

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 projet de fin d'études
pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

Intitulé :

**Modèles analytiques simplifiés pour les profils de sol
hétérogènes : 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
Examinatrice	Mme. Djamilia CHERID	M.M.A	ENP

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 projet de fin d'études
pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

Intitulé :

**Modèles analytiques simplifiés pour les profils de sol
hétérogènes : 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
Examinatrice	Mme. Djamilia CHERID	M.M.A	ENP

ENP 2017

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، وإجراءات 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_0 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.

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.

Table des matières

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des symboles

INTRODUCTION.....	12
Chapitre 1	
1. Introduction.....	15
2. Modele de simulation des accelerations sismiques	15
2.1. Nonstationnarité temporelle:	16
2.2. Distribution de phases:	17
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	18
3. Conclusion.....	22
Chapitre 2	
1 Introduction.....	24
2 COMPORTEMENT OBSERVE DU SOL SOUS CHARGEMENT DYNAMIQUE	26
3 MODELISATION DU COMPORTEMENT DU SOL	26
3.1 Modèle élastique linéaire.....	26
3.2 Modèle viscoélastique linéaire équivalent	27
3.2.1 Approche de Seed-Idriss.....	27
3.2.2 Approche de Hardin - Dritevich	29
4 Présentation de la méthode linéaire équivalente	36
5	
Conclusion.....	37
Chapitre 3	
1. Introduction.....	45
2. Notions de propagation des ondes dans un milieu élastique	46
2.1 Equations d'ondes - Identification des différents types d'ondes sismiques.....	46
2.2 Plan de décomposition des ondes P-SV/ SH.....	49
2.3 Réflexion et réfraction des ondes à une interface	51
3 Propagation du mouvement sismique dans un profil de sol.....	53
3.1 Calcul de la fonction d'amplification dans un milieu élastique	53

3.1.1	Définition.....	53
3.1.2	Propagation d'onde SH dans un mono-couche surmontant un semi espace.....	53
3.2	Amortissement dans un milieu viscoélastique	56
3.2.1	Milieu viscoélastique	53
3.2.2	Prise en compte de l'amortissement	56
 Chapitre 04		
1.	Introduction	58
1.2.	Les caractéristiques des séismes horizontaux et l'effet de la géologie locale	60
1.3.	La prise en compte des codes de calcul	60
2.	Equation de base.....	61
3.	MÉTHODES APPROCHEES	63
4.	EVALUATION STATISTIQUES DES METHODES APPROCHEES	65
5.	Conclusion	79
CONCLUSION GENERALE.....		80
<i>BIBLIOGRAPHIE</i>		82

Liste des tableaux

Tableau 1.3 – valeurs de la durée T_s de la phase du mouvement forts pour différentes magnitudes de séisme	18
Tableau 2.1 – Exposant k dans l'équation fonction de l'indice de plasticité	33
Tableau 2.2 – Constantes de la déformation unitaire hyperbolique	37
Tableau 2.3 – Valeurs représentatives de D_{max}	37
Tableau 4.1 – Valeurs du coefficient sismique C_v	62
Tableau 4.2 – Résumé des méthodes approchées	66
Tableau 4.3 – Calcul de la période fondamentale par la méthode S du profil 500 lgts	68
Tableau 4.4 – Calcul de la période fondamentale par la méthode G du profil 500 lgts	70

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

Liste des figures

Fig 1.1-Forme de l'enveloppe proposée	17
Fig 2.1-Courbe effort-déformation.....	25
Fig 2.2- Définition de la déformation de référence.....	31
Fig 2.3- Méthode in-situ pour mesurer G_{max} d'une couche.....	32
Fig 2.4-Élément de sol.....	34
Fig 2.5- Définition de la contrainte ultime de cisaillement.....	34
Fig 2.6- Exemple de courbes	40
Fig 2.7-Exemple de courbes.....	41
Fig 2.8- Exemple.....	42
Fig 2.9- Exemple.....	43
Fig 3.1- Déplacement associés aux ondes P.....	50
Fig 3.2- Déplacement associés aux ondes SH-SV.....	51
Fig 3.3-Réflexion et Réfraction à une interface.....	52
Fig 3.4- Réflexion et Réfraction d'une onde SH dans une monocouche.....	53
Fig 4.1-Spectres d'accélération moyens pour différentes conditions de site.....	59
Fig 4.2-Dépôt de sol sur roche rigide.....	61
Fig 4.3-Profil de.....	63
Fig 4.4-La période fondamentale de la méthode 5 des deux couches successive d'un profil de sol..	65
Fig 4.5a- Méthode 1.....	71
Fig 4.5b- Méthode 2.....	72
Fig 4.5c- Méthode 3.....	72
Fig 4.5d- Méthode 4.....	73
Fig 4.5e- Méthode 5.....	73
Fig 4.6- Evaluation de la méthode 6.....	74

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_I 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.

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

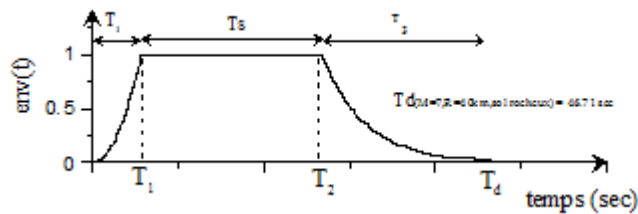


Fig. 1.1- Forme de l'enveloppe temporelle proposé par Jennings (1969)

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 contenuphasique 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 II

MODELE DE COMPORTEMENT DES SOLS SOUS CHARGEMENT DYNAMIQUE

1 Introduction

La nécessité de dimensionner des ouvrages importants vis à vis des risques sismiques requiert la connaissance du comportement des sols de fondation sous l'effet de chargements cycliques. Le comportement du sol change en fonction de la nature, de l'amplitude et des conditions d'application de son chargement. Les limites du domaine de sollicitation préalablement défini, permettent d'imposer les limites rhéologiques qui laisseront sélectionner le modèle adéquat de comportement de sol.

Ce chapitre a pour objet de présenter des lois rhéologiques retenues dans le cadre de notre travail pour modéliser le comportement du sol. La première attitude consiste à identifier le sol à un matériau au comportement élastique linéaire. La seconde attitude consiste à considérer le sol comme un matériau viscoélastique linéaire particulier, et pour lequel les caractéristiques du sol varient avec l'amplitude de déformation.

Nous illustrons deux approches relatives à ce dernier cas : celle de Seed-Idriss qui, en synthétisant un grand nombre de résultats d'essais en laboratoire, ont proposé des courbes moyennes pour quelques types de sols, ces courbes permettent de rendre compte du comportement du sol de manière approchée, sous sollicitation sismique. Celle de Hardin-Drnevich qui prend en compte la variation des paramètres caractéristiques du sol avec des lois de variation en fonction des grandeurs intrinsèques.

2 COMPORTEMENT OBSERVE DU SOL SOUS CHARGEMENT DYNAMIQUE

On peut simuler en laboratoire l'effet d'un tremblement de terre sur une couche de sol en appliquant un chargement cyclique sur des échantillons de sol. La figure qui suit présente l'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction de la déformation en cisaillement pour un échantillon de sol quelconque, soumis à un chargement symétrique en charge et décharge. Le chargement est caractérisé par une courbe de premier chargement (trait pointillé) suivie

d'une phase de décharge et d'une phase de recharge (trait plein). Ces deux phases constituent le cycle de chargement. Deux observations importantes peuvent être faites sur cette représentation dans le plan contrainte - déformation:

- La non linéarité de la relation contrainte-déformation, déduite de la courbure du premier chargement,
- La description d'un cycle ferme délimitant une surface, dont l'importance est directement liée à l'amplitude du cycle

Pour Seed & Idriss [42], en se basant sur l'hypothèse de l'absence de déplacements irréversibles et de variations volumiques significatives, deux caractéristiques essentielles contrôlent le mouvement d'un sol soumis à une sollicitation cyclique. Ces caractéristiques sont le module de rigidité au cisaillement G , qui régit la déformabilité du sol, et le coefficient d'amortissement interne D , qui rend compte d'une dissipation d'énergie par friction intergranulaire au cours du cycle, dont la valeur est égale à la surface de la boucle obtenue. La figure suivante schématise une boucle typique pour un cycle [34].

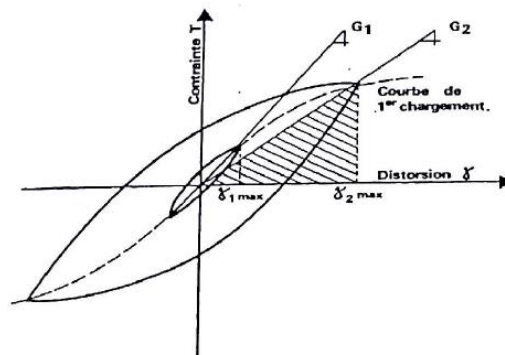


Figure 2.1 Courbe Effort-Déformation

La forme de cette boucle dépend du niveau de cisaillement, mais très peu avec les fréquences des sollicitations. Ceci caractérise ce qu'on appelle un amortissement d'hystérésis. Un amortissement visqueux est au contraire dépendant des fréquences [28],[34].

Dans ce travail, on pose le module de rigidité G égale au module sécant G_s qui est la pente de la droite joignant les extrémités de la boucle.

3 MODELISATION DU COMPORTEMENT DU SOL

Le sol est un matériau complexe et la description de son comportement par des modèles numériques nécessite des lois de comportements sophistiqués, avec un grand nombre de paramètres. Une modélisation correcte du site nécessite également des modèles géométriques qui soient les plus complets possible. Des simplifications peuvent être réalisées, elles sont liées à la modélisation du sol, à la géométrie et au signal sismique.

Le choix de la loi de comportement se fait dans le cadre d'une théorie donnée (élastique, viscoélastique, élastoplastique...). Le modèle choisi permet d'évaluer le comportement du sol soumis à des chemins de contraintes quelconques tel que ceux suivis in situ lors d'un séisme.

3.1 Modèle élastique linéaire

Les déformations du sol au cours d'une sollicitation sont le résultat de plusieurs mécanismes dont les effets peuvent se cumuler. Pour les faibles niveaux de déformation de cisaillement ($<10^{-5}$), le comportement du sol est élastique. Dans ce domaine, le sol est représenté par un seul ressort défini par la constante G représentant le module de cisaillement. La loi de comportement s'écrit [38],[40]:

$$\tau = G \cdot \gamma \quad (\text{II-1})$$

Avec τ = contrainte de cisaillement cyclique ;

γ = déformation de cisaillement cyclique.

Le caractère élastique signifie que la totalité de l'énergie emmagasinée au cours de la charge est restituée à la décharge, si l'on effectue une décharge, le trajet suivi dans le plan contraintes - déformations est identique à celui suivi lors de la charge. A la fin de la sollicitation, il n'y a pas de déformation résiduelle, et le sol retrouve son état initial.

Lorsque l'amplitude du niveau de déformation devient plus important ($>10^{-5}$), le module de rigidité au cisaillement diminue et le coefficient d'amortissement interne augmente avec l'amplitude de déformation induite dans le sol. Une loi élastique linéaire ne rend plus compte d'un tel comportement. Le sol présente un comportement anélastique avec des déformations irréversibles. Néanmoins, l'étude du comportement du sol à l'intérieur de son domaine d'élasticité est importante pour les problèmes de sollicitations sismiques de faibles amplitudes comme celles engendrées lors des essais géophysiques. Et pour tenir compte de ces

caractéristiques et approcher des solutions raisonnables, nous adoptons un module viscoélastique.

3.2 Modèle viscoélastique linéaire équivalent

3.2.1 Approche de Seed-Idriss

Cette seconde attitude consiste à penser que bien que des caractéristiques du sol varient avec l'amplitude de déformation, celles-ci ne varient pas suffisamment pour abandonner complètement l'approche linéaire. Seed & Idriss ont adopté cette attitude et élabore une approche dite linéaire équivalence. Dans ce cas, le sol est considéré comme un matériau viscoélastique linéaire particulier. De nombreux auteurs ont remarqué que la réponse d'une fondation, posée sur un sol soumis à une sollicitation harmonique, présentait de nombreux points communs avec la réponse d'un oscillateur simple. C'est à dire que le sol était assimilable à un matériau viscoélastique.

Du point de vue rhéologique, le comportement viscoélastique peut être représenté par le modèle élémentaire de la viscoélasticité de Kelvin Voigt. Dans ce modèle, le comportement élastique est représenté par un ressort de rigidité G , et le comportement visqueux par un amortisseur de viscosité η .

Contrairement au milieu élastique, le milieu viscoélastique se mémorise des sollicitations qui lui ont été appliquées au cours du temps. La viscosité affecte d'une manière très significative la propagation d'ondes. En représentation unidimensionnelle, la déformation d'un matériau viscoélastique au cours d'un cisaillement est régie par la loi suivante [3],[12],[34] :

$$\tau = G\gamma + \eta\dot{\gamma} \quad (\text{II-2})$$

τ : Contrainte de cisaillement

γ : Déformation de cisaillement

G : Module de cisaillement

η : coefficient de viscosité

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

Pour une sollicitation harmonique de cisaillement d'amplitude γ_0 et de pulsation ω , la distorsion est donnée par [38]:

$$\gamma = \gamma_0 e^{i\omega t} \quad (2-3)$$

La contrainte correspondante est donnée par :

$$\tau = (G + i\eta\omega)\gamma \quad (2-4)$$

Fait apparaître un module complexe qui est fonction de la fréquence de la sollicitation

$$G^*(\omega) = G + i\eta\omega \quad (2-4)$$

$$G^*(\omega) = G_r(\omega) + iG_i(\omega) \quad (2-5)$$

L'écriture du module complexe traduit le fait que sous sollicitation harmonique, la contrainte peut être décomposée en une composante en phase avec la déformation et une autre déphasée de 90°. L'apparition d'une boucle d'hystérésis sous sollicitation harmonique met en évidence une dissipation d'énergie dans le matériau qui est à la base de l'amortissement interne. L'énergie dissipée pour un cycle d'amplitude maximale γ_m , est donné par [34]:

$$\Delta w = \pi G_i(\omega) \gamma_m^2 \quad (2-6)$$

L'énergie emmagasinée dans le milieu viscoélastique est donnée par [34] :

$$w = \frac{1}{2} G_r(\omega) \gamma_M^2 \quad (2-7)$$

Par conséquent, pour le modèle viscoélastique, l'énergie dissipée au cours du cycle dépend de la fréquence de la sollicitation. Il a été déjà énoncée ci-dessus que pour les sols, l'énergie dissipée pendant le cisaillement, est indépendante de la vitesse de la déformation, l'amortissement est de nature plutôt hystérétique que visqueuse [28], [34].

L'approximation d'un comportement d'hystérésis par un comportement viscoélastique consiste donc à définir l'amortissement équivalent D_{eq} et le module équivalent G_{eq} qui puissent reproduire le mieux le comportement réel du sol. Pour avoir équivalence entre les énergies dissipées pour les deux systèmes, la partie imaginaire du module complexe doit être indépendante de la fréquence, soit $\omega\eta = \text{constante}$.

[Shnabel et al] ont introduit la relation reliant la viscosité à l'amortissement critique D du matériau, elle est donnée par [28]:

$$\omega\eta = 2GD \quad (2-8)$$

Ce qui donne pour le module complexe l'expression suivante :

$$G^* = G(1 + 2iD) \quad (2-9)$$

Qui n'est autre que la raideur complexe à résonance d'un oscillateur simple de raideur G Et de pourcentage d'amortissement critique D .

De cette façon la dépendance du pourcentage de l'amortissement critique sur la vitesse de déformation n'apparaît plus explicitement et la nature de l'amortissement n'est plus précisée.

De plus, pour approcher le comportement réel du sol dans le plan $\tau - \gamma$ sous chargement dynamique avec un tel modèle, il faut que les caractéristiques G et D varient avec l'amplitude de la sollicitation. Cette condition est satisfaite en ajustant la valeur de G et de D en fonction de l'amplitude de la déformation induite dans le sol.

Seed et Idriss se sont servis de nombreux résultats d'essais de laboratoire et in situ, pour présenter les paramètres cycliques G et D , en fonction de l'amplitude de la distorsion [41],[42]. Cette dépendance est illustrée par des fuseaux de courbes moyennes $G/G_0(y)$ et $D(y)$. Un exemple de ces courbes avec cette approche est donné à la fin du chapitre.

3.2.2 Approche de Hardin - Dritevich

Dans cette approche, le sol est considéré de la même façon que dans l'approche linéaire équivalente précitée, c'est à dire comme un matériau viscoélastique non linéaire particulier. La différence majeure réside dans la manière de prendre en compte la variation des paramètres caractéristiques du sol sous sollicitation dynamique.

La détermination du module de cisaillement G et de l'amortissement D , pour un niveau de déformation donné, s'est faite en laboratoire par les essais à la colonne résonnante pour obtenir les boucles d'hystérésis du matériau. Ce type d'essai permet la mesure du module de cisaillement à très petite déformation. Après consolidation isotrope sous une étreinte donnée et application de la contre pression nécessaire à sa saturation, l'éprouvette est mise en vibration forcée longitudinale ou transversale. La fréquence est modifiée jusqu'à obtention de la résonance. La fréquence de résonance est reliée au module G_s , et aux caractéristiques géométriques de l'éprouvette.

Dans leur étude, les auteurs se sont basés sur trois concepts fondamentaux pour développer les relations qui permettent de calculer G et D [20].

- Le premier concept consiste en la détermination de la déformation de référence dans le but de représenter l'amortissement en fonction de l'amplitude de la déformation par une courbe unifiée indépendamment de la pression effective de confinement.

- Le deuxième concept considère la relation qui existe entre le module de cisaillement et l'amortissement pour un cycle de chargement.

- Le troisième concept consiste à écrire les relations qui permettent de calculer la variation du module G et de l'amortissement D en fonction de l'amplitude de la déformation.

Ces relations sont vues très complexes à cause des différents paramètres qui affectent le comportement des sols. Les auteurs ont classifié, dans une première étape, les facteurs pouvant influencer les valeurs de G et de D en deux catégories, selon leur degré d'importance [21].

a-Facteurs à grande importance.

1. L'amplitude de la déformation.
2. La pression de confinement moyenne.
3. l'indice des vides.
4. le nombre de cycles.
5. Le degré de saturation.

b- Facteurs de moindre importance.

- I. La contrainte de cisaillement octaédrale.
2. Le degré de surconsolidation.
3. La cohésion et l'angle de frottement interne.

3.2.2.1 Détermination des paramètres physiques du sol

3.2.2.1.a Calcul de la déformation de référence

En se basant sur les résultats de plusieurs essais, Hardin et Drnevich ont conclu qu'on peut représenter l'enveloppe du diagramme contraintes-déformations($\tau - \gamma$) en cisaillement pour tous les sols par une courbe hyperbolique.

La courbe hyperbolique d'équation :

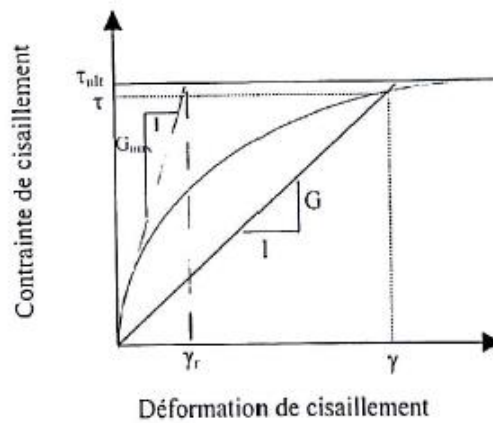


Figure 3.2 Définition de la déformation de référence

$$\tau = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{max}} + \frac{\gamma}{\tau_{max}}} \quad (2-10)$$

est asymptotique A une ligne horizontale définie par $\tau = \tau_{max}$, où τ_{max} est la contrainte de cisaillement à la rupture. La pente initiale de la courbe à l'origine est notée G_{max} , et est la valeur maximale que prend le module sécant G .

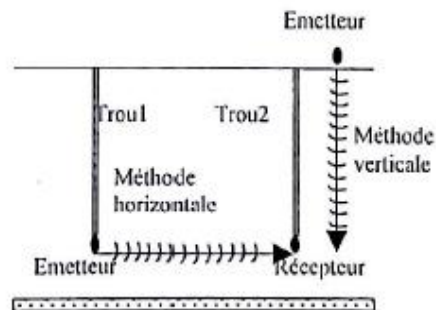
Le point d'intersection de la pente à l'origine avec la ligne $\tau = \tau_{max}$ référence telle que [17],[20] :

$$\gamma_r = \frac{\tau_{max}}{G_{max}} \quad (2-11)$$

Il faut connaître les valeurs de G_{max} et de τ_{max} afin d'estimer γ_r .

3.2.2.1.b.1 Calcul du module de cisaillement maximal des sols in situ

On peut déterminer la valeur maximale du module de cisaillement G_{max} , d'une couche de sol en mesurant la vitesse de propagation des ondes-s. Pour ce faire, on procède à des essais sur terrain (in situ) en utilisant des charges explosives. On retient deux méthodes souvent utilisées [17]:



- La méthode horizontale (cross hole),
- La méthode verticale (down hole).

Figure 3.3: Méthode in situ pour mesurer G_{max} d'une couche

Dans les deux cas, on mesure le temps t pris par la première onde de cisaillement pour parcourir une distance (d) connue entre l'émetteur et le récepteur. On peut estimer la vitesse de propagation des ondes —s, V_s , par la relation entre la distance, la vitesse et le temps.

$$V_s = \frac{d}{t}$$

On utilise l'expression (3-9) du chapitre (03) pour estimer le module de cisaillement maximum G_{max} .

3.2.2.1.b.2 Détermination du module de cisaillement en laboratoire

En se basant sur un grand nombre d'essais en laboratoire, Hardin et Drnevich [20] ont proposé l'équation empirique pour calculer le module de cisaillement maximum G_{max} aussi

bien pour les sols cohérents que pour les sables, par la formule suivante [3],[10],[17],[20],[22] :

$$G_{max} = 1230 \times \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} \times (OCR)^k \times \sqrt{\sigma_0}$$

Avec :

e : indice des vides

OCR : degré de surconsolidation

σ_0 : Contrainte moyenne principale effective(G_{max} et σ_0 : en Psi (pound square inch))

La valeur de k dépend de l'indice de plasticité du sol et peut être obtenue par interpolation de la table suivante [17],[20],[34] :

Tableau 3.21: Exposant k dans l'équation (2-12) fonction de l'indice de plasticité

PI	K
0	0
20	0.18
40	0.30
60	0.41
80	0.48
≥100	0.50

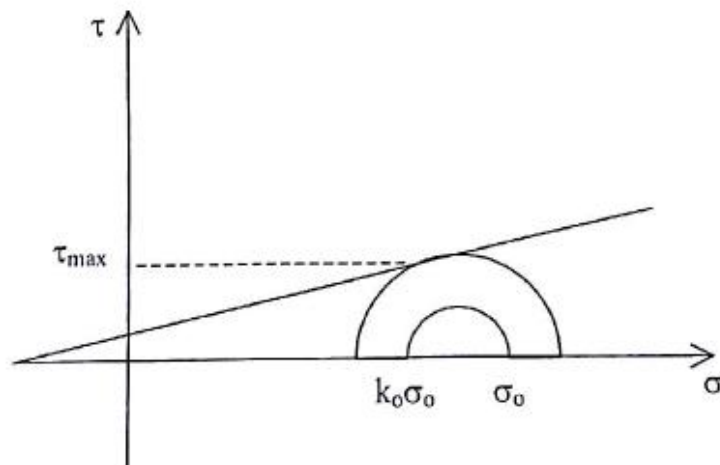
3.2.2.1.c Détermination de la résistance ultime en cisaillement du sol

Pour avoir la valeur de la résistance ultime en cisaillement τ_{max} du sol, les auteurs considèrent un élément de sol soumis simultanément à une contrainte effective verticale σ_0 et à une contrainte effective horizontale $k_0\sigma_0$, où k_0 représente le coefficient des poussées des terres au repos tel qu'il est illustré par la figure suivante:

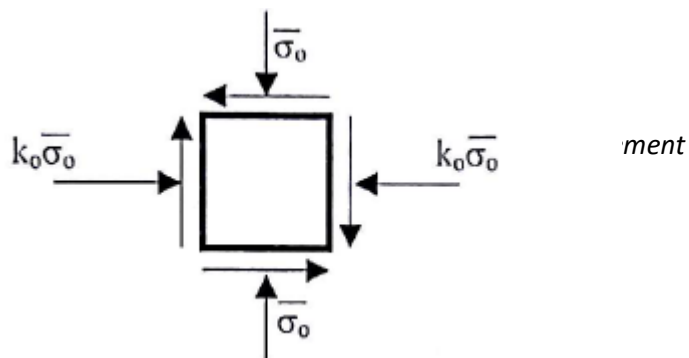
La résistance ultime en cisaillement de cet élément est donnée par l'intersection entre le cercle de Mohr correspondant à l'état de contraintes et la droite de rupture du critère de Mohr coulomb [17].

$$\tau_{max} = \left(\left[\frac{1+k_0}{2} \sigma_0 \sin \phi + C \cos \phi \right]^2 - \left[\frac{1-k_0}{2} \sigma_0 \right]^2 \right)^{\frac{1}{2}} \quad (2-13)$$

Figure 2.4: Élément de sol



k_0 : Coefficient des terres au repos



σ_0 : Contrainte verticale effective

C : Cohesion effective

ϕ : Angle de frottement interne

3.2.2.1.d Définition de la relation entre le module de cisaillement G et le coefficient d'amortissement visqueux équivalent D

La relation entre le module G et l'amortissement D est basée sur deux hypothèses fondamentales à savoir [20] :

- a- La pente de la boucle d'hystérésis juste après l'inversement du sens de chargement est égale au module G_{max}
- b- La surface de la boucle d'hysteresis A_L est proportionnelle à la surface du triangle A_{abc} illustré par la figure [II.1] tel que :

$$\frac{A_L}{2} = k_1 A_{ABC} \text{ où } k_1 \text{ est une constante.}$$

Ces deux hypothèses ont conduit au résultat suivant [17],[20] :

$$D = \frac{2k_1}{\pi} \left(1 - \frac{G}{G_{max}} \right) \quad (2-14)$$

Lorsque le module G est nul, alors l'amortissement D prend sa valeur maximale D_{max} tel que :

$$D_{max} = \frac{2k_1}{\pi} \quad (2-15)$$

La relation entre G et l'amortissement D s'écrit alors :

$$D = D_{max} \left(1 - \frac{G}{G_{max}} \right) \quad (2-16)$$

3.2.2.1.e Définition de la relation hyperbolique modifiée

Tel qu'il est énoncé dans le paragraphe [11.3.2.2.1.a], la forme usuelle de la relation hyperbolique entre la contrainte et la déformation est donnée par [11-10].

En divisant les deux membres de l'égalité de l'équation [II-10] par γ et par G_{max} et en remplaçant la déformation de référence par son expression, on aboutit aux équations suivantes [20]:

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (2-17)$$

$$\frac{D}{D_{max}} = \frac{\frac{\gamma}{\gamma_r}}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (2-18)$$

Si la relation contraintes - déformations pour les sols était réellement hyperbolique et si l'équation [II-16] donnant le coefficient d'amortissement était exacte, alors les équations [II-17], [II-18] doivent demeurer sans modification.

Les résultats des études menées par Hardin et Drnevich montrent que la relation contraintes - déformations n'est pas précisément décrite par (l'équation [II-10]), néanmoins, les équations [II-17] et [II-18] peuvent être modifiées pour mieux représenter le comportement réel des sols. On exprime la variation de l'amortissement critique équivalent et du module de cisaillement en fonction d'une déformation hyperbolique de cisaillement γ_h telle que [17],[20],[34]:

$$\gamma_h = \frac{\gamma}{\gamma_r} \left(1 + a \exp\left(-b \frac{\gamma}{\gamma_r}\right) \right) \quad (2-19)$$

Ainsi, les expressions [II-17] et [II-18] deviennent :

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \gamma_h} \quad (2-19)$$

$$\frac{D}{D_{max}} = \frac{\gamma_h}{1 + \gamma_h}$$

Dans l'équation [II-19], les constantes empiriques a et b pour différents types de sol sont obtenues expérimentalement.

Les valeurs empiriques représentatives pour ces constantes sont données par le tableau ci-après [17], [20], [34] :

Tableau 3.2: Constantes de la déformation unitaire hyperbolique de l'équation (2-19)

Type de sol	Valeur de a	Valeur de b
Sable sec et propre	$a_G = 0.5$	$b_G = 0.16$
	$a_D = 0.6(N^{-1/6}) - 1$	$b_D = 1 - N^{(-1/12)}$
Sable propre saturé	$a_G = 0.2 \log(N)$	$b_G = 0.16$
	$a_D = 0.54(N^{-1/6}) - 0.9$	$b_D = 0.65 - 0.65N^{-1/12}$
Sols cohésifs saturés	$a_G = 1 + 0.25(\log N)$	$b_G = 1.3$
	$a_D = 1 + 0.2(f^{1/2})$	$b_D = 0.2f(\exp(-\sigma_0)) + 2.25\sigma_0 + 0.3(\log N)$

3.2.2.1.f Détermination de D_{max}

Une procédure itérative est utilisée par les auteurs pour calculer D_{max} pour les sols. Les valeurs représentatives pour D_{max} sont données pour quelques types de sols dans le tableau suivant [17],[20],[34]:

Tableau 3.23 : Valeurs représentatives de D_{max}

Type de sol	Valeurs de D_{max}
Sable sec et propre	$33 - 1.5 (\log N)$
Sable saturé et propre	$28 - 1.5 (\log N)$
Argile saturée	$31 - (3 + 0.03f)\sigma_0^{\frac{1}{2}} + 1.5f^{1/2} - 1.5 (\log N)$

Nous remarquons à partir du tableau que D_{max} pour les sables propres dépend uniquement du nombre de cycles alors que pour l'argile saturée il dépend aussi de la contrainte effective σ_0 et de la fréquence.

4 Présentation de la méthode linéaire équivalente

La méthode dite linéaire équivalente développée au début des années 70 est l'une des méthodes les plus utilisées actuellement dans l'analyse de profils de sols sous sollicitations dynamique, constituées de couches horizontales soumis à un mouvement du sol dû à la propagation verticale d'ondes de cisaillement.

Elle rend compte de façon approchée des caractéristiques dissipatives fondamentales du comportement du sol sous sollicitations cycliques.

Dans cette méthode, on remplace le sol par un matériau linéaire avec un amortissement de telle sorte que la rigidité et l'énergie dissipée soient équivalentes à celles d'un matériau non linéaire. La linéarisation consiste à approcher le comportement du matériau non linéaire par un module linéaire équivalent dont les propriétés dissipatives sont équivalentes à celles du matériau réel.

On utilise le module sécant des courbes $\tau = f(\gamma)$, la loi de comportement s'écrit de façon identique au cas de l'élasticité linéaire :

$$\tau = G^* \gamma$$

Les non linéarités du sol ne sont prises en compte que de façon approchée à l'aide d'un processus itératif qui consiste à ajuster les caractéristiques G et D de chaque couche au niveau de la distorsion moyenne de la couche au cours de la sollicitation.

Le problème est résolu selon le processus itératif suivant [17],[28],[34]:

- Les valeurs initiales de G et D sont estimées pour chaque couche constituant le profil de sol.
- On forme les modules complexes

- On résout le problème de propagation d'onde dans un milieu élastique et on évalue la déformation maximale de cisaillement au cours du chargement, puis la distorsion moyenne $\gamma_m = \alpha \gamma_{max}$ ($\alpha = 50$ à 70%) dans chaque couche.
- A partir des courbes $G(\gamma)$ et $D(\gamma)$ de Seed ou des équations de Hardin, on détermine le module de cisaillement et l'amortissement correspondant à la distorsion moyenne calculée.
- Des itérations sont effectuées jusqu'à ce que les déformations calculées correspondent, avec une tolérance préalablement fixée, aux modules et amortissements estimés à l'étape précédente.
- On obtient à la fin des itérations, les caractéristiques G et D compatibles avec la déformation induite.

5 Conclusion

Dans ce chapitre, deux modèles de comportement ont été présentés pour mettre en évidence le comportement des sols sous sollicitation dynamique.

Pour une certaine gamme de déformation, le comportement du sol peut être approché par une loi élastique linéaire, sa définition se résume à la détermination du module de cisaillement G_0 . Ensuite, le sol est assimilé à un matériau viscoélastique non linéaire particulier. Ce comportement est caractérisé par deux paramètres, le module de rigidité au cisaillement et le coefficient d'amortissement interne; qui sont sensibles à l'amplitude de la sollicitation dynamique appliquée au sol. Ces caractéristiques sont sensibles à bien d'autres paramètres liés à l'état physique du matériau et aux sollicitations qui lui sont appliquées. Hardin-Drnevich ont montré les paramètres qui influent principalement sur la valeur de ces caractéristiques.

La différence majeure entre l'approche de Seed-Idriss et Hardin Drnevich, que nous avons utilisé dans le cadre de ce travail, réside dans la manière de prendre en compte la variation des paramètres caractéristiques du sol sous sollicitation dynamique. Au lieu d'ajuster les valeurs de G et D à partir de courbes expérimentales moyennes, des lois de variation de ces paramètres en fonction de grandeurs intrinsèques, sont introduites.

Des résultats comparatifs, relatifs à l'utilisation de ces modèles, sont présentés dans les chapitres suivants.

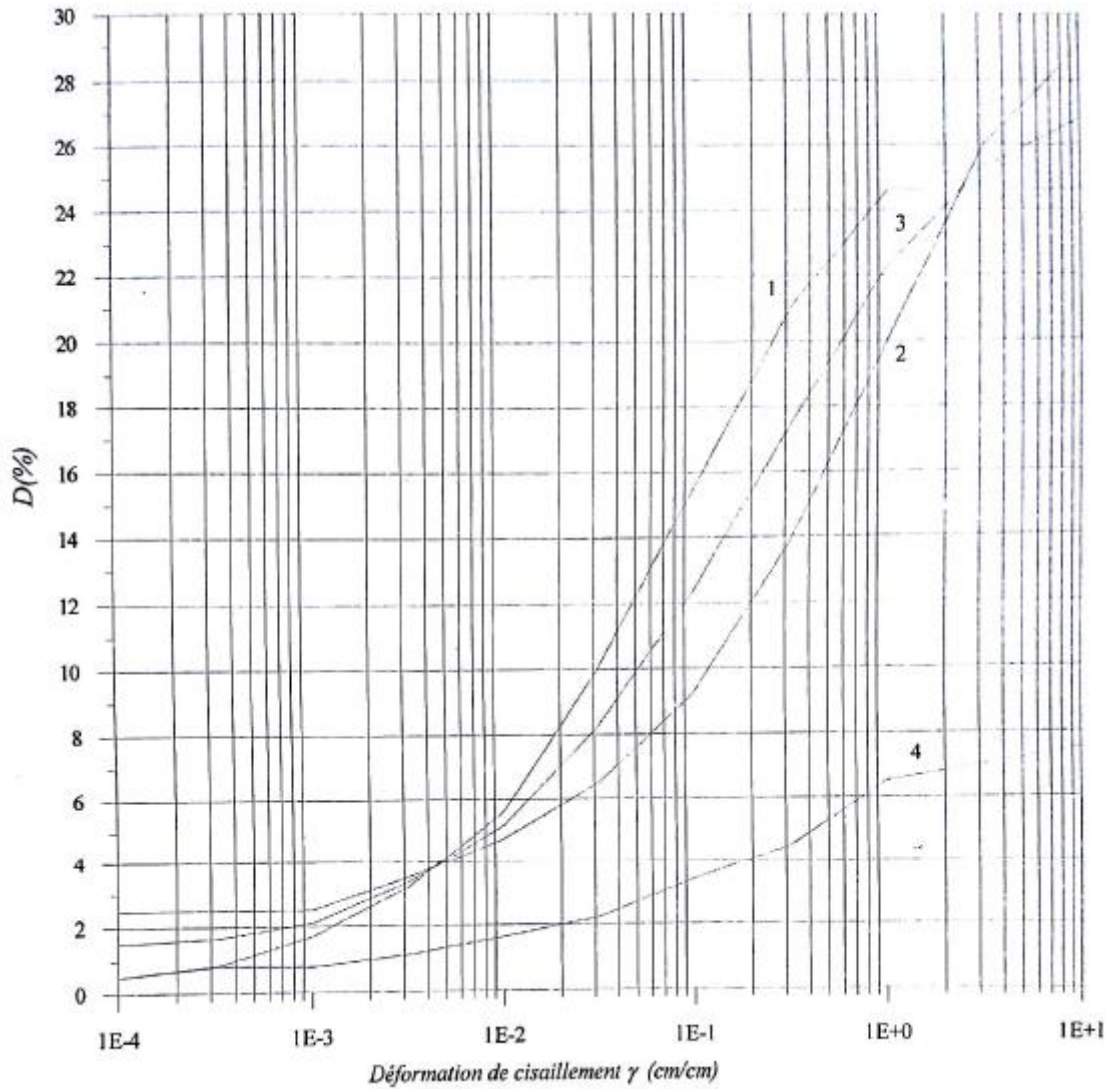


Figure 2-6: Exemple de courbes de variation du faux d'amortissement D (%) avec la déformation pour quelques sols avec l'approche de (Seed-Idriss, 1970)

- 1- Sand
- 2- Clay
- 3- Soil of average Characteristics
- 4- Rock

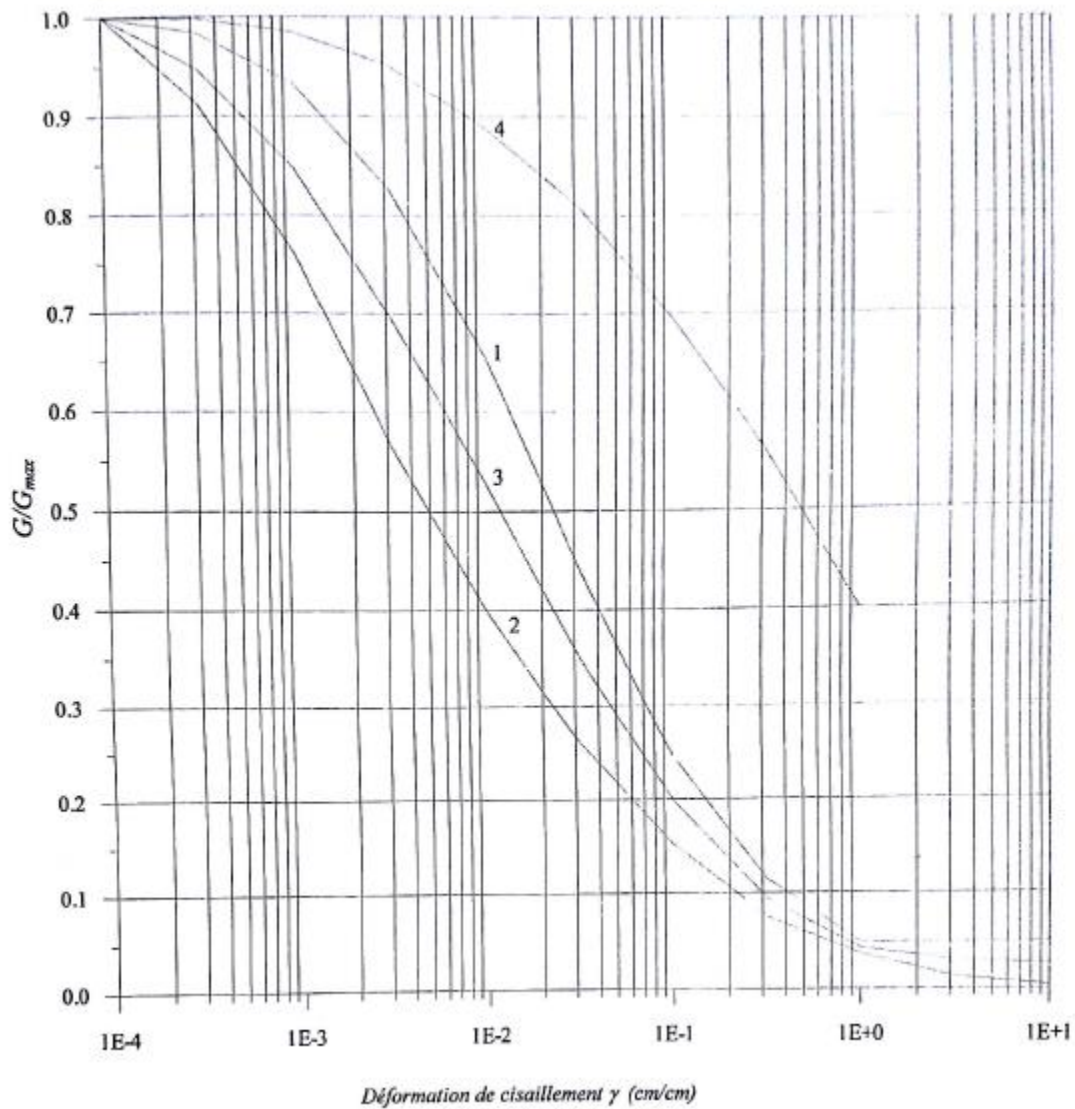


Figure 2-7 : Exemple de courbes de variation du module avec la déformation pour quelques sols avec l'approche de (Seed-Idriss, 1970).

- 1- Sand
- 2- Clay
- 3- Soil of average Characteristics
- 4- Rock

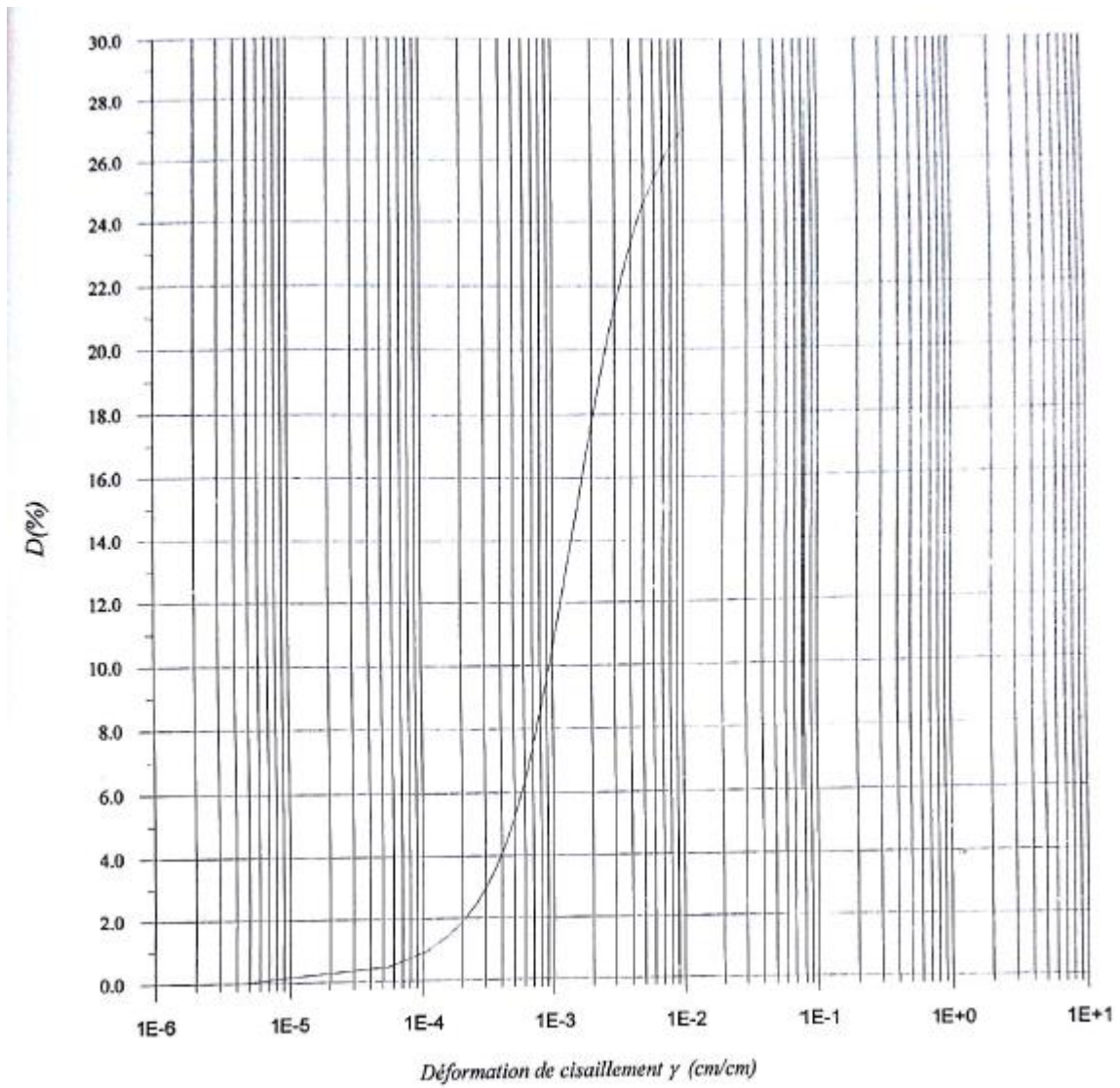


Figure 2-8: Exemple de courbe de variation du taux d'amortissement $D(\%)$ avec la déformation pour un sable, avec l'approche de Hardin-Drnevich

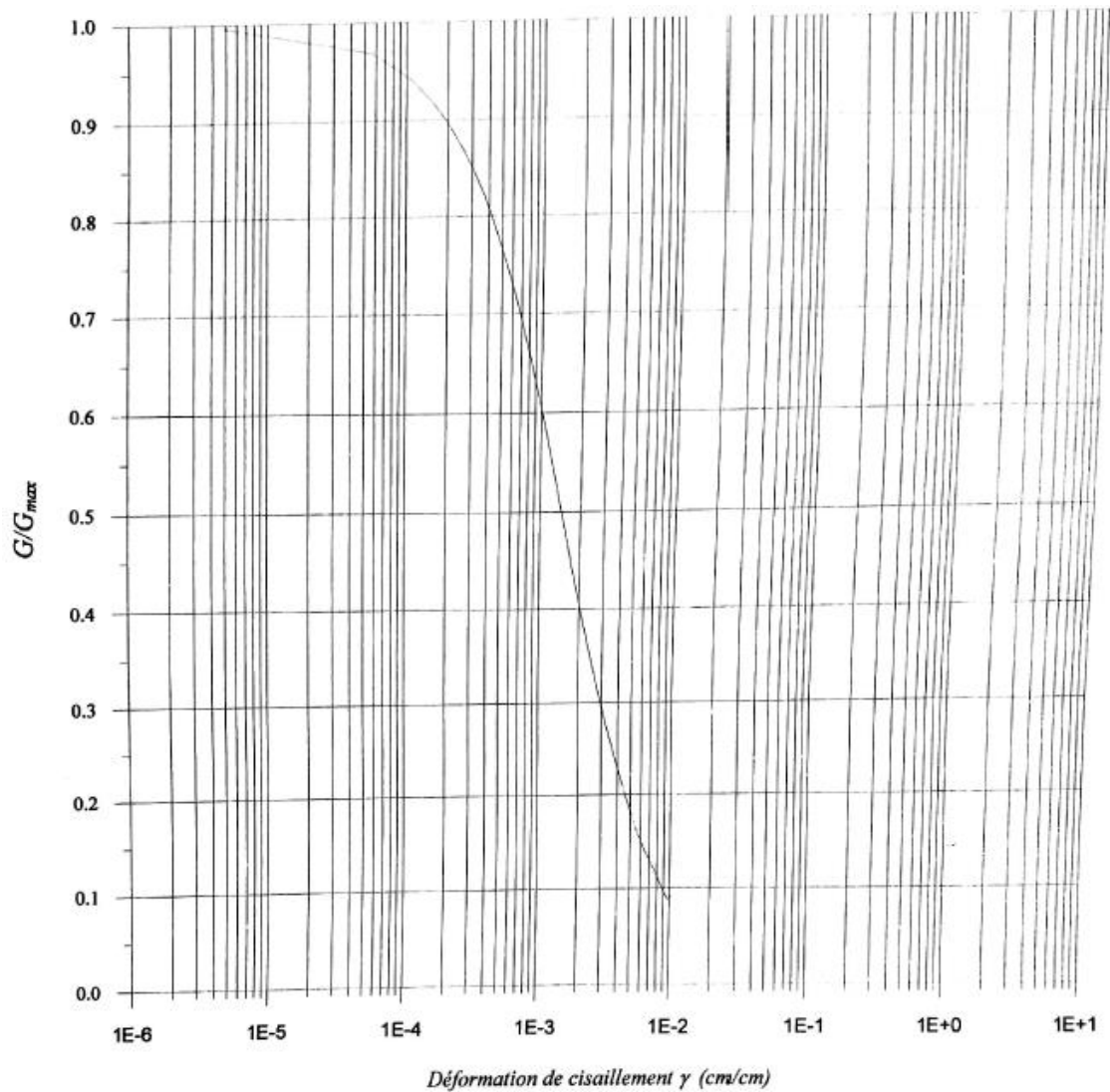


Figure 2-9: Exemple de courbe de variation du module avec la déformation pour un sable, avec l'approche de Hardin-Drnevich

CHAPITRE 3

CHAPITRE III

PROPAGATION D'UNE ONDE DE CISAILLEMENT SH D'UN PROFIL DE SOL

1. Introduction

Afin de répondre aux exigences du progrès technologique que le monde connaît ces dernières décennies, l'ingénieur est amené à concevoir des constructions et ossatures de plus en plus complexes. Des méthodes de calcul d'autant plus sophistiquées que compliquées ont été mises au point afin d'approcher le comportement réel de ces dernières.

Les précautions à prendre sont encore plus considérables quand il s'agit d'implanter ces structures dans des zones de haute sismicité.

Trois paramètres sismiques importants contribuent à causer des dommages aux structures :

- L'amplitude du mouvement du sol qui s'exprime par l'accélération maximale ;
- Le contenu en fréquences de l'accélérogramme au sol qui est évalué en traçant le spectre de Fourier, représentant la distribution en fréquences, de l'énergie contenue dans l'accélérogramme ;
- La durée du séisme qui est décrite par la durée des vibrations à forte amplitude, c'est à dire la durée du segment central d'un séisme qui cause généralement des dommages structuraux.

Des accélérogrammes sont enregistrés durant les séismes survenus dans le passé. De ce fait, il est question en premier lieu de choisir, lors du dimensionnement d'une structure donnée, quelques accélérogrammes qui peuvent caractériser le mouvement du sol attendu, et de voir par la suite comment ces derniers pourront être modifiés par les conditions locales du sol.

Le profil de sol joue le rôle de filtre du mouvement, amplifiant ces amplitudes sur une certaine gamme de fréquences et les réduisant sur d'autres.

Il s'agit dans ce chapitre d'une part, de rappeler certaines notions relatives à la propagation d'ondes dans un milieu élastique. On se limitera dans cette étude à la propagation des ondes planes harmoniques. Les solutions des équations de propagation sont données sous

formed'ondes planes, vu qu'à une grande distance de la source potentielle, la courbure du front d'onde est suffisamment faible pour assimiler l'onde à une onde plane.

2. Notions de propagation des ondes dans un milieu élastique

L'évaluation de la réponse d'un dépôt de sol à des excitations dynamiques causées par des sollicitations sismiques, relève mathématiquement de la théorie de la propagation d'ondes. En effet, ces excitations sont une source d'ondes qui se propagent dans le sol et transportent la perturbation sur des distances plus ou moins grandes dépendant de l'énergie communiquée, ainsi que de la capacité du sol à transporter cette de l'énergie libérée.

Lorsqu'un milieu élastique, initialement au repos, est soumis à des forces de volumes ou à des actions superficielles nouvelles, ou bien lorsque sa continuité est rompue le long d'une portion de surface, l'équilibre initial est rompu et un déplacement se produit de façon à rétablir un nouvel équilibre [2].

Le modèle théorique le plus simple consiste à faire l'hypothèse que l'écorce terrestre se comporte comme un milieu continu élastique et isotrope, dans lequel on peut appliquer la théorie d'élasticité. Ce modèle représente une situation idéale et néglige les effets suivants: [17]

- Les grandes déformations près de la source du séisme ;
- L'anisotropie géologique ;
- Les discontinuités près de la source du séisme, causées par les fractures et les failles dans l'écorce terrestre.

2.1 Equations d'ondes - Identification des différents types d'ondes sismiques

Dans le cadre de l'hypothèse de petits déplacements d'un solide élastique, homogène et isotrope, occupant un domaine Ω , limité par sa surface Γ et repéré par rapport au système de coordonnées défini par la base vectorielle (x,y,z) , le couple $[\underline{u}, \underline{\sigma}]$ caractérisé par le champ de déplacement $\underline{u}(\underline{x},t)$ et le tenseur de contraintes $\underline{\sigma}(\underline{x},t)$ correspondant à une densité volumique de forces $\underline{f}(\underline{x},t)$ et une masse volumique ρ , est un état élasto-dynamique s'il vérifie le système d'équations gouvernant le mouvement.

Suivant la deuxième loi de Newton, les équations d'équilibre dynamique s'écrivent : (ACHENBACH, 1973), (PECKER, 1984).

$$\operatorname{div} \underline{\sigma} + \underline{f} = \rho \left(\frac{\partial^2 \underline{u}}{\partial t^2} \right) \quad (3.1)$$

$$\frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + f_i = \rho \left(\frac{\partial^2 u_i}{\partial t^2} \right)$$

La loi de comportement élastique s'écrit :

$$\sigma_{ij} = \lambda \varepsilon_{kk} \delta_{ij} + 2\mu \varepsilon_{ij} \quad (3.2)$$

Avec :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} (u_{i,j} + u_{j,i}) \quad (3.3)$$

En remplaçant (3.3) dans (3.2) on aboutit à l'équation, en notation indicielle, suivante :

$$\sigma_{ij} = \lambda u_{kk} \delta_{ij} + \mu (u_{i,j} + u_{j,i})$$

En portant la valeur de σ_{ij} dans l'équation (3.1), on aura :

$$(\lambda + 2\mu) (\underline{\nabla} \cdot \underline{\nabla} \cdot \underline{u}) - \mu \underline{\nabla} \wedge \underline{\nabla} \wedge \underline{u} + \underline{f} = \rho \left(\frac{\partial^2 \underline{u}}{\partial t^2} \right) \quad (3.4)$$

Pour résoudre l'équation (3.4), on utilise une approche qui consiste à appliquer le concept de la décomposition d'HELMHOLTZ au champ inconnu et exprimer le champ \underline{u} en terme de dérivées de potentiels scalaire Φ et vectoriel $\underline{\Psi}$ tel que: (ACHENBACH, 1973), (PRAKASH, 1981).

$$\underline{u} = \underline{u}_1 + \underline{u}_2$$

avec :

\underline{u}_1 qui derive d'un potentiel scalaire Φ Le mouvement est irrotationnel.

\underline{u}_2 qui derive d'un potentiel vectoriel $\underline{\Psi}(\Psi_x, \Psi_y, \Psi_z)$ le mouvement est rotationnel.

$$\underline{u} = \underline{u}_1 + \underline{u}_2 = \underline{\nabla} \cdot \Phi + \underline{\nabla} \wedge \underline{\Psi} \quad (3.5)$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \underline{\nabla} \Lambda \underline{u}_1 = 0 \\ \underline{\nabla} \cdot \underline{u}_2 = 0 \end{cases} \quad (3.6)$$

En replacent le vecteur déplacement \underline{u} par sa valeur dans l'équation (3.4)

Et tenant compte du fait que :

$$\begin{aligned} \underline{\nabla} \Lambda \underline{u}_1 &= 0 \\ \underline{\nabla} \cdot \underline{u}_2 &= 0 \\ \underline{\nabla} \Lambda \underline{\nabla} \Lambda \underline{\Psi} &= \underline{\nabla} \cdot \underline{\nabla} \cdot \underline{\Psi} - \Delta \underline{\Psi} \end{aligned}$$

On aura :

$$(\lambda + 2\mu)[\underline{\nabla} \cdot \nabla^2 \phi] - \mu[\underline{\nabla} \Lambda \Delta \underline{\Psi}] + \underline{f} = \rho \left(\frac{\partial^2 (\underline{\nabla} \cdot \phi + \underline{\nabla} \Lambda \underline{\Psi})}{\partial t^2} \right) \quad (3.7)$$

En négligeant les forces volumiques, vu qu'elles produisent un effet relativement insignifiant sur la propagation des ondes sismiques, on aboutit aux deux équations aux dérivées partielles satisfaites par ϕ et $\underline{\Psi}$ suivantes:

$$\begin{cases} \Delta \underline{\Psi} - \frac{1}{v_p^2} \frac{\partial^2 \underline{\Psi}}{\partial t^2} = 0 \\ \Delta \phi - \frac{1}{v_p^2} \frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} = 0 \end{cases} \quad (3.8)$$

Avec

$$\begin{cases} v_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}} \\ v_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \end{cases} \quad (3.9)$$

On définit la constante par : $\mathfrak{R} = \frac{v_p}{v_s} = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\mu}}$

Les équations (3.8) représentent une classe d'équations linéaires aux dérivées partielles du second ordre, ce sont deux équations d'ondes qui sont des ondes de volume, longitudinale ou transversale dont les vitesses de propagation sont respectivement v_p et v_s .

Les deux équations aux dérivées partielles ont pour solutions générales données par: (AUMEN, 1998), (PECKER, 1981)

$$\Phi = A \exp\left(i \frac{\omega}{v_p} (v_p t - l_x x - l_y y - l_z z)\right) = A \cdot f_p \quad (3.10)$$

$$\underline{\Psi} = \underline{B} \exp\left(i \frac{\omega}{v_s} (v_s t - l_x x - l_y y - l_z z)\right) = \underline{B} \cdot f_s \quad (3.10)$$

Les composants l_x, l_y, l_z du vecteur \underline{l} représentent des cosinus directeurs de la direction de propagation des ondes.

On appelle le rapport $\left(\frac{\omega}{v}\right)$ le nombre d'onde et ω la fréquence circulaire.

Les fonctions (3.10),(3.11) vérifient les équations d'ondes (3.8) si :

$$l_x^2 + l_y^2 + l_z^2 = 1$$

$$\underline{l} \cdot \underline{B} = 0$$

Cette dernière expression implique donc que les vecteurs \underline{B} et $\underline{\Psi}$ sont perpendiculaires à \underline{l} . Le modèle de propagation des ondes élastiques a prouvé de façon mathématique, qu'un tremblement de terre produit deux types d'ondes de volume.

2.2 Plan de décomposition des ondes P-SV/ SH

Les équations d'ondes (3.10) et (3.11) indiquent que pour un milieu élastique isotrope, l'onde plane de volume peut être décomposée en une onde longitudinale et une onde transversale de cisaillement. La combinaison des équations (3.5), (3.10) et (3.11) nous permet d'écrire : (MELLAL, 1997), (PECKER, 1981).

$$\underline{u}_1 = \underline{\nabla} \cdot \phi = -\frac{i\omega}{v_p} A f_p \underline{l} = A_p f_p \underline{l} \quad (3.12)$$

$$\underline{u}_2 = \underline{\nabla} \Lambda \underline{\Psi} = \frac{i\omega}{v_s} f_s \underline{B} \Lambda \underline{l} = A_p f_p \underline{l} \quad (3.13)$$

Avec :

$$f_p = \exp\left(i \frac{\omega}{v_p} (v_p t - l_x x - l_y y - l_z z)\right)$$

$$f_s = \exp\left(i \frac{\omega}{v_s} (v_s t - l_x x - l_y y - l_z z)\right)$$

L'expression (3.12) montre que le déplacement \underline{u}_1 a lieu dans le sens de la direction de propagation, ce type d'onde est dit de compression ou onde P. D'autre part, l'expression (3.13) indique que le déplacement induit est dans un plan perpendiculaire à la direction de propagation, ce type d'onde est dit de cisaillement ou onde S.

Il est possible de décomposer le mouvement engendré par les ondes S en un mouvement dans un plan horizontal et un mouvement dans le plan vertical. Les ondes correspondant au mouvement horizontal sont dites SH et celles correspondant au mouvement vertical sont dites SV.

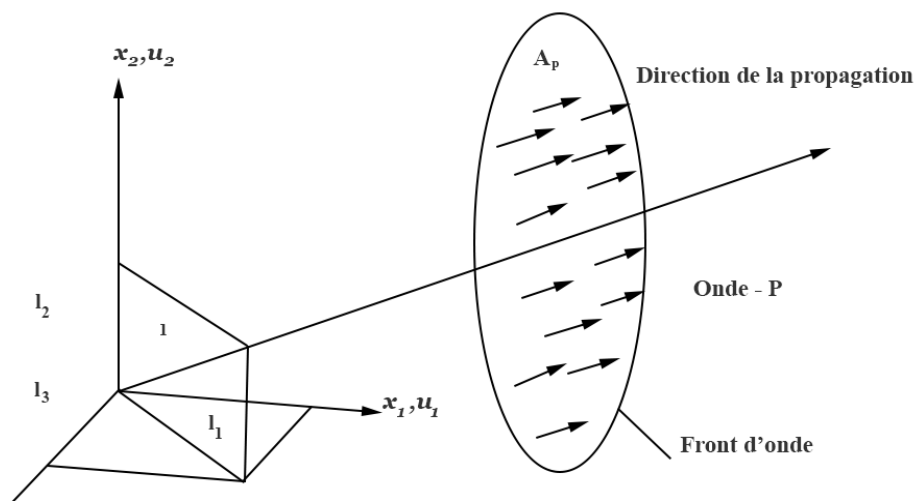


Figure 2.1: Déplacements associés aux ondes P

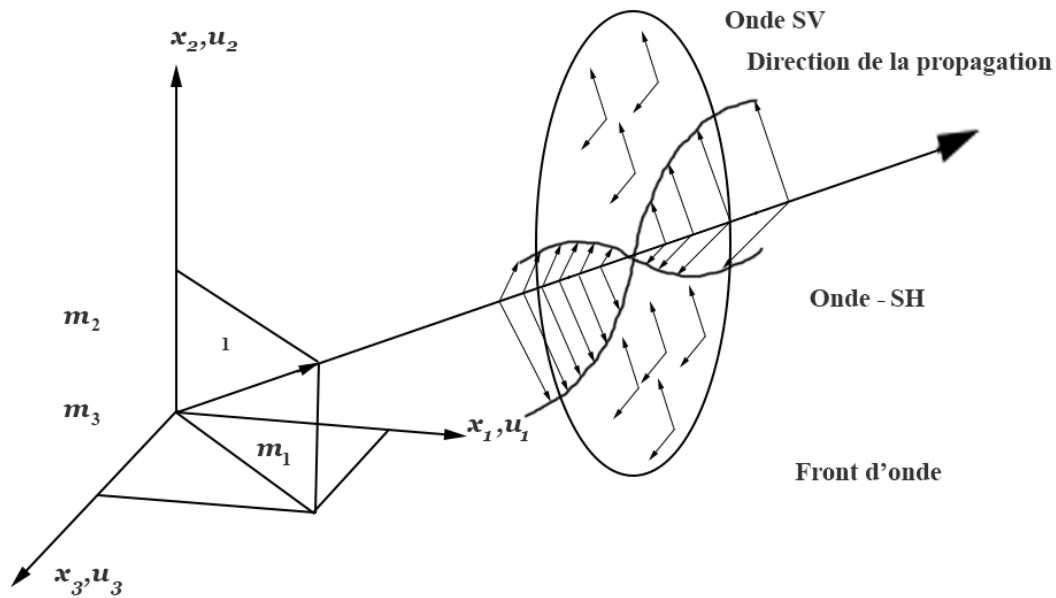


Figure 2.2: Déplacements associés aux ondes SH,SV

2.3 Réflexion et réfraction des ondes à une interface

Le profil de sol est schématisé par une superposition de couches sédimentaires de propriétés différentes. On matérialise la séparation de deux milieux successifs par une surface fictive appelée interface, au niveau de laquelle on considère qu'il y a continuité des déplacements et des contraintes. La surface dont la position est variable avec le temps ; qui est le lieu géométrique des points affectés à l'instant t de la même discontinuité cinématique, est appelée front d'onde.

Les deux fronts d'ondes les plus importants pour la prospection sismique sont :

- Celui qui marque l'arrivée de l'ébranlement longitudinal. L'onde longitudinale étant la plus rapide, ce front d'onde est celui qui sépare la partie du solide encore au repos et la partie du solide en mouvement.
- Celui qui marque l'arrivée de l'ébranlement transversal. Il correspond à un regain d'énergie. L'énergie longitudinale étant dissipée ou faible à l'origine.

Les trajectoires perpendiculaires aux fronts d'ondes sont appelées rais sismiques.

Lorsqu'un front d'onde heurte une surface de discontinuité des caractéristiques mécaniques, séparant le milieu 1 du milieu 2, dans lequel les propriétés physiques changent brusquement,

il se produit des phénomènes de réflexion ou de réfraction semblables à ceux observés en optique ; une partie de l'énergie revient en arrière dans le premier milieu, on dit qu'il y a réflexion à l'interface des deux milieux. Une autre partie passe dans le deuxième milieu, on dit qu'il y a réfraction. De plus, il se produit des changements de mode, une onde incidente donnant en général naissance à la fois à une onde longitudinale et à une onde de cisaillement s'appelle une onde convertible. Les ondes P et SV sont classées dans cette catégorie. (MARI, ARENS, CHAPPELLIER et GUADIANI, 1998).

Les lois de SNELL-DESCARTES de réflexion donnent les relations angulaires entre rais incidents, réfléchis et transmis (réfractés) pour différents types d'ondes.

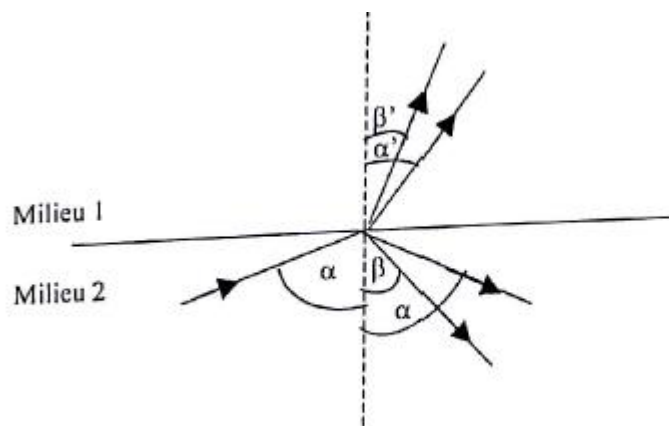


Figure 2.3: Réflexion et réfraction à une interface

La loi de SNELL s'écrit :

$$\frac{v_{p1}}{\sin \alpha} = \frac{v_{s1}}{\sin \beta} = \frac{v_{p2}}{\sin \alpha'} = \frac{v_{p1}}{\sin \beta'} = c \quad (3.14)$$

c : étant la vitesse apparente de propagation suivant la direction de la surface de séparation.

$v_{p1}, v_{p2}, v_{s1}, v_{s2}$ sont les vitesses de propagation des ondes longitudinales et transversales dans le milieu 1 et dans le milieu 2 respectivement.

$\alpha, \beta, \alpha', \beta'$ sont les angles des directions de propagation avec la surface de séparation des milieux.

3 Propagation du mouvement sismique dans un profil de sol

La connaissance des fréquences de vibration d'un sol représente une démarche considérable dans une étape d'avant-projet d'un ouvrage important, afin d'éviter ou de réduire le phénomène de résonance. Une manière de connaître ces fréquences est la détermination de la fonction d'amplification du profil de sol.

3.1 Calcul de la fonction d'amplification dans un milieu élastique

3.1.1 Définition

Etant donné un site, sur lequel on voudrait construire un ouvrage qui devrait résister au niveau d'aléa sismique de la zone. Pour connaître d'une part les fréquences de vibration et plus précisément la fréquence fondamentale de la couche de sol servant d'assise à l'ouvrage, pour les comparer aux fréquences de vibration de l'ouvrage, et l'amplification sismique produite par la couche de sol d'autre part, nous utilisons la fonction d'amplification.

3.1.2 Propagation d'onde SH dans un mono-couche surmontant un semi espace

Considérons le cas d'une couche homogène d'épaisseur h , surmontant un semi espace représentant le rocher.

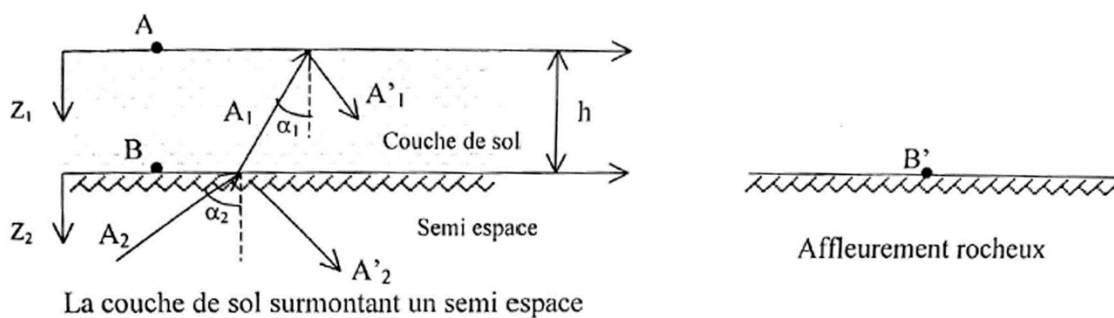


Figure 3.4: Réflexion et réfraction d'une onde SH dans un monocouche

En considérant des repères liés à chaque milieu, le déplacement horizontal dans chaque couche est le résultat de deux déplacements, l'un associé à l'onde incidente et l'autre à l'onde

réfléchi, produite lorsque l'onde incidente heurte la surface de discontinuité entre les deux milieux.

-Dans la couche de sol le déplacement s'écrit:(PECKER, 1981)

$$\begin{aligned}
 u_1 &= A_1 \exp\left(i \frac{\omega}{v_{S1}} (v_{S1}t - x \sin \alpha_1 + z \cos \alpha_1)\right) \\
 &\quad + A'_1 \exp\left(i \frac{\omega}{v_{S1}} (v_{S1}t - x \sin \alpha_1 + z \cos \alpha_1)\right) \\
 u_1 &= A_1 \exp\left(i \frac{\omega}{v_{S1}} (v_{S1}t - x \sin \alpha_1)\right) + A_1 \exp\left(i \frac{\omega}{v_{S1}} z \cos \alpha_1\right) \\
 &\quad + A'_1 \exp\left(i \frac{\omega}{v_{S1}} (v_{S1}t - x \sin \alpha_1)\right) + A'_1 \exp\left(i \frac{\omega}{v_{S1}} z \cos \alpha_1\right) \\
 u_1 &= (A_1 \exp(ip_1z) + A'_1 \exp(-ip_1z)) \exp\left(i \frac{\omega}{v_{S1}} (v_{S1}t - x \sin \alpha_1)\right) \quad (3.15)
 \end{aligned}$$

$$u_1 = (A_1 \exp(ip_1z) + A'_1 \exp(-ip_1z))f_1(x, t)$$

Avec :

$$p_1 = \frac{\omega \cos \alpha_1}{v_{S1}}$$

-Dans le semi espace :

$$u_2 = (A_2 \exp(ip_2z) + A'_2 \exp(-ip_2z)) \exp\left(i \frac{\omega}{v_{S2}} (v_{S2}t - x \sin \alpha_2)\right) \quad (3.16)$$

$$u_2 = (A_2 \exp(ip_2z) + A'_2 \exp(-ip_2z))f_2(x, t)$$

Avec :

$$p_1 = \frac{\omega \cos \alpha_2}{v_{S2}}$$

On applique les conditions aux limites à la surface libre $\tau_1 = 0$ pour $z = 0$

$$\tau_1 = \mu_1 \frac{\partial u_1}{\partial z}$$

$$\frac{\partial u_1}{\partial z} = (ip_1 A_1 \exp(ip_1 z) - ip_1 A'_1 \exp(ip_1 z)) f_1(x, t) = 0 \text{ pour } z = 0$$

$$ip_1 A_1 - ip_1 A'_1 = 0 \Rightarrow A_1 = A'_1$$

Les conditions de compatibilité à l'interface des deux milieux qui doivent être vérifiées en tout (x,t) nous permettent d'écrire :

$$u_1(h) = u_2(0)$$

$$\tau_1(h) = \tau_2(0)$$

Avec :

$$u_1(h) = (A_1 \exp(ip_1 h) + A_1 \exp(-ip_1 h)) f_1(x, t)$$

$$u_2(0) = (A_2 + A'_2) f_2(x, t)$$

$$\tau_1(h) = \mu_1 ip_1 A_1 (\exp(ip_1 h) - \exp(-ip_1 h)) f_1(x, t)$$

$$\tau_2(0) = \mu_2 (ip_2 A_2 - ip_2 A'_2) f_2(x, t)$$

En tenant compte de :

$$\frac{\sin \alpha_1}{v_{s1}} = \frac{\sin \alpha_2}{v_{s2}} \quad (\text{loi de snell})$$

On aboutit au système d'équation suivant :

$$\begin{cases} \mu_1 p_1 A_1 (\exp(ip_1 h) - \exp(-ip_1 h)) = \mu_2 p_2 (A_2 - A'_2) \\ A_1 (\exp(ip_1 h) + \exp(-ip_1 h)) = A_2 + A'_2 \end{cases} \quad (3.17)$$

On a :

$$\frac{\mu_1 p_1}{\mu_2 p_2} = \frac{\mu_1 \omega \cos \alpha_1 / v_{S1}}{\omega \cos \alpha_2 \mu_2 / v_{S2}}$$

En posant :

$$q = \frac{\mu_1 p_1}{\mu_2 p_2} = \sqrt{\frac{\rho_1 \mu_1}{\rho_2 \mu_2}} \times \frac{\cos \alpha_1}{\cos \alpha_2}$$

Les expressions de A_2 et A'_2 sont données par :

$$A'_2 = \frac{A_1}{2} [(1 - q) \exp(ip_1 h) + ((1 + q) \exp(-ip_1 h))] \quad (3.18)$$

$$A_2 = \frac{A_1}{2} [(1 + q) \exp(ip_1 h) + ((1 - q) \exp(-ip_1 h))] \quad (3.19)$$

Ces deux équations permettent de déterminer les amplitudes du semi espace en fonction de celle en surface.

3.2 Amortissement dans un milieu viscoélastique

3.2.1 Milieu viscoélastique

Dans les matériaux viscoélastiques, les fonctions contraintes - déformations sont linéairement reliées, mais les déformations dépendent non seulement de l'amplitude mais aussi du mode d'application des sollicitations. La vitesse de déformation joue un rôle important, agit directement sur les relations constitutives du milieu viscoélastique et se traduit par des modules complexes, dépendant de la fréquence, reliant les contraintes complexes aux déformations complexes. Les parties réelles représentent le comportement purement élastique et les parties imaginaires sont associées au comportement visqueux. (COUARRAZE et GROSSIORD, 1991), (PERSOZ, 1969), (SALENÇON, 1983).

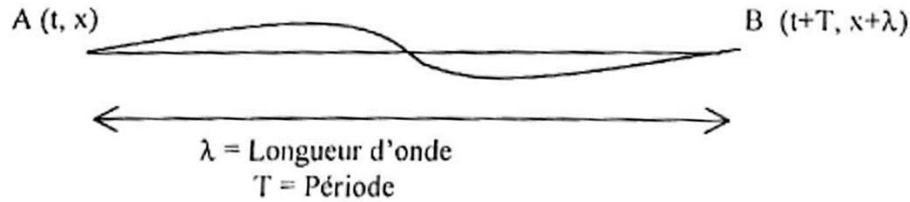
Par frottement interne, une partie de l'énergie se transforme en chaleur. Pour exprimer la friction interne du solide, on calcule la variation relative de l'énergie par cycle.

$$\frac{\Delta E}{E} = \frac{2\pi}{Q} \quad (3.20)$$

Avec E = énergie totale stockée dans le solide ;

Q = Facteur de qualité.

Dans le cas où l'on ne considère que l'atténuation spatiale :



L'expression du déplacement est donnée par :

$$u = u_0 \exp(-\xi x) \exp(i(kx - \omega t)) \quad (3.21)$$

La variation relative de l'énergie entre le point A et le point B s'écrit :

$$\frac{\Delta E}{E} = \frac{E - E'}{E} = 1 - \frac{E'}{E} = 1 - \exp(-2\xi\lambda) \quad (3.22)$$

En utilisant le développement limité de $\exp(-2\xi\lambda)$, sachant que ξ est une petite quantité, on aura :

$$\xi = \frac{\omega}{2 \cdot Q \cdot v} \quad (3.23)$$

Le déplacement s'écrit alors :

$$u = u_0 \exp i(\bar{k}x - \omega t) \quad (3.24)$$

Par analogie au cas non amorti :

$$\bar{k} = k + i\xi = k + ik^*$$

$$\bar{v} = \frac{\omega}{\bar{k}} = \frac{\omega}{k + ik^*} = \frac{\omega(k - ik^*)}{\bar{k}} = \frac{\omega k}{k^2} - i \frac{\omega k^*}{k^2} = (v - iv^*)$$

$$\bar{v} = \frac{\omega}{\bar{k}} = \frac{\omega}{k + ik^*} = \frac{\omega(k - ik^*)}{\bar{k}} = \frac{\omega k}{k^2} - i \frac{\omega k^*}{k^2} = (v - iv^*) \quad (3.25)$$

$$\frac{v^*}{v} = \frac{k^*}{k}$$

$$Q = \frac{\omega}{2v\xi} = \frac{k}{2\xi} = \frac{k}{2k^*} = \frac{v}{2v^*} \quad (3.26)$$

Pour les ondes de cisaillement :

$$Q_s = \frac{v_s}{2v_s^*}$$

L'utilisation du modèle viscoélastique pour les sols, qui exhibent un comportement à amortissement hystérétique sous sollicitations cycliques indépendant de la vitesse de déformation, est justifiée au chapitre deux.

3.2.2 Prise en compte de l'amortissement

L'amortissement est une grandeur fondamentale dans l'étude des phénomènes vibratoires en particulier au voisinage de la résonance. C'est lui qui permet à un système physique, mis en vibration à une fréquence égale à sa fréquence de résonance, de maintenir une amplitude de déplacement limité (MELLAL, 1997), (PECKER, 1981).

A titre d'exemple, la fonction d'amplification a été faite sans considérer l'effet de l'amortissement. Pour en tenir compte, on introduit un module de cisaillement complexe de la forme : [28]

$$G^* = G(1 + 2iD) \quad (3.27)$$

Où : D désigne le coefficient d'amortissement de la couche de sol considérée, il est exprimé en fonction du facteur de qualité Q_s par :

$$D = \frac{1}{2Q_s} \quad (3.28)$$

Les équations donnant la fonction d'amplification, relatives à un cas amorti s'obtiennent des équations précédentes établies pour un cas non amorti, en remplaçant le module de cisaillement réel par un module de cisaillement complexe et le terme v_s par $v_s(1 - 2iD)$ (MELLAL, 1997).

CHAPITRE 4

CHAPITRE 4

PROCEDURES SIMPLIFIES POUR L'ESTIMATION DE LA PERIODE FONDAMENTALE D'UN PROFIL DE SOL

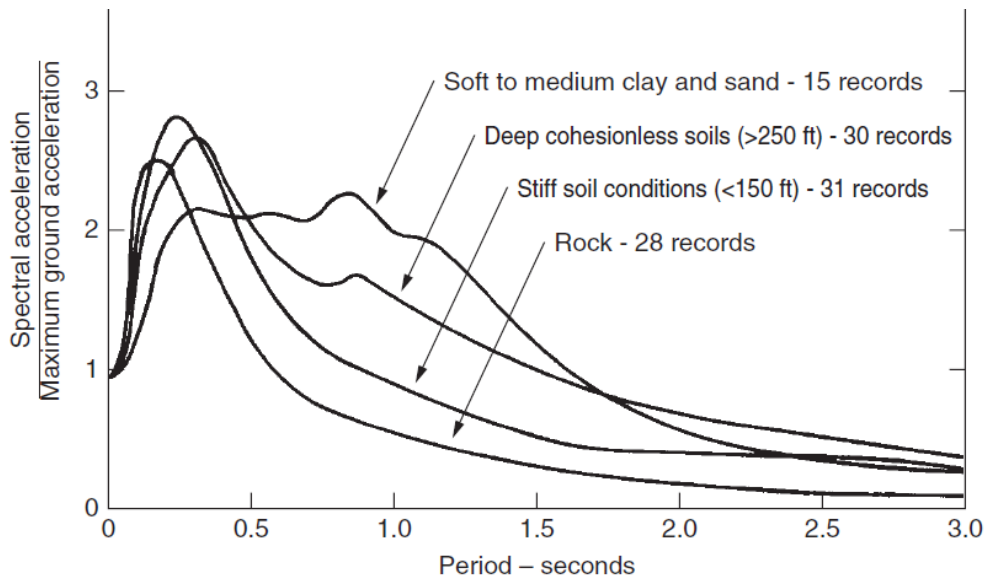
1. Introduction

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).

1.2. 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 la 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

Figure 4.1: Spectres d'accélération moyens pour différentes conditions du site (Seed et al., 1974).



4.1, 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 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, 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 profond ou doux 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.

1.3. La prise en compte des codes de calcul

L'expression contenue dans de UBC 97 pour calculer la force de cisaillement à la 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 1.4- 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 linéaire ou équivalent de sol linéaire de propriétés connues. Le dépôt de sol est modélisé comme un faisceau de cisaillement unidimensionnel et élastique sur une roche rigide. 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 $T1R$. 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

2. Equation de base

La figure 2 montre un faisceau de cisaillement élastique linéaire et en porte-à-faux représentant un profil de sol sur une roche rigide; Ce faisceau s'étend infiniment dans toutes les directions horizontales. Les paramètres du sol nécessaires pour le calcul de la période fondamentale, T (sec) du profil sont: la densité de masse ρ , la vitesse de l'onde de cisaillement, V et l'épaisseur du dépôt, H . En variante à V , le Module de cisaillement $G = \rho v^2$ peut être spécifié. La densité de masse est définie comme suit : $\rho = \gamma/g$, où γ = masse unitaire totale du sol, et g = accélération de la pesanteur = 32.2 ft / sec.

Ces paramètres varient en général avec la profondeur, z , comme le montre la figure 2.

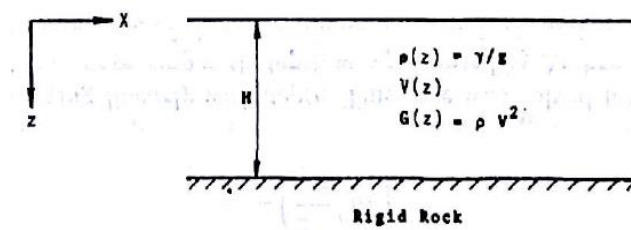


Fig.4.2 Dépôt de sol sur rocher rigide.

L'équation de mouvement des ondes de cisaillement qui se déplacent vers le haut et vers le bas de la colonne de sol est

$$\rho \frac{\partial^2 x}{\partial t^2} = \frac{\partial}{\partial z} \left(G \frac{\partial x}{\partial z} \right) \quad (4.3)$$

Où z = coordonnée verticale, t = temps et $x = x(z, t)$ est le déplacement horizontal du sol. La solution générale de $x(z, t)$ satisfaisant l'équation (4.3) est une série infinie. Si le sol vibre dans le premier mode à la fréquence fondamentale, ω (rad/sec), seulement le premier terme de la série doit être considéré. Dans ce cas, tous les points du sol vibrent en phase à la fréquence ω , et

$$x(z, t) = X(z)\exp(i\omega t)$$

Où $X(z)$ = première forme modale et $i = \sqrt{-1}$. Cette expression pour $x(z, t)$ est remplacée par l'équation (4.4), l'équation (3) peut être obtenue

$$\frac{d^2 X}{dz^2} + \frac{1}{G} \frac{dG}{dz} \frac{dX}{dz} + \frac{\rho \omega^2}{G} X = 0 \quad (4.4)$$

Deux conditions aux limites sont nécessaires pour résoudre l'équation (4.4); Ils correspondent à l'interface rocheuse étant un plan de déplacement relatif zéro et la surface du sol étant un plan de contrainte de cisaillement nul

$$X(H) = 0 \quad (4.5a)$$

$$\left(\frac{dX}{dz} \right)_{z=0} = 0 \text{ ou } G \left(\frac{dX}{dz} \right)_{z=0} = 0 \quad (4.5b)$$

L'équation (4.5b) est habituellement appropriée. Si $G = 0$ à la surface du sol, la première des équations (4.5b) doit être utilisée. Dans les équations (4.4) et (4.3), la variable de temps n'apparaît pas, et la seule variable laissée est la profondeur z . Toutes les formes modales infinies et les fréquences modales correspondantes satisfont l'équation (4.4), mais nous ne sommes intéressés que par la valeur la plus basse de ω et la forme $X(z)$ du mode associé qui satisfait les équations (4.4) et (4.5). Une fois que la fréquence fondamentale est obtenue, la période fondamentale, T , peut être calculée à partir de $T = 2\pi/\omega$. Pour la plupart des dépôts de sols, la densité, ρ Est approximativement constante avec la profondeur. Dans ce cas,

l'équation (4.4) peut être exprimée plus commodément en fonction de la vitesse de l'onde de cisaillement V .

Dans le cas de la densité constante, la seule propriété du sol nécessaire au calcul de ω et T est la distribution avec une profondeur de V (ou de G).

3. MÉTHODES APPROCHÉES

Des méthodes plus simples ont été utilisées par différents auteurs pour estimer la période fondamentale d'un profil tel que celui montré à la figure 4.3; Certaines de ces méthodes sont décrites dans le tableau 4.2. Les six méthodes approximatives présentées dans le tableau ont été sélectionnées pour l'étude et évaluation. L'UBC de 1976 proposé, comprend deux des procédures du tableau; elles sont la méthode 1 (moyenne pondérée des vitesses des couches) et la méthode 6 (Utilisation successive de la solution à deux couches) (SEAOC, 1974). Cinq des procédures du tableau ont été proposées et utilisées dans des publications, tandis que les méthodes 4 et 6 ont été développées au cours de l'étude de Dobry et al en 1976. Les méthodes 1 à 4 sont entièrement décrites dans le tableau 2, qui doivent être utilisées dans

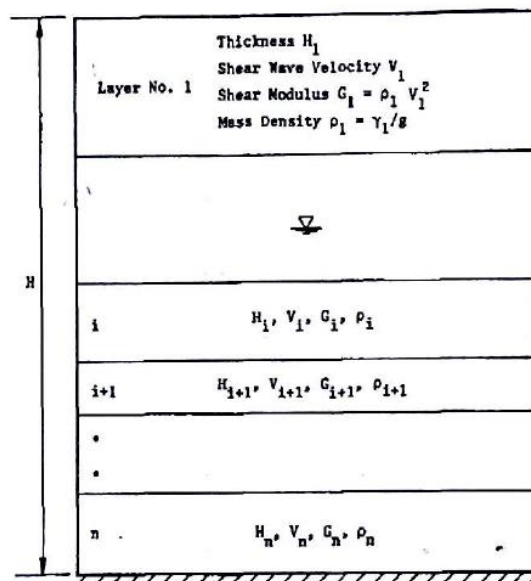


Fig.4.3 Profil de sol stratifié.

Tableau 4.2-Résumé des méthodes approchées

N° de la méthode	Description	Procédure	Références
1	Moyenne pondérée des vitesses des couches	$\bar{V} = \frac{1}{H_i} \sum_{i=1}^n V_i H_i$ $T \cong T_1 = 4H/\bar{V}$	Madera (1974) Schnabel et al. (1972)
2	Moyenne pondérée des modules de couches	$\bar{V} = \frac{1}{H_i} \sum_{i=1}^n V_i H_i$ $\bar{\rho} = \frac{1}{H_i} \sum_{i=1}^n \rho_i H_i$ $T \cong T_2 = 4H/\sqrt{\bar{G}/\bar{\rho}}$	Ambraseys (1959) Idriss (1966)
3	Somme des périodes de couches	$T \cong T_3 = \sum_{i=1}^n 4H_i/V_i$	Shima (1962) Zeevaert (1972) Okamoto (1973)
4	Équation basée sur la forme du premier modèle linéaire	$\omega_5^2 = \left(3 \sum_{i=0}^n V_i^2 H_i \right) / H^3$ $T \cong T_4 = 2\pi/\omega_5$	
5	Utilisation successive d'une solution à deux couches	Voir le texte	Madera (1970) Chen (1974) Urzua (1974)
6	Version simplifiée de la procédure Rayleigh	Voir le texte	

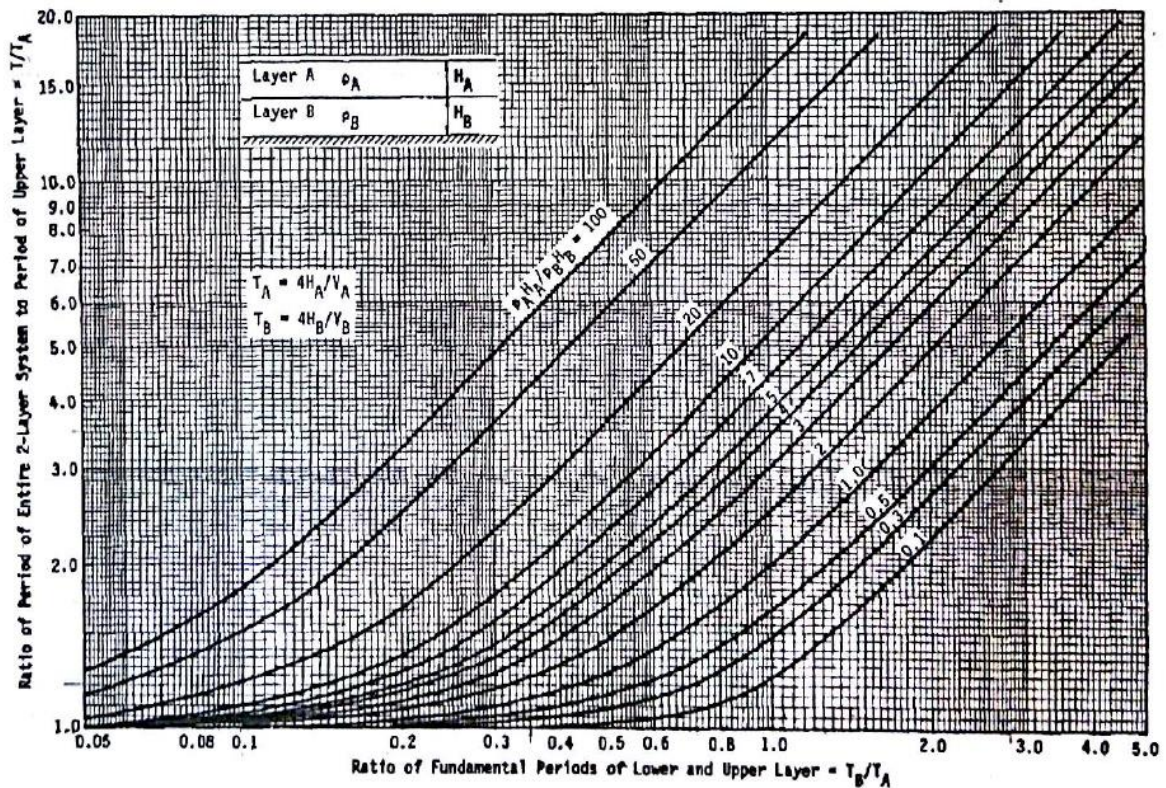
En conjonction avec la figure 4.3. Cependant, d'autres explications sont nécessaires pour les méthodes 5 et 6, et cette information est donnée ci-dessous.

Méthode 5

Utilisation successive de la solution à deux couches, cette méthode a été proposée par Dobry et Madera (Madera, 1970). Et elle est basée sur la solution de forme exacte pour un système à deux couches. La densité est supposée constante pour toutes les couches. La procédure comprend les étapes suivantes pour estimer la période fondamentale du système en couches esquissé dans la Figure 4.3.

- (a) Les deux couches supérieures sont supposées être situées sur la roche et leur période T_{1-2} est calculée au moyen du graphique de la Figure 4.4. Pour entrer dans le tableau, les valeurs suivantes sont utilisées à partir du profil réel: $T_A = 4H_1/V_1$, $T_B = 4H_2/V_2$ et $\rho_A H_A / \rho_B H_B = H_1/H_2$.
- (B) Les deux premières couches sont remplacées par une nouvelle couche supérieure, avec: $T_A = T_{1-2}$ obtenu à l'étape (a) et $H_A = H_1 + H_2$.

Fig.4.4 La période fondamentale de la méthode 5 des deux couches successive d'un profil de sol sur rocher.



- (C) L'interface rocher est supposée sous la couche 3 du profil et la période T_{1-3} du nouveau système est estimée par le biais du graphique de la Figure 4.4. Les valeurs pour entrer dans le diagramme sont: $T_A = T_{1-2}$, $T_B = 4H_3/V_3$ et $\rho_A H_A / \rho_B H_B = (H_1 + H_2)/H_3$.

(d) Les trois premières couches sont remplacées par une nouvelle couche supérieure, avec $T_A = T_{1-3}$, obtenue à l'étape (c) et $H_A = H_1 + H_2 + H_3$, etc.

(e) Le processus est répété jusqu'à ce que la dernière couche soit considérée. La période estimée du profil est.

$$T \cong T_6 = T_{1-n}$$

Exemple de calcul de la méthode 5 pour le profil du sol de la figure 4.5 est présenté dans le tableau 4.3.

Profil de 500 LGT

- De 0 m à 8.5 m argile avec $V_s= 230$ m/s
- De 8.5 m à 11.5 m mixtures $V_s= 350$ m/s
- De 11.5 m à 22.5 m argile $V_s= 500$ m/s
- De 22.5 m à 37.5 m argile $V_s= 550$ m/s
- De 37.5 m à 47.5 m argile $V_s= 580$ m/s
- Rocher $V_s= 1100$ m/s

Couche	H_a (m)	H_b	H_a/H_b	V_a (m/s)	V_b	T_a (s)	T_b	T_b/T_a	T/T_a	T(s)
1-2	8.5	3	2.83	230	350	0.148	0.034	0.231	1	0.148
1-3	11.5	11	1.04	350	500	0.148	0.088	0.6	1.05	0.155
1-4	22.5	15	1.5	500	550	0.155	0.109	0.7	1.7	0.264
1-5	37.5	10	3.75	550	580	0.264	0.069	0.31	1.2	0.31

Tableau 4.3-calcul de la période fondamentale par la méthode 5 du profil des 500 lgts à EL-ASNAM

Méthode 6

Version simplifiée de la procédure Rayleigh, cette méthode fournit à la fois une estimation de la période fondamentale et de la première forme modale du profil en couches. C'est une

Version simplifiée de la procédure exacte de Rayleigh décrite ci-dessus. Sa caractéristique principale est qu'elle peut être adaptée à l'utilisation avec un calculateur de bureau

programmable. L'algorithme de Rayleigh a une convergence très rapide; Les calculs sur de nombreux profils de sols dans la première itération diffèrent habituellement moins de 3 pour

H_i	$H - Z_{mi}$	V_i	X_i $X_1(0)$	$[(X_{i+1} - X_i)^2 / H_i] V_i^2$	$H_i(X_i + X_{i+1})^2$
-------	--------------	-------	-------------------	-----------------------------------	------------------------

cent du T exact. Si densité est supposée constante $\rho(z) = \rho$, pour la première itération, $j = 1$ et $X^{(j)} = X^{(1)} = 1$

$$X(z) \approx X^{(2)} = \int_0^z \frac{H - z_a}{V^2(z_a)} dz_a \quad (4.6)$$

Où $X(z)$ est la forme estimée du mode fondamental

Pour un système en couches, la valeur de X à la limite supérieure de la couche i , X_{i+1} peut être exprimée comme la valeur à la limite inférieure X_i , plus un terme incrémental. L'expression dérivée de l'équation (4.7) est

$$X_{i+1} = X_i + \frac{H - z_{mi}}{V_i^2} \quad (4.7)$$

Où X_i, X_{i+1} formes de modes fondamentaux estimées à la limite inférieure et supérieure de la couche ; H_i = épaisseur de la couche i ; $(H - z_{mi})$ = profondeur du point milieu de la couche i . L'équation (4.8) peut être appliquée successivement, en commençant par le bas (où $X_i = 0$), pour estimer X sur toutes les interfaces entre les couches. Une fois que ces valeurs X_i ont été calculées, une version modifiée de l'équation est utilisée pour estimer la fréquence fondamentale du profil, $\omega \approx \omega_6$ Les valeurs de X_i calculées à l'aide de l'équation (4.7) sont présentées à le tableau 4.4; La forme modale fondamentale $X(z)$ est également incluse pour la comparaison.

10	42.5	580	12.63×10^{-4}	0.053	1.59×10^{-5}
15	30	550	27.5×10^{-4}	0.0447	2.41×10^{-4}
11	17	500	35×10^{-4}	0.0127	4.3×10^{-4}
3	10	350	37.45×10^{-4}	2.39×10^{-3}	1.57×10^{-4}
8.5	4.25	230	44.28×10^{-4}	2.9×10^{-3}	5.68×10^{-4}
			Totale	0.12	1.41×10^{-3}

Tableau 4.4-calcul de la période fondamentale par la méthode 6 du profil des 500 lgts à EL-ASNAM

$$\omega_7^2 = \frac{4 \times 0.12}{1.41 \times 10^{-3}} \Rightarrow T = 0.34$$

Pour un système en couches ayant une densité constante, le numérateur et le dénominateur deviennent des nombres de nièmes, un pour chaque couche

$$\omega^2 \approx \frac{\sum_{i=1}^n V_i^2 \int_{z_i}^{z_{i+1}} \left(\frac{dX}{dz}\right)^2 dz}{\sum_{i=1}^n \int_{z_i}^{z_{i+1}} X^2 dz} \quad (4.10)$$

L'équation (4.10) peut être simplifiée si les variables dX/dz et dX sont remplacées par des constantes pondérées pour les valeurs pour la couche i

$$X \approx \frac{1}{2}(X_i + X_{i+1})$$

$$dX/dz \approx \frac{(X_{i+1} - X_i)}{H_i} = (H - z_{mi})/V_i^2$$

L'équation (4.8) devient

$$\omega^2 \approx \omega_6^2 = \frac{4 \sum_{i=1}^n \frac{(H - z_{mi})}{V_i^2} H_i}{\sum_{i=1}^n (X_i + X_{i+1})^2 H_i} \quad (4.11)$$

Et $T \approx T_6 = 2\pi/\omega_6$

L'équation (4.11) a une apparence impressionnante, mais elle est idéale pour une calculatrice programmable. Les propriétés des paramètres nécessaires ($V_i, X_i, H - z_{mi}$) peuvent être entrées couche par couche, une à la fois, à partir du bas du profil. La calculatrice calcule X_{i+1} . Au

moyen de l'équation (4.7), et elle calcule et ajoute les contributions de la couche i au dénominateur et au numérateur de l'équation (4.11). Un exemple de calcul de la méthode 6 pour le profil des 500 lgts est présenté dans le tableau (4.4). Chacune des cinq méthodes approximatives du tableau 4.2 a été évaluée par comparaison avec les résultats de la solution de la méthode 6 puisque cette dernière est recommandée pour l'usage pratique selon Dobry et al. 1976 et aussi au moyen d'une étude statistique utilisant 13 profils de sols de la région d'El-ASNAM. Le reste de ce travail présente les résultats de ces évaluations.

<p><u>SOGEDIA</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • De 0 m à 11 m argile avec $V_s=400$ m/s, $\gamma=19$ kN/m³ • De 11 m à 33 m mixture $V_s= 900$ m /s, $\gamma=23$ kN/m³ • Rocher $V_s= 1100$ m/s, $\gamma=24$ kN/m³ 	<p><u>GALERIES ALGERIENNES</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • De 0 m à 9 m argile avec $V_s=300$ m/s, $\gamma=17$ kN/m³ • De 9 m à 17 m mixture $V_s= 700$ m /s, $\gamma=23$ kN/m³ • Rocher $V_s= 1100$ m/s, $\gamma=24$ kN/m³
<p><u>ECOLE SHELIF</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • De 0 m à 15 m argile avec $V_s=350$ m/s, $\gamma=18$ kN/m³ • De 15 m à 27 m mixture $V_s= 450$ m /s, $\gamma=19$ kN/m³ • De 27 m à 35 m argile $V_s= 500$ m /s, $\gamma=20$ kN/m³ • Rocher $V_s= 1100$ m/s, $\gamma=24$ kN/m³ 	<p><u>CEM GHAZALI</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • De 0 m à 12.5 m argile avec $V_s=240$ m/s, $\gamma=16$ kN/m³ • De 12.5 m à 37.5 m mixture $V_s= 430$ m /s, $\gamma=20$ kN/m³ • De 37.5 m à 52.5 m argile $V_s= 600$ m /s, $\gamma=21$ kN/m³ • Rocher $V_s= 1100$ m/s, $\gamma=24$ kN/m³

<p><u>ECOLE OUM BROU</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • De 0 m à 9 m argile avec $V_s=240$ m/s, $\gamma=17$ kN/m³ • De 9 m à 13 m argile $V_s= 300$ m /s, $\gamma=18$ kN/m³ • De 13 m à 33 m mixture $V_s= 450$ m /s, $\gamma=20$ kN/m³ • De 33 m à 48 m argile $V_s= 600$ m /s, $\gamma=21$ kN/m³ • Rocher $V_s= 1100$ m/s, $\gamma=24$ kN/m³ 	<p><u>CEM GARE</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • De 0 m à 6 m argile avec $V_s=280$ m/s, $\gamma=17$ kN/m³ • De 6 m à 27 m argile $V_s= 750$ m /s, $\gamma=22$ kN/m³ • Rocher $V_s= 1100$ m/s, $\gamma=24$ kN/m³
<p><u>RESERVOIRE</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • De 0 m à 10 m mixture avec $V_s=650$ m/s, $\gamma=22$ kN/m³ • De 10 m à 35 m argile $V_s= 1300$ m /s, $\gamma=24$ kN/m³ • De 35 m à 85 m mixture $V_s= 1000$ m /s, $\gamma=23$ kN/m³ • Rocher $V_s= 1100$ m/s, $\gamma=24$ kN/m³ 	<p><u>VILLA</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • De 0 m à 6 m mixture avec $V_s=280$ m/s, $\gamma=17$ kN/m³ • Rocher $V_s= 800$ m/s, $\gamma=23$ kN/m³
<p><u>POLYCLINIQUE</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • De 0 m à 7 m sable avec $V_s=280$ m/s, $\gamma=18$ kN/m³ • De 7 m à 22 m argile $V_s= 750$ m /s, $\gamma=22$ kN/m³ • Rocher $V_s= 1000$ m/s, $\gamma=24$ kN/m³ 	<p><u>MASONERIE</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • De 0 m à 7 m sable avec $V_s=280$ m/s, $\gamma=17$ kN/m³ • Rocher $V_s= 900$ m/s, $\gamma=23$ kN/m³

<u>CENTRE CULTUREL</u>	<u>CEM BOUCA SAHNOUN</u>
<ul style="list-style-type: none"> De 0 m à 11 m mixture avec $V_s=300$ m/s, $\gamma=16.5$ kN/m³ Rocher $V_s= 900$ m/s, $\gamma=24$ kN/m³ 	<ul style="list-style-type: none"> De 0 m à 5 m mixture avec $V_s=200$ m/s, $\gamma=16$ kN/m³ Rocher $V_s= 800$ m/s, $\gamma=23$ kN/m³

Caractéristiques des 13 profils d'EL-ASNAM

4. EVALUATION STATISTIQUES DES METHODES APPROCHEES

L'évaluation des six méthodes du tableau 4.3 était de comparer les valeurs de T. Pour tous les cas, les valeurs estimées de T_i ont été calculées par chaque méthode approximative. Enfin, les ratios entre les valeurs estimées ($T_1 \dots T_5$) et la valeur de la méthode simplifiés de Rayleigh (T_6) ont également été calculés pour les 13 profils d'El-Asnam . Les histogrammes de ces rapports sont présentés pour chaque méthode de la figure 4.5.

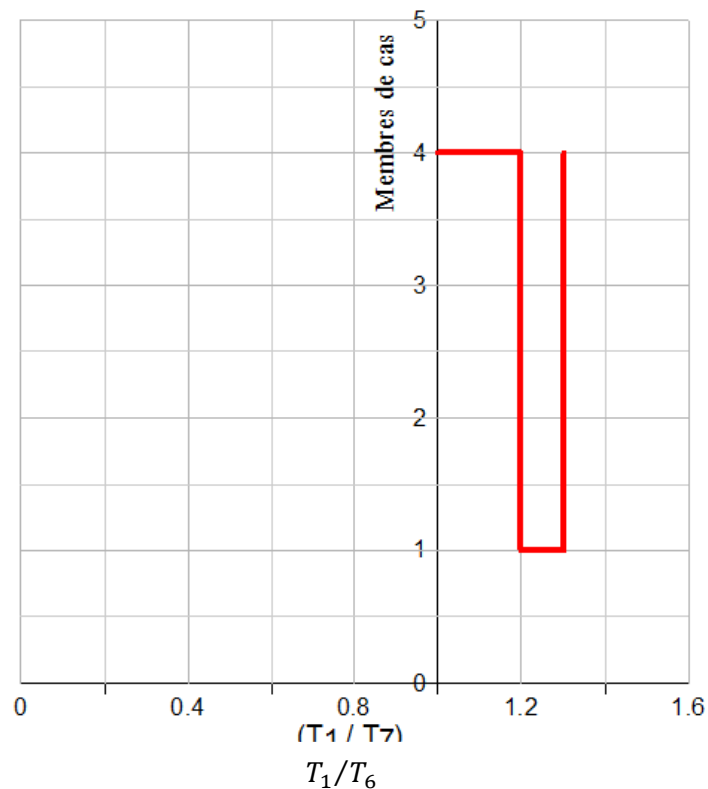


Figure4.5a. Méthode 1

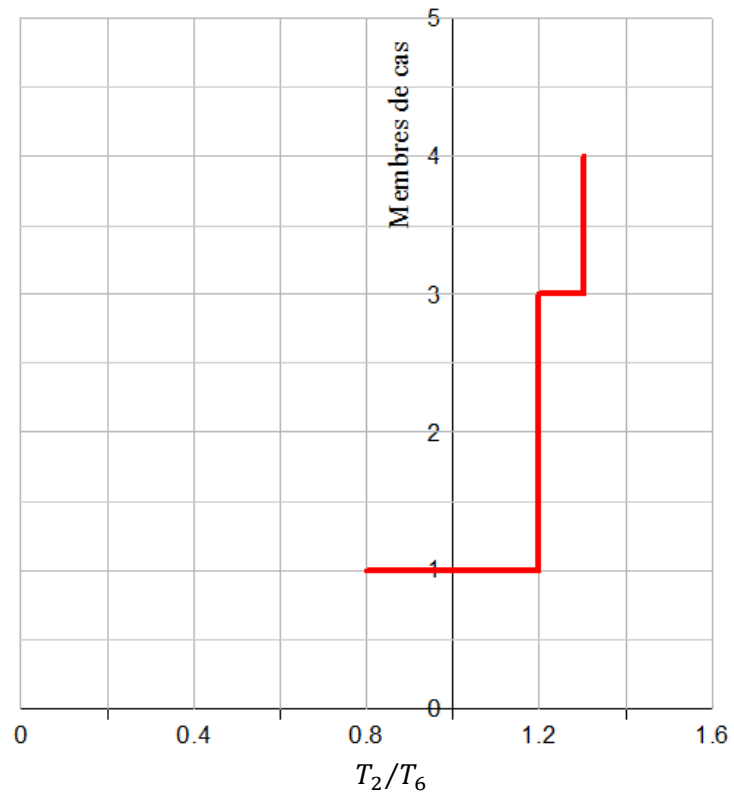


Figure4.5b. Méthode 2

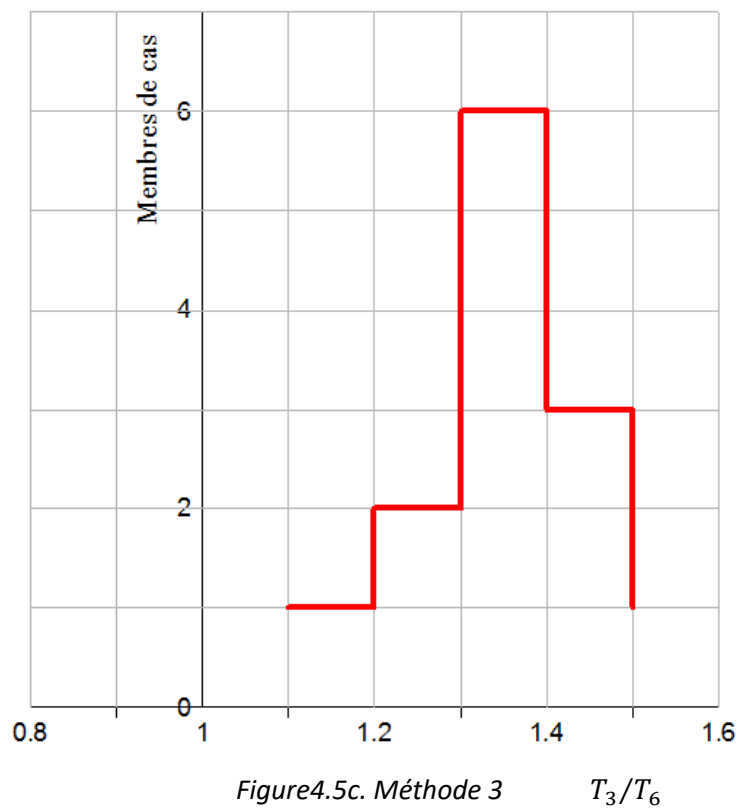


Figure4.5c. Méthode 3

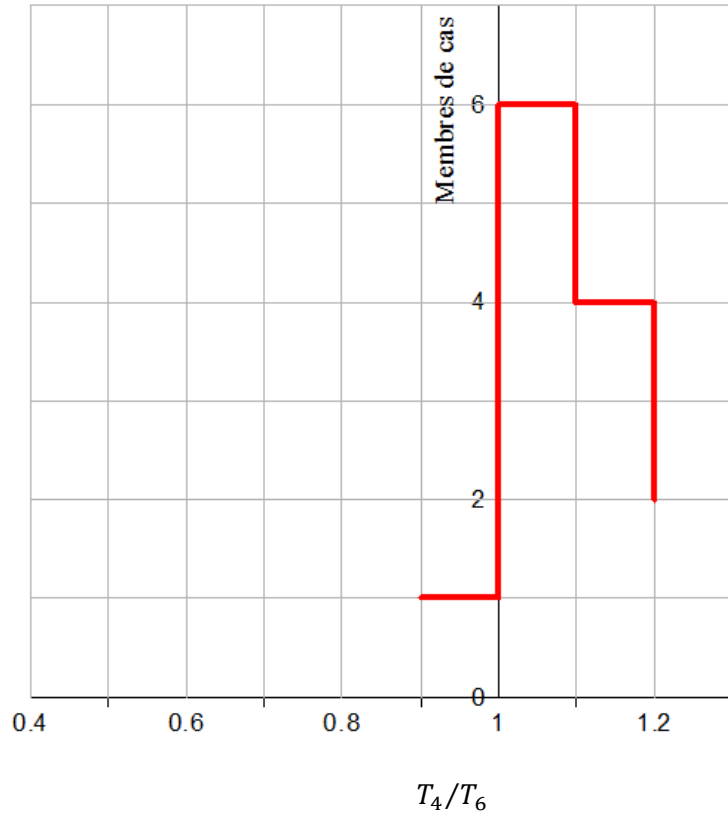


Figure 4.5d. Méthode 4

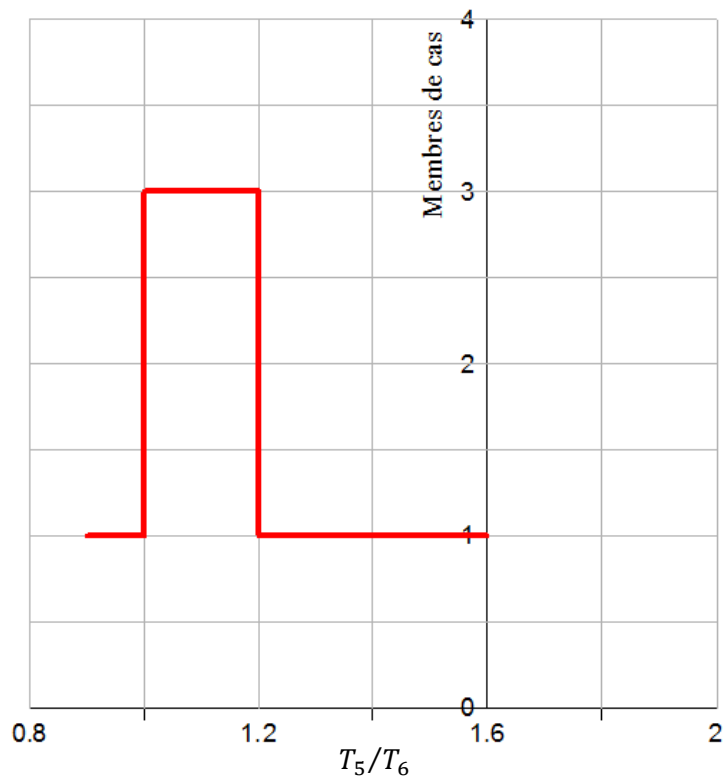


Figure 4.5e. Méthode 5

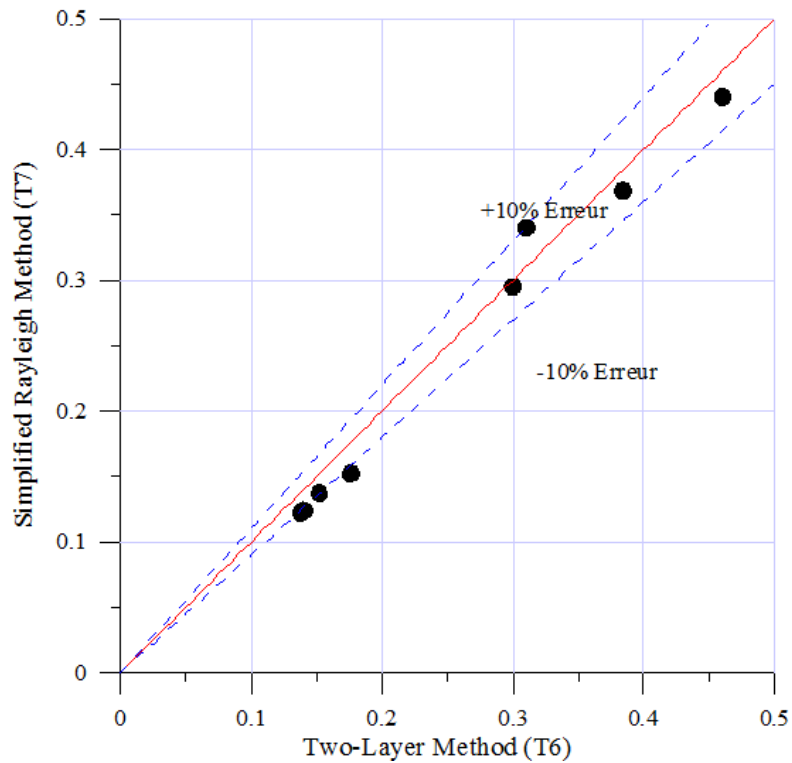


Figure 4.6 Evaluation de la méthode 6

Discussion des résultats :

La comparaison des histogrammes montrés à la figure 4.5 indique que les méthodes 4 et 5 ont donné des estimations beaucoup meilleures de la période pour les profils étudiés que les trois autres procédures. La méthode 5 (Utilisation successive de la solution à deux couches) a donnée dans tous les cas des erreurs inférieures à 10%. Respectivement. Les mêmes informations utilisées pour l'histogramme pour la méthode 5 de la figure 4.5e a été repliée à la figure 4.6 en tant que graphique de T_5 versus T_6 . Ces résultats sont compatibles avec l'évaluation de la méthode 5 effectuée par Dobry (1972). La Méthode 7 (Version simplifiée de la Procédure Rayleigh) donne dans tous les cas des erreurs de moins de 10%, comme le montre Dobry (1976) dans son article. Les méthodes 1, 2, et 3 peuvent être regroupées, car elles présentent un comportement similaire. Chaque méthode a donnée, pour la plupart des profils, des erreurs à 20 pour cent, pour les méthodes 1 et 2, les pics des histogrammes de la figure 4.5 sont situés à des valeurs de l'abscisse un peu plus grandes que 1,2. La méthode 3 (Somme de la période de couches) a donnée, pour la majorité des cas, des erreurs supérieures

à 20%. Le pic de l'histogramme de la figure 4.5c se trouve à $T_3/T_6 \approx 1.25$. Pour la plupart des profils, la méthode a surestimé la valeur de T. La méthode 4 (Équation basée sur la forme du premier modèle linéaire) a donnée des résultats remarquables même si Dobry (1976) l'a classée avec les trois premières méthodes puisqu'elle a révélée des résultats de la même tendance dans son travail, un examen des profils associés aux erreurs les plus importantes lors de l'utilisation des méthodes 1, 2 et 4 a montré que ces profils avaient toujours des sauts de grande vitesse entre les couches adjacentes. Par conséquent, le principal facteur dans la mauvaise performance de ces procédures était leur incapacité à tenir compte des contrastes de vitesse entre les strates. Cela aide également à expliquer le succès des méthodes 6 et 7, ce qui correspond mieux aux sauts de grande vitesse entre les couches adjacentes (Dobry et al, 1976).

Un nouveau paramètre a été défini pour quantifier cet effet. le Minimum Velocity Contrast. Pour un profil donné, le contraste minimal de vitesse est la valeur minimale de V_{k+1}/V_k ou V_k/V_{k+1} , où V_k et V_{k+1} sont les vitesses des vagues de deux couches adjacentes. Le ratio défini de cette façon est toujours inférieur à un. Les valeurs du contraste minimal de vitesse ont été calculées pour tous les profils étudiés. La figure 4.7 présente le rapport T_1/T_6 contre le contraste minimal de vitesse. Ces résultats illustrent la nécessité de restreindre l'utilisation des méthodes de moyenne 1, 2 et 5 aux profils ayant une variation uniforme de la vitesse avec la profondeur. Les figures 4.5a et 4.7 suggèrent que la méthode 1 (moyenne pondérée des vitesses) peut être utilisée pour estimer la période T, généralement avec une erreur de moins de 20 pour cent, pour les profils de sol se conformant simultanément aux deux restrictions suivantes:

- a) Vitesse minimale Le contraste du profil est supérieur à 0,5, et
 - (b) La vitesse de l'onde de cisaillement du profil ne diminue pas nettement avec la profondeur.
- Si des erreurs sont inférieures à 10 pour cent, la méthode 5 ou 6 devrait être utilisée.

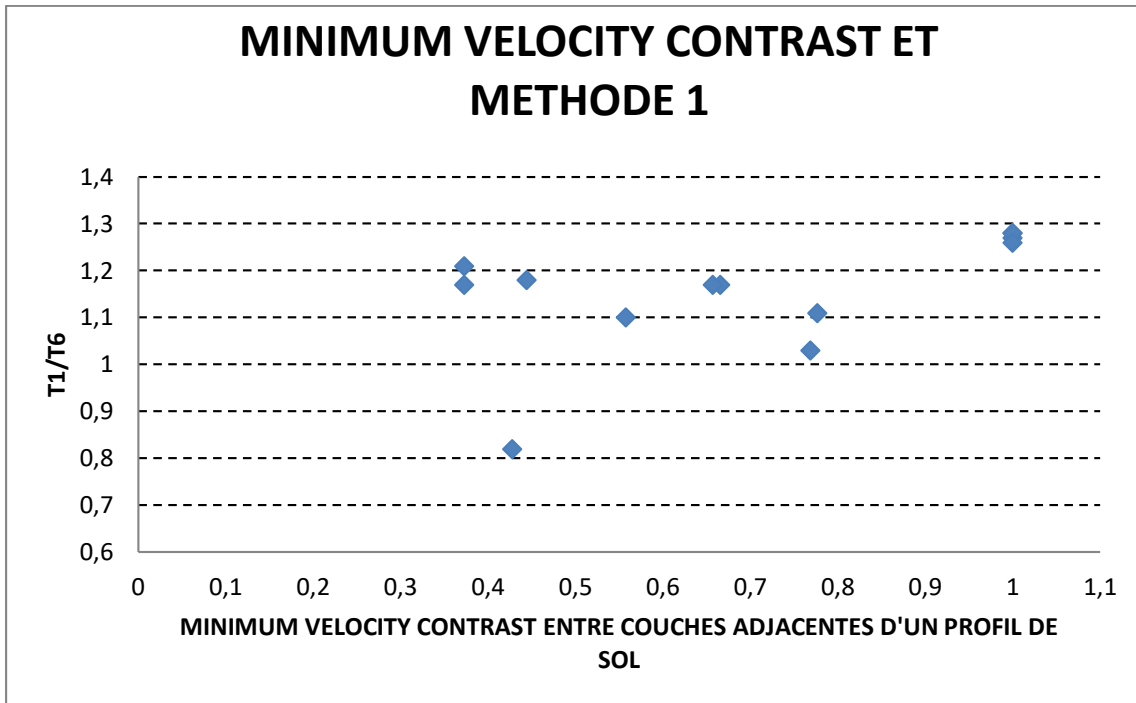


Figure 4.7 Minimum velocity contrast et méthode 1

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

Le calcul a été fait par le programme SHAKE en deux fois, R étant la dégradation qui le rapport G/G_0 , 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

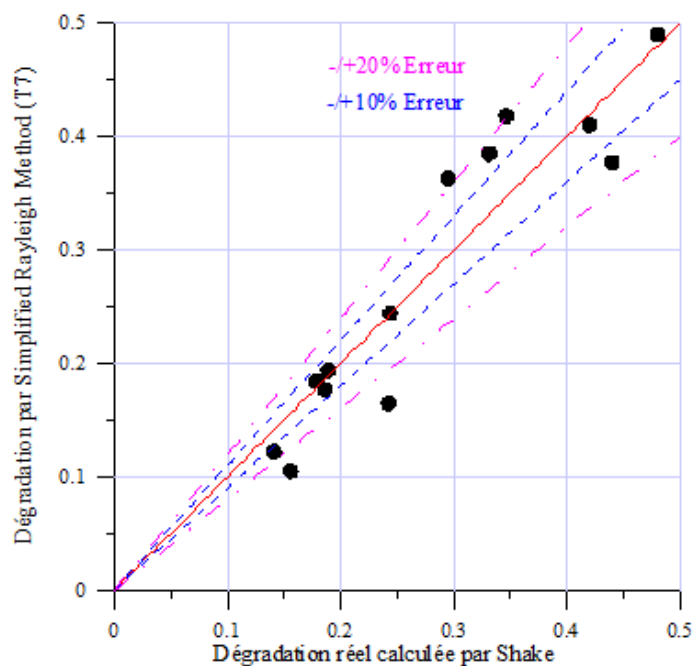


Figure 4.8 Evaluation des résultats de la régression R

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, c'est en quelque sorte une manière de validation de la méthode 6 (Rayleigh simplifiée).

5. 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.

Sept méthodes approximatives proposées par divers auteurs pour estimer la période d'un profil de sol en couches sans l'utilisation d'un ordinateur ont été discutées et évaluées. Les méthodes sont résumées dans le tableau 4.2 et elles ont été évaluées par une étude statistique utilisant 13 profils représentatifs englobant vaste gamme de conditions du sol de la région de l'El-Asnam. Les méthodes 5 (Utilisation successive de la solution à deux couches) et 6 (Version simplifiée de la procédure Rayleigh) ont donné des erreurs inférieures à 10 pour cent pour la période pour tous les profils et sont recommandées pour une utilisation pratique. La méthode 6 peut être utilisée pour les calculs à la main, tandis que la méthode 7 peut être utilisée avec un calculateur de bureau programmable. Les méthodes 1 à 3 ont donné des erreurs maximales d'environ 50%. La méthode 1 (moyenne pondérée des vitesses des calques) peut être utilisée pour estimer la période, généralement avec une erreur inférieure à 20 pour cent, si la vitesse de la vague de cisaillement du profil ne diminue pas nettement avec la profondeur et si pas grand Des sauts de vitesse sont présents entre les couches adjacentes du profil (Dobry, 1976).

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.
- SALENcON, J., (1983). *Wiscoelasticite! Presses dc Pacolc nationalc des ponts et chaussees, Paris*.
- SEED, H.B. & IDRIS, I.M., (1969), *Influence of soil conditions on ground motions during earthquakes.'* Journal of the Soil Mecanics and Foundation Division, ASCE, vol.95, n°SM1, PP. 99-137.
- SEED, H.B. & IDRIS, I.M., (1970), *'Soil muduli and damping factors for dynamic response analysis.'*, Report EERC 70-10. Earthquake engineering recherche center. university of California, Berkeley.
- PECKER, A., (1984). *Tynamique des sols.'* Presses de recole nationale des ponts et chaussees, 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.