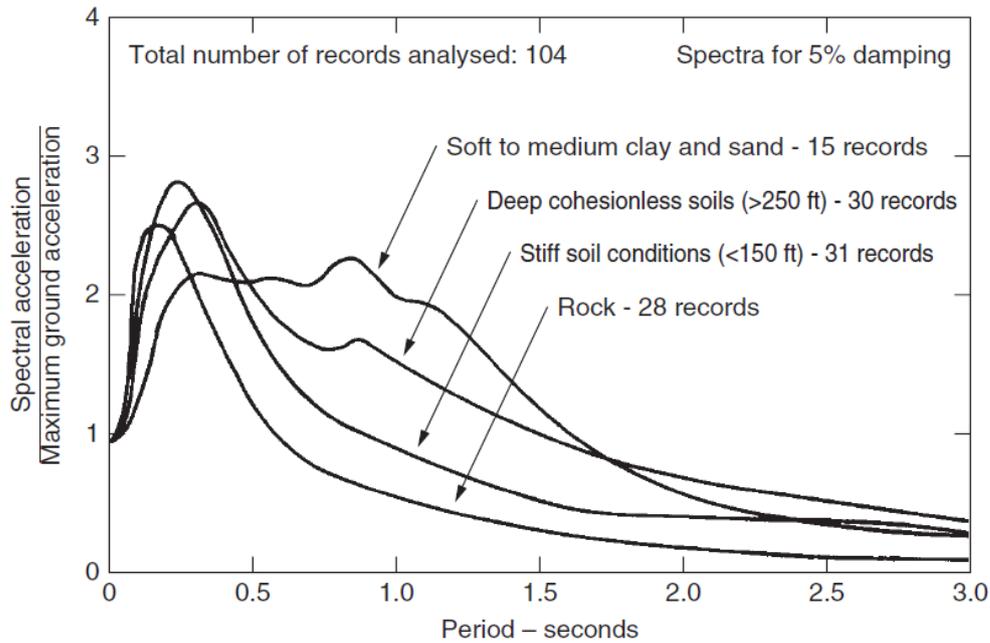


Fig.2.1 Spectres d'accélération moyens pour différentes conditions du site (Seed et al., 1974).

sites aux États-Unis et d'autres pays où les conditions du sol étaient connues avec un certain détail. Avant d'obtenir les moyennes indiquées sur la figure 4.1, tous les spectres de réponse ont été normalisés par rapport à l'accélération au PGA. La figure 4.1 montre que de grands bâtiments fondés sur l'alluvion profonde ou douce peuvent être soumis à des forces sismiques plusieurs fois plus grandes que les bâtiments similaires sur les roches, si l'accélération au sol de pointe est la même dans les deux cas.

Par conséquent, les modèles de dégâts observés et l'analyse statistique des mouvements enregistrés suggèrent que la rigidité et la profondeur du sol doivent être considérées dans la conception sismique des structures, en particulier en périodes longues.

1.2. La prise en compte des codes de calcul

L'expression contenue dans de UBC 97 pour calculer la force de cisaillement de base pour la conception du bâtiment a généralement la forme

$$V = \frac{C_v I}{R T} W \quad (4.1)$$

Avec V : L'effort tranchant à la base

W : Le poids de la structure

R : Coefficient numérique représentatif de la capacité de dilatation inhérente et de la ductilité globale des systèmes de résistance à la force latérale.

C_v : Coefficient sismique

T : Période de la structure

Le coefficient C_v est fonction de la zone sismique et le type de sol comme le montre le tableau1 (UBC, 97).

SOIL PROFILE TYPE	SEISMIC ZONE FACTOR, Z				
	Z = 0.075	Z = 0.15	Z = 0.2	Z = 0.3	Z = 0.4
S_A	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.32N_v$
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	$0.40N_v$
S_C	0.13	0.25	0.32	0.45	$0.56N_v$
S_D	0.18	0.32	0.40	0.54	$0.64N_v$
S_E	0.26	0.50	0.64	0.84	$0.96N_v$
S_F	See Footnote 1				

Tableau 2.1- Valeurs du coefficient sismique C_v .

Par ailleurs, le RPA contient une expression relativement différente, de forme :

$$V = \frac{A D Q}{R} W \quad (4.2)$$

A :Coefficient d'accélération de la zone

D :Facteur d'amplification dynamique moyen

R :Coefficient de comportement global de structure

Q :Facteur de qualité

W : Le poids de la structure

Nous sommes particulièrement intéressés par la manière dont le facteur du sol D est spécifié, puisque est en fonction de T_2 .

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta (T_2 / 3.)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T_2 :La période caractéristique, associée à la catégorie du site

UBC spécifie T_s (T_2 pour le RPA), en tant que valeur qui serait calculée par une analyse unidimensionnelle de la réponse du sol en utilisant des ondes SH à polarisation horizontale et

à propagation verticale, en tenant compte du comportement non linéaire de la stratification des matériaux du sol (SEAOC , 1974).

Ce travail étudie des procédures simplifiées pour calculer ou estimer la période fondamentale, T , d'un profil visco-élastique non-linéaire de propriétés connues. La valeur de la période du sol T , déterminé par ces procédures peut être Égal à T_s si le module de cisaillement, G ou vitesse de cisaillement, V , utilisées dans les calculs intègrent déjà une réduction appropriée pour les effets non linéaires, tels que ceux obtenus dans les analyses de réponse du site en utilisant une approche linéaire équivalente. Si les valeurs de G ou V étaient utilisées pour déterminer T correspondante aux petites déformations dans le sol, UBC spécifie l'utilisation d'un facteur $R < 1$ et $T_s = T/R$. Les valeurs de R à utiliser dans différentes zones sismiques sont (SEAOC, 1974):

Zone sismique	R
1	0.9
2	0.8
3	0.67
4	0.67

Nous allons vérifiés si le règlement RPA prend en compte ce module de réduction et ce grâce aux accélérogrammes générés à base de spectres de réponse cibles, puis utilisées dans SHAKE. Et par la suite, élaborer un tableau de valeurs de R en fonction de la zone sismique et le type de sol selon le RPA. Cette classification sera appliquée sur les 13 profils d'EL-ASNAM et ressortir des conclusions sur la précision des résultats.

2. Classification des sites selon le RPA et proposition du coefficient de régression R de sol pour le RPA

Les sites sont classés en quatre catégories selon leurs propriétés mécaniques des sols qui les caractérisent.

Daté-Borie	Description	q_c (MPa) (c)	N (d)	P_{10} (MPa) (e)	E_p (MPa) (e)	q_u (MPa) (f)	V_s (m/s) (g)
S1	Rocheux (a)			>5	>100-	>10	≥ 800
S2	Ferme	>15	>50	>2	>20	>0.4	≥ 400 - < 800
S3	Meuble	1.5 - 15	10 - 50	1 - 2	5 - 20	0.1 - 0.4	≥ 200 - < 400
S4	Très Meuble ou Présence de 3m au moins d'argile molle (b)	< 1.5	< 10	< 1	< 5	< 0.1	≥ 100 - < 200

(a) : La valeur de la vitesse de l'onde de cisaillement du rocher doit être mesurée sur site ou estimée dans le cas d'un rocher peu altéré. Les roches tendres ou très altérées peuvent être classées en catégorie S2 dans le cas où V_s n'est pas mesurée. Le site ne peut être classé dans la catégorie S1 s'il existe plus de

Tableau 2.2 la classification des types de sols selon le RPA

Après génération des accélérogrammes compatible avec les spectres de réponse cible, le calcul du module de R a été effectué par SHAKE (présentation du programme en dessous) en prenant un profil de sol de hauteur égale à 30 m avec les propriétés mécaniques qui diffèrent selon le type de sol (rocheux, ferme....) et aussi des masses volumiques basée sur ATC 40. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau qui suit :

	Zone sismique			
	I(0.15)	IIa(0.25)	IIb(0.3)	III(0.4)
S1	0.94	0.95	0.94	0.93
S2	0.91	0.87	0.85	0.83
S3	0.81	0.77	0.75	0.73
S4	0.70	0.67	0.65	0.62

Tableau 2.3 les valeurs de R du RPA

En les comparant avec les résultats de FEMA 2000 nous trouvant que les valeurs sont très acceptables.

Table 4-7 Effective Shear Modulus Ratio (G/G_0)

Site Class	Effective Peak Acceleration, $S_{XS}/2.5$			
	$S_{XS}/2.5 = 0$	$S_{XS}/2.5 = 0.1$	$S_{XS}/2.5 = 0.4$	$S_{XS}/2.5 = 0.8$
A	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	1.00	0.95	0.90
C	1.00	0.95	0.75	0.60
D	1.00	0.90	0.50	0.10
E	1.00	0.60	0.05	*
F	*	*	*	*

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of $S_{XS}/2.5$.

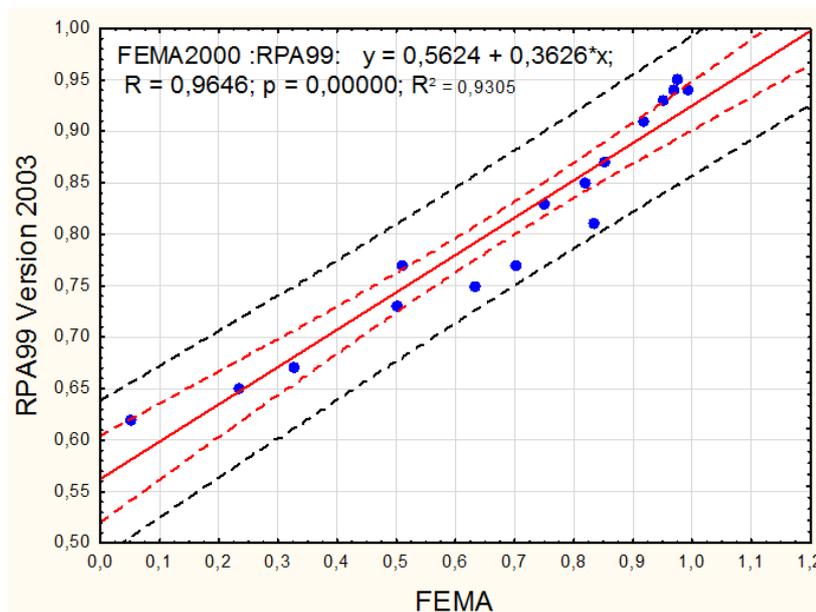
* Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analyses shall be performed.

Tableau 2.4 le rapport $G/G_0 = R$ en fonction de la zone sismique et la catégorie du site

Après interpolation du tableau proposé par FEMA, pour avoir des éléments de comparaison, nous obtenons le tableau suivant compatible avec les accélérations qui se trouvent à EL-ASNAM.

	$S_{XS}/2.5 = 0.15$	$S_{XS}/2.5 = 0.25$	$S_{XS}/2.5 = 0.3$	$S_{XS}/2.5 = 0.4$
A	1	1	1	1
B	0.992	0.976	0.968	0.95
C	0.917	0.851	0.818	0.75
D	0.8335	0.7005	0.634	0.5
E	0.5085	0.3255	0.234	0.05

Tableau 2.5 d'interpolation du tableau de FEMA pour des accélérations de la région d'EL-ASNAM



La figure montre que le rapport $(\frac{G}{G_0})$ de FEMA 2000 est bien corrélé avec celui obtenu par l'application sur le code Parasismique Algérien, le coefficient de corrélation est proche de 1 avec une courbe de tendance égale à $y = 0.36x + 0.562$ dans un intervalle de confiance égale 95%. Alors nous pouvons dire que les résultats obtenus peuvent être ajoutés au règlement RPA avec une certaine précision.

2.2. Présentation du programme SHAKE

Ce programme a été de loin le plus utilisé pour calculer la réponse sismique dans les dépôts de sol en couches horizontales.

Le programme calcule la réponse d'un dépôt semi-infini de sol en couches horizontalement recouvrant un demi-espace uniforme soumis à des ondes de cisaillement se propageant verticalement. L'analyse se fait dans le domaine fréquentiel et, par conséquent, pour tout ensemble de propriétés, il s'agit d'une analyse linéaire. Une procédure itérative est utilisée pour tenir compte du comportement non linéaire des sols tel que résumé ci-dessous.

L'accélération sismique peut être spécifiée en haut de n'importe quelle sous-couche dans le profil du sol ou dans l'affleurement correspondant.

Le programme d'ordinateur SHAKE a été écrit en 1970-71 par le Dr Per Schnabel et le professeur John Lysmer et a été publié en décembre 1972 par Dr. Per Schnabel et les professeurs John Lysmer et H. Bolton Seed dans le rapport n° UCB / EERC 72/12, Publié par le Centre de recherche sur l'ingénierie sismique à l'Université de Californie à Berkeley.

2.3. Classification des profils d'EL-ASNAM

La classification des 13 profils de sols selon le RPA en fonction des vitesses de cisaillement V_s , est calculée par une formule donnée par FEMA 365 (2000) comme la valeur moyenne de \bar{v}_s .

$$\bar{v}_s = \frac{\sum d_i}{\sum \frac{d_i}{v_{si}}}$$

S1	S2	S3	S4
Réservoir	Sogédia	Villa El-Asnam	
	500 LGT	Maçonnerie	

	CEM Ghazali		Centre Culturel	
	Ecole shelif		Cem Bouca	
	Ecole Oum brou			
	Galeries Algériennes			
	Cem Gare			
	Polyclinique			
R	0.93	0.83	0.73	0.62

Tableau 2.6 classification des profils

Calcul de T_2 (période caractéristique associée à la catégorie du site) suivant la classification des catégories de sites :

$$S1 \Rightarrow V_s \geq 800 \text{ m/s} \Rightarrow T_2 \leq 0.15 \text{ s}$$

$$S2 \Rightarrow 400 \leq V_s < 800 \Rightarrow 0.15 \leq T_2 < 0.30$$

$$S3 \Rightarrow 200 \leq V_s < 400 \Rightarrow 0.30 \leq T_2 < 0.60$$

$$S4 \Rightarrow 100 \leq V_s < 200 \Rightarrow 0.60 \leq T_2 < 1.20$$

Plus le sol est ferme plus la période diminue et vis versa. En comparant ces résultats avec le tableau du RPA, nous trouvons que les résultats son relativement acceptables puisque les valeurs de T_2 du tableau élaboré par le RPA donne des valeurs qui rentrent dans l'intervalle, sauf pour le cas de S1 où $T_2 = 0.3 \text{ s}$ dans le tableau alors que selon les calculs $T_2 \leq 0.15 \text{ s}$. Par ailleurs, l'UBC 97 présente une classification relativement différente des catégories de sols selon le tableau :

Tableau 4.6 le facteur de la zone sismique et les types des profils de sols

TABLE 16-I—SEISMIC ZONE FACTOR Z

ZONE	1	2A	2B	3	4
Z	0.075	0.15	0.20	0.30	0.40

NOTE: The zone shall be determined from the seismic zone map in Figure 16-2.

TABLE 16-J—SOIL PROFILE TYPES

SOIL PROFILE TYPE	SOIL PROFILE NAME/GENERIC DESCRIPTION	AVERAGE SOIL PROPERTIES FOR TOP 100 FEET (30 480 mm) OF SOIL PROFILE		
		Shear Wave Velocity, \bar{v}_s feet/second (m/s)	Standard Penetration Test, \bar{N} [or \bar{N}_{CH} for cohesionless soil layers] (blows/foot)	Undrained Shear Strength, \bar{s}_u psf (kPa)
S_A	Hard Rock	> 5,000 (1,500)	—	—
S_B	Rock	2,500 to 5,000 (760 to 1,500)		
S_C	Very Dense Soil and Soft Rock	1,200 to 2,500 (360 to 760)	> 50	> 2,000 (100)
S_D	Stiff Soil Profile	600 to 1,200 (180 to 360)	15 to 50	1,000 to 2,000 (50 to 100)
S_E^1	Soft Soil Profile	< 600 (180)	< 15	< 1,000 (50)
S_F	Soil Requiring Site-specific Evaluation. See Section 1629.3.1.			

¹Soil Profile Type S_E also includes any soil profile with more than 10 feet (3048 mm) of soft clay defined as a soil with a plasticity index, $PI > 20$, $w_{mc} \geq 40$ percent and $s_u < 500$ psf (24 kPa). The Plasticity Index, PI , and the moisture content, w_{mc} , shall be determined in accordance with approved national standards.

Et aussi une toute autre formule pour calculer la période caractéristique du site :

$$T_s = \frac{C_v}{2.5C_a}$$

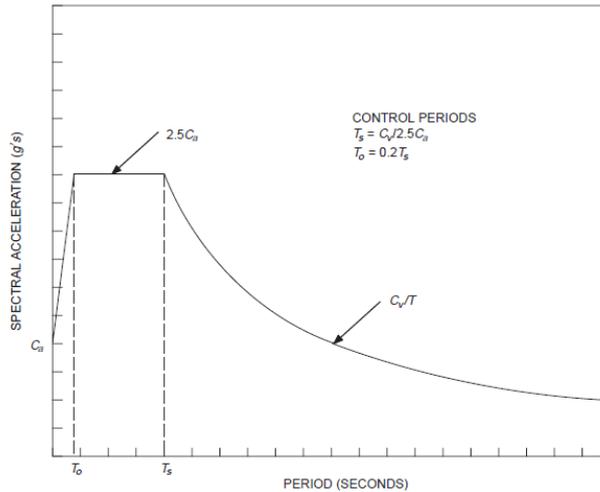


FIGURE 16-3—DESIGN RESPONSE SPECTRA

Figure 2.2 spectre de réponse de calcul de l'UBC.

TABLE 16-R—SEISMIC COEFFICIENT C_v

SOIL PROFILE TYPE	SEISMIC ZONE FACTOR, Z				
	Z = 0.075	Z = 0.15	Z = 0.2	Z = 0.3	Z = 0.4
S_A	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.32N_v$
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	$0.40N_v$
S_C	0.13	0.25	0.32	0.45	$0.56N_v$
S_D	0.18	0.32	0.40	0.54	$0.64N_v$
S_E	0.26	0.50	0.64	0.84	$0.96N_v$
S_F	See Footnote 1				

¹Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analysis shall be performed to determine seismic coefficients for Soil Profile Type S_F .

Tableau 4.7 du coefficient sismique C_v

Ce qui nous mènent à déduire le tableau de T_s et de T_0 suivant (avec $Z=0.3$ selon la zone III d'El-Asnam) :

	S_A	S_B	S_C	S_D	S_E
$T_s(s)$	0.4	0.4	0.54	0.6	0.93
$T_0(s)$	0.08	0.08	0.108	0.12	0.186

Tableau 4.8 les valeurs de T_s et de T_0 de région d'EL-Asnam

2.4. Calcul de R par SHAKE des 13 profils d'El-Asnam

Le calcul a été fait par le programme SHAKE en deux fois, pour les 13 profils tel qu'ils sont et par la suite en utilisant la méthode de Rayleigh simplifiée afin de diminuer le nombre des sous-couches, les résultats seront présentés en forme de graphe

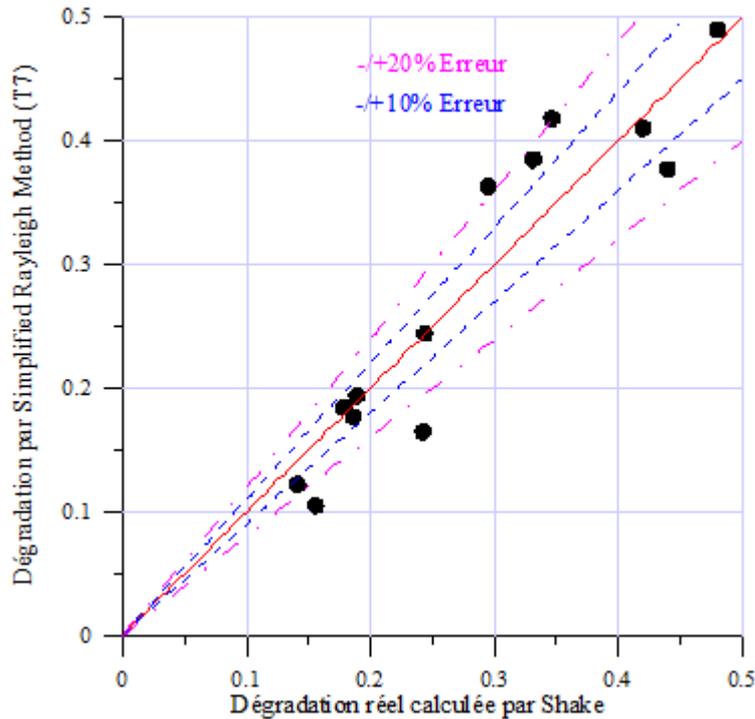


Figure 2.3 Evaluation des résultats de la régression R

Six profils ont présentés une quasi similarité de résultats par contre plusieurs profils ont données des résultats d'erreur allant jusqu'à 20 %. Si on prend les résultats calculés en utilisant la méthode simplifiés de Rayleigh et les comparer avec ceux basés sur le RPA, nous remarquons des résultats appréciables avec une erreur de l'ordre de 10 pour la majorité des résultats, ce qui montre que le RPA peut prendre en compte la dégradation (ou facteur de réduction). Voir le graphe :

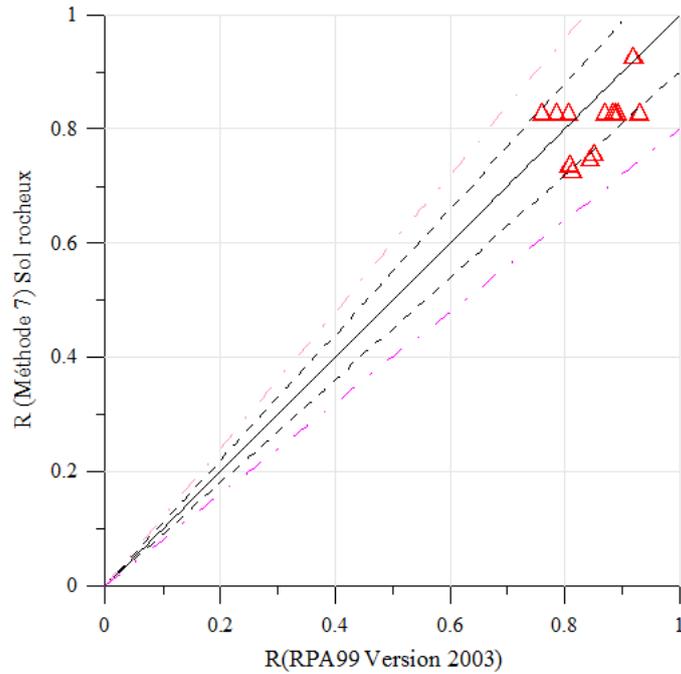


Figure 2.4 Evaluation de la dégradation calculée par le RPA avec celle de la méthode simplifiée de Rayleigh

3. CONCLUSION

Ce travail étudie des procédures simplifiées pour calculer ou estimer la période fondamentale, T , d'un profil visco-élastique non-linéaire de propriétés connues. Il s'est avéré que le RPA peut prendre en compte la réduction de même pour sa classification. Il serait souhaitable de se focaliser sur ce sujet afin d'estimer la période fondamentale du sol qui facilitera la tâche aux ingénieurs.

CONCLUSION GENERALE

Ce travail a permis de mettre en évidence l'une des principales caractéristiques d'un profil de sol. Nous avons suivi une méthodologie simple, qui a permis de prendre en compte les effets dissipatifs et non linéaires des propriétés du sol. Ces effets sont introduits par l'approche linéaire équivalente, où le module de cisaillement et le pourcentage d'amortissement, correspondants au niveau de déformation, sont obtenus par itération. Cette méthode s'appuie également sur la base théorique des équations indéfinies du mouvement en dynamique.

Les différents résultats obtenus dans cette étude mettent l'accent sur l'importance des effets des conditions locales du site, d'où la nécessité de les prendre en compte dans les études de risque sismique. Les conditions locales pouvant influencer cette réponse peuvent être scindées en deux grandes catégories :

- Les effets de site, d'origine structurelle.
- Les effets de site liés aux modèles rhéologiques utilisés.

L'amplification résulte du piégeage des ondes sismiques qui se produit dans les configurations stratigraphiques. Leur calcul nécessite des données précises sur la géométrie des couches de terrain, sur leurs caractéristiques géotechniques, et sur le champ incident. Nous avons opté pour une stratigraphie horizontale avec un champ d'ondes SH incident à propagation verticale. Il convient cependant de noter, que la période fondamentale de vibration est une caractéristique intrinsèque de la couche de sol, elle est indépendante de la sévérité de la sollicitation.

Les théories et les méthodes de calcul utilisées font appel à deux caractéristiques principales du sol :

- Un module de cisaillement G
- Un taux d'amortissement

Ces caractéristiques peuvent être mesurées en laboratoire sur éprouvettes de petites dimensions. Mais les mesures en laboratoire posent le problème de représentativité des prélèvements soumis à l'analyse. Il est recommandé de les compléter par des mesures en place qui sont limitées à de très petites déformations.

Sous chargement dynamique, le comportement du sol est fortement non linéaire, et présente un amortissement important. Divers modèles ont été proposés pour prendre en compte ces caractéristiques. Nous avons utilisé le modèle viscoélastique linéaire équivalent proposé par Seed et Idriss et confronté les résultats à ceux donnés en linéaire élastique.

Ce pendant, ces résultats ne sont encore que très partiels et ces conclusions sont à prendre avec précautions. L'importance de la nature du sol (sable ou argile ou vase), de son épaisseur, sont des points où il reste encore beaucoup à étudier pour le règlement RPA.

En conclusion, Une étude a été faite de procédures simples pour calculer la période fondamentale d'un faisceau de cisaillement élastique représentant un profil de sol. Des solutions approximatives ont été examinées et des recommandations ont été élaborées pour le calcul de la période du site caractéristique incluse dans le RPA et l'UBC.

BIBLIOGRAPHIE

- Zerva, A., T. Harada (1997). *Effet of surface layer stochasticity on seismic ground motion coherence and strain estimates*. Soil Dynam. & Earthq. Eng., **16**, 445-457.
- Sabetta, F., A. Pugliese (1996). *Estimation of response spectra and simulation of nonstationary earthquake ground motions*. Bull. Seism. Soc. Amer., **86**, 337-352.
- Sibson, R.H. (1989). *Earthquake faulting as a structural process*. Journal of structural geology, **11**, 1-14.
- Gupta, I.D., R.G. Joshi (1993). *on synthesizing response spectrum compatible accelerograms*. European Earthquake Engineering, **2**, 25–33.
- Gupta, I.D. and M.D. Trifunac (1988). *Order statistics of peaks in earthquake response*. J. Engng. Mech. Div., ASCE, **114(10)**, 1605–1627.
- Hammoutène, M. (1995). *Simulation nonstationnaire et bidimensionnelle des enregistrements de tremblements de terre*. Thèse de doctorat d'état ENP Alger.
- SALENON, J., (1983). *Viscoelasticité*. Presses de l'École nationale des ponts et chaussées, Paris.
- SEED, H.B. & IDRIS, I.M., (1969), *Influence of soil conditions on ground motions during earthquakes.* Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol.95, n°SM1, PP. 99-137.
- SEED, H.B. & IDRIS, I.M., (1970), *'Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis.'*, Report EERC 70-10. Earthquake engineering research center. university of California, Berkeley.
- PECKER, A., (1984). *Tynamique des sols.* Presses de l'École nationale des ponts et chaussées, Paris.
- HARDIN, B.O. & DRNEVICH, V.P., (1972). *'Shear modulus and damping in soils; D sign equations and curves.'* Journal of the soil Mecanics end Foundation Division, ASCE, vol. 98, n°. SM7, PP.667-691.
- HARDIN, B.O. & DRNEVICH, V.P., (1972). *'Shear modulus and damping in soils; measurement and parameter effects.'* Journal of the soil Mecanics end Foundation Division, ASCE, vol. 98, n°. SM6, PP.603-624.

- FILIATRAULTS, A. ,(1996). 'Elements de Genie parasismique et de calcul dynamique es structures.' Editions de l'ecole polytechnique de Montreal.*
- CARIZAZE, C. et GROSSIORDAL.,(1991).'Initiation A la rheologie!, deuxietne Lavoisier, "fec et Doc, paris.*
- AMEN, V. (1998).investigation du phomene de propagation d'ondes sismiques dins Les vallees rectangulaire. these de Magister, Alger.*
- ACHENBACH, J.D. ,(1973). Wave propagation in elastic solids.', North Holland, Amesterdam*
- MARI, J.-L., ARENS, G., CHAPPELLIER, D. & GAUDIANI, P., (1998). `Geophysique de gisement et de genie civil.', editions Technip, paris.*
- PERSOZ, B., (1969).' La rheologie.' Editions Masson et Cie.*
- UBC(1997), Uniform Building Code, International Conferance of Buildings Officials, California, USA.*
- RPA (2003), Règles parasismiques Algériennes, Centre National de Recherche en Génie Parasismique, ALGERIE.*
- DOBRY, R.(1976). Simplified Procedures for Estimating the fundamental period of a soil profil, Bull. Seism. Soc .Am 66,1293 to 1321.*
- DUKE, C. M. (1958). Effects of gound on disctructiveness of large earthquakes, J.Soil Mech. Found. Div., ASCE 84,1730-1 to1730-23 .*
- DUKE, C. M. and D. J. Leeds (1959).Soil conditions and damage in the Mexico earthquake of july 28, 1957, Bull. Seism. Soc .Am 49, 179-191.*
- Whiteman, R. V., M. K. Yegian (1974). Ground Motion Amlification Studies Bursa, Turkey, Research Report R74-58 1957,Dept. of Civil Engineering, M.I.T.,Cambridge, Mass.*
- FEMA 356/ASCE (2000). Siesmic rehabilitation prestandard, Federal Emergency Management Agency Washington, D.C.,USA.*