



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire



وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université de 20 Août 1955-Skikda

Faculté de Technologie

Département : Génie civil

Ref : D012123023D



جامعة 20 اوت 1955

كلية التكنولوجيا

قسم الهندسة المدنية

المرجع : D012123023D

THÈSE

Présentée en vue de l'obtention du diplôme de
Doctorat (LMD)

Option : **Interaction Sol-Structure et Risque**

Sous le thème :

**Analyse dynamique de l'interaction sol-structure : cas d'un
sol à comportement non-linéaire**

Présentée par :

Hamoudi Belkhir

Directeur de thèse :

Sbartai Badreddine

Soutenue publiquement le : 12/10/2023

Devant le jury composé de :

Pr. Messast Salah	Professeur	Président	Université de Skikda
Pr. Badreddine Sbartaï	Professeur	Rapporteur	Université d'Annaba
Pr. Mouloud Merzoud	Professeur	Examineur	Université d'Annaba
Pr. Mustapha Hidjeb	Professeur	Examineur	Université de Skikda

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, je voudrais remercier le Dieu Tout-Puissant de m'avoir inspiré à obtenir mon doctorat.

Dans un deuxième temps, je tiens à exprimer mes sincères remerciements et ma gratitude au directeur de ma thèse, Pr. Badreddine Sbartai, Professeur au département de Génie Civil de l'Université d'Annaba, qui m'a donné le sujet de ma recherche scientifique pour mener à bien cette thèse. Je tiens à le remercier chaleureusement pour toutes ces années de recherches scientifiques remplies d'expériences et d'acquisition de connaissances.

Je voudrais également adresser mes sincères remerciements aux membres du jury pour leur avoir accordé toute l'importance d'examiner cet humble travail, dirigé par Pr. Messast Salah en tant que président du jury, Pr. Mouloud Merzoud et Mustapha Hidjeb en tant qu'examineurs pour cette thèse.

Je tiens également à remercier Dr. Filali Kamal, qui m'a aidé à bien mener ce projet.

Mes grands remerciements à mes généreux parents qui m'ont soutenu dans l'obtention de ce diplôme.

Et mes sincères remerciements à ma chère épouse et à toute ma famille et je n'oublie pas tous mes amis.

À mes chers parents

À ma femme et mes enfants

(Anfal, Baraa-Hadil)

À mon frère et mes sœurs

À toute ma famille Belkhir et djeffal

À mes amis

Belkhir Hamoudi

RÉSUMÉ

Le problème de l'interaction sol-structure est très important dans la conception des structures dans le domaine de l'ingénierie de génie civil. Dans la mesure où cette interaction est façonnée par plusieurs paramètres, surtout le comportement du sol parce que tous les ouvrages sont supposés être encastrés dans le sol. Partant de cette complexité, nous étudions, dans cette thèse, l'influence du comportement non linéaire du sol sur la réponse d'une fondation rigide superficielle sollicitée par des ondes sismiques harmoniques (onde : P, S et Rayleigh). L'objectif principal de ce travail est d'implémenter une loi de comportement non linéaire du sol dans le code de calcul numérique tridimensionnel Fonvibwave. Le développement de ce code permet de modéliser le comportement non linéaire du système sol-fondation par la méthode de sous-structure en se basant sur le couplage de la méthode des éléments de frontière et la méthode des couches minces (BEM-TLM) dans le domaine fréquentiel. Les grandes amplitudes de tremblement de terre rendent le comportement du sol non linéaire, qui se traduit par la variation des propriétés dynamiques du sol en fonction du niveau de déformation du sol, c'est-à-dire les courbes de dégradation du module cisaillement normalisé (G/G_{max}) et l'augmentation du pourcentage d'amortissement critique normalisé (ζ/ζ_{max}). Le comportement non linéaire du sol est obtenu dans cette étude par la méthode linéaire équivalente implantée dans le code de calcul Caldynasoil. Cette méthode est une procédure itérative, où l'on évalue, à chaque itération pour chaque couche, les variations des propriétés dynamiques du sol pour différents niveaux d'excitation sismique. Une simulation unidimensionnelle (1D) par le code de calcul Caldynasoil basé sur la méthode linéaire équivalente avec le modèle hyperbolique de Masing (1926) a été utilisée pour analyser le comportement non linéaire du sol pour différents niveaux de déformations (faible, moyen et grand). Le nouveau code de calcul Fonvibwave-équivalent a été développé pour trouver les déplacements du système sol-fondation dans le cas non linéaire. Les résultats obtenus représentent une comparaison entre les réponses linéaire et non linéaire du système sol-fondation en fonction des différents types et angles d'incidence des ondes (P, SV, SH et R), la fréquence d'excitation adimensionnelle et les évolutions des propriétés dynamiques du sol. En dernier, nos résultats ont montré que la présence des fortes excitations sismiques peut modifier ou influencer le comportement du sol, d'un comportement linéaire à un

comportement non linéaire ; ce qui entraîne une modification des propriétés dynamiques du sol causant une augmentation des déplacements de la fondation.

Mots-clés : Comportement non linéaire du sol ; Propriétés dynamiques du sol ; Méthode Linéaire Équivalente ; Caldynasoil ; Réponse sismique d'une fondation ; ondes sismiques ; Fonvibwave_équivalent, BEM-TLM.

ABSTRACT

The problem of soil-structure interaction is very important in the design of civil engineering structures. Insofar as this interaction is shaped by several parameters, especially the behavior of the soil, because all structures are supposed to be embedded in the ground. Given this complexity, in this thesis we study the influence of non-linear soil behavior on the response of a rigid surface foundation subjected to harmonic seismic waves (P, S and Rayleigh waves). The main objective of this work is to implement a nonlinear soil behavior law in the Fonvibwave three-dimensional numerical calculation code. The development of this code makes it possible to model the nonlinear behavior of the soil-foundation system using the substructure method, based on the coupling of the boundary element method and the thin-film method (BEM-TLM) in the frequency domain. Large earthquake amplitudes render soil behavior nonlinear, which is reflected in the variation of dynamic soil properties as a function of soil deformation level, i.e. normalized shear modulus degradation curves (G/G_{max}) and the increase in normalized critical damping percentage (ξ/ξ_{max}). In this study, the non-linear behavior of the soil is obtained using the equivalent linear method implemented in the Caldynasoil calculation code. This method is an iterative procedure, in which, at each iteration for each layer, variations in the dynamic properties of the soil are evaluated for different levels of seismic excitation. A one-dimensional (1D) simulation by the Caldynasoil calculation code based on the equivalent linear method with the hyperbolic model of Masing (1926) was used to analyze the non-linear behavior of the soil for different levels of deformation (low, medium and high). The new Fonvibwave-equivalent calculation code has been developed to find the displacements of the soil-foundation system in the non-linear case. The results obtained represent a comparison between the linear and non-linear responses of the soil-foundation system as a function of different wave types and angles of incidence (P, SV, SH and R), the dimensionless excitation frequency and changes in the dynamic properties of the soil. Finally, our results showed that the presence of strong seismic excitations can modify or influence the behavior of the soil, from linear to non-linear behavior; this leads to a modification of the dynamic properties of the soil causing an increase in foundation displacements.

The keywords: nonlinear behaviour of the soil; dynamic properties of the soil; equivalent linear method; CALDYNASOIL; seismic response of a foundation; seismic waves; Fonvibwave_equivalent, BEM-TLM.

ملخص

موضوع دراسة مشكلة تفاعل التربة مع هيكل مهم جدا في تصميم الهياكل في مجال الهندسة المدنية والتي تعتمد على المزيد من المعلومات وخاصة سلوك التربة لأن جميع المنشآت تركز على الأرض. لذلك، في هذه الأطروحة درسنا تأثير السلوك الغير الخطي للأرض على استجابة أساس صلب ظاهرياً يخضع للموجات الزلزالية التوافقية (الموجة P، S و Rayleigh). الهدف الرئيسي من هذا العمل هو إدماج قانون السلوك اللاخطي للتربة في كود الحساب العددي ثلاثي الأبعاد Fonvibwave، يجعل تطوير هذا الكود من الممكن نمذجة السلوك الغير الخطي لنظام أساس-تربة من خلال طريقة البنية التحتية بناءً على إقتران طريقة عنصر الحدود وطريقة الطبقة الرقيقة (BEM-TLM) في مجال التردد. تغير مقادير الزلازل الكبيرة سلوك التربة إلى سلوك غير خطي، وينعكس هذا الأخير في تطورات الخصائص الديناميكية للتربة، و الممثلة بمنحنيات التدهور لمعامل القص الطبيعي (G/G_{max}) والزيادة في النسبة المئوية للتخميد الحرج الطبيعي (ξ/ξ_{max}) المتوافق مع التشويه الأحادي (γ/γ_r) بسبب التشوه الزلزالي المفروض على القاعدة الأرضية. تم الحصول على السلوك اللاخطي للتربة في هذه الدراسة بالطريقة الخطية المكافئة المطبقة في كود الحساب CALDYNASOIL (صبرطعي و فيلالي، 2012). هذه الطريقة هي إجراء تكراري، حيث يتم تقييم الاختلافات في الخصائص الديناميكية للأرض بمستويات مختلفة من الإثارة الزلزالية في كل تكرار لكل طبقة. تم استخدام محاكاة أحادية البعد (D1) بواسطة كود رقمي Caldynasoil بناءً على الطريقة الخطية المكافئة مع النموذج الزاندي لـ Masing (1926) لتحديد السلوك الغير الخطي في مستويات مختلفة من التشوهات (ضعيفة ومتوسطة وكبيرة). تم تطوير الكود الرقمي المكافئ $equival$ -Fonvibwave للعثور على الإزاحة وصلابة تفاعل نظام أساس-التربة في السلوك الغير الخطي. تمثل النتائج التي تم الحصول عليها في هذه الدراسة مقارنة بين الاستجابة الخطية وغير الخطية لنظام أساس-تربة وفقاً لأنواع وزوايا حدوث الموجات (P و SV و SH و R) وتواتر الإثارة بلا أبعاد a_0 والتغيرات في الخصائص الديناميكية للتربة. تمثل دراسة متعددة (D3) تأثير التربة اللاخطية على إزاحة الأساس لأنواع مختلفة من الموجات الزلزالية وزوايا وقوعها (θ_V ، θ_H). تم العثور على جميع أوضاع الاهتزاز الخاصة بالأساس عديم الكتلة (الإزاحة، التآرجح والالتواء) وتمت مقارنتها بالحالة الخطية. على وجه الخصوص، تظهر نتائجنا أن وجود إثارة زلزالية قوية يغير سلوك التربة والأساس من سلوك خطي إلى سلوك غير خطي، مما يؤدي إلى تغير الخصائص الديناميكية لأساس التربة ويزيد أيضاً من حركة الأساسات ويقلل من صلابتها.

الكلمات المفتاحية: السلوك غير الخطي للتربة؛ الخصائص الديناميكية للتربة؛ طريقة خطية مكافئة؛ CALDYNASOIL؛ الاستجابة الزلزالية لأساس؛ موجات زلزالية؛ $BEM-TLM$ ، $Fonvibwave_equivalent$.

TABLE DES MATIÈRES

RÉSUME.....	I
ABSTRACT	III
ملخص	III
CHAPITRE 1 : INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	1
1.1 Considération générale	1
1.2 Présentation du problème	2
1.3 Objectif de la thèse.....	3
1.4 Plan de la thèse.....	4
CHAPITRE 2 : ANALYSE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE DANS LE COMPORTEMENT ÉLASTIQUE LINÉAIRE ET NON LINÉAIRE DU SOL	5
2 PARTIE I : INTERACTION SOL-STRUCTURE DANS LE CAS LINÉAIRE.....	5
2.1 Notion générale de l'interaction sol-structure (ISS)	5
2.2 L'aspect fondamental de l'interaction sol-structure	5
2.3 Les composantes de l'interaction Sol-Structure.....	6
2.3.1 Interaction cinématique	6
2.3.2 Interaction inertielle.....	6
2.4 Méthode de prise en compte de l'interaction sol-structure	7
2.4.1 Principe et avantage de de la méthode globale	7
2.4.2 Principe et avantage de la méthode de sous-structures	8
2.4.3 Principe et avantage de la méthode hybride	11
2.5 Partie 2 : Analyse de l'interaction sol-structure non linéaire.....	12
2.6 Conclusion	18
CHAPITRE 3 : LOIS DE COMPORTEMENTS DU SOL : LINÉAIRES ET NON LINÉAIRES.....	19
3 DÉFINITION GÉNÉRALE.....	19
3.1 Description générale du comportement élastique linéaire.....	21
3.1.1 Le module de cisaillement G_{max}	23
3.1.2 Le coefficient d'amortissement β	25
3.1.3 La vitesse de l'onde de cisaillement V_s	26

3.1.4	Le coefficient de Poisson.....	26
3.1.5	La valeur de l'amortissement dans le domaine élastique linéaire	27
3.2	Comportement non linéaire des sols.....	28
3.2.1	Description général du comportement non linéaire du sol	28
3.2.2	Comportement élasto-plastique du sol.....	28
3.2.2.1	La surface de la charge	29
3.2.2.2	La notion d'écrouissage	30
3.2.2.3	Notions de loi d'écoulement.....	31
3.3	Critères de plasticité usuelles en mécanique des sols	32
3.3.1	Critère de Mohr-Coulomb (1973).....	32
3.3.2	Critère de Tresca (1870).....	33
3.3.3	Critère de Von Mises(1910)	34
3.3.4	Critère de Drucker-Prager (1950).....	35
3.4	Loi du comportement viscoélastique linéaire équivalente	36
3.4.1	Modèle de Kelvin Voigt	37
3.4.2	Modèle de Lysmer (1975)	38
3.5	L'amortissement du sol sous chargement cyclique	38
3.6	Les modèles hyperboliques du comportement non linéaire du sol	40
3.6.1	Modèle de Masing, 1926	40
3.6.2	Modèle de Ramberg et Osgood, 1943	42
3.6.3	Les paramètres du modèle de Ramber Osgood.....	44
3.6.3.1	Le paramètre r	44
3.6.3.2	Le paramètre α	45
3.6.4	Modèle de Hardin et Drnevich, 1972.....	45
3.7	Conclusion	47
CHAPITRE 4 : LA RÉPONSE DU CHAMP LIBRE SOUS SOLLICITATION		
SISMIQUE PAR LA MÉTHODE LINÉAIRE ÉQUIVALENTE ET LA MÉTHODE		
NON LINÉAIRE		49
4	INTRODUCTION GÉNÉRALE	49
4.1	Les méthodes numériques	52
4.1.1	La méthode linéaire équivalente.....	54
4.2	Méthodes non linéaires	61
4.2.1	Représentation de l'approche non linéaire.....	61
4.2.1.1	Modèles non linéaires cycliques	66
4.2.1.2	Modèles constitutifs avancés	69
4.3	Représentation de la non-linéarité du sol par des observations sismologiques	70
4.4	Conclusion	71
CHAPITRE 5 : RÉPONSE DYNAMIQUE D'UNE FONDATION SOLLICITÉE PAR		
DES ONDES SISMQUES : P, SV, SH ET RAYLEIGH.....		73

5	CONSIDÉRATIONS GÉNÉRALES	73
5.1	Les méthodes d'analyse de l'interaction sol-structure.....	77
5.1.1	Méthode des éléments finis (FEM).....	78
5.1.2	Méthodes des éléments de frontières.....	78
5.1.3	La méthode des couches minces.....	79
5.2	Le principe de la méthode des couches minces.....	80
5.3	Les déplacements des fondations dus par les ondes sismiques.....	84
5.3.1	Ondes de volume	84
5.3.1.1	Les ondes P.....	84
5.3.1.2	Les ondes S.....	85
5.3.2	Les ondes de surface.....	86
5.4	Conclusion	94
CHAPITRE 6 : RÉSULTATS ET DISCUSSIONS		95
6	RÉSULTATS.....	95
6.1	Validation du modèle.....	95
6.1.1	Première validation : Déplacements sismiques	95
6.1.2	Deuxième validation : Fonctions d'impédances.....	97
6.2	Calcul des paramètres dynamiques non-linéaire du sol	99
6.2.1	Réponse non-linéaire du sol	99
6.2.2	Propriétés dynamiques du sol	104
6.3	Analyses non linéaires des déplacements d'une fondation	109
6.3.1	Réponse dynamique non linéaire d'une fondation excitée par des ondes de volume (P, SV et SH) .	110
6.3.1.1	Onde de compression (P).....	110
6.3.1.2	Onde (SV).....	114
6.3.1.3	Onde (SH).....	119
6.3.2	Réponse dynamique non linéaire d'une fondation excitée par l'onde de Rayleigh	122
CHAPITRE 7 : CONCLUSION GÉNÉRALE ET PERSPECTIVES		127
7	CONCLUSION GÉNÉRALE.....	127
7.1	Perspectives	129
RÉFÉRENCE BIBLIOGRAPHIQUE		- 130 -

Liste des tableaux

Tableau 3.1 Modèle de comportement et méthode d'analyse en fonction de l'amplitude de la déformation cyclique d'après Davidovici (1985).....	20
Tableau 3.2 Exposant de k dépendent de l'indice de la plasticité (Hardin et Drnevich, 1972).....	25
Tableau 3.3 La relation entre V_s , l'indice des vides e et la contrainte moyenne σ_m en fonction de chaque type de sol.....	26
Tableau 3.4 Phénomène de règle d'écoulement.....	32
Tableau 3.5 Paramètres de Drucker-Prager en fonction de ceux de Mohr-Coulomb.....	36
Tableau 4.1 Modèles des comportements et méthodes d'analyse du sol en fonction de l'amplitude de la déformation cyclique (tiré par de Davidovici 1985).....	53
Tableau 4.2 Programmes informatiques pour l'analyse non linéaire unidimensionnelle de la réponse du sol.....	62
Tableau 4.3 Coefficient moyen d'amortissement du sol et coefficients de réduction moyens (\pm un écart-type) pour la vitesse des ondes de cisaillement v_s et pour le module de cisaillement G , jusqu'à une profondeur de 20 m.....	71

Liste des figures

Figure 2.1 Schématisation de l'interaction sol-structure (Pecker, 2006).....	6
Figure 2.2 Modélisation du phénomène d'ISS par la méthode globale (Seghir, 2011).....	8
Figure 2.3 Schématisation d'une méthode de sous structurent (Pecker, 2006).....	9
Figure 2.4 Principe de superposition de Kausel (1978).....	11
Figure 2.5 Décomposition en champ proche et champ lointain pour la définition de la frontière d'un macroélément d'ISS (Grange, 2008).....	12
Figure 2.6 La structure de macroélément (Chatzigogos et al (2007)).....	13
Figure 2.7 Le système adopte avec macroélément pour des fondations peu profondes superficielles (Cavalieri et al, 2021).....	14
Figure 2.8 Le modèle du sol-structure et la relation des courbes des modules de cisaillement de différentes couches de sol (Abboud, 2009).....	15
Figure 2.9 Modèle rhéologique 1d D'iwan (1967).....	16
Figure 3.1 Courbe schématique de la réduction du module de cisaillement avec la déformation pour les différentes plages de déformations propres aux ouvrages et aux essais de laboratoires et in situ réalisée dans le cadre de ce travail (Kastriot çami,2017).....	20
Figure 3.2 Illustration d'un comportement linéaire pour un essai de traction ou compression simple (à gauche) et pour un essai de cisaillement simple (à droite).....	22
Figure 3.3 Distorsion dans l'essai de cisaillement simple (Combarieu, 2006).....	23
Figure 3.4 État initial et déformation d'une éprouvette sous l'effet de la force F exercée verticalement (Durand, 2009).....	27
Figure 3.5 Variations du module de cisaillement et de l'amortissement en fonction de la déformation en cisaillement (d'après Davidovici, 1985).....	28
Figure 3.6 Surface de charge.....	30
Figure 3.7 Essai de compression uni-axiale.....	30
Figure 3.8 Loi de comportement élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb.....	33
Figure 3.9 Représentations du critère de Tresca : (a) – dans le plan déviatorique, (b) – dans l'espace des contraintes principales (Lee, 1994).....	34
Figure 3.10 représentations du critère de Von Mises : dans l'espace (Lee, 1994).....	35
Figure 3.11 Modélisation d'un essai triaxial de compression par la loi de Drućker-Prager (2014).....	35
Figure 3.12 Chargements cycliques quelconques (Pecker, 1984).....	37
Figure 3.13 Modèle de Kelvin-Voigt (modèle viscoélastique linéaire).....	37
Figure 3.14 Schéma de la courbe du chargement cyclique alterne (Pecker, 1984).....	39
Figure 3.15 Module du cisaillement sécant, G_{sec} et module de cisaillement tangent, G_{tan} (Kremer, 19).....	40
Figure 3.16 Évolution du module de cisaillement G/G_0 et le coefficient d'amortissement D en fonction de la déformation pour le modèle de Masing (Ishihara, 1996).....	42
Figure 3.17 Le modèle numérique de Ramberge-Osgood (Ishihara, 1996).....	43
Figure 3.18 Les déformations et les contraintes des références (Ishihara, 1996).....	44
Figure 3.19 La relation de G/G_{max} en fonction γ/γ_r de (Ueng et Chen, 1992).....	45
Figure 3.20 Les paramètres de la loi de Hardin et Drnevich (1972).....	47
Figure 4.1 Les variations du module de cisaillement et le taux d'amortissement en fonction de la distorsion γ (%) pour le sable (tirée par Seed et Idriss, 1970).....	50
Figure 4.2 Module de G/G_{max} Et D (%) en fonction de γ pour les argiles saturées (Tirées par Seed et Idriss, 1970).....	51
Figure 4.3 La relation entre G/G_{max} et D (%) en fonction de la distorsion γ_c	51
Figure 4.4 Évolutions du module de cisaillement et le coefficient d'amortissement en fonction de l'amplitude de déformation obtenue sur l'argile de saint-alban et leur comparaison avec la modélisation D'hardin-Drnevich (Joseph Warde (1989).....	52
Figure 4.5 Le modèle avec masses concentrées (Filali et Sbartai, 2017).....	55
Figure 4.6 Nombres de couche du sol par rapport à la précision des calculs.....	56

Figure 4.7 Sommaire de l'analyse linéaire équivalente (tiré par Filali. K, 2018).....	60
Figure 4.8 (a) nomenclature pour un dépôt de sol uniforme d'étendue latérale infinie substratum rocheux sus-jacent ; (b) discrétisation du dépôt de sol en n sous-couches	62
Figure 4.9 L'approximation de la différence directe de $f'(x)$ est donnée par la pente de la droite passante par la fonction en $x =$ et $x = x + \Delta x$. l'approximation devient exacte lorsque	64
Figure 4.10 Courbe contrainte-déformation initiale hyperbolique asymptotique a $\tau = G_{max} \gamma$ et a $\tau = \tau_{max}$	67
Figure 4.11 Règles de Masing étendues : (a) variation de la contrainte de cisaillement avec le temps ; (b) comportement contrainte-déformation résultant (courbe contrainte-déformation indiquée par une ligne pointillée).....	69
Figure 5.1 Le principe de la discrétisation horizontale et verticale de TLM.....	80
Figure 5.2 Le principe de la discrétisation dans le plan horizontal	81
Figure 5.3 Le principe de la discrétisation dans le plan vertical	82
Figure 5.4 Profil de sol multicouche reposant sur un substratum rocheux (Bencharif et Hadid, 2014)	83
Figure 5.5 Onde sismique de compression (Type P).....	85
Figure 5.6 Onde sismique de cisaillement (type S).....	85
Figure 5.7 Ondes de surface (onde de Rayleigh)	86
Figure 5.8 Ondes de surface (onde de Love).....	87
Figure 5.9 Différents temps de propagation des ondes sismiques P, S et de surface	87
Figure 5.10 La géométrie de la fondation et leurs excitations des ondes harmoniques sismiques (Messioud et al, 2016)	88
Figure 5.11 (a) la géométrie du modèle (b) la discrétisation du modèle.....	90
Figure 6.1 Le coefficient du mouvement S_{xx} d'une fondation carree ($\theta_h=0^\circ$, $\theta_v=45^\circ$ et $c_s/c=0.70711$).....	96
Figure 6.2 La réponse d'une fondation carrée sous l'onde de Rayleigh $c_r/c=0.9325$	97
Figure 6.3 Validation des fonctions d'impédances pour tous les modes d'une fondation rigide circulaire surfacique sur un sol semi-infini par Pitilakis (2006).....	99
Figure 6.4 Interface principale du logiciel Caldynasoil (Sbartai & Filali, 2012)	100
Figure 6.5 Méthode d'analyse : choix du modèle hyperbolique dans l'analyse	101
Figure 6.6 Sélection du pourcentage de précision du résultat.	101
Figure 6.7 Le choix de l'accélération sismique.....	102
Figure 6.8 Étape de lancement du calcul.....	102
Figure 6.9 Fenêtre des résultats (l'évolution du module de cisaillement G/G_{max} et le coefficient d'amortissement ξ/ξ_{max})	103
Figure 6.10 Courbes de (G/G_{max}) et de (ξ/ξ_{max})	104
Figure 6.11 Caractéristiques dynamiques élastiques du sol	105
Figure 6.12 Les accélérations sismiques utilisées dans cette étude.....	106
Figure 6.13 Réduction du module de cisaillement (G/G_{max}) et l'augmentation d'amortissement (ξ/ξ_{max}) du sol en fonction de la déformation due par l'accélération de	106
Figure 6.14 réduction du module de cisaillement (G/G_{max}) et l'augmentation d'amortissement (ξ/ξ_{max}) du sol en fonction de la déformation due par l'accélération de	107
Figure 6.15 Réduction du module de cisaillement (G/G_{max}) et l'augmentation d'amortissement (ξ/ξ_{max}) du sol en fonction de la déformation due par l'accélération de	107
Figure 6.16 Réduction du module de cisaillement (G/G_{max}) et l'augmentation d'amortissement (ξ/ξ_{max}) du sol en fonction de la déformation due par l'accélération de	108
Figure 6.17 Réduction du module de cisaillement (G/G_{max}) et l'augmentation d'amortissement (ξ/ξ_{max}) du sol en fonction de la déformation due par l'accélération de	108
Figure 6.18 Réduction du module de cisaillement (G/G_{max}) et l'augmentation d'amortissement (ξ/ξ_{max}) en fonction de la déformation dues par tous les accélérogrammes sismiques (γ/γ_r) :0.01g jusqu'a 0.4g	108

Figure 6.19 Le déplacement horizontal linéaire et non linéaire $ \Delta_x $ due par l'onde de compression P ($\theta_v = 15^\circ, \theta_H = 0^\circ$).....	111
Figure 6.20 Le déplacement vertical linéaire et non linéaire $ \Delta_z $ due par l'onde de compression P ($\theta_v = 15^\circ, \theta_H = 0^\circ$).....	112
Figure 6.21 la rotation de la fondation linéaire et non linéaire $ \Phi_y $ due par l'onde de compression P ($\theta_v = 15^\circ, \theta_H = 0^\circ$).....	112
Figure 6.22 Le déplacement horizontal linéaire et non linéaire $ \Delta_x $ due par l'onde de compression P ($\theta_v = 30^\circ, \theta_H = 0^\circ$).....	112
Figure 6.23 Le déplacement vertical linéaire et non linéaire $ \Delta_z $ due par l'onde de compression P ($\theta_v = 30^\circ, \theta_H = 0^\circ$).....	112
Figure 6.24 La rotation de la fondation linéaire et non linéaire $ \Phi_y $ due par l'onde de compression P ($\theta_v = 30^\circ, \theta_H = 0^\circ$).....	113
Figure 6.25 Le déplacement horizontal linéaire et non linéaire $ \Delta_x $ due par l'onde de compression P ($\theta_v = 60^\circ, \theta_H = 0^\circ$).....	113
Figure 6.26 Le déplacement vertical linéaire et non linéaire $ \Delta_z $ due par l'onde de compression P ($\theta_v = 60^\circ, \theta_H = 0^\circ$).....	114
Figure 6.27 La rotation de la fondation linéaire et non linéaire $ \Phi_y $ due par l'onde de compression P ($\theta_v = 60^\circ, \theta_H = 0^\circ$).....	114
Figure 6.28 Le déplacement vertical linéaire et non linéaire $ \Delta_z $ due par l'onde de compression P ($\theta_v = 90^\circ, \theta_H = 0^\circ$).....	114
Figure 6.29 Le déplacement horizontal linéaire et non-linéaire $ \Delta_x $ due par l'onde de cisaillement SV ($\theta_v = 15^\circ, \theta_H = 0^\circ$).....	115
Figure 6.30 Le déplacement vertical linéaire et non-linéaire $ \Delta_z $ due par l'onde de cisaillement SV ($\theta_v = 15^\circ, \theta_H = 0^\circ$).....	116
Figure 6.31 La rotation de la fondation linéaire et non-linéaire $ \Phi_y $ due par l'onde de cisaillement SV ($\theta_v = 15^\circ, \theta_H = 0^\circ$).....	116
Figure 6.32 Le déplacement horizontal linéaire et non-linéaire $ \Delta_x $ due par l'onde de cisaillement SV ($\theta_v = 30^\circ, \theta_H = 0^\circ$).....	116
Figure 6.33 Le déplacement vertical linéaire et non-linéaire $ \Delta_z $ due par l'onde de cisaillement sv ($\theta_v = 30^\circ, \theta_H = 0^\circ$).....	117
Figure 6.34 La rotation de la fondation linéaire et non-linéaire $ \Phi_y $ due par l'onde de cisaillement SV ($\theta_v = 30^\circ, \theta_H = 0^\circ$).....	117
Figure 6.35 Le déplacement horizontal linéaire et non-linéaire $ \Delta_x $ due par l'onde de cisaillement SV ($\theta_v = 60^\circ, \theta_H = 0^\circ$).....	117
Figure 6.36 Le déplacement vertical linéaire et non-linéaire $ \Delta_z $ due par l'onde de cisaillement SV ($\theta_v = 60^\circ, \theta_H = 0^\circ$).....	118
Figure 6.37 La rotation de la fondation linéaire et non-linéaire $ \Phi_y $ due par l'onde de cisaillement SV ($\theta_v = 60^\circ, \theta_H = 0^\circ$).....	118
Figure 6.38 Le déplacement horizontal linéaire et non linéaire $ \Delta_x $ due par l'onde de cisaillement SV ($\theta_v = 90^\circ, \theta_H = 0^\circ$).....	118
Figure 6.39 Le déplacement horizontal linéaire et non linéaire $ \Delta_x $ due par l'onde de cisaillement SH ($\theta_v = 15^\circ, \theta_H = 90^\circ$).....	119
Figure 6.40 La torsion de la fondation linéaire et non linéaire $ \Phi_z $ due par l'onde de cisaillement SH ($\theta_v = 15^\circ, \theta_H = 90^\circ$).....	120
Figure 6.41 Le déplacement horizontal linéaire et non linéaire $ \Delta_x $ due par l'onde de cisaillement SH ($\theta_v = 30^\circ, \theta_H = 90^\circ$).....	120
Figure 6.42 La torsion de la fondation linéaire et non linéaire $ \Phi_z $ due par l'onde de cisaillement SH ($\theta_v = 30^\circ, \theta_H = 90^\circ$).....	120
Figure 6.43 Le déplacement horizontal linéaire et non linéaire $ \Delta_x $ due par l'onde de cisaillement SH ($\theta_v = 45^\circ, \theta_H = 90^\circ$).....	121

Figure 6.44 La torsion de la fondation linéaire et non linéaire $ \Phi_z $ due par l'onde de cisaillement SH ($\theta_v = 45^\circ, \theta_H = 90^\circ$).....	121
Figure 6.45 Le déplacement horizontal linéaire et non linéaire $ \Delta_x $ due par l'onde de cisaillement SH ($\theta_v = 60^\circ, \theta_H = 90^\circ$).....	121
Figure 6.46 La torsion de la fondation linéaire et non linéaire $ \Phi_z $ due par l'onde de cisaillement SH ($\theta_v = 60^\circ, \theta_H = 90^\circ$).....	122
Figure 6.47 Le déplacement horizontal linéaire et non linéaire $ \Delta_x $ due par l'onde de cisaillement SH ($\theta_v = 90^\circ, \theta_H = 90^\circ$).....	122
Figure 6.48 Le déplacement horizontal linéaire et non linéaire $ \Delta_x/R_H $ due par l'onde de Rayleigh ($\theta_v = 0^\circ$ et $\theta_H = 0^\circ$).....	123
Figure 6.49 Le déplacement horizontal linéaire et non linéaire $ \Delta_x/R_H $ due par l'onde de Rayleigh ($\theta_v = 0^\circ$ and $\theta_H = 30^\circ$).....	124
Figure 6.50 Le déplacement horizontal linéaire et non linéaire $ \Delta_x/R_H $ due par l'onde de Rayleigh ($\theta_v = 0^\circ$ and $\theta_H = 60^\circ$).....	124

Liste des symboles

$\{U\}$: Représente le vecteur des déplacements relatifs

$[M]$: Matrices de masse

$[K]$: Matrices de raideur

$[C]$: Matrice d'amortissement du système

$\{I\}$: Une vectrice unité

$\ddot{u}_g(t)$: La direction de la sollicitation

ρ : Masse volumique

G : Module de cisaillement

ν : Coefficient de Poisson

V_S : Célérité de l'onde de cisaillement

$Z(t)$: Le déplacement résultant

$P e^{i\omega t}$: Force harmonique

K : Impédance dynamique de la fondation

ω_n : Pulsation propre de l'oscillateur

ξ : Pourcentage d'amortissement critique de l'oscillateur simple

a_0 : Fréquence adimensionnelle

K_S : Rigidité statique (raideur à fréquence nulle)

a_0, k_1 et c_1 : Des coefficients sans dimensions dépendent par la pulsation ω

r_0 : Rayon de la fondation

$\{u\}$: Amplitude de vecteur du déplacement à l'interface de sol-fondation

$\{t\}$: Forces modaux respectivement à l'interface de sol-fondation respectivement

$[G]$: Matrice représente la matrice d'influence impliquant les fonctions de Green

$[R]$: Matrice de transformation

$\{u\}$: Déplacements du sol à l'interface sol-fondation

$\{\Delta\} = \{\Delta_x, \Delta_y, \Delta_z, \Phi_x, \Phi_y, \Phi_z\}$: Vecteur des déplacements au centre de la fondation

P : Vecteur des charges extérieures appliquées à la fondation

N : Nombre d'élément à l'interface sol-fondation

P : Onde de compression

SV : Onde de cisaillement verticale

SH : Onde de cisaillement horizontale

R : onde de Rayleigh
 θ_v : Angle d'incidence verticale
 θ_H : Angle d'incidence horizontale
 $\{u^f\}$: Mouvement de champ libre
 c : Vitesse apparente des ondes incidentes
 $[K^*]$: Matrice de mouvement (6x3N)
 $[C]$: Matrice de compliance dynamique
 $[S^*]$: Matrice de mouvement (6*3)
 σ_{ij} : Tenseur des contraintes
 F_{ij} : Fonction de tensorielle
 ε_{kl} : Tenseur de déformation
 γ : Déformation
 G_{max} : Module de cisaillement
 ξ_{max} : Taux d'amortissement
 E : Module de Young
 ν : Coefficient de Poisson
 τ : Contrainte de cisaillement cyclique,
 γ : Déformation de cisaillement cyclique.
 F : La force
 G_{max} : Module de cisaillement maximal
 σ'_m : Contrainte principale effective moyenne
 P_a : Pression atmosphérique
 e : Rapport des vides du sol
 OSR : Coefficient de sur consolidation
 k : Exposant qui dépend de l'indice de plasticité du sol
 C_u : Cohésion non drainée
 e : Indice de vide
 σ'_m : Contrainte moyenne
 ε_{lat} : Déformation latérale
 ε_a : Déformation axiale
 ε : Les déformations totales

ε^e : Déformations élastique

ε^p : Déformation plastique

σ_{ij} : Tenseur des contraintes

λ : Paramètre d'écroutissage isotrope en générale fonction des déformations plastiques

A_1 : Paramètre d'écroutissage cinématique

σ'_1, σ'_3 : Contraintes effectives principales majeure et mineure

φ' : Angle de frottement interne

c' : Cohésion

φ' : Angle de frottement interne

$f(\sigma_{ij})$: Fonction de la surface de charge

s_{ij} : Tenseur des contraintes déviatoriques

$J_2(\sigma_{ij})$: Déviateur des contraintes

I_1 : Trace du tenseur des contraintes

τ : Contrainte de cisaillement

γ : Déformation de cisaillement

G : Module de cisaillement

$\dot{\gamma}$: Vitesse de déformation.

G^* : Module de cisaillement complexe

η : Représente le coefficient de perte du matériau

β : Pourcentage d'amortissement critique

Δw : Énergie totale dissipée pendant le cycle

w : Énergie élastique emmagasinée par le système au cours du cycle

ξ : Amortissement en dynamique des sols

W_D : Énergie dissipée

W_s : Énergie de déformation maximale

A_{loop} : Aire de boucle d'hystérésis

G_{sec} : Décrit l'inclinaison générale de la boucle d'hystérésis

γ_r : Définit la déformation de cisaillement de référence.

G/G_{max} : Module de cisaillement normalisé

τ_a : Amplitude de la contrainte

γ_a : Déformation de cisaillement pour un chargement cyclique

γ/γ_r : Déformations unitaires en cisaillement

γ : Déformation de cisaillement

τ : Contrainte de cisaillement

τ_y : Déformation de cisaillement de référence

γ_y : Contrainte de cisaillement de référence

α : Constant ≥ 0

r : Constant ≥ 1

G_f : Module de cisaillement sécant

γ_{ref} : Représente la déformation de cisaillement de référence

k_0 : Coefficient de la poussée des terres au repos

σ'_v : Contrainte verticale

(IP) : Indice de plasticité du sol

a_{max} : accélération maximal

τ_{max} : Contrainte de cisaillement maximale

h_i : Epaisseur de la couche i

G_i : Module de cisaillement de la couche i

ρ_i : Masse volumique de la couche i

N_m : Représente le nombre de matériaux différents constituant le dépôt de sol.

$[m]$: Totale de masse du dépôt de sol

$[k]$: La rigidité globale du système

(x) , (\dot{x}) , (\ddot{x}) : Vecteurs des déplacements, vitesses et accélérations horizontales de chaque couche par rapport au roc.

\ddot{x}_r : Accélérogramme au niveau du roc

a_0 : Fréquence adimensionnelle

$K_{\text{statique-linéaire}}$: Rigidité statique

Re (Kh) : Partie réelle de l'impédance dynamique horizontale

Re (Kv) : Partie réelle de l'impédance dynamique verticale

Re (Kb) : Partie réelle de l'impédance dynamique balancement

Re (Kt) : Partie réelle de l'impédance dynamique torsion

Im (Kh) : Partie imaginaire de l'impédance dynamique horizontale

Im (Kv) : Partie imaginaire de l'impédance dynamique verticale

Im (Kb) : Partie imaginaire de l'impédance dynamique balancement

$\text{Im}(K_t)$: Partie imaginaire de l'impédance dynamique torsion

$|\Delta_x|$: Déplacement horizontal linéaire et non linéaire

$|\Delta_z|$: Déplacement vertical linéaire et non linéaire

$|\Phi_y|$: Rotation de la fondation linéaire et non linéaire

$P(t)$: Sollicitation harmonique

$R(t)$: Réaction du sol

$Z(t)$: Déplacement de la fondation

Chapitre 1

Introduction générale

Chapitre 1 : Introduction générale

1.1 Considération générale

Depuis les temps anciens, le globe était un témoin des tremblements de terre quotidiens. Ces tremblements de terre sont des forces et des gravités variables affectant négativement les déplacements et les rigidités des fondations et des structures directes. Par conséquent, nous devons tenir compte de l'impact des forces sismiques lors de l'étude du comportement des fondations et des bâtiments, en particulier ceux situés dans les zones les plus vulnérables à ses forces. La présence de ces forces sismiques contribue à modifier le comportement du sol et l'ouvrage d'un comportement linéaire à un comportement non linéaire ; ce qui entraîne une modification des propriétés dynamiques du sol-fondation, augmente les déplacements des fondations et réduit ses rigidités. En génie parasismique, l'interaction sol-structure est une discipline de la mécanique appliquée qui s'intéresse au développement et à l'investigation des méthodes, théoriques et pratiques, pour l'analyse des structures soumises à des charges dynamiques en tenant compte du comportement du sol-fondation. L'étude de la réponse du système total sol-fondation-structure nécessite des connaissances de la définition de l'aléa sismique et du mouvement résultant, l'étude du comportement du sol sous sollicitation cyclique, l'évaluation de la réponse du sol en champ libre, est celle des structures sous chargement dynamique. Le comportement du sol est une étape fondamentale dans la conception du problème d'ISS. En effet, pour de faibles déformations, le comportement du sol est représenté par une loi de comportement linéaire élastique c'est-à-dire les propriétés dynamiques du sol qui sont des valeurs constantes et indépendantes du niveau de sollicitation. Pour des déformations plus élevées (lors de séismes forts), le comportement du sol sera caractérisé par une loi du comportement non linéaire. En conséquence, la réponse du problème d'ISS est obligatoirement trouvée dans le comportement non linéaire. Pendant plusieurs années et jusqu'à maintenant, ce phénomène a été essentiellement limité au cas des problèmes linéaires. En revanche, l'approche de problèmes purement non linéaires reste l'exception à cause de la complexité de ce phénomène. Dans le comportement linéaire, on peut citer plusieurs travaux (Laysmer and Richart (1966), Scanalan (1976), Gazetas (1983), Wolf (1985), Boumekik (1985), Luco and Mita (1987), Pais and Kausel(1989),

Kramer(1996), Chopra (2001), Pecker (2006), Sbartai (2006, 2008), Sarkar (2008), Wang et al. (2014), Messiod et al. (2016), Ai and Zhang (2016), Cairo et al. (2016), Kim et al. (2016), Schepers (2017) and Liang et al. [2018]). Mais, toutes ces études de l'interaction sol-structure (ISS) ont pris en considération le comportement du sol comme un matériel linéaire élastique ou viscoélastique. Dans le cas du comportement non linéaire, très peu d'investigations ont considéré les non-linéarités du comportement du sol dans l'interaction sol-structure. À juste titre, nous citons les travaux de Borja et al. (1993,1994) qui, en utilisant la simulation numérique en 2-D et en 3-D par la méthode des éléments finis (MEF), ont étudié la réponse dynamique d'une fondation carrée et circulaire reposant sur un sol semi-infini viscoplastique ; Chatterjee et Basu 2008, ont quant à eux étudié analytiquement l'interaction sol-fondation sur milieu elasto-plastique parfait et ont déterminé les rigidités dynamiques d'une fondation non encastrée. Par ailleurs, Gazetas et Apostolou (2004) ont investigué sur la réponse des fondations superficielles avec une prise en compte du comportement non linéaire du sol, en utilisant le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb. Gandomzadeh (2001) a, lui, étudié l'effet de la non-linéarité du sol sur la réponse dynamique de l'interaction sol-structure par un code numérique avec la méthode des éléments finis en utilisant le modèle Iwan. De même, Halabian et El Naggar (2002), Saez et al (2008) ont analysé le problème de l'interaction sol-structure avec une prise en compte du comportement non linéaire du sol. Enfin, Sbartai (2018) a étudié la variation de l'impédance dynamique d'une fondation sous l'effet du comportement non linéaire du sol en utilisant la méthode linéaire équivalente.

1.2 Présentation du problème

Cette thèse se focalise sur l'analyse numérique de l'interaction sol-fondation avec la prise en compte du comportement non linéaire du sol. Une nouvelle approche a été effectuée tout en permettant de trouver la réponse sismique d'une fondation superficielle et rigide dans le domaine non linéaire. En effet, le phénomène de la non-linéarité du sol se traduit par les variations des propriétés dynamiques ; c'est-à-dire la réduction du module de cisaillement normalisé (G/G_{max}), et l'augmentation du coefficient de l'amortissement hystérétique normalisé (ξ/ξ_{max}) en fonction du niveau de déformation de cisaillement unitaire (γ/γ_r) due par l'excitation sismique imposée au substratum du sol. Une méthode linéaire équivalente avec des masses concentrées basées sur le modèle hyperbolique de Masing (1926) intégré dans le code de calcul CaldynaSoil (Sbartai et Filali, 2012) a été utilisée pour trouver les variations des propriétés dynamiques non linéaires du profil du sol pour différents niveaux de

sollicitation sismique (faible, moyenne et forte). Le principe de cette méthode est basé sur la discrétisation du sol en sous-couches verticales avec différents modules de cisaillement et coefficients d'amortissement. Après les calculs, chaque sous-couche de sol contiendra les variations des propriétés dynamiques du sol (G/G_{max} et ξ/ξ_{max}) compatible avec le niveau de déformation imposée au substratum du sol.

Par ailleurs, la présente étude s'intéresse à l'influence des variations de ces paramètres dynamiques du sol sur la réponse sismique d'une fondation superficielle sollicitée par des ondes sismiques harmoniques obliques (P, SH, SV et Rayleigh). Après avoir trouvé les propriétés dynamiques non linéaires du sol, on les injecte dans le code de calcul Fonvib-wave, qui est basé sur la méthode de calcul de sous structure dans le domaine fréquentiel en utilisant le couplage de la méthode des éléments frontière (BEM) avec la méthode des couches minces (TLM) (Sbartai et Boumekik (2008), Messioud et Sbartai (2016), Sbartai (2018) avec des éléments quadrilatères, pour trouver la réponse sismique totale du système sol-fondation en fonction du type d'ondes et leurs angles d'inclinaison.

1.3 Objectif de la thèse

L'objectif principal de cette thèse est d'étudier l'influence du comportement non linéaire du sol sur la réponse sismique d'une fondation rigide et superficielle en :

- Estimant la réponse sismique d'un profil du sol par la méthode de calcul linéaire équivalente, pour de différents niveaux d'amplitudes sismiques (PGA: faible, moyen et fort) par le code de calcul Caldynasoil (Sbartai et Filali, 2012 et 2017). Ainsi, cinq accélérations sismiques avec différentes PGA ont été utilisées pour quantifier les niveaux du non linéaire du sol : China (0.01 g), Loma Prieta-Diamond (0.10 g), Nahanni (0.20 g), El-Centro (0.30-g), Los Anglos (0.40 g).
- Estimant la réponse sismique du système sol-fondation pour un comportement non linéaire par l'approche de sous structure en développant le code de calcul Fonvibwave de (Messioud et al, 2016).
- Estimant la réponse sismique tridimensionnelle d'une fondation rigide sans masse sollicitée par des ondes sismiques harmoniques oblique (P, SH, SV et R) en intégrant la non-linéarité du sol dans l'analyse.

1.4 Plan de la thèse

Cette thèse contient une introduction générale et six chapitres. Le premier chapitre présente une introduction générale sur le problème à étudier. Le deuxième chapitre explique comment analyser le problème de l'interaction sol-structure dans le cas linéaire et non linéaire. Le troisième chapitre définit les lois de comportement du sol dans le cas linéaire et non linéaire. Le quatrième chapitre montre les méthodes de calcul de la réponse du champ libre sous sollicitation sismique : Méthode linéaire équivalente et méthode non linéaire. Le cinquième chapitre décrit la méthode de sous structure pour trouver la réponse dynamique d'une fondation sollicitée par des ondes sismiques. Le sixième chapitre présente les résultats numériques trouvés dans cette étude. Enfin, une conclusion générale et des perspectives à cette thèse.

Chapitre 2

*Analyse de l'interaction sol-structure dans les cas élastique linéaire et non-
linéaire du sol*

Chapitre 2 : Analyse de l'interaction sol-structure dans le comportement élastique linéaire et non linéaire du sol

2 Partie I : Interaction sol-structure dans le cas linéaire

2.1 Notion générale de l'interaction sol-structure (ISS)

Dans le domaine de la construction du génie civil, pour déterminer le comportement réel de la structure, on doit bien connaître le comportement de la fondation et le sol sous-jacent. L'interaction sol-structure est une discipline de la mécanique appliquée qui s'intéresse au développement et à l'investigation des méthodes théorique et pratique pour l'analyse des structures soumises à des charges dynamiques en tenant compte du comportement du sol de fondation. Par définition, l'interaction sol-structure est définie par la modification du mouvement du sol (ou structure) soumis par un séisme du fait de la présence de l'autre composant (structure ou sol). La procédure la plus radicale pour éliminer le problème de cette interaction sol-structure est de considérer la structure parfaitement encastree dans le sol. Cette hypothèse est d'autant plus valable que le sol de fondation est peu déformable vis-à-vis de la structure, par exemple dans le cas d'un bâtiment rigide sur un sol rocheux.

2.2 L'aspect fondamental de l'interaction sol-structure

En réalité, le sol n'est pas parfaitement rigide et le comportement de la structure sur sol rigide n'est pas le même que si le sol était souple. Lors d'un séisme, le sol et la superstructure se mettent à vibrer simultanément et interagissent l'une avec l'autre, la vibration de la superstructure entraîne des forces sur la fondation qui sont transmises au sol et modifie sa réponse, etc. L'aspect fondamental de l'interaction a été illustré par Pecker (2006) sur la figure 2.1, cet aspect est présenté ici dans le cas d'une fondation sur pieux, partiellement enterré dans le sol, mais les conclusions restent applicables à tout type de fondation. Loin de la fondation, dans une région dénommée le champ libre, les couches de sol sont traversées par des ondes sismiques dont la nature peut être complexe : on y rencontre des ondes de volume, compression (P) et cisaillement (S), des ondes de surface (Rayleigh, Love). La nature des ondes est précisée par les caractéristiques de la source sismique, mais également par la géométrie et les caractéristiques mécaniques des terrains traversés.

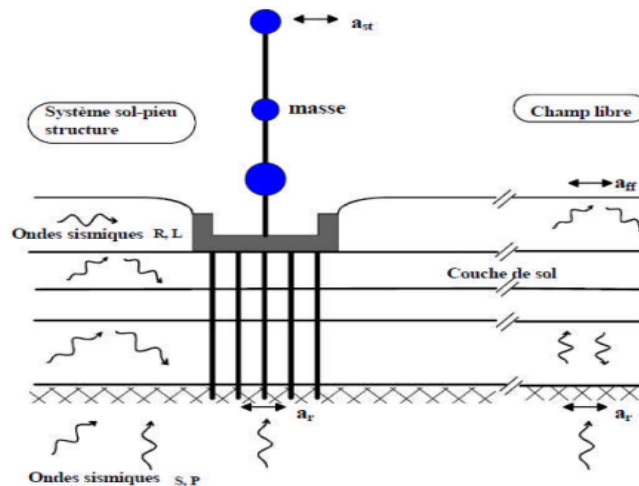


Figure 2.1 Schématisation de l'interaction sol-structure (Pecker, 2006)

2.3 Les composantes de l'interaction Sol-Structure

Le system interaction sol-structure est généralement scindé en deux parties : l'interaction cinématique et l'interaction inertielle.

2.3.1 Interaction cinématique

L'interaction cinématique est étudiée en interaction entre le sol et la fondation sans masse ; ce qui permet de trouver le mouvement de la fondation. Les déformations du sol sont transmises à celle-ci et engendrent un mouvement de la superstructure, même en absence de superstructure le mouvement de la fondation est différent du mouvement du champ libre du fait des différences de rigidité entre la fondation et le sol encaissant. Le champ des ondes incident et réfléchi et diffracté par la fondation et donc modifier le mouvement total du sol au voisinage de celle-ci.

2.3.2 Interaction inertielle

L'interaction inertielle est déterminée par la réponse de la superstructure. La masse de structure génère des efforts d'inerties et de moments supplémentaires à la base de la structure et donc dans le sol. Cela provoquera alors une modification encore une fois dans le champ de déplacement.

2.4 Méthode de prise en compte de l'interaction sol-structure

Pour faire une analyse complète de l'interaction sol-fondation-structure (ISS), on doit prendre en considération :

- La variation des caractéristiques du sol avec la profondeur ;
- Le comportement non linéaire du sol ;
- Le caractère tridimensionnel du problème ;
- L'interaction avec les structures avoisinantes.

Suivant ces conditions, les chercheurs en génie parasismique décrivent trois méthodes pour analyser les problèmes de l'interaction sol-structure à savoir la méthode globale, la méthode de sous structure et la méthode hybride.

2.4.1 Principe et avantage de de la méthode globale

La méthode globale ou directe est une procédure qui détermine la réponse du système sol-fondation-structure simultanément (pour une seule étape) et résous son équation dynamique directement (voir figure 2.2). Le principe de cette méthode est représenté par l'équation (2.1) suivante :

$$[M] \{\ddot{u}\} + [C] \{\dot{u}\} + [K] \{u\} = - [M] \{I\} \{\ddot{u}_g\} \quad (2.1)$$

Où $\{U\}$ représente le vecteur des déplacements relatifs du système par rapport à l'assise. $[M]$, $[K]$, $[C]$ sont respectivement les matrices de masse, de raideur et d'amortissement du système. $\{I\}$ représente le vecteur d'unité, donnant la direction de la sollicitation $\ddot{u}_g(t)$.

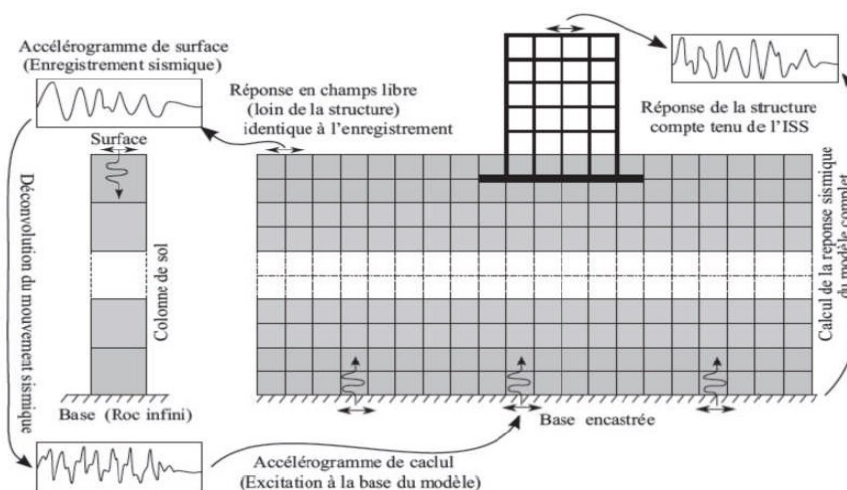


Figure 2.2 Modélisation du phénomène d'ISS par la méthode globale (Seghir, 2011)

Le principe de cette méthode a modélisé le sol et la structure par des éléments finis, en basant sur la méthode des éléments finis (Lysmer et Kulhmeier (1969) ; Wilson [1995], cela permet de trouver la réponse complète du comportement du sol et structure. En appliquant un accélérogramme à la base un substratum, nous obtenons l'accélérogramme du champ libre, l'accélérogramme à la base de la structure et aussi la réponse complète de la structure comme montrer dans la figure ci-dessus.

L'avantage de cette méthode est qu'elle peut être prise en compte dans l'analyse de toutes les caractéristiques géométriques du problème, les hétérogénéités du sol et la structure, et incorporer les lois des comportements non linéaires du sol et aussi de la structure. Mais, cette méthode exige :

- La définition des sollicitations sismiques à introduire dans le système.
- L'utilisation des éléments spéciaux à la frontière du domaine du sol afin de préserver son caractère non borné.
- Le choix d'une discrétisation du sol assez fin pour une bonne description de la propagation d'onde de haute fréquence.
- L'application d'un schéma performant de résolution dans le domaine temporel.

2.4.2 Principe et avantage de la méthode de sous-structures

La méthode de sous-structures est déterminée par la réponse du sol et la structure séparément en plusieurs étapes, chacune des étapes étant réputée plus facile à résoudre que le problème global. Pour des raisons évidentes, les sous-structures envisagées sont constituées d'une part par le sol et d'autre part par la structure, comme indiquer sur la figure 2.3. On écrit les équations d'équilibre de chaque sous-système puis les conditions de compatibilité à l'interface : continuité du déplacement et du vecteur contraint.

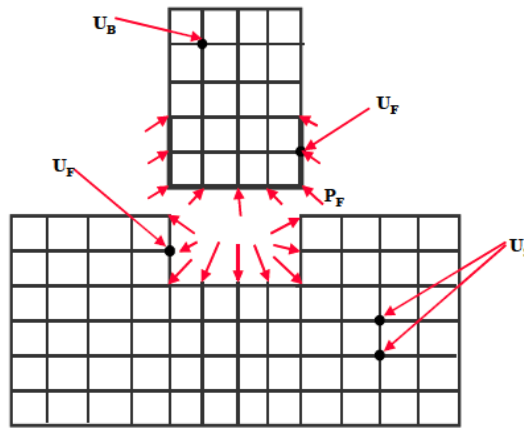


Figure 2.3 Schématisation d'une méthode de sous-structure (Pecker, 2006)

Avant d'examiner l'équation de chaque élément, on considère le déplacement \underline{U} s'exprime sous la forme de sa transformation de Fourier par la formule suivante :

$$\underline{U} = \sum_n \tilde{u}(\omega_n) e^{i\omega_n t} \quad (2.2)$$

Donc, les équations d'équilibre de chaque sous-système s'écrivent comme le suivant :

a. L'équation de la structure s'écrit par la formule suivante :

$$-\omega^2 \begin{bmatrix} \underline{m}_B & \underline{0} \\ \underline{0} & \underline{m}_{FB} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \tilde{u}_B \\ \tilde{u}_F \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \underline{K}_{BB} & \underline{K}_{FB} \\ \underline{K}_{FB} & \underline{K}_{FF} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \tilde{u}_B \\ \tilde{u}_F \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \underline{0} \\ \tilde{P}_F \end{bmatrix} \quad (2.3)$$

$$-\omega^2 \begin{bmatrix} \underline{m}_{FS} & \underline{0} \\ \underline{0} & \underline{m}_S \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \tilde{u}_F \\ \tilde{u}_S \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \underline{K}_{FF} & \underline{K}_{FS} \\ \underline{K}_{FS} & \underline{K}_{SS} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \tilde{u}_F \\ \tilde{u}_S \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\tilde{P}_F \\ \underline{0} \end{bmatrix} \quad (2.4)$$

Comme indiqué sur les équations ci-dessous, le terme B désigne les déplacements de la structure, l'indice F ceux de l'interface sol-structure et l'indice S ceux du sol. Les équations ont été partitionnées de façon à isoler dans chaque sous-système les équations faisant intervenir les degrés de liberté communs : ces équations sont repérées par les indices FB lorsqu'elles appartiennent au sous-système structure et par les indices FS lorsqu'elles appartiennent au sous-système sol. Enfin, on a tenu compte des conditions de compatibilité exprimées ci-dessus.

En absence de la structure, l'équation du sol s'écrit de façon analogue à l'équation (2.4) comme :

$$-\omega^2 \begin{bmatrix} \underline{\underline{m}}_{FS} & \underline{\underline{0}} \\ \underline{\underline{0}} & \underline{\underline{m}}_S \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \underline{\tilde{u}}_F^* \\ \underline{\tilde{u}}_S^* \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \underline{\underline{K}}_{FF} & \underline{\underline{K}}_{FS} \\ \underline{\underline{K}}_{FS} & \underline{\underline{K}}_{SS} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \underline{\tilde{u}}_F^* \\ \underline{\tilde{u}}_S^* \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \underline{\underline{0}} \\ \underline{\underline{0}} \end{bmatrix} \quad (2.5)$$

Où, \underline{u}^* représente le déplacement d'interaction cinématique.

En outre, le déplacement d'interaction définit par :

$$\underline{u}^i = \underline{u} - \underline{u}^* \quad (2.6)$$

Par soustraction des équations (2.5) et (2.6) il vient :

$$-\omega^2 \begin{bmatrix} \underline{\underline{m}}_{FS} & \underline{\underline{0}} \\ \underline{\underline{0}} & \underline{\underline{m}}_S \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \underline{\tilde{u}}_F^i \\ \underline{\tilde{u}}_S^i \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \underline{\underline{K}}_{FF} & \underline{\underline{K}}_{FS} \\ \underline{\underline{K}}_{FS} & \underline{\underline{K}}_{SS} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \underline{\tilde{u}}_F^i \\ \underline{\tilde{u}}_S^i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\underline{\tilde{P}}_F \\ \underline{\underline{0}} \end{bmatrix} \quad (2.7)$$

Le système d'équations (2.7) peut être utilisé pour éliminer tous les degrés de liberté qui n'appartiennent pas à l'interface sol-structure. Ce processus appelé condensation permet de relier les déplacements de l'interface aux réactions en ces nœuds :

$$\underline{\tilde{S}}_F(\omega) \underline{\tilde{u}}_f^i(\omega) = -\underline{\tilde{P}}_F(\omega) \quad (2.8)$$

Alors, \underline{S} s'appelle la *matrice d'impédance* de la fondation, ω la fréquence et $-\underline{\tilde{P}}_F$ la réaction du sol.

Si dans cette étape la réaction du sol $-\underline{\tilde{P}}_F(\omega)$ est inconnue, l'équation d'équilibre de la structure devient :

$$-\omega^2 \begin{bmatrix} \underline{\underline{m}}_B & \underline{\underline{0}} \\ \underline{\underline{0}} & \underline{\underline{m}}_{FB} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \underline{\tilde{u}}_B \\ \underline{\tilde{u}}_F \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \underline{\underline{K}}_{BB} & \underline{\underline{K}}_{FB} \\ \underline{\underline{K}}_{FB} & \underline{\underline{K}}_{FF} + \underline{\tilde{S}}_F \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \underline{\tilde{u}}_B \\ \underline{\tilde{u}}_F \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \underline{\underline{0}} \\ \underline{\tilde{S}}_F \underline{u}_f^* \end{bmatrix} \quad (2.9)$$

Si la fondation est rigide, le champ des déplacements de celle-ci peut s'exprimer en termes d'un mouvement de corps rigide défini par rapport à un point quelconque, par exemple :

$$\underline{\tilde{u}}_F = \underline{T} \underline{\tilde{u}}_0 \quad (2.10)$$

Où \underline{T} est la matrice de transformation et $\underline{\tilde{u}}_0$ le vecteur des déplacements et rotations du centre de la fondation. De même, les forces nodales $\underline{\tilde{P}}_F$ sont reliées aux forces et moments $\underline{\tilde{P}}_0$ appliqué à la fondation en son centre :

$$\underline{\tilde{P}}_0 = \underline{T}^T \underline{\tilde{P}}_F \quad (2.11)$$

Avec ces définitions l'équation (2.9) prend la forme :

$$-\omega^2 \begin{bmatrix} \underline{m}_B & \underline{0} \\ \underline{0} & \underline{m}_{FB} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \underline{\tilde{u}}_B \\ \underline{\tilde{u}}_F \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \underline{K}_{BB} & \underline{K}_{FB} \underline{T} \\ \underline{T}^T \underline{K}_{FB} & \underline{T}^T (\underline{K}_{FF} + \underline{\tilde{S}}_F) \underline{T} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \underline{\tilde{u}}_B \\ \underline{\tilde{u}}_F \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \underline{0} \\ \underline{T}^T \underline{\tilde{S}}_F \underline{u}_f^* \end{bmatrix} \quad (2.12)$$

La matrice $\underline{K}^* = \underline{T}^T \underline{\tilde{S}}_F \underline{T}$ représente la matrice d'impédance de la fondation rigide. Notons que $\underline{T}^T \underline{\tilde{S}}_F \underline{u}_f^* = \underline{K}^* \underline{T}^T \underline{u}_f^*$ l'équation précédente le mouvement d'une structure reliée à un support par la matrice d'impédance \underline{K}^* et soumise à un mouvement de ce support défini par $\underline{T}^T \underline{u}_f^*$, qui rappellent le représente le mouvement d'interaction cinématique.

En appliquant le principe de superposition de Kausel et al (1978). La méthode de sous-structures est représentée sur la figure 2.4 comme ci-après :

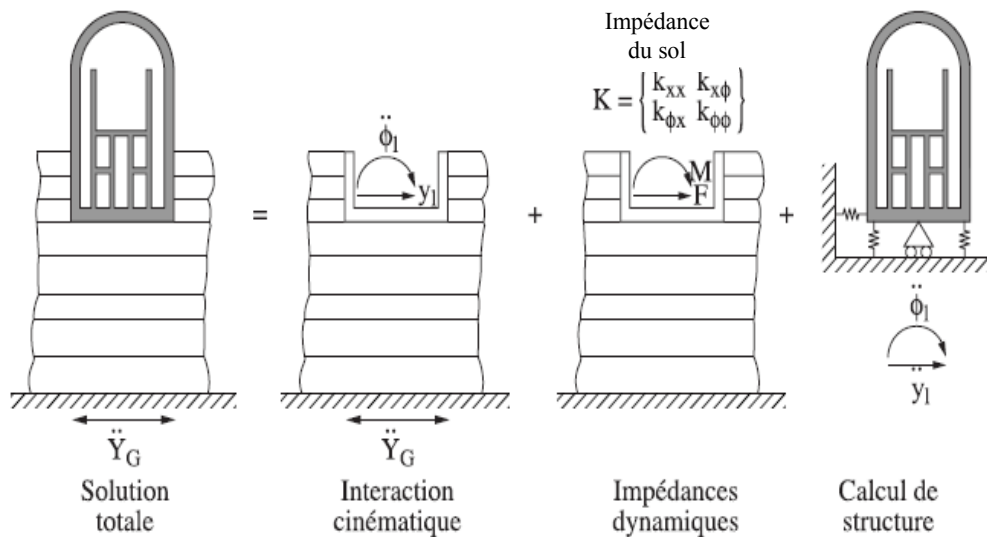


Figure 2.4 Principe de superposition de Kausel (1978)

Dans ce cas, le problème d'ISS sera scindé en trois sous problèmes et expliqué comme suit :

- Déterminer le mouvement d'une fondation rigide sans masse soumise à la sollicitation sismique ; cette étape représente la solution de l'équation (2.5) ;
- Déterminer la matrice d'impédance de la fondation (Équation 2.7) ;
- Calculer la réponse dynamique de la structure reliée à la matrice d'impédance et sujette à son support au mouvement d'interaction cinématique (Équation 2.12).

2.4.3 Principe et avantage de la méthode hybride

La méthode hybride est une méthode développée par Gubta et al (1980) pour traiter le problème de l'interaction sol-structure, le principe de cette méthode est de scinder le système

du sol-structure en deux sous-domaines : un champ lointain et un champ proche. Le champ lointain est modélisé à l'aide d'une matrice d'impédance ayant un comportement élastique et traité par les méthodes linéaires, par contre, le champ proche englobe toutes les non-linéarités et hétérogénéités du problème, possédant un comportement non linéaire. Ce domaine est analysé par la méthode globale.

Comme il est montré dans la figure 2.5, la difficulté de cette méthode est les frontières l'interaction entre des deux champs, une méthode a été développée par [Nova et Montrasio, 1991] de macroélément basant sur la méthode des éléments finis on peut traiter le problème presque dans une seule étape.

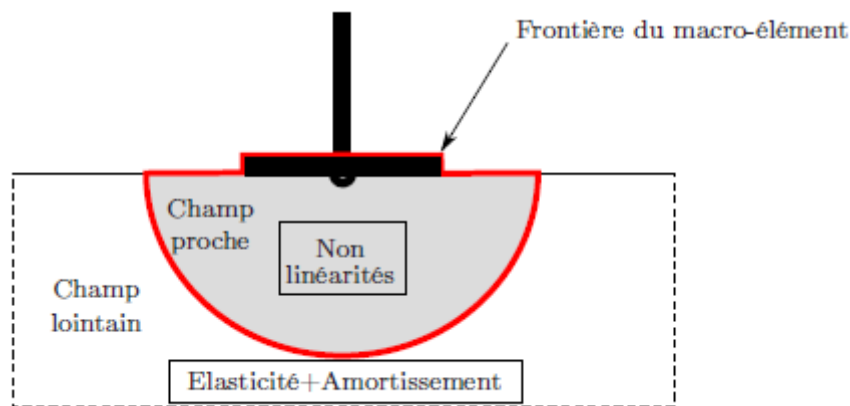


Figure 2.5 Décomposition en champ proche et champ lointain pour la définition de la frontière d'un macroélément d'ISS (Grange, 2008)

2.5 Partie 2 : Analyse de l'interaction sol-structure non linéaire

La présence de forts tremblements de terre génère des déformations supplémentaires qui affectent le domaine d'élasticité de comportement du sol et influencent les interactions dynamiques entre le sol et la structure. Dans le domaine du génie parasismique, le problème de l'interaction entre le sol et la structure est résolu par plusieurs hypothèses. La première hypothèse postule que l'analyse de la structure est fondée sur un rocher. Par contre, la deuxième hypothèse considère que pour une structure fondée sur le sol, la conception tient compte de deux phénomènes différents. Le premier phénomène concerne la capacité du sol à modifier soit les amplitudes, soit le contenu fréquentiel des ondes sismiques incidentes. Le

second concerne l'interaction sol-structure (ISS) qui conduit d'une part à une modification supplémentaire du mouvement sismique à la base de la structure et d'autre part, à une modification du champ d'onde dans le sol (Ali et al, 2008).

La réponse dynamique d'une structure est fortement liée au comportement du sol. Pour un comportement linéaire élastique du sol, de nombreux chercheurs ont trouvé cette réponse par plusieurs méthodes valables pour une déformation faible (prise en compte du comportement du sol linéaire élastique ou viscoélastique). Dans les années précédentes, des chercheurs présentent des méthodes nouvelles pour modéliser numériquement le problème de l'ISS avec une prise en compte du comportement non linéaire du sol.

Khalil (2009) a modélisé numériquement l'interaction dynamique sol-structure (IDSS) en tenant compte des non-linéarités de comportement du sol et en étudiant les phénomènes prépondérants pour la réponse de la structure : fréquence fondamentale, désamplifications, variabilité spatiale du mouvement. Gandomzadeh, A (2011) a implémenté dans un code numérique une loi rhéologique de comportement non linéaire du sol afin d'examiner l'effet de la non-linéarité du sol sur l'interaction dynamique sol-structure par le code de calcul. CESAR-LCPC. Chatrzigogos et al (2007) ont développé un modèle du type « macroélément » pour les analyses dynamiques de l'interaction sol-structure des fondations superficielles. Le domaine du sol est divisé en deux parties : le champ lointain, qui décrit conceptuellement la zone où la réponse du système reste linéaire, et le champ proche où toutes les non-linéarités matérielles et géométriques sont présentes.

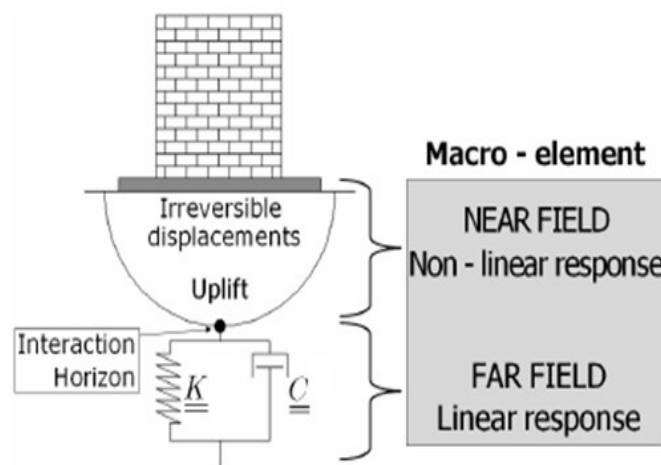


Figure 2.6 La structure de macroélément (Chatrzigogos et al (2007))

D'après cette étude, on constate que le concept de « macroélément » est une approche alternative pratique pour des analyses ISS non linéaires rapides, concises et précises pour les fondations superficielles et même aussi pour les fondations peu profondes, à condition de prendre en compte les différentes sources de non-linéarité. Cavalieri et al (2021) utilise une approche de modélisation non linéaire par macroéléments pour prendre en compte les effets non linéaires du sol dans l'interaction dynamique sol-structure basant sur la méthode des éléments finis en 3 D. Le macroélément de semelle modélise le comportement non linéaire du sol en champ proche et l'impédance dynamique en champ lointain.

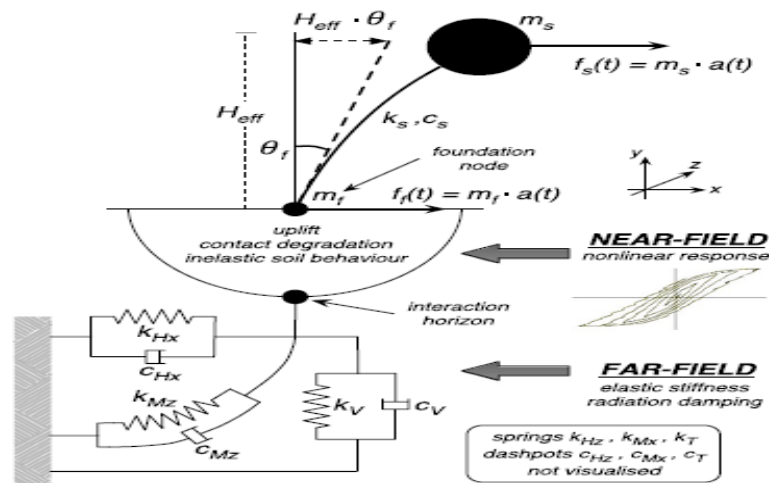


Figure 2.7 Le système adopté avec macroélément pour des fondations peu profondes superficielles (Cavalieri et al, 2021)

Robert (2015) a aussi développé une stratégie générale pour l'étude du problème de l'IDSS non linéaire dans le contexte de l'analyse de la vulnérabilité sismique des bâtiments. Ainsi, des modèles d'éléments finis réalistes sont développés et appliqués à des problèmes d'IDSS non linéaires. Les modèles couvrent une large gamme des conditions pour le sol et des typologies de bâtiments soumis à plusieurs bases de données sismiques. Une stratégie de modélisation a été développée et validée afin de réduire significativement le coût numérique. Pour cela, un modèle 2D équivalent a été développé, implanté dans le code calcul **GEFDYN** et utilisé pour effectuer une importante étude paramétrique. Tous les calculs sont effectués dans le domaine temporel au moyen de l'outil d'éléments finis (Code de GEFDYN, Aubry et al. 1985 ; Aubry and Modaressi, 1996).

En 2009, Abboud a implémenté dans un code numérique une loi de comportement non linéaire pour le sol afin d'examiner l'effet de la non-linéarité du sol sur l'interaction dynamique sol-structure, une méthode simple de couche absorbante basée sur une formulation de Rayleigh/Cauchy pour l'amortissement, qui est généralement disponible dans les logiciels existant d'éléments finis a également été développé.

L'effet de la non-linéarité du sol est maintenant étudié à l'aide du modèle MPII modélisé seulement par les courbes de réductions des modules de cisaillement en fonction de la déformation cyclique en cisaillement pour différentes couches comme montré sur la figure 2.8.

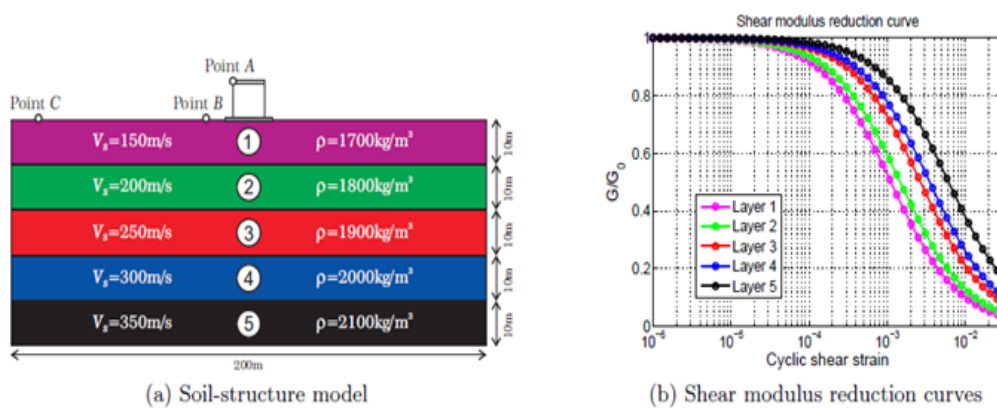


Figure 2.8 Le modèle du sol-structure et la relation des courbes des modules de cisaillement de différentes couches de sol (Abboud, 2009)

Ainsi, les formulations mathématiques du modèle non linéaire MPII (modèle d'Iwan) sont programmées en FORTRAN et implémentées dans le programme numérique CESAR-LCPC. Le code d'éléments finis, CESAR-LCPC Humbert et al. (2005) est utilisé pour simuler l'interaction dynamique sol-structure. La méthode de résolution du problème DSSI est basée sur la discrétisation temporelle et spatiale montrée que la réponse de la structure est plus influencée par la non-linéarité du sol lorsque la structure est basée sur un sol linéaire.

Halabian et Hesham El Naggar (2002) ont utilisé une approche hybride approximative pour analyser les systèmes ISS qui tiennent compte les non-linéarités du sol. La méthode hybride réduit les grands systèmes sol-structure à des modèles efficaces en ce qui concerne le calcul, tenant compte des non-linéarités secondaires qui se produisent dans le champ proche

du sol. Des ressorts non linéaires équivalents et des amortissements sont utilisés pour prendre en considération les non-linéarités secondaires du sol. La non-linéarité secondaire du sol a augmenté les déplacements latéraux totaux de la structure.

Gandomzadeh et al (2010) ont implanté une loi de comportement dynamique non linéaire du sol dans le code de calcul CESAR-LCPC. Cette approche permet de simuler les aspects plus complexes de l'ISS et leur évolution en fonction du niveau de sollicitation (séismes forts, modérés ou faibles). Le modèle rhéologique d'Iwan (Iwan, 1967) qui est basé sur la théorie de plasticité a été choisi pour l'implémentation dans le logiciel CESAR-LCPC. Ce modèle utilise seulement les courbes générales de réduction du module de cisaillement initial, G/G_0 . C'est un modèle élastoplastique avec écrouissage qui est adapté à la modélisation des réponses linéaires (pour de petites déformations) et non linéaires (pour de grandes déformations) du sol.

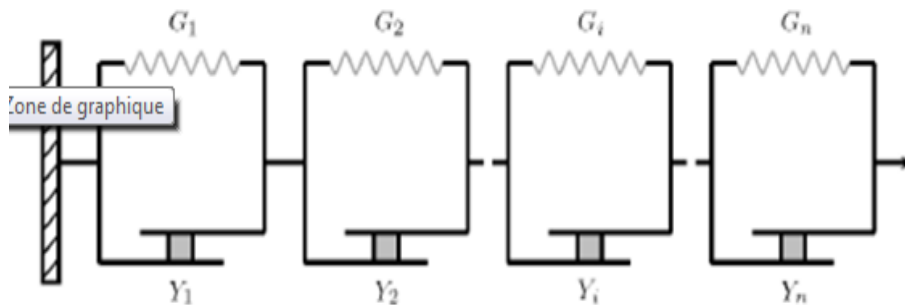


Figure 2.9 Modèle rhéologique 1d D'Iwan (1967)

Dans le domaine temporel, Wu et Finn (1997) ont proposé une méthode d'élément fini quasi tridimensionnel pour analyser la réponse dynamique non linéaire des pieux isolés et des groupes de pieux. L'analyse est faite dans le domaine temps en utilisant des modules et des amortissements dépendant de la déformation. Une méthode linéaire équivalente est utilisée dans PILE-3D pour modéliser le comportement hystérétique non linéaire du sol. La base de cette méthode est l'hypothèse que le comportement hystérétique du sol peut être approximé par un ensemble de modules de cisaillement sécants et de rapports d'amortissement visqueux qui sont compatibles avec les niveaux actuels de déformation de cisaillement. Les résultats de cette étude ont montré que les rigidités des fondations sur pieux diminuent avec le niveau de la secousse.

La méthode quasi-3D proposée prend directement l'interaction cinématique non linéaire entre les pieux et le sol, qui est un avantage majeur de la méthode quasi-3D et que les solutions peuvent être facilement obtenues sur des ordinateurs PC et très rapide.

Sekhri. K (2021) a étudié numériquement le problème global d'interaction sol-pieux-structure sous chargement latéral et d'interaction sol-pieu-structure et groupe de pieux sous charge dynamique par le code **ABAQUS** avec prendre en compte la non-linéarité de sol. La modélisation par cette méthode «équivalent linéaire» confirme que la fiabilité de cette méthode donne une bonne adaptation pour les problèmes d'interaction sol-pieux-structure.

Pitilakis et al (2006, 210, 2013) ont fait une étude approfondie sur la modélisation du phénomène d'interaction sol-structure en utilisant de la méthode des sous-structures dans l'analyse. Dans cette approche, le domaine du système sol-fondation-structure est divisé en sous-domaines notamment le sous-domaine du sol et le sous-domaine de la structure. Chaque sous-domaine peut être analysé sous des excitations dynamiques avec différentes méthodes numériques. Le couplage de la réponse pour les différents sous-domaines est réalisé par le calcul des fonctions d'impédance à l'interface entre le sol et la fondation. Ensuite, la réponse dynamique de la structure est estimée par la dynamique des corps rigides standard. Un code numérique est développé à partir du logiciel existant MISS3D (Clouteau, 2005), afin d'inclure le comportement non linéaire du sol dans l'analyse ISS. Les effets non linéaires primaires et secondaires dans le sol sont approximés par une méthode itérative équivoque. Les propriétés du sol sont modélisées avec des paramètres linéaires équivalents tels que le module de cisaillement en fonction de la déformation et l'amortissement du matériau.

Le champ d'ondes dans le sol est calculé séparément pour les ondes incidentes provenant du demi-espace et pour les ondes diffractées totales émanant de la fondation à l'infini.

Le code numérique modifié MISS3D-EqL est validé par rapport à d'autres outils numériques, pour le comportement linéaire et non linéaire du sol. De plus, le code **MISS3D-EqL** est validé par rapport à des expériences physiques pour étudier l'ISS, réalisée dans une table à secousses et dans une centrifugeuse. Il a été constaté que la réponse numérique de **MISS3D-EqL** reproduit très bien la réponse enregistrée dans le sol et sur la structure, dans la table à secousses (comportement linéaire du sol), ainsi que dans la centrifugeuse (comportement linéaire équivalent du sol). Cette étude a montré l'efficacité de l'approximation linéaire équivalente des sous-structures pour simuler les effets des non-linéarités du sol sur la réponse

sur le système sol-fondation-structure sous un fort mouvement de sol sismique et aussi validé par des essais de référence en centrifugeuse.

2.6 Conclusion

À partir de la recherche bibliographique, nous avons constaté que le fort mouvement sismique affecte plus fort le mouvement du sol et donc influence ainsi le comportement de la fondation et la structure. Les recherches les plus anciennes ont analysé le comportement dynamique de la structure dedans, mais avec comportement linéaire du sol. Cependant, ce domaine n'est pas suffisant pour trouver le comportement réel de la fondation et de la structure. Donc, on doit incorporer le comportement non linéaire du sol dans la modélisation d'un problème d'interaction sol-fondation-structure pour donner un résultat plus proche de la réalité dans le cas d'une structure sollicitée par de fortes excitations sismiques. Avec l'amélioration des méthodes de calculs dans le domaine de l'interaction sol-structure, on a constaté que des travaux où on a analysé ce phénomène dans le cas non linéaire. Dans ce contexte, notre thèse ajoute une nouvelle approche pour analyser le comportement non linéaire d'une fondation rigide avec des propriétés non linéaires et dynamiques du sol. Le comportement non linéaire du sol a été approché par une méthode linéaire équivalente implantée dans le code de calcul Caldynasoil développé par (Sbartai et Filali, 2012, 2017).

Chapitre 3

Les lois des comportements du sol élastique : Linéaire et non linéaire

Chapitre 3 : Lois de comportements du sol : linéaires et non linéaires

3 Définition générale

L'étape clé de la réponse du système sol-structure est d'étudier le comportement du sol sous chargement cyclique et le mouvement résultant. Donc, une loi de comportement est définie par le lien entre les contraintes et les déformations dues par les sollicitations imposées. Ce comportement est dépendu fortement par l'amplitude de la sollicitation (déformation) donc, il sera un comportement élastique linéaire ou non linéaire.

En effet, le comportement linéaire est limité tant que la déformation en cisaillement ne dépasse pas 10^{-5} (Davidovici, 1985) et défini par la loi d'Hooke [1678] qui relie linéairement le tenseur des contraintes à celui des déformations via le tenseur des modules élastiques et en particulier la contrainte de cisaillement à la déformation en cisaillement via le module de cisaillement. En revanche, le comportement non linéaire (où une déformation très élevée) est apparu à partir de la limite de validité des lois de comportement élastique linéaires.

Les principales définitions utilisées ci-dessus pour quantifier les plages de déformation ainsi que le comportement observé du sol selon de différents travaux dans la littérature consultée sont synthétisées dans le tableau 3.1.

Ces paramètres sont trouvés par les essais *in situ*, par exemple : l'essai de suspension logging, l'analyse spectrale des ondes de surface SASW, ou toute autre technique de mesure en forage (essai cross Hole, down Hole, up Hole) ou en laboratoire, les essais les mieux adaptés sont : l'essai de colonne résonante. Le triaxial de précision, la colonne résonante, l'essai de torsion cyclique, des mesures de vitesse de propagation d'ondes (bender éléments),...

Le principal paramètre qui permet de délimiter le domaine de validité de chacune de ces lois est l'amplitude de la déformation.

Sur la figure 3.1, on peut voir les différentes plages de déformation concernées selon les essais, qui permettent de construire la courbe de réduction du module de cisaillement.

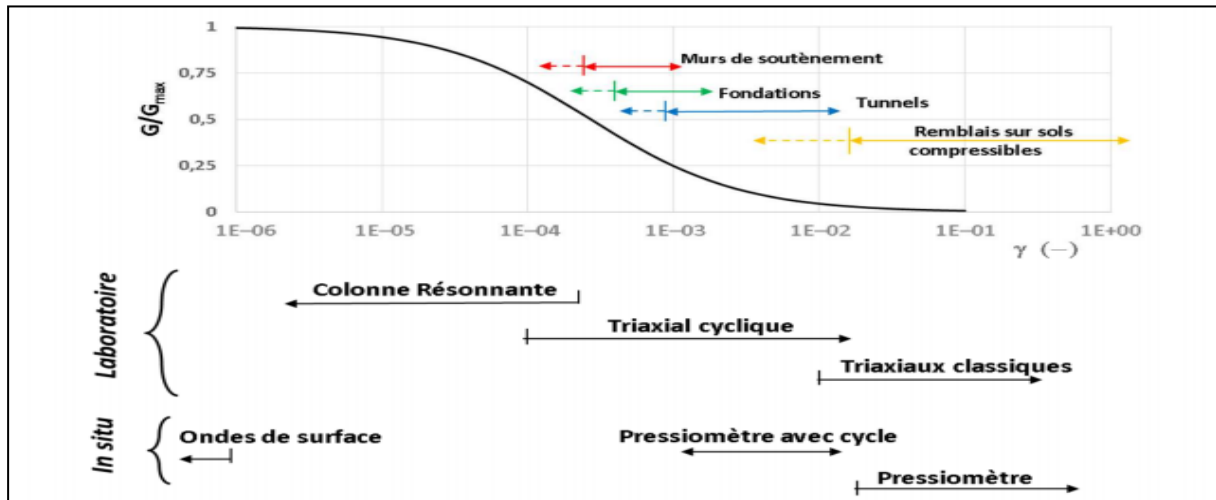


Figure 3.1 Courbe schématique de la réduction du module de cisaillement avec la déformation pour les différentes plages de déformations propres aux ouvrages et aux essais de laboratoires et in situ réalisée dans le cadre de ce travail (Kastriot çami,2017)

Le tableau 3.1 on peut décrire que les modèles de comportements en fonction de chaque niveau de sollicitation, en considérant un échantillon pris dans la couche de sol est soumis à des cycles de charge-décharge correspondant à ce type de sollicitation (mouvement sismique a pour origine une onde de cisaillement se propageant depuis le substratum) dans un appareil triaxial pour définir chaque type de comportement.

Tableau 3.1 Modèle de comportement et méthode d’analyse en fonction de l’amplitude de la déformation cyclique d’après Davidovici (1985)

Déformation en cisaillement	Inférieure à 10^{-5}	Entre 10^{-5} et 10^{-4}	Supérieur à 10^{-3}
Loi de comportement	Linéaire	Hystérétique stabilisé	Fortement non linéaire
Représentation du sol	Élastique linéaire	Viscoélastique	Lois incrémentales
Méthode d’analyse	Linéaire	Linéaire équivalent	Intégration pas par pas

L'utilisation des lois de comportement élastique linéaire (loi simple) ou non linéaire (loi compliquée) exige des conditions à appliquer.

a. Le comportement linéaire du sol

Ce comportement est généralement représenté par les phénomènes suivants :

- ❖ Les amplitudes des déformations du massif restent élastiques ;
- ❖ Le facteur de sécurité global est suffisamment élevé ou le chargement n'est pas très important ;
- ❖ Les ruptures locales ne contrôlent pas le comportement dans la région étudiée.
- ❖ Soit le comportement aux interfaces des matériaux est prédominant.
- ❖ Des sollicitations sismiques de faible amplitude comme celles engendrées lors des essais géophysiques.

b. Le comportement non linéaire du sol

En général, ce comportement est engendré par de fortes excitations, caractérisé par :

- ❖ Une loi simple ne permet pas de décrire un aspect essentiel du comportement de l'ouvrage et de son environnement (interactions, dilatance, rupture, etc.) ;
- ❖ le calcul doit fournir une estimation réaliste des contraintes et des déplacements au voisinage de la rupture (critères en déplacements pour les sites urbains, expertises, problèmes inverses, etc.) ;
- ❖ Le calcul doit fournir une estimation réaliste de l'évolution des pressions interstitielles ;
- ❖ toutes les informations sont suffisamment pour déterminer les valeurs des paramètres des modèles, et des informations sur l'état initial, sur le degré d'hétérogénéité des terrains.

3.1 Description générale du comportement élastique linéaire

Par définition, un comportement élastique linéaire du sol signifie que le tenseur de déformation reste proportionnel au tenseur des contraintes au cours des sollicitations ($\sigma_{ij} = F_{ij}(\epsilon_{kl})$, où F_{ij} s'appelle la fonction de tensorielle). Mais, ce comportement est valable seulement pour du problème à petites déformations (i.e $\epsilon < 1$ ou $\gamma < 10^{-5}$), à des cas vibrations des massifs de machines bien conditionnés ou sollicitations sismiques de faible amplitude comme celles engendrées lors des essais géophysiques. Son comportement du sol est caractérisé par les grandeurs de l'équation de l'électrodynamique telle que : le module de cisaillement G_{max} , et le taux d'amortissement ξ_{max} presque est égal zéro (quelque pour cent

dans ce cas), le module d'Young E , le coefficient de Poisson ν , masse volumique ρ et la vitesse de l'onde de cisaillement V_s .

Stokoe et Anderson (1978) ont montré que le module de cisaillement pour de faibles distorsions, en deçà de 10^{-5} , est en toute rigueur variable dans le temps.

La notion d'élasticité linéaire est illustrée dans la figure suivante :

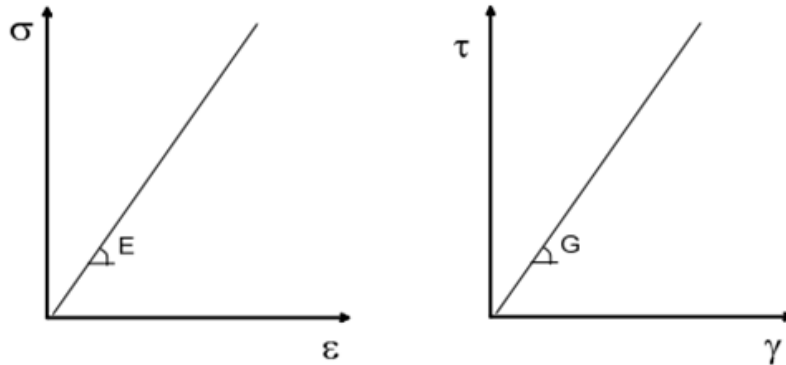


Figure 3.2 Illustration d'un comportement linéaire pour un essai de traction ou compression simple (à gauche) et pour un essai de cisaillement simple (à droite)

Dans cette figure, le module de cisaillement est défini par le constant G qui représente le comportement du sol dans ce domaine sa la loi de comportement s'écrit par la relation suivante :

$$G = \frac{\tau}{\gamma} \tag{3.1}$$

Avec τ = contrainte de cisaillement cyclique,

γ = déformation de cisaillement cyclique.

Le module de cisaillement, G , est relié par le module d'Young, déformation de cisaillement γ , contrainte de déformation par les relations suivantes :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \tag{3.2}$$

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \tag{3.3}$$

$$G = \frac{\tau}{\gamma} \tag{2.4} \tag{3.4}$$

Afin de couvrir toutes les plages de déformation à la figure 3.1, on fera appel aux essais géophysiques par des ondes de surface et géotechniques (notamment essais pressiométriques, enregistrement de paramètres de forage et essais de mécanique des sols) la description de la variation du module de cisaillement dans les différentes plages de déformations propres aux essais utilisés (voir figure 3.1) ; et en second lieu, dans la formulation d'une relation entre les données géophysiques en très petites déformations ($\leq 10^{-6}$) et les données géotechniques de laboratoire et in situ en grandes déformations ($> 10^{-3}$).

3.1.1 Le module de cisaillement G_{max}

Le module G_0 ou G_{max} signifie que la capacité d'un matériau de résister à une action (une force) exercée sur lui sans rompre et sans produire de déformations plastiques est définie le comportement élastique du sol pour une distorsion moins à 10^{-5} . La détermination de ce module dans ce domaine est trouvée par plusieurs des méthodes et des relations. On peut citer à juste titre le module de cisaillement G du sol défini par de l'essai de cisaillement simple (figure 3.3) par l'équation suivante :

$$G = \frac{\tau}{\gamma} = \frac{F/S}{\gamma} \quad (3.5)$$

Où F est la force et S c'est la surface.

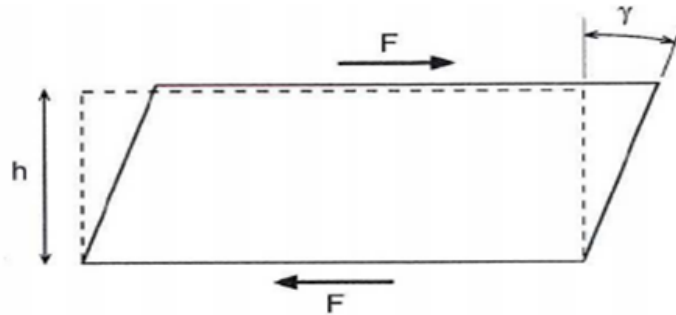


Figure 3.3 Distorsion dans l'essai de cisaillement simple (Combarieu, 2006)

Le module de cisaillement G est lié par le module d'Young et la loi d'Hooke par la relation suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (3.6)$$

Et on peut relier ce module par la vitesse de propagation de l'onde de cisaillement V_s par l'équation suivante :

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad (3.7)$$

On peut aussi calculer le module de cisaillement par les essais en laboratoire par les équations empiriques. Équation de H.B.Seed et I. M. Idriss(1970) pour le sable donné par la formule suivante :

$$G_{max} = 21.7 (0.62D_r + 15) P_a \sqrt{\frac{\sigma'_m}{P_a}} \quad (3.8)$$

G_{max} : Le module de cisaillement

D_r : Densité relative du sable

σ'_m : Contrainte principale effective moyenne

P_a : Pression atmosphérique

Équation de Hardin et Drenvich (1972) pour le sable et l'argile s'écrit par :

$$G_{max} = 314 \left[\frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} \right] (OCR^k) P_a \left(\frac{\sigma'_m}{P_a} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3.9)$$

G_{max} : Le module de cisaillement

σ'_m : Contrainte principale effective moyenne

P_a : Pression atmosphérique

e : rapport des vides du sol

OSR : coefficient de sur consolidation

k : exposant qui dépend de l'indice de plasticité du sol (Tableau 3.2)

Tableau 3.2 Exposant de k dépendent de l'indice de la plasticité (Hardin et Drnevich, 1972)

Indice de plasticité du sol	Valeur de k
0	0
20	0,18
40	0,30
60	0,41
80	0,48
≥ 100	0,50

Seed et Idriss (1970) ont proposé de relier empiriquement G_{max} à la cohésion non drainée C_u tel que :

$$G_{max} = K_s C_u \quad (3.10)$$

Le facteur K_s varie entre 1500 à 3000 pour les argiles, et entre 150 à 160 pour les argiles organiques.

3.1.2 Le coefficient d'amortissement β

En absence d'essais dynamiques, une valeur courante de 5 % est souvent attribuée au coefficient β . Ce dernier était supposé variant dans le domaine des petites déformations. Pour une prise en compte de la variation de β avec le niveau de déformations, on peut utiliser les courbes empiriques proposées par Vucetic et Dobry (1991) aussi bien pour les sols non plastiques ($I_p=0$) que pour les sols fins plastiques. Ces courbes, illustrées à la figure 3.17, montrent d'ailleurs que l'augmentation avec les déformations est plus prononcée dans les sols pulvérulents que dans les sols fins. À un niveau de déformation donnée, le coefficient d'amortissement d'un sol très plastique est plus grand qu'un sol peu plastique, toutes choses étant par ailleurs égales. On peut aussi utiliser les formules empiriques telles que celle

d'Ishibashi et Zhang(1993), valable aussi bien pour les sols non plastiques que pour les sols plastiques :

$$\beta = \frac{1}{3} \frac{1 + \exp(-0.0145 I_p^{1.3})}{2} \left[0.586 \left(\frac{G}{G_{max}} \right)^2 - 1.547 \frac{G}{G_{max}} + 1 \right] \quad (3.11)$$

3.1.3 La vitesse de l'onde de cisaillement V_s

Dans le comportement élastique linéaire du sol, la vitesse de propagation de l'onde de cisaillement V_s (shear waves) est défini la rigidité du sol, et aussi est un paramètre fondamental dans la loi de comportement du milieu est mesurable au moyen des essais in situ ou laboratoire, indépendante par l'indice de vide e et le type de matériau.

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (3.12)$$

Ou par l'essai de laboratoire des littératures illustré sur le tableau 3.3.

Tableau 3.3 La relation entre V_s , l'indice des vides e et la contrainte moyenne σ_m en fonction de chaque type de sol.

Auteurs	Type de sol	V_s (m/s)	Indice des vides, e
Hardin and Richard (1963)	Till	$(115-78,2e)\sigma_m^{0,26}$	$0,3 \leq e \leq 0,8$
Hardin and Richard (1963)	Sable (particules sphériques)	$2626 \sqrt{\frac{(2,17-e)^2}{\rho(1+e)}} \sigma_m^{1/4}$	$0,35 \leq e \leq 0,85$
Hardin and Richard (1963)	Sable (particules angulaires)	$1797 \sqrt{\frac{(2,97-e)^2}{\rho(1+e)}} \sigma_m^{1/4}$	$0,6 \leq e \leq 1,30$
Robertson et al (1995)	Sable	$(111-51e)\sigma_m^{1/4}$	$0,56 \leq e \leq 0,9$

3.1.4 Le coefficient de Poisson

Le coefficient de Poisson (ν) représente l'aptitude du matériau à se comprimer et traduit le rapport entre la déformation dans le plan perpendiculaire à la direction de la contrainte de compression et la déformation dans la direction de cette contrainte (figure 3.4). Ce coefficient prend des valeurs entre 0 et 0,5 en fonction du matériau et sa densité.

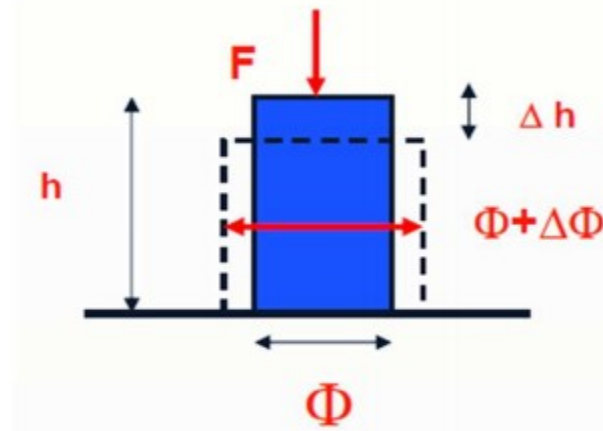


Figure 3.4 État initial et déformation d'une éprouvette sous l'effet de la force F exercée verticalement (Durand, 2009)

D'après la déformation de l'éprouvette qui représente dans la figure 3.4 soumis une force F . Nous avons alors une déformation latérale $\varepsilon_{\text{lat}} = \varepsilon_3 = \Delta\Phi/\Phi$ et une déformation axiale $\varepsilon_a = \varepsilon_1 = \Delta h/h$. La déformation axiale et la déformation latérale sont liées par l'expression (3.13) :

$$\nu = \frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_1} \quad (3.13)$$

À partir de cette relation, on peut définir le coefficient de Poisson par le rapport de l'allongement relatif transversal sur l'allongement relatif longitudinal. Le coefficient de Poisson ν est aussi lié par la déformation de cisaillement γ par la relation suivante :

$$\gamma = (1 + \nu) \varepsilon_1 \quad (3.14)$$

3.1.5 La valeur de l'amortissement dans le domaine élastique linéaire

Le comportement élastique est représenté par un ressort de rigidité G , et le comportement visqueux par un amortisseur de viscosité η .

L'amortissement est lié à la dégradation du module. Si $G_{\text{max}} = 1$ le matériel est élastique, donc il n'y a aucun amortissement D pour de faibles niveaux de distorsion (i.e. $G = G_{\text{max}} I:0$) est proche de zéro. En absence d'essais dynamiques, une valeur courante de 5 % est souvent

attribuée au coefficient β ce dernier étant supposé variant dans le domaine des petites déformations.

3.2 Comportement non linéaire des sols

3.2.1 Description général du comportement non linéaire du sol

Sous forte déformation (Tremblement de terre), le domaine des fortes déformations génère un domaine plus complexe dit de comportement non linéaire du sol. Par définition, la non-linéarité du sol est un effet de site qui se traduit par les variations de volume (tassement) dans les matériaux non saturés et par une augmentation de pression interstitielle dans les matériaux saturés (le phénomène de liquéfaction). En effet, cette non-linéarité est apparue pour des déformations plus élevées de 10^{-4} à 10^{-3} (Pecker, 2004).

Le comportement non linéaire du sol est généralement caractérisé par l'évolution du module de cisaillement normalisé G/G_{max} et le pourcentage d'amortissement ξ/ξ_{max} en fonction de la déformation de cisaillement ou distorsion γ (Figure 3.15). Les deux paramètres principaux permettent de décrire le comportement des sols entre les faibles et les grandes déformations.

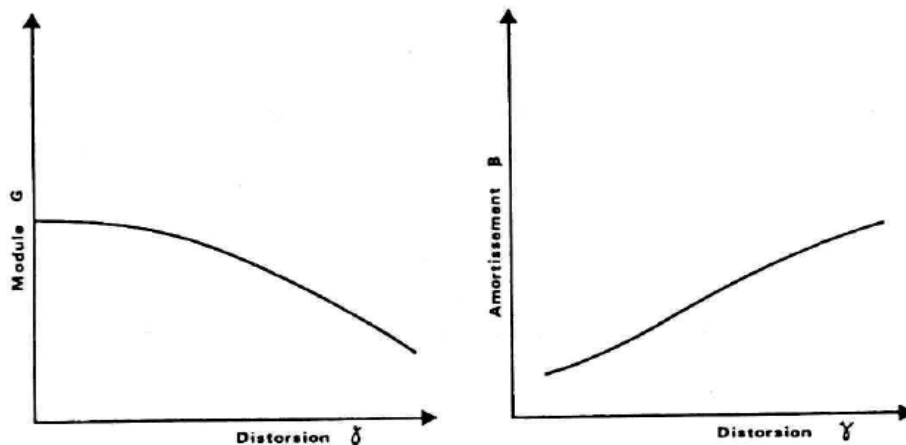


Figure 3.5 Variations du module de cisaillement et de l'amortissement en fonction de la déformation en cisaillement (d'après Davidovici, 1985)

3.2.2 Comportement élasto-plastique du sol

Selon Mandel (1978), un comportement plastique est le comportement d'un corps qui prend des déformations permanentes sans fissurer. Après le seuil de la déformation en

cisaillement 10^{-5} (Davidovici, 1985), on aura un autre comportement du sol qui présente des déformations irréversibles dites plastiques, parce que le domaine d'élasticité linéaire est très limité. La plasticité est une fonction des contraintes, éventuellement écrouissage avec les déformations. La déformation élastoplastique est composée deux déformations :

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (3.15)$$

Avec ε les déformations totales, ε^e les déformations élastiques et ε^p les déformations plastiques.

les modèles élastoplastiques sont basés sur trois notions fondamentales :

- La surface de charge ;
- La règle d'écrouissage ;
- La règle d'écoulement ;

Ces notions sont expliquées brièvement comme les titres suivants.

3.2.2.1 La surface de la charge

La surface de charge (critère de rupture) divise l'espace des contraintes en deux parties : l'intérieur de la surface de charge, définir le domaine élastique (déformation réversible) et à l'extérieur de la surface de charge, définir le domaine plastique (déformation irréversible). Les deux domaines sont séparés par une frontière appelée la fonction scalaire de charge F , cette fonction peut évoluer en cours des sollicitations avec une variable d'écrouissage jusqu'au critère de rupture :

$$F(\sigma_{ij}, \lambda, A_i) = 0 \quad (3.16)$$

Avec,

σ_{ij} : tenseur des contraintes ;

λ : paramètre d'écrouissage isotrope en général fonction des déformations plastiques ;

A_i : paramètre d'écrouissage cinématique.

Donc, la figure 3.5 représente les trois domaines des comportements :

Si $F < 0$ représente le domaine élastique.

Si $F=0$ correspondant la frontière des domaines.

Si $F >$ représente le comportement plastique.

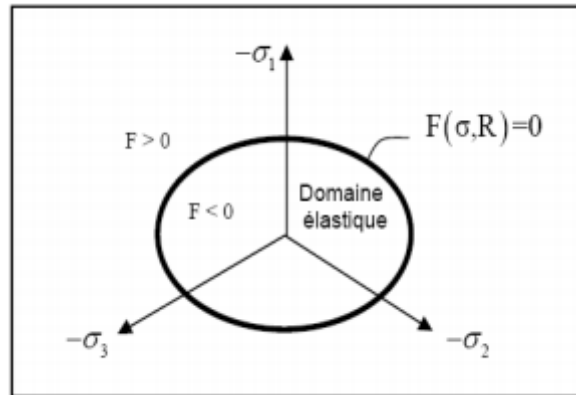


Figure 3.6 Surface de charge

3.2.2.2 La notion d'écrouissage

Pour comprendre la notion d'écrouissage, un essai de traction ou de compression unie axiale (Figure 3.6) a été fait sur une éprouvette d'un matériel permettant de définir précisément le comportement du sol.

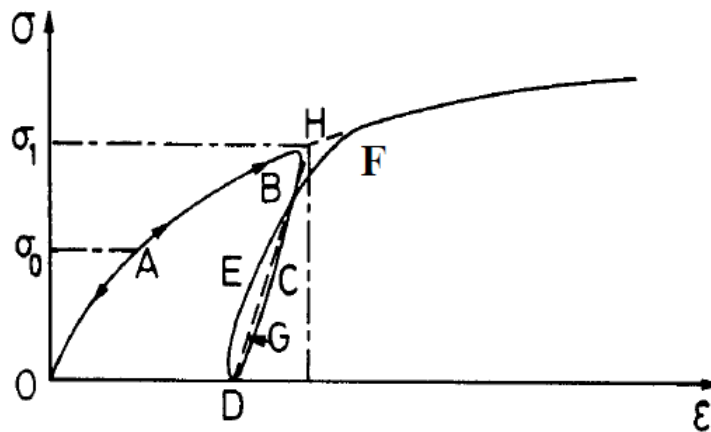


Figure 3.7 Essai de compression uni-axiale

L'essai de compression uni-axiale représente le chemin de chaque domaine du comportement du sol, le long du chemin OA représente le comportement élastique, c'est-à-dire que lors d'une décharge, on revient au point O. Le point « A » représente le point limite

au-delà duquel on n'a plus le comportement élastique correspond à une contrainte caractéristique dite "seuil" de plasticité initiale ou "limite élastique".

Le chemin de déchargement ne sera pas BAO, mais BCD. La déformation qui reste $OD=\epsilon^p$ est une déformation irréversible, dite plastique. Donc entré dans le domaine plastique. Si l'on recharge, le chemin sera DEF, F étant le prolongement du chemin OAB. Il rejoint alors le chemin du premier chargement.

On peut assimiler en général la courbe BCDEF à la droite DGH et admettre que les déformations sont réversibles le long de cette ligne. Le nouveau seuil de plasticité est alors le point H qui est plus élevé que le précédent (A). Cette élévation du seuil de plasticité s'appelle écrouissage.

Par définition, le phénomène de l'écrouissage de matériel se traduit par l'évolution de la surface de seuil de plasticité.

3.2.2.3 Notions de loi d'écoulement

Le phénomène de la règle d'écoulement représente la relation entre l'incrément de déformation ($d\epsilon_{ij}^p$) plastique en fonction des tenseurs des contraintes (σ_{ij}) et de l'état d'écrouissage k .

L'incrément de déformation plastique est caractérisé par sa direction et son amplitude, sa direction est perpendiculaire à la surface définissant le potentiel plastique $G(\sigma_{ij})=0$. Le vecteur incrément de déformations plastiques peut être exprimé par la règle d'écoulement suivante :

$$\epsilon_{ij}^p = \dot{\lambda} \frac{\partial G}{\partial \sigma_{ij}} \tag{3.17}$$

Avec $\dot{\lambda} \geq 0$ (multiplicateur plastique)

Supposant un état de contrainte (σ_{ij}, k) et un état d'écrouissage à une étape de chargement donnée. Nous obtenons les cas suivants :

Si cet état est tel que $F(\sigma_{ij}, k) < 0$, donc (σ_{ij}) est à l'intérieur du domaine élastique, alors la variation de la déformation est donc purement élastique :

$$d\epsilon_{ij} = d\epsilon_{ij}^e \tag{3.18}$$

Si cet état de $F(\sigma_{ij}, k) > 0$, donc (σ_{ij}) est sur la frontière du domaine, le comportement du matériau doit être décrit. Quand (σ_{ij}) est située sur la surface de charge et a tendance à sortir de cette surface, le matériau est considéré en chargement.

Si cet état de $F(\sigma_{ij}, k) = 0$, le tableau 3.4 explique clairement cet état du comportement.

Tableau 3.4 Phénomène de règle d'écoulement.

Cas de déchargement	Cas de chargement
$F(\sigma_{ij}, \lambda) = 0$ $\frac{\partial (\sigma_{ij}, \lambda)F}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} < 0$ Les déformations totales sont élastiques: $d\varepsilon = d\varepsilon^e$ et donc $d\varepsilon^p = 0$ C'est un cas de décharge et l'incrément de contrainte est dirigé vers l'intérieur du domaine élastique actuel.	$F(\sigma_{ij}, \lambda) = 0$ $\frac{\partial (\sigma_{ij}, \lambda)F}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} > 0$ Les déformations totales : $d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p$ C'est un cas de chargement et l'incrément de contrainte est dirigé vers l'extérieur du domaine élastique local.

3.3 Critères de plasticité usuelles en mécanique des sols

Dans la mécanique du sol, le modèle le plus utilisé dans le comportement élastoplastique est le modèle linéaire élastique parfaitement plastique (Figure 3.7), généralement sont appliqués dans l'analyse de la rupture des sols pour des problèmes de fondations, tunnels et murs de soutènement.

Plusieurs critères proposés par la littérature ont été appliqués dans la pratique de l'ingénierie pour décrire de manière approchée le comportement des sols.

3.3.1 Critère de Mohr-Coulomb (1973)

Mohr-Coulomb en 1973 propose un critère de plasticité en mécanique des sols est le plus utilisé dans la pratique de l'ingénieur. Ce critère est utilisé pour les sols pulvérulents (sable) et le comportement drainé, à long terme des sols fins saturés (argiles et limons).

Le critère de rupture de Mohr-Coulomb est représenté dans le plan des contraintes par l'équation 3.19 :

$$\tau = \sigma' \tan \varphi' + c \tag{3.19}$$

On écrit aussi par les termes de contraintes effectives principales (σ'_1, σ'_3) :

$$\sigma'_1 - \sigma'_3 = (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi' - 2c' \cos \varphi' \tag{3.20}$$

Avec :

σ'_1, σ'_3 : Contraintes effectives principales majeure et mineure,

φ' : Angle de frottement interne,

c' : Cohésion.

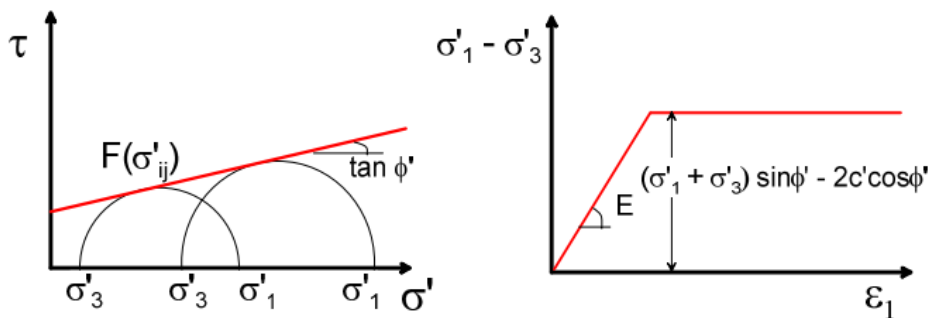


Figure 3.8 Loi de comportement élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb

Le modèle du comportement du Mohr-Coulomb (figure 3.8) est caractérisé par une élasticité linéaire (E, ν) et un seuil de plasticité, défini par la cohésion c' , l'angle de frottement interne φ' , en plus de l'état initial. Ces paramètres sont trouvés à partir des résultats d'essais de laboratoire (œdomètre et appareil triaxial).

3.3.2 Critère de Tresca (1870)

Le critère de Tresca (1870) est destiné pour l'étude des sols fins (argile, limon) saturés, non drainés, en contraintes totales à court terme durant lequel la variation de volume est nulle.

La fonction de la surface de charge f est représentée par la relation :

$$f(\sigma_{ij}) = (\sigma_1 - \sigma_3) - 2k = 0 \quad (3.21)$$

Avec $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ et k est une constante (cohésion dans le cas d'un sol)

La figure 3.9 donne des représentations du critère de Tresca dans le plan déviatorique et dans celui des contraintes principales. Tresca comprend quatre paramètres principaux (E, ν, c, φ).

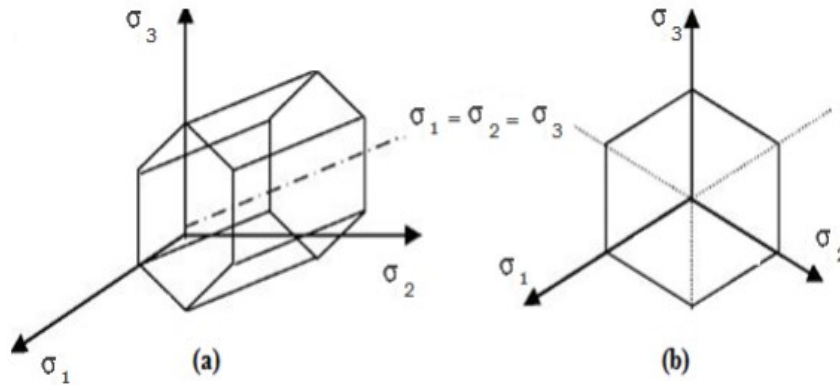


Figure 3.9 Représentations du critère de Tresca : (a) – dans le plan deviatorique, (b) – dans l'espace des contraintes principales (Lee, 1994)

3.3.3 Critère de Von Mises(1910)

En 1913 Von Mises propose une loi qui prend en compte l'influence de la contrainte intermédiaire, le critère de rupture dépend de deuxième invariant du tenseur de contrainte J'_2 . Dans l'espace des contraintes principales, la surface de rupture est un cylindre de révolution passant par l'axe hydrostatique s'écrit par :

$$F(\sigma_{ij}) = J'_2(\sigma_{ij}) - k^2 = \frac{1}{2} S_{ij} S_{ij} - k^2 = 0 \quad (3.22)$$

Où s_{ij} est le tenseur des contraintes déviatoriques et k est un paramètre de la loi de comportement.

Dans ce critère (figure 3.10), les règles d'écoulement sont associées et le potentiel plastique est confondu avec la surface de charge ($G=F$). Cette loi possède trois paramètres (E, ν et k).

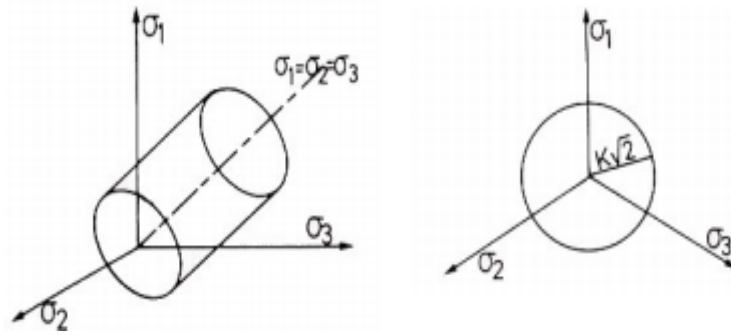


Figure 3.10 représentations du critère de Von Mises : dans l'espace (Lee, 1994)

3.3.4 Critère de Drucker-Prager (1950)

Le critère de plasticité du modèle de Drucker-Prager (1950) est représenté dans la figure 3.11 par la modélisation d'un essai triaxial de compression. Dans l'espace des contraintes principales (σ_1, σ_2 et σ_3), la surface de rupture est un cône à base circulaire d'équation :

$$F(\sigma_{ij}) = \sqrt{J_2 \sigma_{ij}} - \alpha I_1 - k = 0 \tag{3.23}$$

Où, $J_2(\sigma_{ij})$ est le déviateur des contraintes et I_1 la trace du tenseur des contraintes.

Le potentiel plastique s'écrit :

$$G(\sigma_{ij}) = \sqrt{J_2 \sigma_{ij}} - \beta I_1 \tag{3.24}$$

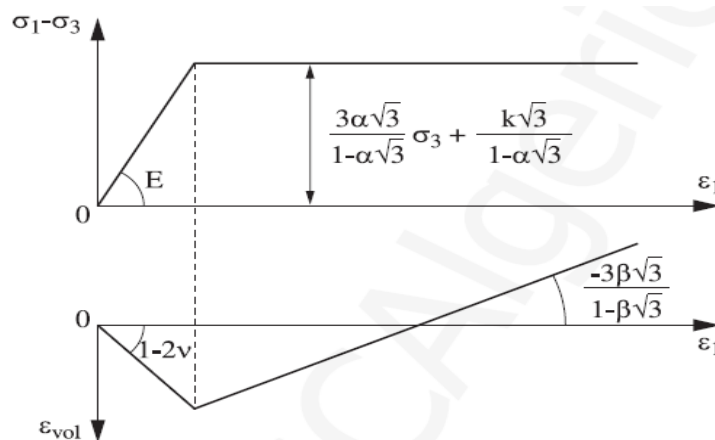


Figure 3.11 Modélisation d'un essai triaxial de compression par la loi de Drucker-Prager (2014)

Le modèle comprend cinq paramètres : le module de d'Young E, coefficient de Poisson ν , et les paramètres α , β et k. Différentes relations représentées dans le tableau 3.5 ont exprimé les paramètres de Drücker-Prager en fonction de ceux de Mohr-Coulomb. Dans le cas d'un essai de compression triaxiale ($\sigma_2 = \sigma_3$ et $\sigma_2 > \sigma_3$), les deux critères s'écrivent respectivement :

$$\sigma_1 - \sigma_3 - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi - 2 c \cos \varphi = 0 \tag{3.25}$$

Et

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sqrt{3}} - (\sigma_1 + 2\sigma_3) \alpha - k = 0 \tag{3.26}$$

Tableau 3.5 Paramètres de Drücker-Prager en fonction de ceux de Mohr-Coulomb.

Type d'essai	α	k	B
Compression triaxiale : $\sigma_1; \sigma_2 = \sigma_3 = \text{constante}$	$\frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)}$	$\frac{6c \cos \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)}$	$\frac{2 \sin \psi}{\sqrt{3}(3 - \sin \psi)}$

3.4 Loi du comportement viscoélastique linéaire équivalente

Généralement, dans les études de la réponse dynamique du sol ou interaction sol-structure, la réponse dynamique sol est approché par un modèle viscoélastique linéaire équivalent, cette équivalence est dépendante par la sollicitation harmonique. Pour un échantillon du sol soumis par sollicitation dynamique (ou charge cyclique), la réponse est décrite par une boucle hystérétique (figure 3.12). Ces boucles représentent la quantité d'énergie de déformation emmagasinée par le sol lors du chargement.

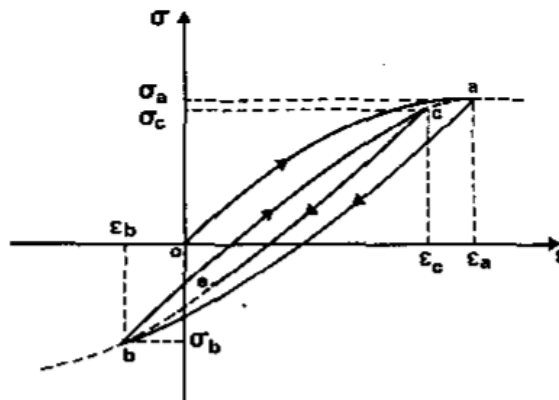


Figure 3.12 Chargements cycliques quelconques (Pecker, 1984)

3.4.1 Modèle de Kelvin Voigt

Dans ce domaine, le comportement viscoélastique peut être représenté par le modèle élémentaire de la viscoélasticité de Kelvin Voigt qui représentait au-dessous. Le sol est représenté par un ressort caractérisé par une raideur G et par un amortissement de coefficient η placé en parallèle (figure 3.13). Cette loi de ce comportement est écrite en sollicitation unidimensionnelle par :

$$\tau = G \gamma + C \dot{\gamma} \quad (3.27)$$

Où

τ : Est la contrainte de cisaillement,

γ : La déformation de cisaillement ;

G : Le module de cisaillement ;

C : Le coefficient de viscosité (l'amortissement) ;

$\dot{\gamma}$: La vitesse de déformation.

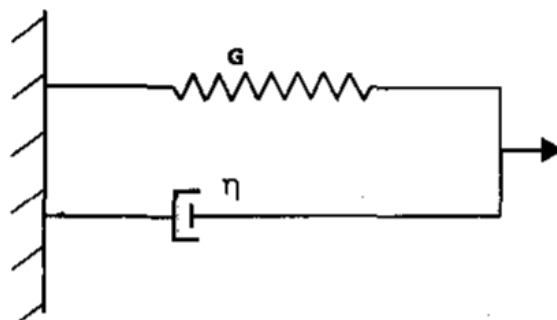


Figure 3.13 Modèle de Kelvin-Voigt (modèle viscoélastique linéaire)

Pour une sollicitation harmonique de déformation de cisaillement γ_m et de pulsation ω , la distorsion s'écrit par :

$$\gamma = \gamma_m e^{i\omega t} \quad (3.28)$$

En substituant la relation 3.27 dans la relation 3.28, on aura :

$$\tau_m = G \left[1 + i \frac{C(\omega)}{G} \right] \gamma_m = G^* \gamma_m \quad (3.29)$$

Où G^* est le module de cisaillement complexe s'écrit par :

$$G^* = G [1 + i \eta] \quad (3.30)$$

Où η = représente le coefficient de perte du matériau est écrit par :

$$\eta = 2 \beta \quad (3.31)$$

Enfin, on trouve la forme de la raideur complexe à résonance d'un oscillateur simple G^* qui compose la raideur G et le pourcentage d'amortissement critique β . Donc, la relation 3.30 prend la forme suivante :

$$G^* = G [1 + 2 i \beta] \quad (3.32)$$

Et on peut définir le coefficient d'amortissement critique β par la relation suivante :

$$\beta = \frac{1}{4 \pi} \frac{\Delta w}{w} = \frac{1}{2 \pi} \frac{\Delta w}{G_s \gamma_{max}^2} \quad (3.33)$$

Où

Δw : (aire de la boucle) énergie totale dissipée pendant le cycle ;

w : énergie élastique emmagasinée par le système au cours du cycle.

3.4.2 Modèle de Lysmer (1975)

Dans ce domaine, Lysmer (1975) a développé un module de G couramment utilisé dans le domaine viscoélastique linéaire pour le sol. Le module de cisaillement G est défini par la relation complexe suivante :

$$G^* = G_s [1 - 2 \beta^2 + 2 i \beta \sqrt{1 - \beta^2}] = G e^{i\theta} \quad (3.34)$$

Avec

$$\beta = \sin \frac{\theta}{2} = \frac{\eta}{2} \quad (3.35)$$

3.5 L'amortissement du sol sous chargement cyclique

Dans cette plage de déformations (un niveau de déformation moyen), le comportement du sol est caractérisé par une boucle appelée boucle d'hystérésis représentée dans la figure 3.14. Ces

boucles représentent la quantité d'énergie de déformation emmagasinée par le sol lors du chargement. Cette énergie est décrite par le coefficient d'amortissement β (ou ξ), et caractérise aussi l'énergie dissipée par le matériau lors d'un cycle. Ce coefficient est largement utilisé pour décrire le comportement du sol sous un chargement dynamique.

Où, ΔW correspond à l'aire intérieure du cycle d'hystérésis, c'est-à-dire, l'énergie de déformation dissipée et W correspond à l'énergie imposée pour le niveau de distorsion γ_a (avec $W = G \gamma_a^2/2$). Théoriquement, la surface de cette boucle augmente avec le niveau de distorsion, donc $D = f(\gamma)$ et pour de faibles valeurs de la distorsion équivalente aucune dissipation d'énergie.

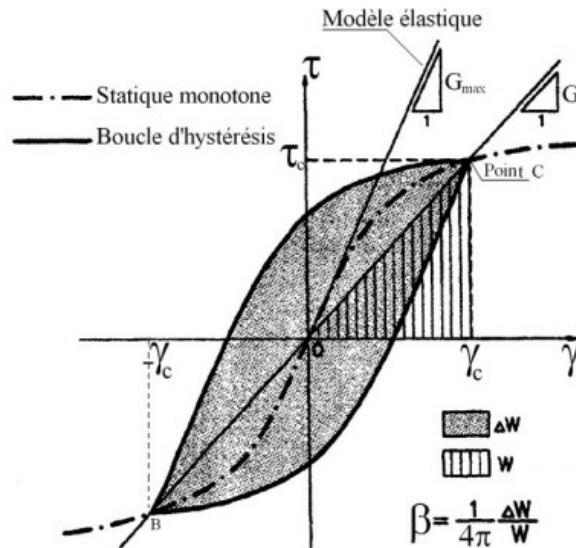


Figure 3.14 Schéma de la courbe du chargement cyclique alterne (Pecker, 1984)

En dynamique des sols, l'amortissement β est défini par la relation suivante :

$$\beta = \frac{W_D}{4\pi W_s} = \frac{1}{2\pi} \frac{A_{loop}}{G_{sec} \gamma_c^2} \tag{3.36}$$

Où W_D sont l'énergie dissipée, W_s l'énergie de déformation maximale et A_{loop} l'aire de boucle d'hystérésis.

G_{sec} décrit l'inclinaison générale de la boucle d'hystérésis illustrée sur la figure 3.15 et s'écrit par la relation suivante :

$$G_{sec} = \frac{\tau_c}{\gamma_c} \quad (3.37)$$

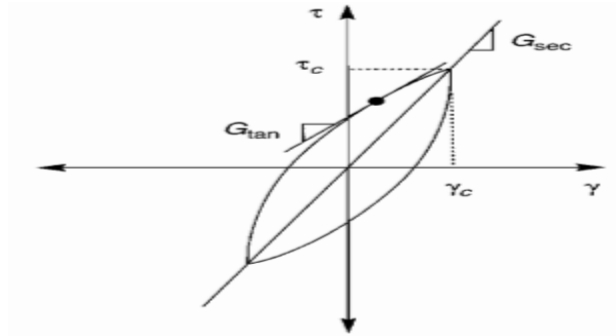


Figure 3.15 Module du cisaillement sécant, G_{sec} et module de cisaillement tangent, G_{tan} (Kremer, 19)

Pratiquement, le pourcentage de l'amortissement pour des déformations modérées presque est égal $\beta = 2.5 \%$, pour des déformations élevées (séisme) $\beta = 15$ à 20% . Néanmoins la valeur de β varie généralement de 5 à 10 % dans les fondations des machines vibrantes.

3.6 Les modèles hyperboliques du comportement non linéaire du sol

Pour représenter le comportement non linéaire du sol, plusieurs auteurs dans la littérature ont développés des modèles mathématiques peu représentés la relation contrainte-déformation par des courbes hyperboliques (le trait pointillé représenté sur la figue 3.14) dans les cas de sollicitations unidimensionnelles. Nous citons brièvement certains des critères du modèle des comportements non linéaires du sol les plus utilisés en pratique de géotechniques : Masing, 1926 ; Ramberg et Osgood, 1943 ; Hardin et Drnevich, 1972.

3.6.1 Modèle de Masing, 1926

Pour décrire le comportement du sol dans le domaine élastique non linéaire lors des chargements unidirectionnels, Masing en 1962 c'est le premier qui décrit une loi permet modéliser ce comportement pour une forte de sollicitation et qui postule que la non-linéarité du sol est d'origine plastique.

Les courbes de décharge et recharge sont obtenues à partir de la courbe de premier chargement par translation de l'origine au point d'inversion du signe du chargement et dilatation par un facteur 2 des échelles horizontales et verticales.

Le critère de Masing (1926) peut être représenté la variation de la relation du contrainte-déformation non linéaire du sol par un modèle hyperbolique qui définit par l'équation suivante :

$$\tau = \frac{G_0 \gamma}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (3.38)$$

Où, G_0 est le module de cisaillement initial ou maximal (G_{max}) et γ_r définit la déformation de cisaillement de référence.

L'évolution du module de cisaillement G_0 qui représentait dans l'équation 3.34 peut être réécrite par le module de cisaillement normalisé G/G_{max} comme suit :

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \gamma_a/\gamma_r} \quad (3.39)$$

Et

$$G = \frac{\tau_a}{\gamma_a} \quad (3.40)$$

Où, τ_a et γ_a désignent respectivement l'amplitude de la contrainte et la déformation de cisaillement pour un chargement cyclique (voir la figure 3.16).

Le deuxième paramètre cyclique de Masing pour modéliser le comportement non linéaire du sol c'est l'augmentation du pourcentage d'amortissement critique du sol D (ou ξ) en fonction de la déformation de cisaillement γ , le rapport de l'amortissement est donné par :

$$D = \frac{4}{\pi} \left[1 + \frac{1}{\gamma_a/\gamma_r} \right] \left[1 - \frac{\ln(1 + \gamma_a/\gamma_r)}{\gamma_a/\gamma_r} \right] - \frac{2}{\pi} \quad (3.41)$$

On peut aussi relier le pourcentage d'amortissement du sol par le module de cisaillement normalisé G/G_{max} par la relation suivante :

$$D = \frac{4}{\pi} \frac{1}{1 - G/G_0} \left[1 + \frac{G/G_0}{1 - G/G_0} \ln \left(\frac{G}{G_0} \right) \right] - \frac{2}{\pi} \quad (3.42)$$

Les deux paramètres de G/G_{max} et $D(\%)$ sont obtenus numériquement par les équations 3.39 et 3.41 et sont tracés dans la figure 3.16 en fonction des déformations unitaires en cisaillement γ/γ_r des amplitudes très faibles à grande.

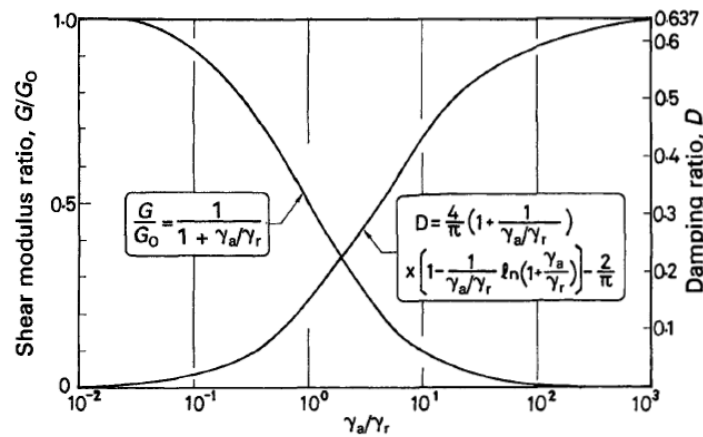


Figure 3.16 Évolution du module de cisaillement G/G_0 et le coefficient d’amortissement D en fonction de la déformation pour le modèle de Masing (Ishihara, 1996)

3.6.2 Modèle de Ramberg et Osgood, 1943

Le modèle élastique non linéaire de Ramberg-Osgood (R.O) permet de représenter le comportement non linéaire du sol sous sollicitation cyclique, par une loi hyperbolique. Cette loi est basée sur deux paramètres importants pour représenter la relation entre la contrainte et la déformation par la dégradation du module de cisaillement normalisé G/G_{max} et l’augmentation du coefficient d’amortissement D en fonction de chaque niveau de distorsion γ/γ_r .

La relation de contrainte-déformation de Ramberg-Osgood (1943) peut être écrite par la relation suivante :

$$\frac{\gamma}{\gamma_y} = \frac{\tau}{\tau_y} \left[1 + \alpha \left| \frac{\tau}{\tau_y} \right|^{r-1} \right] \tag{3.43}$$

Où

γ = la déformation de cisaillement ;

τ = la contrainte de cisaillement ;

γ_y = la déformation de cisaillement de référence ;

τ_y = la contrainte de cisaillement de référence ;

α = constant ≥ 0 et

$r = \text{constant} \geq 1$.

Avec τ_y et γ_y sont reliés par G_{max} par la relation :

$$\tau_y = G_{max} \cdot \gamma_y \tag{3.44}$$

Pour définir les quantités τ_y et γ_y , Idriss et al. (1978) et Hara (1980) a été assimiler ces quantités par la contrainte de cisaillement τ_{max} et à la déformation en cisaillement γ_r respectivement, en mettant $\tau_y = \tau_f$ et $\gamma_y = \gamma_r$, donc l'équation (3.44) est réécrite comme :

$$\tau = \frac{G_0 \gamma}{1 + \alpha \left| \frac{\tau}{\tau_y} \right|^{r-1}} \tag{3.45}$$

Si en posant $\tau_y = \tau_a$ et $\gamma_y = \gamma_r$ dans l'équation (3.45), nous obtenons le module de dégradation

G/G_{max} donné par :

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \alpha \left| \frac{G}{G_0} \frac{\gamma_a}{\gamma_r} \right|^{r-1}} \tag{3.46}$$

Avec, γ_a est l'amplitude de cisaillement.

La figure 3.17 montrée que, la dégradation module de cisaillement G/G_{max} est fortement lié par les valeurs de r et v et le rapport de déformation de cisaillement γ/γ_r .

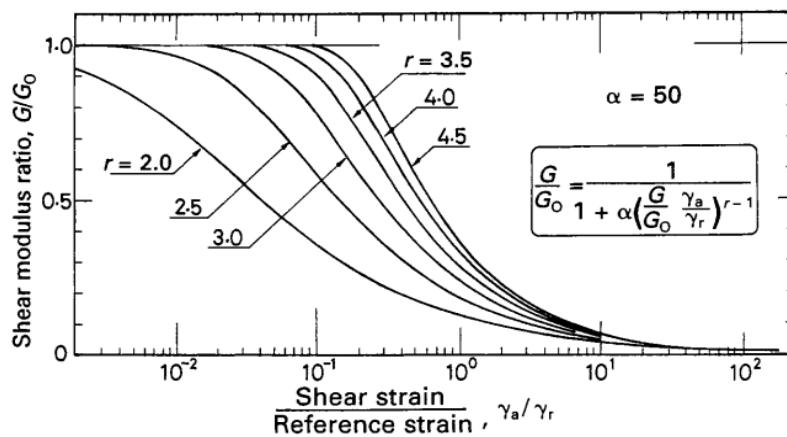


Figure 3.17 Le modèle numérique de Ramberge-Osgood (Ishihara, 1996)

D'après les paramètres r et α qui sont illustrés dans la figure 3.17, on peut définir le taux d'amortissement pour le modèle R-O par la relation suivante :

$$D = \frac{2}{\pi} \frac{r-1}{r+1} \cdot \alpha \cdot \frac{\left| \frac{G}{G_0} \frac{\gamma_a}{\gamma_r} \right|^{r-1}}{1 + \alpha \left| \frac{G}{G_0} \frac{\gamma_a}{\gamma_r} \right|^{r-1}} \quad (3.47)$$

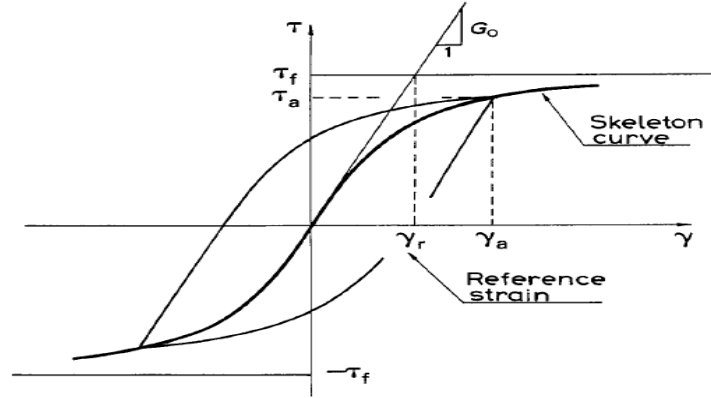


Figure 3.18 Les déformations et les contraintes des références (Ishihara, 1996)

Comme dans les cas des modèles hyperboliques, on peut relier le module de cisaillement G et le rapport d'amortissement D par l'expression suivante :

$$D = \frac{2}{\pi} \frac{r-1}{r+1} \left(1 - \frac{G}{G_0} \right) \quad (3.48)$$

3.6.3 Les paramètres du modèle de Ramber Osgood

Le modèle R-O nécessite trois paramètres r , α , τ_y pour représenter le comportement non linéaire du sol.

3.6.3.1 Le paramètre r

D'après Ishihara, 1996, la valeur de r est peut-être trouvée, si les valeurs de G/G_0 et D sont connues pour une certaine valeur de déformations, on obtient la valeur de r est égale :

$$r = \frac{1 + \frac{\pi D_0}{2} \frac{1}{1 - G_f/G_0}}{1 - \frac{\pi D_0}{2} \frac{1}{1 - G_f/G_0}} \quad (3.49)$$

Si D_0 = Le rapport d'amortissement à l'état de défaillance connu,

G_f = Le module de cisaillement sécant à la rupture est défini comme :

$$G_f = \frac{\tau_f}{\gamma_f} \quad (3.50)$$

3.6.3.2 Le paramètre α

Hara (1980) a utilisé la déformation de cisaillement à la rupture γ_f comme un nouveau paramètre pour estimer la valeur de α , si en mettant $\tau=\tau_f$ et $\gamma=\gamma_f$ donc, cette valeur est obtenue :

$$\alpha = \frac{\tau_f}{\gamma_r} - 1 \tag{3.51}$$

Les paramètres de r et α d'Ueng et Chen (1992)

Ces paramètres peuvent être déterminés expérimentalement par la relation de Ueng et Chen (1992) à partir de l'intersection et de la pente de la ligne droite qui est représentée dans la figure 3.19 et représentés par la relation suivante :

$$\frac{G_{max}}{G_0} - 1 = \alpha \left| \frac{G_0 \gamma}{G_{max} \gamma_y} \right|^{r-1} \tag{3.52}$$

En posant $\tau=G_0 \gamma$ dans l'équation 3.51, nous obtenons la relation logarithmique qui lie les valeurs de r et α par le rapport du module G/G_{max} , la relation sera écrite :

$$\text{Log} \left(\frac{G_{max}}{G_0} - 1 \right) = \log \alpha + (r - 1) \log \left(\frac{G_0 \gamma}{G_{max} \gamma_y} \right) \tag{3.53}$$

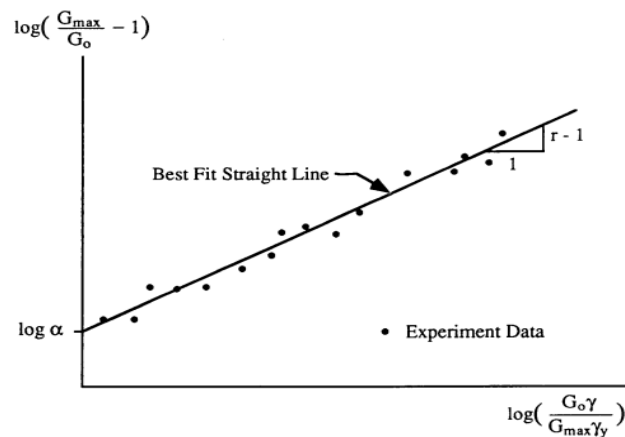


Figure 3.19 La relation de G/G_{max} en fonction γ/γ_r de (Ueng et Chen, 1992)

3.6.4 Modèle de Hardin et Drnevich, 1972

Hardin et Drnevich (1972), représente la relation entre la contrainte de cisaillement τ et la déformation de cisaillement γ , par la relation hyperbolique suivante :

$$\tau = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{max}} + \frac{\gamma}{\tau_{max}}} \quad (3.54)$$

Où, G_{max} et τ_{max} désignent le module de cisaillement initial ou maximal et la résistance au cisaillement maximal respectivement et sont illustrés dans la figure 3.20.

Dans cette écriture, la courbe de réduction du module (G/G_{max}) est donnée par la formule :

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_{ref}}} \quad (3.55)$$

Avec, γ_{ref} représente la déformation de cisaillement de référence est égale à :

$$\gamma_{ref} = \frac{\tau_{max}}{G_{max}} \quad (3.56)$$

D'après Hardin et Drnevich [1972] on peut déterminer la valeur de la contrainte de cisaillement maximale (τ_{max}) par l'expression :

$$\tau_{max} = \left\{ \left[\frac{1+k_0}{2} \sigma'_v \sin \varphi' + c' \cos \varphi' \right]^2 - \left[\frac{1+k_0}{2} \sigma'_v \right]^2 \right\}^{1/2} \quad (3.57)$$

Avec, k_0 est le coefficient de la poussée des terres au repos ; σ'_v est la contrainte verticale effective et c' et φ' sont des paramètres statiques de rupture selon les contraintes effectives.

Néanmoins, l'équation 3.57 ne peut pas représenter la loi hyperbolique de la relation contrainte-déformation, intégrant la notion de la déformation de cisaillement hyperbolique qui définit par la relation suivante :

$$\gamma_h = \frac{\gamma}{\gamma_{ref}} \left[1 + \alpha e^{-b(\gamma/\gamma_{ref})} \right] \quad (3.58)$$

Avec a et b, des constantes du matériau sont trouvées par les essais en laboratoire.

Donc, l'équation 3.55 prend la forme :

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \gamma_h} \quad (3.59)$$

On peut relier le module de cisaillement G et le coefficient d'amortissement D (si $G=0$ et $D=D_{max}$) par relation la relation suivante :

$$D = D_{max} \left(1 - \frac{G}{G_{max}} \right) \quad (3.60)$$

En substituant l'équation (3.59) dans l'équation (3.60) et diviser par D_{max} , nous obtenons le modèle hyperbolique du pourcentage d'amortissement D/D_{max} en fonction de la déformation unitaire γ_r/γ par l'équation suivante :

$$\frac{D}{D_{max}} = \frac{\frac{\gamma}{\gamma_r}}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (3.61)$$

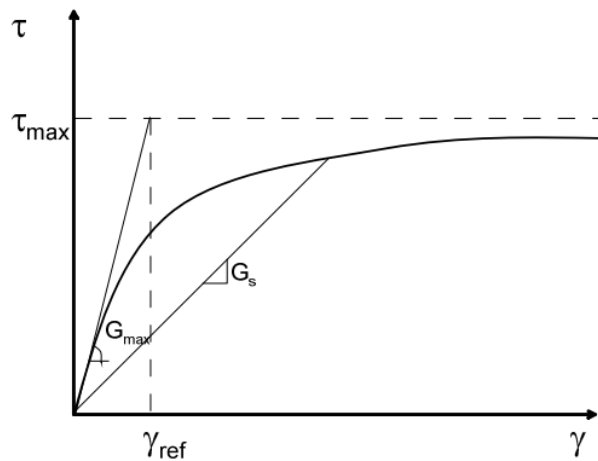


Figure 3.20 Les paramètres de la loi de Hardin et Drnevich (1972)

3.7 Conclusion

Les lois usuelles des comportements du sol prises en compte dans les problèmes d'interaction sol-structure (ISS) sont généralement des lois qui représentent le comportement du sol par des lois simples et pour des déformations faibles ou modérées. Par contre dans la réalité, le sol n'ayant pas un comportement linéaire élastique, pour de fortes sollicitations surtout les séismes. Le sol représenté par un comportement non linéaire, alors dans la conception des structures il doit être pris en compte les lois du comportement non linéaire du sol pour résoudre des problèmes d'interaction sol-structure (ISS). Des chercheurs ont développé des modèles pour approcher le comportement non linéaire du sol à la réalité, nous citons dans ce chapitre quelques modèles hyperboliques du comportement non linéaire du sol utilisé dans le domaine du génie parasismique, modèle de Masing, 1926, modèle de Ramberg et Osgood, 1943, modèle de Hardin et Drnevich, 1972. Ils permettent de représenter le comportement non linéaire du sol sous sollicitation cyclique. Le but de la prise en considération du comportement non linéaire du sol dans la modélisation des problèmes d'interaction sol-

structure (ISS) est d'aboutir à un résultat très proche à la réalité de la réponse des structures surtout pour de fortes sollicitations sismiques.

Chapitre 4 :

***La réponse du champ libre sous sollicitation sismique par la méthode linéaire
équivalente et la méthode non linéaire***

Chapitre 4 : La réponse du champ libre sous sollicitation sismique par la méthode linéaire équivalente et la méthode non linéaire

4 Introduction générale

Pour analyser le problème de l'interaction sol-structure par la méthode de sous structure, la première étape principale consiste à calculer la réponse du sol en fonction de l'amplitude de la déformation c'est-à-dire trouver les variations des propriétés dynamiques du sol, tel que le module de cisaillement G , le pourcentage d'amortissement β , la vitesse de l'onde de cisaillement V_s , l'accélération, la vitesse et le déplacement.

Dans cette thèse, nous sommes intéressés par les variations des propriétés dynamiques du sol pour différents niveaux de sollicitation sismique faible à grande d'amplitude (PGA=0.01g jusqu'à 0.5g). Enfin, montrer que l'effet de la non-linéarité du sol sur la réponse dynamique de l'interaction sol-fondation.

Généralement, la réponse du sol dans le comportement non linéaire est résolue par plusieurs méthodes dépendantes par la valeur de la déformation. Le tableau 4.1 représente les modèles et leurs méthodes d'analyse en fonction chaque amplitude de déformation imposée.

Le phénomène de non-linéarité se traduit par la courbe de réduction du module de cisaillement G/G_{max} , et l'augmentation de l'amortissement hystérétique D (%) (Ou le terme de ξ/ξ_{max}) en fonction de la déformation de cisaillement γ/γ_r due par l'excitation imposée sur le sol. Ce comportement a été déterminé par les essais expérimentaux soit numériquement.

Plusieurs littératures on retrouve le comportement non linéaire du sol au laboratoire à moyen de l'essai triaxial, essai de compression, essais de cisaillement simples ou essais de cisaillement en torsion sur différents types de sol (Sable, Argile, argile saturée ...). On peut citer les travaux de NISFI GAKI (1971), KIM et NOVAK (1981), LODDE et STOKOE (1981), KOKUSHO et al. (1982) et ANDERSEN (1983).

Des essais en laboratoire sur les sols meubles montrent, depuis longtemps, des comportements de type non linéaire dès que l'on dépasse un certain seuil de déformation en cisaillement.

Dans la littérature, des chercheurs proposent des relations permettant de trouver les variations des propriétés dynamiques du sol, mais tous ces travaux sont exprimés par des courbes G/G_{max} et D (%) en fonction de l'amplitude de déformation due par un chargement cyclique seulement. Dans cette thèse on peut citer quelques évolutions des modules du sol pour différents modules.

Seed et Idriss (1970) ont trouvé la relation hystérétique de la contrainte-déformation en laboratoire au moyen des essais : triaxiaux, essais de compression, essai de cisaillement simple ou essais de cisaillement en torsion, enfin trouvés les courbes de variation du module de cisaillement G/G_{max} et le taux d'amortissement $D(\%)$ en fonction de la déformation du cisaillement modérée à élever pour les argiles et les sables.

Les figures 4.1 et 4.2 illustrent quelques variations des propriétés du matériau de sable et d'argile saturée (tirée par Seed et Idriss, 1970).

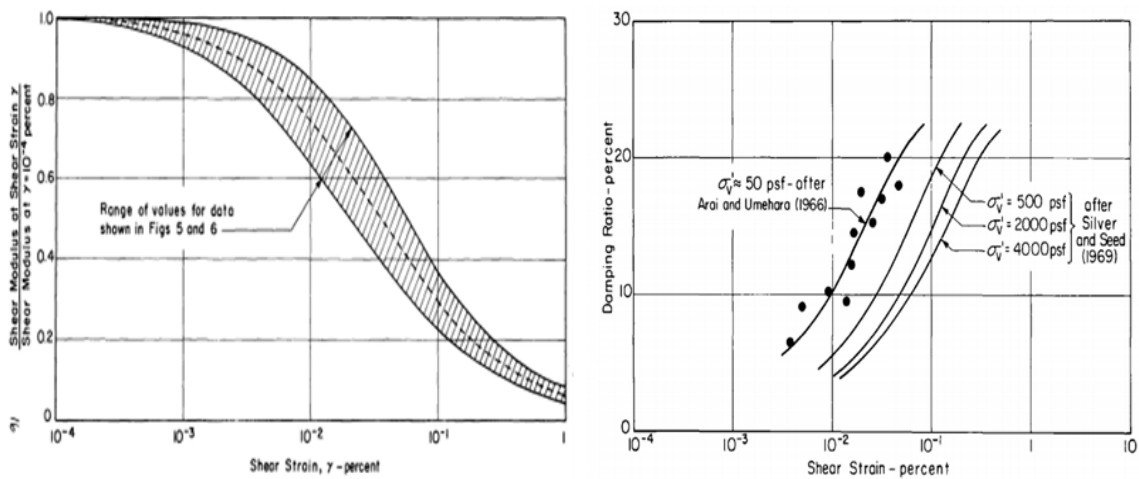


Figure 4.1 Les variations du module de cisaillement et le taux d'amortissement en fonction de la distorsion γ (%) pour le sable (tirée par Seed et Idriss, 1970)

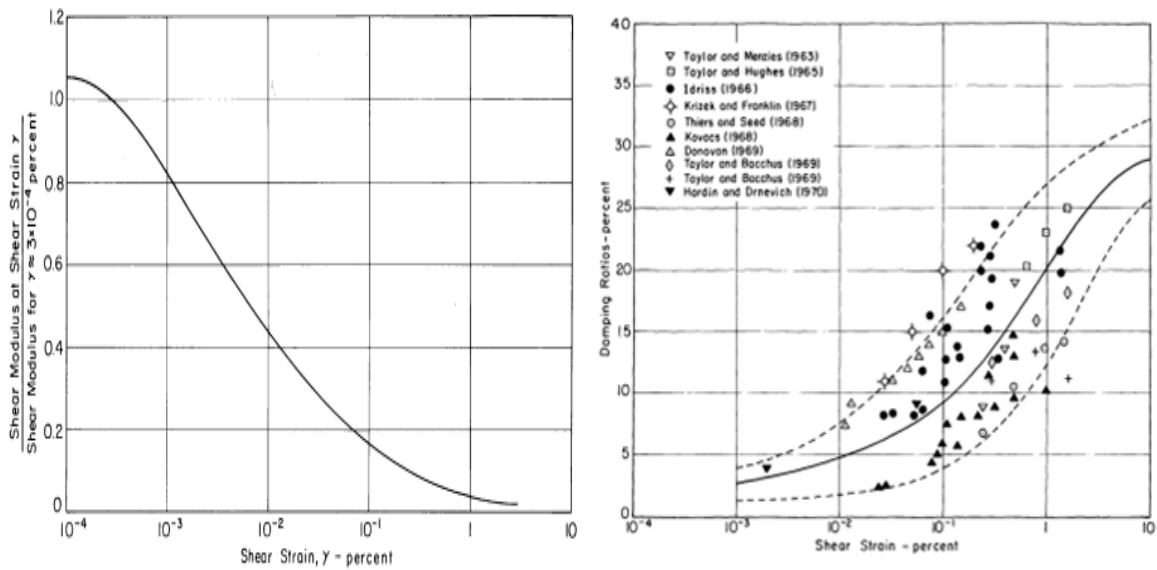


Figure 4.2 Module de G/G_{max} Et D (%) en fonction de γ pour les argiles saturées (Tirées par Seed et Idriss, 1970)

Vucetic et Dobry (1991) ont été trouvés la dégradation du module de cisaillement G/G_{max} et l'augmentation du pourcentage d'amortissement D (%) en fonction de la déformation cyclique avec prendre en compte l'effet de l'indice de plasticité du sol (IP) pour des sols normaux et sur consolidés (figure 4.3).

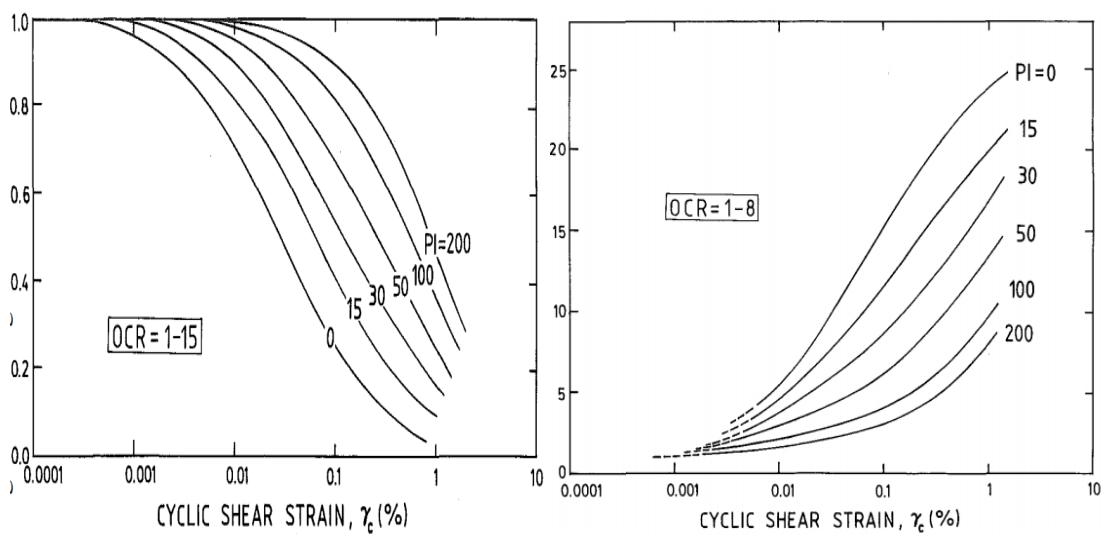


Figure 4.3 La relation entre G/G_{max} et D (%) en fonction de la distorsion γ_c

Joseph W ARDE (1989) a été mesuré les variations des propriétés dynamiques de quelques sols cohésifs de l'est du Canada. Le comportement dynamique de ce sol est étudié expérimentalement au moyen de l'appareil à colonnes de résonance. Les résultats de cet essai représentent la réduction du module de cisaillement G et l'augmentation du taux d'amortissement D en fonction de l'amplitude de déformation γ (%).

Les valeurs du rapport G/G_{max} et $D(\%)$ sont comparés aussi par les modules qui sont trouvés par la modélisation d'Hardin-Drnevich. Ces courbes sont illustrées dans la figure 4.4 suivante.

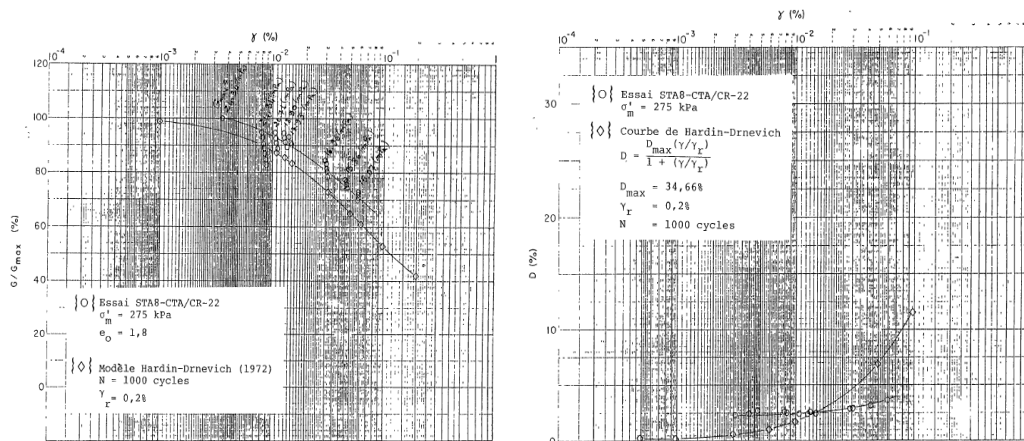


Figure 4.4 Évolutions du module de cisaillement et le coefficient d'amortissement en fonction de l'amplitude de déformation obtenue sur l'argile de saint-alban et leur comparaison avec la modélisation D'hardin-Drnevich (Joseph Warde (1989))

4.1 Les méthodes numériques

Lors des tremblements des terres (distorsion sismique), le comportement des sols est très complexe, le mieux que pour résoudre ce problème dans ce domaine en utilisant les outils numériques pour quantifier la non-linéarité du sol facilement. Il consiste à approcher le comportement non linéaire du sol par des modèles linéaires.

En dynamique du sol, la réponse sismique non-linaire d'un profil de sol est déterminée par deux méthodes : méthodes linéaires équivalentes et méthodes non linéaires, enfin trouver les variations de la rigidité (c'est-à-dire le module de cisaillement G) et le taux d'amortissement en fonction de la déformation pour différents niveaux de sollicitation sismiques (pour des séismes réels d'amplitude moyenne, modérée et élevée). Le tableau 4.1 cite les méthodes d'analyse du comportement du sol en fonction de l'amplitude de la déformation cyclique.

Tableau 4.1 Modèles des comportements et méthodes d’analyse du sol en fonction de l’amplitude de la déformation cyclique (tiré par de Davidovici 1985).

Déformation en cisaillement	Inférieure à 10^{-5}	Entre 10^{-5} et 10^{-4}	Supérieure à 10^{-3}
Loi de comportement	Linéaire	Hystérétique stabilisé	Fortement non linéaire
Représentation du sol	Élastique linéaire	Viscoélastique	Lois incrémentales
Méthode d’analyse	Linéaire	Linéaire équivalent	Intégration pas par pas

Généralement, dans la pratique de dynamique sol, plusieurs chercheurs dans la littérature ont simulé numériquement le comportement non linéaire du sol sollicité par des efforts sismiques réels, et ont tous trouvé les variations des propriétés dynamiques exprimées par la réduction module cisaillement G/G_{max} et l’augmentation du coefficient d’amortissement ξ/ξ_{max} en fonction du rapport de déformation γ/γ_r avec différentes méthodes d’analyse. Ces méthodes sont simulées par plusieurs codes de calcul ainsi que des modèles hyperboliques adoptés dans chaque code de calcul. On peut citer quelques travaux :

Sbartai et Filali (2012, 2017) ont développé un code de calcul qui s’appelle Caldynasoil, basé sur la méthode linéaire équivalente. Il était utilisé pour estimer la réponse sismique d’un profil du sol soumis par des accélérations sismiques. Ce code de calcul a été basé sur trois modèles hyperboliques de calculs (Hardin et Drnevich, Ramberg -Osgood et Massing).

Bahar et al. (2012) a été étudié quelques types de sols en Algérie dans le comportement non linéaire au moyen du code de calcul *FIAC*. Le modèle non linéaire intégré dans ce code est le modèle de Ramberg-Osgood limité par le critère de Mohr-Coulomb.

Fernando et al (2004) ont calculé un profil de sol argileux de 10m d'épaisseur sous un rocher déformable avec le code de calcul CyberQuaker, sollicité par trois signaux sismiques en différents niveaux de a_{max} . Enfin, obtenus les courbes de $G/G_{max}-\gamma$ et $D(\%)-\gamma$.

Pinto.P (2012) fait aussi des tests sur des profils des sols sollicités par chargements cycliques simples permet d'évaluer le modèle de G/G_{max} et ξ/ξ_{max} en fonction de la distorsion cyclique. Cette simulation a été réalisée par la méthode des éléments finis du code de calcul Plaxis, basé sur le modèle hyperbolique de Ramberg-Osgood.

Mais tous les programmes de calculs sont basés sur les principes des méthodes de calcul du comportement non linéaire du sol soit la méthode linéaire équivalente ou la méthode non linéaire, donc on peut expliquer brièvement le principe de chaque méthode dans les paragraphes suivants.

4.1.1 La méthode linéaire équivalente

À cause de la complexité de la réponse sismique d'un dépôt de sol, plusieurs chercheurs ont proposé une méthode linéaire équivalente qui leur permet de calculer la réponse d'un profil de sol unidimensionnel, stratifié horizontalement soumis à la propagation verticale d'ondes de cisaillement (SV). Elle peut être approchée du comportement non linéaire des sols sous chargement cyclique ou sismique par des lois linéaires simples équivalentes.

Par définition, la méthode de résolution du linéaire équivalent est une procédure itérative, où l'on évalue à chaque itération pour chaque couche de sol, les évolutions des paramètres dynamiques du sol qui sont traduites par la diminution du rapport de module de cisaillement, l'augmentation de pourcentage d'amortissement, les déplacements, les vitesses, les accélérations et les contraintes pour chaque couche de sol sachant que le profil du sol soumis par l'accélérogramme sismique appliqué au niveau du substratum (base rigide).

Cette approche peut permettre aussi de quantifier la non-linéarité du sol pour différents niveaux de sollicitation sismique faible à grande.

La méthode linéaire équivalente est la méthode la plus utilisée dans la pratique des ingénieries du sol, car la simplicité et facilité de la mise en œuvre et rapidité du calcul, ainsi qu'implantée dans nombreux de code de calcul comme : CALDYNASOIL, CYBERQUAKE, FLAT, SHAKE,...

Le principe de cette méthode est représenté dans la figure 4.5, en considérant chaque couche comme linéaire et élastique modélisée par un modèle avec masse concentrée. La masse du sol de ce modèle se concentre également au-dessus et au-dessous de chaque couche comme le suivant :

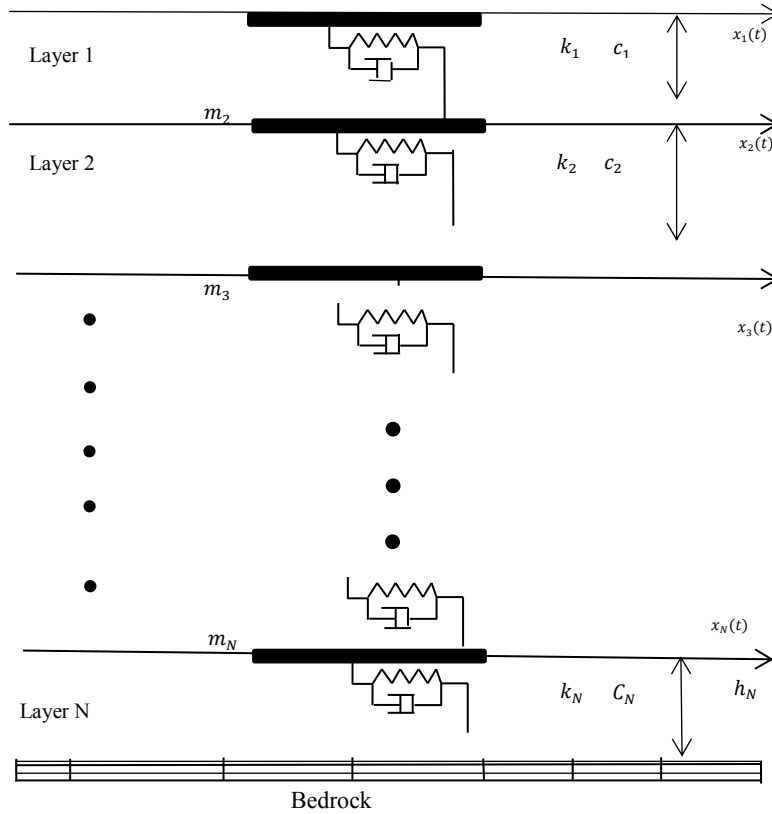


Figure 4.5 Le modèle avec masses concentrées (Filali et Sbartai, 2017)

Où

$$m_1 = \frac{\rho_1 h_1}{2}, m_i = \frac{\rho_{i-1} h_{i-1} + \rho_i h_i}{2} \quad (i = 2, 3 \dots N) \quad (4.1)$$

m_i , ρ_i et h_i sont la masse concentrée, la masse volumique et l'épaisseur de la couche de sol i .

Filiatrault. A (1996) cité très bien les étapes d'analyse de la méthode linéaire équivalente avec masse concentrée. Cette méthode représente un outil itératif pour estimer la réponse sismique d'un dépôt de sol avec géométrie horizontale, soumis à un accélérogramme quelconque (c'est-à-dire, quelle que soit l'amplitude de l'excitation sismique : faible, moyenne et forte). Alors, nous citons les principes et les étapes d'analyse de cette approche comme suivant :

Étape 1 : Estimation des paramètres physiques du sol

La première procédure de cette méthode consiste à définir les paramètres physiques initiaux pour chaque couche homogène de sol i (le module de cisaillement maximum G_{max} , masse volumique [ou la densité] ρ , l'amortissement critique maximum ξ_{max}).

Dans cette étape, tous les paramètres du sol sont trouvés par des essais in situ ou des essais en laboratoire à faible déformation.

Étape 2 : Choisir le nombre de couches de sol pour l'analyse

Dans cette étape, on peut limiter le nombre total de couches à utiliser dans l'analyse. Perse que la précision du résultat obtenu avec le modèle à masse concentrée dépend par le nombre de couches de sol considéré dans l'analyse.

Idriss et Seed (1968) ont été faits un graphique représenté dans la figure 4.6, qui peut trouver le nombre raisonnable de couches N de dépôt de sol.

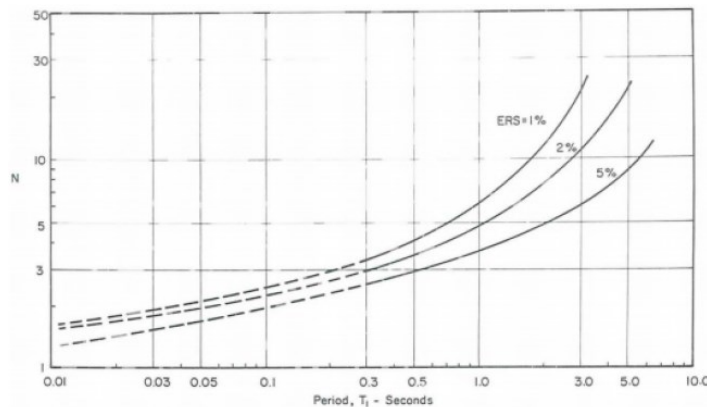


Figure 4.6 Nombres de couche du sol par rapport à la précision des calculs

La figure ci-dessus représente les facteurs suivants :

ERS : représente le pourcentage d'erreur de l'analyse à masse concentrée par rapport à l'analyse exacte.

T_1 : la période fondamentale de vibration de chaque type de sol i composé d'un matériau homogène. Das en 1983 on peut obtenir cette période $T_{1(i)}$ par la formule suivante :

$$T_{1(i)} = \frac{4h_i}{\sqrt{\frac{G_i}{\rho_i}}} \tag{4.2}$$

Où,

h_i : Épaisseur de la couche i ,

G_i : Module de cisaillement de la couche i ,

ρ_i : La masse volumique de la couche i .

Enfin, le nombre total de couches à employer dans l'analyse N est la somme de toutes les couches nécessaire pour modéliser tous les types de sols formant le dépôt N_m :

$$N = \sum_1^{N_m} N_i \quad (4.3)$$

Avec, N_m représente le nombre de matériaux différents constituant le dépôt de sol.

Étape 3 : Calculer les matrices de masse, de rigidité et d'amortissement.

Dans cette méthode de calcul, le dépôt du sol est modélisé par des masses concentrées sont reliées par des éléments de ressorts et d'amortisseurs visqueux.

La masse de sols est calculée pour chaque couche par les formules :

$$m_i = \frac{\rho_i h_i}{2} \quad (4.4)$$

$$m_i = \frac{(\rho_{i-1} h_{i-1} + \rho_i h_i)}{2} \quad i = 2, 3, \dots, N \quad (4.5)$$

Enfin, établir la matrice totale de masse du dépôt de sol comme le suivant :

$$[m] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & m_3 & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & m_N \end{bmatrix}_{N \times N} \quad (4.6)$$

La rigidité pour chaque couche de sol est liée par le module de cisaillement G_i et la hauteur h_i de sous-couche par la relation :

$$k_i = \frac{G_i}{h_i} \quad (4.7)$$

Donc, la rigidité globale du système s'écrit sous forme matricielle comme le suivant :

$$[k] = \begin{bmatrix} k_1 & -k_1 & 0 & \dots & 0 \\ -k_1 & k_1 + k_2 & -k_2 & \dots & 0 \\ 0 & -k_2 & k_2 + k_3 & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{N-1} \\ 0 & 0 & 0 & -k_{N-1} & k_{N-1} + k_N \end{bmatrix}_{N \times N} \quad (4.8)$$

La matrice d'amortissement global est donnée par la forme suivante :

$$[c] = \begin{bmatrix} c_1 & -c_1 & 0 & \dots & 0 \\ -c_1 & c_1 + c_2 & -c_2 & \dots & 0 \\ 0 & -c_2 & c_2 + c_3 & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -c_N \\ 0 & 0 & 0 & -c_N & c_{N-1} + c_N \end{bmatrix}_{N \times N} \quad (4.9)$$

Étape 4 : Calcul de la réponse dynamique

Pour résoudre les équations gouvernant le mouvement de toutes les couches de sol, celles-ci sont solutionnées par les méthodes d'analyse dynamique. On emploie la méthode d'analyse modale en considérant l'équilibre dynamique (2^e loi de Newton) pour chaque couche. Enfin, l'équation du mouvement est construite par les composants suivants :

$$[m] (\ddot{x}) + [c] (\dot{x}) + [k] (x) = -(m) \ddot{x}_r \quad (4.10)$$

Où

((x), (ẋ), (ẍ)) : Vecteurs des déplacements, vitesses et accélérations horizontales de chacune des couches par rapport au roc.

(m) : Vecteur contenant la masse de chaque couche de sol

ẍ_r : Accélérogramme au niveau du roc.

Étape 5 : Calcul des déformations unitaires en cisaillement maximum

Pour chaque couche *i*, on calcule les déformations unitaires en cisaillements maximums, γ_{max}_[i], à partir des déplacements inter couches maximums :

$$\gamma_{\max(i)} = \frac{|x_i - x_{i+1}(t)|_{\max}}{h_i} \quad (4.11)$$

Étape 6 : Mise à jour de la rigidité et la fraction d'amortissement critique équivalente effective

Mettre à jour la rigidité et l'amortissement équivalents, à partir des déformations unitaires en cisaillements maximums calculés à l'étape 5 on peut mettre à jour le module de cisaillement effectif et le coefficient d'amortissement effectif de chaque couche de sol. Généralement, on utilise une fraction des valeurs maximales de 2/3. Puisque les niveaux des déformations maximums ne sont atteints qu'une seule fois pendant la réponse dynamique.

La mise à jour du module de cisaillement effectif s'écrit par :

$$G_i = \frac{G_{\max(i)}}{1 + \gamma_{h(i)}} \quad (4.12)$$

La mise à jour du coefficient d'amortissement effectif s'écrit par :

$$\frac{\xi_i}{\xi_{\max(i)}} = \frac{\gamma_{h(i)}}{(1 + \gamma_{h(i)})} \quad (4.13)$$

La déformation unitaire en cisaillement et aussi donnée par :

$$\gamma_{h(i)} = \frac{\frac{2}{3}\gamma_{\max(i)}}{\gamma_{r(i)}} \left[1 + a_1 e^{-b_1 \left(\frac{\frac{2}{3}\gamma_{\max(i)}}{\gamma_{r(i)}} \right)} \right] \quad (4.14)$$

Étape 7 : Convergence des rigidités et d'amortissements

On répète les étapes 3 à 7 jusqu'à la convergence de la rigidité et l'amortissement. Généralement, seules quelques itérations sont suffisantes pour atteindre la convergence.

La procédure se termine lorsque le module de cisaillement et l'amortissement convergent vers une valeur presque constante.

Cette méthode a été intégrée dans le logiciel de calcul **CALDYNASOL** (Filali.K, 2018) est destiné au calcul dynamique via une analyse linéaire équivalente avec masses concentrées, basé sur trois lois hyperboliques, Hardin & Drnevich (1972), Ramberg & Osgood (1943) et Masing (1926) pour modéliser le comportement non linéaire du Sol.

Ce code est peut-être destiné pour estimer :

- ❖ La contrainte engendrée par le chargement dynamique ;
- ❖ La réponse sismique du dépôt de sol ;
- ❖ Le potentiel de liquéfaction par une diversité de méthodes existant dans la littérature.

L'avantage de ce programme est qu'il ne prend pas beaucoup de temps dans les calculs et donne une bonne précision des résultats dans les calculs.

Cette méthode est résumée par Filali,K (2018) sur l'organigramme suivant :

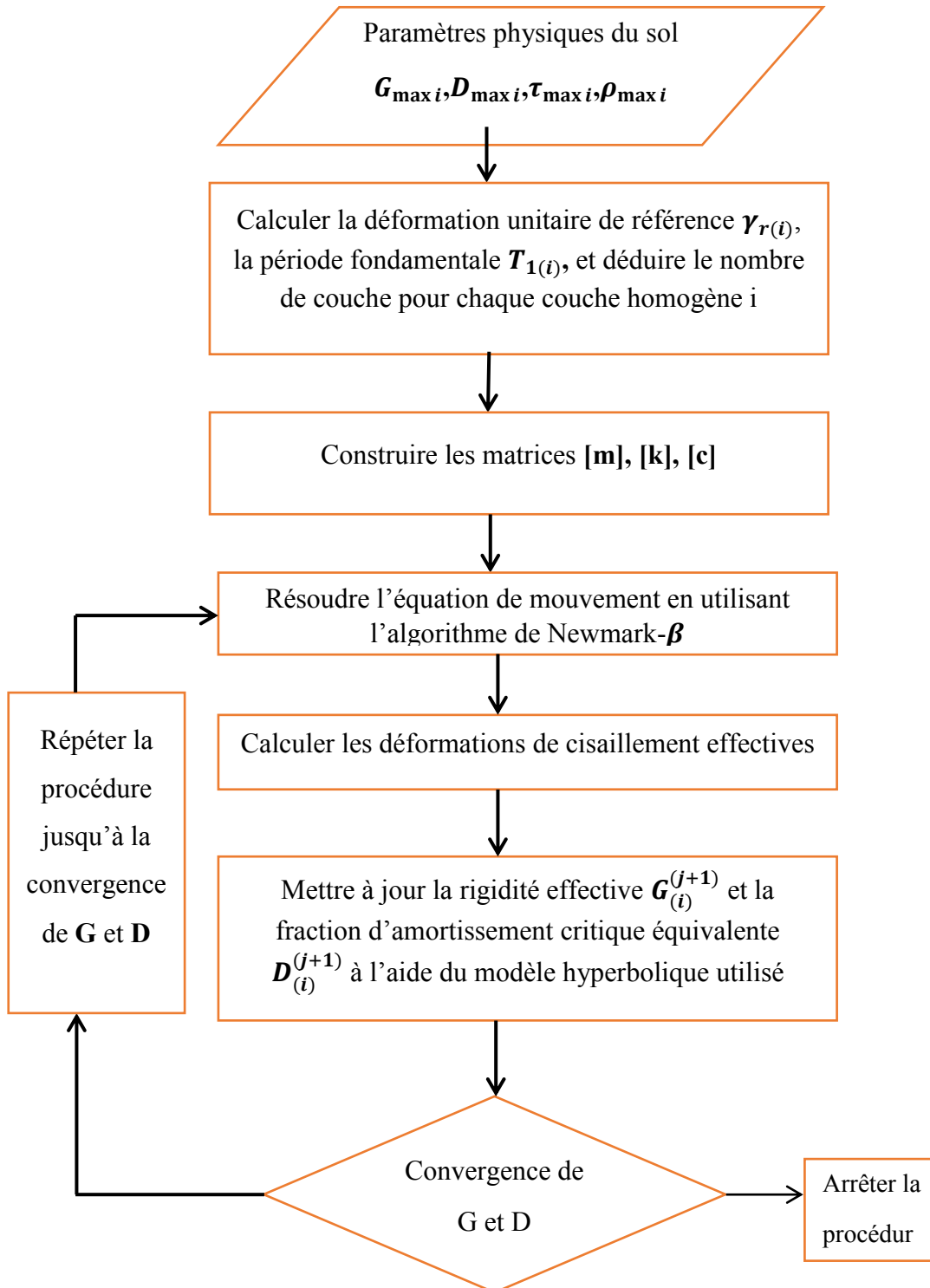


Figure 4.7 Sommaire de l'analyse linéaire équivalente (tiré par Filali. K, 2018)

4.2 Méthodes non linéaires

Pour dimensionner des ouvrages dans les régions sujettes aux tremblements de terre, nécessite la détermination des caractéristiques dynamiques des matériaux utilisés. Les paramètres dynamiques les plus importants dans toute analyse linéaire équivalente sont le module de cisaillement (G) et le coefficient d'amortissement (D). Pour la plupart des sols, à des niveaux de déformation en cisaillement très élevée, le module de cisaillement et le rapport d'amortissement sont essentiellement représentés par la courbe de réduction et augmentation du module normalisé.

Généralement, il y a deux grandes méthodes numériques pour modéliser le comportement du sol sous sollicitation plus élevée. La première, méthode linéaire équivalente, est largement utilisée dans la géotechnique, car elle nécessite des données de sol de manière simple et prend moins de temps de calcul. La seconde, méthode non linéaire, est capable de représenter le comportement réel du sol en considérant le paramètre de sol non linéaire.

Le principe de cette approche est fourni par des cas pratiques de Kramer (1996). L'avantage de l'utilisation de cette méthode est fourni des résultats raisonnables.

4.2.1 Représentation de l'approche non linéaire

Cette approche, établie par Kramer en 1996, fournit des résultats raisonnables pour de nombreux problèmes pratiques. Elle reste une approximation du processus non linéaire réel de la réponse sismique du sol. Une approche alternative consiste à analyser la réponse non linéaire réelle d'un dépôt de sol en utilisant une intégration numérique directe dans le domaine temporel, en intégrant l'équation du mouvement par petits pas de temps, basé sur le modèle contrainte-déformation linéaire ou non linéaire (Titre 4.1.1) ou modèle du comportement avancé (Titre 4.1.2). Au début de chaque pas de temps, la relation contrainte-déformation est utilisée pour obtenir les propriétés du sol appropriées à utiliser dans ce pas de temps. Par cette méthode, une relation contrainte-déformation inélastique non linéaire peut être suivie dans un ensemble de petites étapes incrémentiellement linéaires.

Certains des programmes informatiques d'analyse unidimensionnelle non linéaire de la réponse du sol actuellement disponible caractérisent le comportement contrainte-déformation du sol par des modèles contrainte-déformation cycliques tels que le modèle hyperbolique, le modèle hyperbolique modifié Ramberg-Osgood, modèle d'Hardin-Drnevich-Cundall-Pyke (HDCP), modèle de Martin-Davidenkov et modèle du type Iwan.

Tableau 4.2 Programmes informatiques pour l'analyse non linéaire unidimensionnelle de la réponse du sol.

Programme	Modèle du sol	Référence
CHARSOIL	Ramber-Osgood	Streeter et al.(1973)
DESRA-2	Hyperbolique	Lee and Finn (1978)
DYNA1D	Nested yield surface	Prevost (1989)
MASH	Martin-Davidenkov	Martin and Seed (1978)
NONL13	Iwan-type	Joyner (1977)
TESSI	HDCP	Pyke (1985)

Considérons le dépôt de sol d'étendue latérale infinie illustré à la figure 4.8 a. Si la couche de sol est soumise à un mouvement horizontal au niveau du substratum, la réponse sera régie par l'équation du mouvement suivante :

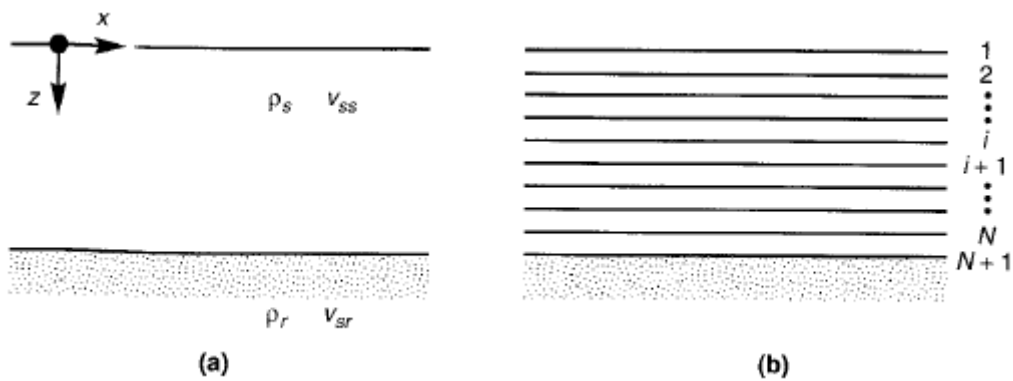


Figure 4.8 (a) nomenclature pour un dépôt de sol uniforme d'étendue latérale infinie substratum rocheux sus-jacent ; (b) discrétisation du dépôt de sol en n sous-couches (Kramer, 1996)

$$\frac{\partial \tau}{\partial z} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \rho \frac{\partial \dot{u}}{\partial t} \tag{4.15}$$

Pour introduire la méthode explicite des différences finies, considérons la fonction $f(x)$ illustrée à la figure 4.9. La première dérivée de $f(x)$ à $x=\bar{x}$ est donnée par :

$$\frac{df(\bar{x})}{dx} = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{f(\bar{x} + \Delta x) - f(\bar{x})}{\Delta x} \quad (4.16)$$

Une approximation raisonnable de la dérivée première peut être faite en supprimant la restriction de la limite et en utilisant une valeur petite, mais finie de Δx . De cette manière, l'expression de l'équation (4.16) est appelée approximation par différence directe de $df(\bar{x})/dx$. La figure 4.9 montre que la différence directe fournit en fait une meilleure approximation de la dérivée à $x=\bar{x} + \Delta x/2$ qu'à $x = \bar{x}$.

En divisant la couche de sol en N sous-couches d'épaisseur, Δz (Figure 4.8 b), et en procédant dans le temps par petits incréments de temps de longueur, Δt , la notation $u_{i,t}=u(z = i \Delta z, t)$ peut être utilisé pour écrire approximations aux différences finies des dérivées :

$$\frac{\partial \tau}{\partial z} \approx \frac{\tau_{i+1,t} - \tau_{i,t}}{\Delta z} \quad (4.17)$$

$$\frac{\partial \dot{u}}{\partial t} \approx \frac{\dot{u}_{i+1+\Delta t} - \dot{u}_{i,t}}{\Delta t} \quad (4.18)$$

La substitution des équations (4.17 et 4.18) dans l'équation du mouvement permet à cette équation différentielle d'être approchée par l'équation explicite aux différences finies par :

$$\frac{\tau_{i+1,t} - \tau_{i,t}}{\Delta z} = \rho \frac{\dot{u}_{i+1+\Delta t} - \dot{u}_{i,t}}{\Delta t} \quad (4.19)$$

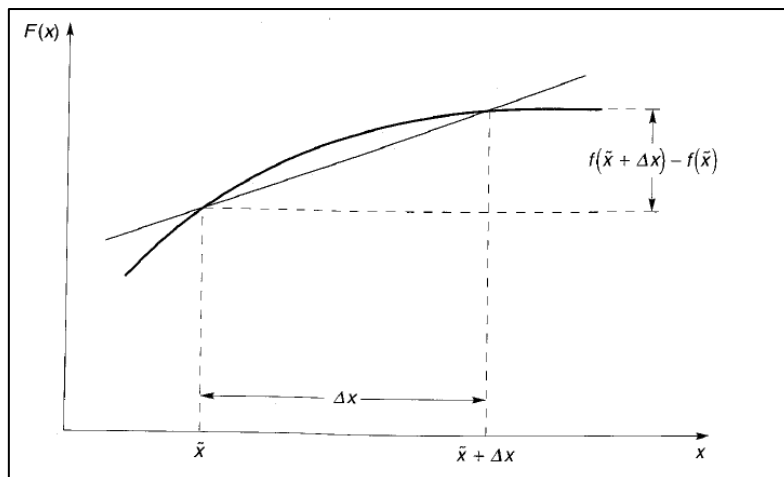


Figure 4.9 L'approximation de la différence directe de $f'(\tilde{x})$ est donnée par la pente de la droite passant par la fonction en $x = \tilde{x}$ et $x = \tilde{x} + \Delta x$. l'approximation devient exacte lorsque

$$\Delta x \rightarrow 0.$$

Résoudre pour $\dot{u}_{i,t+\Delta t}$ donne :

$$\dot{u}_{i,t+\Delta t} = \dot{u}_{i,t} + \frac{\Delta t}{\rho \Delta z} (\tau_{i+1} - \tau_{i,t}) \quad (4.20)$$

L'équation (4.20) montre simplement comment les conditions à l'instant, t , peuvent être utilisées pour déterminer les conditions à l'instant $t+\Delta t$. En utilisant l'équation (4.20) pour tout i , le profil de vitesse peut être déterminé au temps $t+\Delta t$. En utilisant les vitesses calculées à la fin de chaque pas de temps comme vitesses initiales pour le pas de temps suivant, l'application répétée de l'équation (4.20) permet d'intégrer l'équation du mouvement dans une série de petits pas de temps.

Comme pour tout problème d'intégration, cependant, les conditions aux limites doivent être satisfaites.

Puisque la surface du sol est une surface libre, $\tau_1 = 0$, donc :

$$\dot{u}_{i,t+\Delta t} = \dot{u}_{i,t} + \frac{\Delta t}{\rho \Delta z} (\tau_{2,t}) \quad (4.21)$$

La condition aux limites au fond du dépôt de sol dépend de la nature de la base rocheuse sous-jacente. Si la base rocheuse est rigide, sa vitesse de particule, $\dot{u}_b(t) = \dot{u}_{N+1,t}$, peut être spécifié directement comme mouvement d'entrée. Si le socle rocheux est élastique, la continuité des contraintes exige que la contrainte de cisaillement au bas de la couche de sol, $\tau_{N+1,t}$, soit égale à la contrainte de cisaillement au sommet de la couche rocheuse, $\tau_{r,1}$. Ainsi,

$$\dot{u}_{N+1,t+\Delta t} = \dot{u}_{N+1,t} + \frac{\Delta t}{\rho \Delta z} (\tau_{r,t} - \tau_{N,t}) \quad (4.22)$$

Si une onde incidente se déplaçant vers le haut à travers la roche a une vitesse de particule $\dot{u}_r(t)$, à la limite sol-roche, la contrainte de cisaillement à la limite est approximée (Joyner et Chen, 1975) par :

$$\tau_{r,t} \cong \rho_r v_{sr} (2\dot{u}_r(t + \Delta t) - \dot{u}_{N+1,t+\Delta t}) \quad (4.23)$$

En remplaçant l'équation (4.23) dans l'équation (4.22) et en résolvant pour $\dot{u}_{N+1,t+\Delta t}$, on obtient :

$$\dot{u}_{N+1,t+\Delta t} = \frac{\dot{u}_{N+1,t} + \frac{\Delta t}{\rho \Delta z} [2\rho_r v_{sr} \dot{u}_r(t+\Delta t) - \tau_{N,t}]}{1 + (\Delta t \rho / \Delta z) \rho_r v_{sr}} \quad (4.24)$$

Une fois les conditions aux limites établies, les calculs d'intégration procèdent du bas ($i=N+1$) vers le haut ($i=1$) du dépôt de sol à chaque pas de temps, et pas-à-pas dans le temps. Le calcul de la vitesse à la fin de chaque pas de temps nécessite cependant la connaissance de la contrainte de cisaillement à ce pas de temps.

Si le dépôt de sol est initialement au repos, alors $\dot{u}_{i,t=0} = 0$ et $\tau_{i,t=0} = 0$ pour tout i . Lorsque le mouvement d'entrée, sous la forme du $\dot{u}_b(t)$ (base rocheuse rigide) ou $\dot{u}_r(t)$ (base rocheuse élastique), confèrent une certaine vitesse à la base du dépôt de sol, \dot{u}_{N+1} prendra une valeur non nulle. Dans les pas de temps suivants, $\dot{u}_N, \dot{u}_{N-1}, \dot{u}_{N-2}, \dots$ prendront tous des valeurs non nulles lorsque le dépôt de sol se déplace en réponse au mouvement d'entrée. Le déplacement incrémental à chaque pas de temps est donné par :

$$\Delta u_{i,t} = \dot{u}_{i,t} \Delta t \quad (4.25)$$

La sommation des déplacements incrémentaux permet de déterminer le déplacement total, $u_{i,t}$ au début de chaque pas de temps. La déformation de cisaillement dans chaque sous-couche est donnée par :

$$\gamma_{i,t} = \frac{\partial u_{i,t}}{\partial z} \approx \frac{u_{i+1,t} - u_{i,t}}{\Delta z} \quad (4.26)$$

Si le sol est supposé élastique linéaire, la contrainte de cisaillement ne dépend que de la déformation de cisaillement actuel (c'est-à-dire $\tau_{i,t} = G_i \gamma_{i,t}$). Si le sol est non linéaire et inélastique, cependant, la contrainte de cisaillement dépendra de la déformation de cisaillement actuelle et de l'historique contrainte-déformation. Dans de tels cas, la déformation de cisaillement calculée, $\gamma_{i,t}$, et la relation contrainte-déformation cyclique (ou modèle constitutif avancé) sont utilisés pour déterminer la contrainte de cisaillement correspondante, $\tau_{i,t}$. Le processus d'intégration peut alors être résumé comme suit :

Au début de chaque pas de temps, la vitesse des particules, $u_{i,t}$, et le déplacement total, $u_{i,t}$, sont connus à chaque limite de couche.

2. Le profil de déplacement des particules est utilisé pour déterminer la déformation de cisaillement, $\gamma_{i,t}$ dans chaque couche.

3. La relation contrainte-déformation est utilisée pour déterminer la contrainte de cisaillement, $\tau_{i,t}$, dans chaque couche. La courbe contrainte-déformation peut être linéaire ou non linéaire.

Si le comportement du sol inélastique non linéaire est supposé, les inversions de contraintes sont vérifiées et prises en compte (par exemple, par l'application des critères de Masing) dans chaque couche.

4. Le mouvement d'entrée est utilisé pour déterminer le mouvement de la base de la couche de sol au temps $t + \Delta t$.

5. Le mouvement de chaque limite de couche au temps $t + \Delta t$ est calculé, en travaillant de bas en haut. Le processus est ensuite répété à partir de l'étape 1 pour calculer la réponse au pas de temps suivant.

Étant donné que les vitesses des particules sont calculées à des moments qui diffèrent d'un demi-pas de temps de ceux auxquels les contraintes de cisaillement sont le mieux approximées, la méthode explicite peut devenir numériquement instable si le pas de temps est trop grand (c'est-à-dire si $\Delta t > \Delta z/v_{ss}$) (Davis, 1986).

En utilisant différentes expressions de différence, une formulation implicite aux différences finies peut éliminer le problème de stabilité, permettant ainsi l'utilisation de pas de temps plus longs. Les formulations implicites, cependant, impliquent la solution d'un ensemble de $N + 1$ équations simultanées (ce qui peut prendre beaucoup de temps de calcul pour N grand) à chaque pas de temps. Il est souvent difficile de prédire s'il est plus efficace d'effectuer les calculs rapides de la méthode explicite à un grand nombre de pas de temps, ou les calculs plus longs de la méthode implicites à moins de pas de temps. La plupart des programmes informatiques existants pour l'analyse non linéaire de la réponse du sol utilisent la formulation explicite.

4.2.1.1 Modèles non linéaires cycliques

Le comportement contrainte-déformation non linéaire des sols peut être représenté plus précisément par des modèles non linéaires cycliques qui suivent le chemin contrainte-déformation réel pendant le chargement cyclique. De tels modèles sont capables de représenter la résistance au cisaillement du sol et, avec un modèle de génération de pression interstitielle approprié, les changements de contrainte effective lors d'un chargement cyclique non drainé. Divers modèles non linéaires cycliques ont été développés ; tous sont caractérisés par (1) une courbe contrainte-déformation et (2) une série de « règles » qui régissent le comportement de déchargement-rechargement, la dégradation de la rigidité et d'autres effets. Les plus simples de ces modèles ont des courbes contraintes-déformations relativement simples et seulement quelques règles de base.

Des modèles plus complexes peuvent incorporer de nombreuses règles supplémentaires qui permettent au modèle de mieux représenter les effets d'un chargement irrégulier, de la densification, de la génération de pression interstitielle ou d'autres effets. L'applicabilité des modèles non linéaires cycliques, cependant, est généralement limitée à une gamme assez étroite, bien qu'importante, de conditions initiales et de chemins de contraintes.

La performance des modèles non linéaires cycliques peut être illustrée par un exemple très simple dans lequel la forme de la courbe contrainte-déformation initiale est décrite par $\tau = F_{bb}(\gamma)$. La forme de toute courbe contrainte-déformation initiale est liée à deux paramètres, la rigidité initiale (faible déformation) et la résistance au cisaillement (forte déformation) du sol. Pour l'exemple simple, la fonction de la courbe contrainte-déformation initiale, F_{bb} , peut être décrite par une hyperbole :

$$F_{bb} = \frac{G_{max}\gamma}{1+(G_{max}/\tau_{max})|\gamma|} \quad (4.27)$$

La forme de la courbe contrainte-déformation initiale hyperbolique est illustrée à la figure 4.10. D'autres expressions [par exemple le modèle Ramberg-Osgood (Ramberg et Osgood, 1943)] peuvent également être utilisées pour décrire la courbe contrainte-déformation initiale. Alternativement, des courbes de squelette peuvent être construites à partir de courbes de réduction de module.

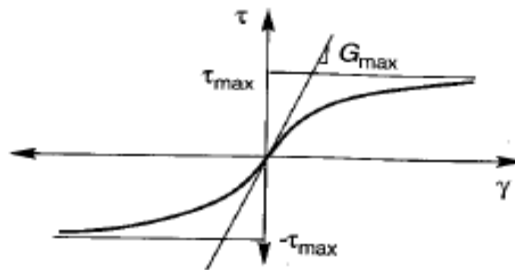


Figure 4.10 Courbe contrainte-déformation initiale hyperbolique asymptotique à $\tau = G_{max} \gamma$ et à $\tau = \tau_{max}$

Les grandeurs G_{max} et τ_{max} peuvent être mesurées directement, calculées ou obtenues par corrélation empirique. Pour le modèle de cet exemple, la réponse du sol au chargement cyclique est régie par les quatre règles suivantes :

1. Pour le chargement initial, la courbe contrainte-déformation suit la courbe contrainte-déformation initiale.

2. Si une inversion de contrainte se produit en un point défini par (γ_r, τ_r) , la courbe contrainte-déformation suit une trajectoire donnée par :

$$\frac{\tau - \tau_r}{2} = F_{bb} \left(\frac{\gamma - \gamma_r}{2} \right) \quad (4.28)$$

En d'autres termes, les courbes de déchargement et de rechargement ont la même allure que la courbe contrainte-déformation initiale (avec l'origine décalée au point d'inversion de chargement), mais agrandissent d'un facteur ces deux premières règles, qui décrivent le comportement de Masing (Masing, 1926), ne suffisent pas à décrire la réponse du sol sous chargement cyclique général. Par conséquent, des règles supplémentaires sont nécessaires.

3. Si la courbe de déchargement ou de rechargement dépasse la déformation passée maximale et coupe la courbe dorsale, elle suit la courbe contrainte-déformation jusqu'à la prochaine inversion de contrainte.
4. Si une courbe de déchargement ou de rechargement croise une courbe de déchargement ou de rechargement du cycle précédent, la courbe contrainte-déformation suit celle du cycle précédent.

Les modèles qui suivent ces quatre règles sont souvent appelés modèles de Masing étendus.

Un exemple du modèle de Masing étendu est illustré à la figure 4.11. Le chargement cyclique commence au point A, et la courbe contrainte-déformation pendant le chargement initial (de A à B) suit la courbe contrainte-déformation comme requis par la règle 1. Au point B, le chargement est inversé et la partie de déchargement de la courbe contrainte-déformation s'éloigne de B le long du chemin imposé par la règle 2. À noter que le module de déchargement initial est égal à G_{max} . Le chemin de déchargement coupe la courbe dorsale au point C et, selon la règle 3, continue le long de la courbe dorsale jusqu'à la prochaine inversion de chargement au point D. La courbe de rechargement s'éloigne alors de D comme l'exige la règle 2, et le processus est répété pour le reste du chargement appliqué.

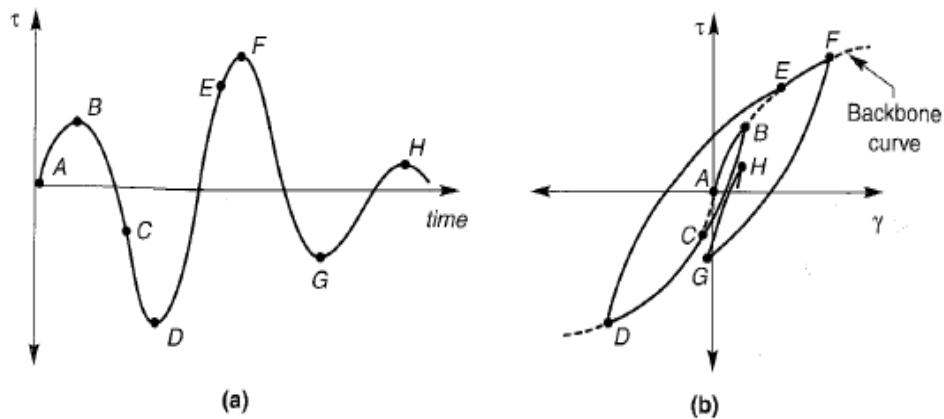


Figure 4.11 Règles de Masing étendues : (a) variation de la contrainte de cisaillement avec le temps ; (b) comportement contrainte-déformation résultant (courbe contrainte-déformation indiquée par une ligne pointillée)

D'autres modèles de déchargement-rechargement sont disponibles (Iwan, 1967 ; Finn et al. 1977 ; Vucetic, 1990) ; le modèle de Cundall Pyke (Pyke, 1979) est particulièrement simple et facile à mettre en œuvre dans les analyses de la réponse du sol.

4.2.1.2 Modèles constitutifs avancés

Les méthodes les plus précises et les plus générales de représentation du comportement du sol sont basées sur des modèles constitutifs avancés qui utilisent des principes de base de la mécanique pour décrire le comportement observé du sol pour :

- (a) des conditions générales de contrainte initiale
- (b) une grande variété de chemins de contrainte
- (c) rotation des axes de contrainte principaux
- (d) chargement cyclique ou monotone
- (e) taux de déformation élevés ou faibles
- (f) conditions drainées ou non drainées.

Nous citons les modèles Cam-Clay (Roscoe et Schofield, 1963) et Cam-Clay modifié (Roscoe et Burland, 1968) a été parmi les premiers de ce type. Des améliorations dans la prédiction des déformations de cisaillement ont résulté de l'utilisation de plusieurs points de rupture imbriqués dans la surface de rupture (Mroz, 1967 ; Prevost, 1977) et du

développement de modèles de surface de délimitation (Dafalias et Popov, 1979) qui intègrent une transition en douceur du comportement élastique au comportement plastique.

Bien que les modèles constitutifs avancés permettent une flexibilité et une généralité considérables dans la modélisation de la réponse des sols au chargement cyclique, leur description nécessite généralement beaucoup plus de paramètres que les modèles linéaires équivalents ou les modèles non linéaires cycliques. L'évaluation de ces paramètres peut être difficile, et les paramètres obtenus à partir d'un type de test peuvent être différents de ceux obtenus à partir d'un autre. Bien que l'utilisation de modèles constitutifs avancés augmentera sans aucun doute, ces problèmes pratiques ont, à ce jour, limité leur utilisation dans la pratique de l'ingénierie parasismique géotechnique (Kramer, 1996).

4.3 Représentation de la non-linéarité du sol par des observations sismologiques

En revanche, la non-linéarité du sol est apparue dans diverses observations en sismologie. On peut citer quelques seuils d'apparition significative de cet effet :

Archuleta, 1992, et Anderson et al, 2001 indiquent que le phénomène de la non-linéarité des sols apparaît habituellement pour des sollicitations en accélération de l'ordre de 0,1 à 0.2 g. La non-linéarité peut être considérable pour des argiles et des sables, mais négligeable pour des matériaux rigides.

Su et al. (1998) considérant les sites situés dans le bassin de San Fernando et de Los Angeles qui contiennent essentiellement des dépôts alluvionnaires, voit apparaître de la non-linéarité quand le PGA (amplitude maximale de l'accélérogramme) est supérieur à 0.3 g, quand le PGV (amplitude maximale du vélocigramme) est supérieur à 20 cm/s.

D'autres auteurs comme Midorikawa, 1993 ; Su et al. 1998 et Higashi (2000) fixent le seuil d'apparition significative coefficient de non-linéarité des sols à une distorsion de 0.06 %.

Le tableau 4.3 ci-dessous représente quelques valeurs équivalentes des propriétés dynamiques du sol en fonction de l'excitation d'accélération sismique.

Tableau 4.3 Coefficient moyen d'amortissement du sol et coefficients de réduction moyens (\pm un écart-type) pour la vitesse des ondes de cisaillement v_s et pour le module de cisaillement G , jusqu'à une profondeur de 20 m.

Rapport d'accélération du sol, $\alpha \cdot S$	ξ/ξ_{max}	$\frac{V_s}{V_{s,max}}$	$\frac{G}{G_{max}}$
0,10	0,03	0,90($\pm 0,07$)	0,80($\pm 0,10$)
0,20	0,06	0,70($\pm 0,15$)	0,50($\pm 0,20$)
0,30	0,10	0,60($\pm 0,15$)	0,36($\pm 0,20$)

4.4 Conclusion

Ce chapitre représente une recherche bibliographique sur les méthodes numériques pour simuler la réponse sismique d'un profil de sol. La non-linéarité du sol, phénomène d'effet de site très complexe, s'observe sur des excitations plus fortes ; les modélisations de ce phénomène exigeant des méthodes très développées pour l'estimer. D'après les travaux cités dans cette partie, on constate que les modélisations de la réponse du sol sont généralement analysées par deux méthodes principales dans le domaine dynamique. La première s'appelle la méthode linéaire équivalente. Cette méthode représente un outil itératif pour estimer la réponse sismique d'un dépôt de sol avec géométrie horizontale, soumis à une accélération sismique au niveau du substratum. L'analyse linéaire équivalente souvent utilisée en pratique permet d'estimer l'effet de la non-linéarité du sol c'est-à-dire la variation des propriétés dynamiques du sol tel que la diminution significative du module de cisaillement G et l'augmentation de l'amortissement interne (hystérétique) ξ .

La seconde est la méthode non linéaire. L'approche basée sur le principe de la méthode linéaire équivalente est largement utilisée, car elle nécessite des données de sol de manière simple et peu de temps de processus de calcul. De même, la méthode non linéaire est capable de représenter le comportement réel du sol en considérant le paramètre de sol non linéaire.

Les différences entre les résultats d'analyses linéaires et non linéaires équivalentes dépendent du degré de non-linéarité de la réponse réelle du sol. Pour les problèmes où les niveaux de déformation restent faibles (profils de sol raides et/ou mouvements d'entrée relativement faibles), les deux analyses peuvent produire des estimations raisonnables de la réponse du sol. Pour les problèmes impliquant des niveaux de déformation élevés, en particulier les problèmes dans lesquels les contraintes de cisaillement induites approchent la

résistance au cisaillement disponible du sol, les analyses non linéaires sont susceptibles de fournir des résultats raisonnables.

En résumé, les techniques linéaires et non linéaires équivalentes peuvent et ont été utilisées avec succès pour l'analyse unidimensionnelle de la réponse dynamique ou sismique du sol.

Chapitre 5

*Réponse dynamique d'une fondation sollicitée par des ondes sismiques : P,
SV, SH et Rayleigh*

Chapitre 5 : Réponse dynamique d'une fondation sollicitée par des ondes sismiques : P, SV, SH et Rayleigh

5 Considérations générales

La conception des ouvrages dans le domaine de la construction en génie parasismique exige des méthodes et des outils très développés puisque ce phénomène est très complexe, la difficulté est toujours représentée dans la présence des efforts sismiques. Alors, analyser le problème d'interaction sol structure en plusieurs étapes est une démarche très favorable.

Plusieurs travaux antérieurs ont déterminé la réponse dynamique des fondations rigides numériquement à travers plusieurs méthodes. Dans le cas du comportement linéaire élastique, toutes les fondations sont supposées placer sur un demi-espace linéaire élastique, isotrope et homogène représentant le milieu du sol et sont soumises soit à des forces dynamiques externes, soit à des ondes sismiques de différents types et directions, avec une variation temporelle transitoire ou fréquentielle.

Karabalis et Beskost (1984) ont étudié la réponse dynamique des fondations tridimensionnelles à la surface rigide de forme arbitraire placée sur un demi-espace linéaire élastique, isotrope et homogène et sont soumises soit à des forces dynamiques externes, soit à des ondes sismiques de différents types et directions, avec une variation temporelle transitoire générale. Le problème est formulé dans le domaine temporel par la méthode des éléments de frontière et la réponse est obtenue par une intégration pas à pas dans le temps.

Bu. S (1994) a développé une méthode des éléments de frontière pour analyser des fondations de machines tridimensionnelles. Des fondations rectangulaires superficielles et encastrées sont considérées. Le sol est supposé un matériel élastique linéaire pour de petites amplitudes de déformation. Le problème est formulé et résolu dans le domaine des fréquences. Ce travail comprend des études théoriques rigoureuses et des techniques numériques efficaces pour la résolution des équations intégrales de frontière, et une implémentation informatique efficace de l'algorithme.

Wong et Luco (1978) ont présenté des valeurs numériques des fonctions caractérisent la réponse dynamique des fondations rectangulaires rigides, excitées par des forces et des moments externes et par des ondes SH et Rayleigh incidentes horizontales. Les fondations rectangulaires rigides sont supposées être sans masse et parfaitement liées à un demi-espace viscoélastique uniforme.

Luco et Mita (1978) ont été utilisés une technique alternative pour obtenir la réponse dynamique d'une fondation circulaire rigide sans masse, reposant sur un demi-espace élastique uniforme et soumis à des ondes planes harmoniques. Cette technique repose sur l'utilisation d'une représentation intégrale impliquant le mouvement du sol en champ libre et les tractions de contact obtenues au cours du calcul de la relation dynamique force déplacement de la fondation pour les forces externes. Des résultats représentent les composantes de la réponse de la fondation pour des ondes SH, P, SV et Rayleigh non verticales.

Dans cette étude, le système fondation-sol considéré correspond à une fondation circulaire rigide sans masse de rayons r reposant sur un demi-espace élastique uniforme caractérisé par un module de cisaillement G , une vitesse d'onde de cisaillement et un coefficient de Poisson. Les forces et les moments externes avec une dépendance temporelle (désigne la fréquence), ainsi que les ondes planes incidentes non verticales avec une vitesse apparente de l'onde de cisaillement, sont considérés comme des forces et des moments.

Luco et Westmann (1978) ont déterminé la réponse d'une semelle rigide en bande liée à un demi-plan élastique. La semelle est soumise à des forces verticales, des forces de cisaillement et des moments avec une dépendance temporelle harmonique. En utilisant dans ce problème la théorie des équations intégrales singulières, le problème est réduit à la solution numérique de deux équations intégrales de Fredholm.

Un élément de frontière est développé par Qian et Beskos (1995) pour étudier la réponse d'un système de deux fondations de surface rigides, massives ou non, de formes planes arbitraires, à diverses ondes harmoniques dans des conditions tridimensionnelles. La méthode utilisée est la fonction de Green dans le domaine des fréquences pour la surface du demi-espace élastique, limitant ainsi la discrétisation uniquement aux interfaces sol-fondation, et des éléments de frontière quadrilatéraux iso-paramétriques pour une plus grande précision.

En 1985, Karabalis et Beskos ont obtenu numériquement la réponse dynamique des fondations encastrées rigides tridimensionnelles de forme arbitraire, reposant sur un demi-espace élastique linéaire, homogène et isotrope. Les fondations sont soumises soit à des forces appliquées de l'extérieur, soit à des ondes sismiques de corps ou de surface, incidentes obliquement, de variation temporelle arbitraire. La méthode des éléments de frontière dans le domaine du temps (BEM) est utilisée pour simuler le milieu du sol à l'aide de la méthode de Stokes.

Gazetas, G. (1983) a représenté une revue d'état de l'art de l'analyse de la réponse dynamique des fondations soumises à des charges de type machine. Les résultats sont présentés sous forme de formules simples et de graphiques sans dimension pour les parties statiques et dynamiques des impédances, relatives aux fondations superficielles et encastrées ayant un plan circulaire, en bande, rectangulaire ou arbitraire, et supportées par trois types de profils de sol idéalisés.

Boumekik, A. (1985) a utilisé une méthode semi-analytique pour déterminer les fonctions d'impédances correspondant à tous les modes de vibration d'une fondation rigide non pesante encastrée ou non dans un sol multicouche suppose homogène et viscoélastique.

Sbartai et Boumekik (2008) ont étudié la réponse du champ libre à proximité d'une fondation vibrante. Le modèle est basé sur une description mathématique des phénomènes physiques qui se produisent lorsque le système de fondation de la machine sans masse est excité par une force verticale harmonique. La fondation a une forme carrée et rigide et supposée être placée sur la surface d'un sol viscoélastique limité par un substratum. Les déplacements verticaux de la fondation et du sol environnant sont obtenus en résolvant l'équation des ondes, tout en considérant les conditions du sol. La solution de cette équation est formulée dans la méthode des éléments limites (BEM) dans le domaine de la fréquence et aussi la méthode de la couche mince (TLM) pour calculer les fonctions de Green pour chaque élément.

Karabalis et Huang (1997) une formulation de BEM (Méthode des éléments de frontières) directe dans le domaine temporel est utilisée pour la résolution des problèmes dynamiques d'interaction fondation sol fondation. Un ensemble d'études paramétriques présenté sous la forme de graphiques dépendant du temps et de la fréquence, la réponse dynamique des fondations massives, carrées et rigides reposant sur un demi-espace homogène, isotrope et élastique linéaire a été trouvée.

Luco et Wong (1987) ont utilisé une technique d'équation intégrale pour déterminer la réponse des fondations noyées dans un demi-espace viscoélastique stratifié soumis par différents types d'ondes sismiques.

Au regard des travaux cités ci-dessus, la réponse dynamique des fondations reposant à la surface d'un semi-espace élastique, homogène et isotrope dans le comportement linéaire est trouvée par une méthode simple basée sur le théorème de superposition en deux étapes, la première étape est déterminée par le mouvement d'une fondation rigide sans masse soumise à la sollicitation sismique et la deuxième étape consiste à calculer la matrice d'impédance de la fondation.

La formulation de sous structure du problème d'interaction linéaire sol-structure permet de calculer le premier problème de la relation force-déplacement pour la fondation lorsqu'elle est soumise à des forces et des moments externes. Le second problème concerne le calcul de la réponse de la fondation aux ondes sismiques en l'absence de forces externes.

Les formulations du problème de l'interaction linéaire sismique entre le sol et la structure impliquent l'utilisation de la matrice d'impédance de la fondation et du vecteur de mouvement d'entrée de la fondation.

La matrice d'impédance (ou de rigidité dynamique) reflète la relation entre les forces et les moments appliqués sur la fondation et sa translation et sa rotation correspondantes.

Le calcul de la matrice d'impédance nécessite la résolution d'une valeur limite de rayonnement en élastodynamique. Le vecteur de mouvement d'entrée de la fondation correspond à la réponse de la fondation (supposée sans masse) à une excitation sismique sous forme d'ondes élastiques.

La relation entre les deux problèmes est telle que le vecteur de mouvement d'entrée de la fondation peut être facilement calculé si les tractions de contact correspondant à la solution du problème de radiation et le mouvement du sol en champ libre sont connues. Le mouvement du sol en champ libre correspond à la réponse du sol à l'excitation sismique avant toute excavation pour la fondation.

Messioud (2016) a très bien expliqué la modélisation tridimensionnelle de l'interaction sol-fondation sous sollicitation sismique basée sur la méthode des éléments de frontières et la

théorie des couches minces (BEM-TLM). Les résultats trouvés représentent les déplacements, la rotation et la torsion d'une fondation soumise à des ondes d'origine sismique (SH, SV, P et R) pour le cas d'une fondation placée à la surface ou encastrée, un sol semi-infini ou limité par un substratum, fondation carrée ou rectangulaire.

5.1 Les méthodes d'analyse de l'interaction sol-structure

Les effets dynamiques de l'interaction sol-structure (ISS) ont toujours été importants dans le contexte de l'évaluation de la sécurité sismique et de la vulnérabilité des grandes infrastructures complexes tels que les ponts, les barrages, les centrales électriques, les unités industrielles, etc.

La majorité des recherches antérieures traitant des problèmes d'ISS ont été menées pour des profils de sol plutôt simples : demi-espace élastique, couche de sol liée à une base rigide, ou couche de sol recouvrant un demi-espace élastique. Donc, l'effet de l'interaction sol-structure est reconnu comme sujet important et ne peut pas être négligé, mais elle exige des méthodes de calculs développées numériquement pour modéliser ce phénomène surtout pour les fortes sollicitations dynamiques. Par contre, les méthodes analytiques utilisées dans les recherches antérieures ont été limitées pour étudier la réponse dynamique des fondations filantes, circulaires ou rectangulaires reposant sur des demi-espaces élastiques. Les méthodes analytiques induisent nécessairement de nombreuses hypothèses et de simplifications qui doivent être reconnues, mais elles peuvent souvent fournir des informations précieuses moins des analyses numériques.

Néanmoins, plusieurs méthodes numériques, telles que la méthode des éléments finis (FEM), la méthode des éléments de frontière (BEM) et la méthode des couches minces (TLM) ont été appliquées avec succès dans ce domaine et des recherches plus approfondies sont présentées une bonne compréhension de l'interaction (3D) dynamique entre le sol et les structures. Ainsi que la procédure de couplage de la méthode des éléments finis et de la méthode des éléments de frontières (FEM-BEM) et la méthode des éléments de frontières et la méthode des couches minces BEM-TLM. Donc, le principe de couplage des méthodes numériques est utilisé seulement les avantages de chacune des deux méthodes.

5.1.1 Méthode des éléments finis (FEM)

La méthode des éléments finis est une méthode numérique utilisée pour résoudre numériquement des équations aux dérivées partielles. Celles-ci peuvent par exemple représenter analytiquement le comportement dynamique de certains systèmes physiques et la plus populaire pour la résolution des problèmes d'ingénierie. Mais l'utilisation de la méthode des éléments finis pour l'analyse des problèmes dynamiques du demi-espace implique inévitablement la troncature du domaine semi-infini en un maillage de taille finie ; la difficulté réside alors dans le fait que les ondes se propageant vers l'extérieur doivent être transmises (ou absorbées) par les limites sans réflexion.

Une méthode a été développée récemment nommée méthodes hybrides couplant la méthode des éléments finis et la méthode des éléments de frontière se sont un moyen efficace d'éliminer la difficulté que représentent les frontières artificielles dans le maillage des éléments finis (Spyrakos et al, 1989 ; von Estorff et Prabucki, 1988 ; Touhei et Yoshida, 1988). L'idée de base est une combinaison de la méthode des éléments de frontière, qui est utilisée pour traiter le domaine extérieur non délimité, et la méthode des éléments finis, par laquelle la région centrale est analysée. En imposant des conditions de compatibilité et des conditions d'équilibre à l'interface commune, Luco et Wong (1987) et Mita et Luco (1989a et 1989 b) ont pu trouver les fonctions d'impédance des fondations encastrées tridimensionnelles aux moyennes de cette approche.

5.1.2 Méthodes des éléments de frontières

La méthode des éléments frontières (BEM - Boundary Element Method) est une méthode de résolution numérique. Elle se présente comme une alternative à la méthode des éléments finis avec la particularité d'être plus intéressante dans les domaines de modélisation devenant infinie.

Le BEM est bien adapté à la modélisation d'un milieu infini, car la condition de rayonnement est satisfaite automatiquement. Il est efficace en termes de calcul, car seule la frontière doit être discrétisée.

Cette technique a été utilisée fortement pour l'analyse des phénomènes dynamiques parce qu'elle peut réduire les dimensions spatiales du problème et est bien adaptée pour modéliser

un milieu infini, car la condition de rayonnement est satisfaite automatiquement. Il est efficace en termes de calcul, car seule la frontière doit être discrétisée. Cependant, une solution fondamentale est requise pour l'analyse BE, et pour la formulation BEM basée sur la solution fondamentale de l'espace complet, une discrétisation de l'interface sol-fondation et de la surface libre environnante ainsi que de l'interface de la couche de sol est nécessaire.

Dans les problèmes élastodynamiques, plusieurs chercheurs ont étudié l'interaction entre le sol et les fondations par la méthode des éléments de frontière : Dominguez (1978), Banerjee et Butterfield, 1981, Huh et Schmid (1984), Beskos, 1987, Manolis et Beskos, 1988, Karabalis (1989), Karabalis et Huang (1994), Manolis et Davies, 1993,...

5.1.3 La méthode des couches minces

La méthode des couches minces est une technique numérique semi-discrète qui peut être utilisée pour l'analyse dynamique de solides ou de fluides stratifiés et formulés dans le domaine des fréquences et nécessite la résolution d'un problème de valeurs propres quadratiques à valeurs complexes.

Cette stratégie conduit à des méthodes efficaces et puissantes qui sont actuellement utilisées dans le domaine dynamique, telle que l'analyse des problèmes d'interaction sol-structure et fluide-structure, les problèmes de diffraction et de diffusion des ondes, et l'évaluation non destructive des chaussées.

Dans l'interaction dynamique, à travers le sol sous-jacent ou environnant, entre des structures tridimensionnelles ont été étudiés en couplant des éléments finis et des éléments de frontière. Les structures sont discrétisées par des éléments finis et le sol infini est représenté par des éléments de frontière.

Le TLM a été créé premièrement par Lysmer et Waas en 1970 et développé ultérieurement par Kausel (1982), cette technique est spécifiée pour étudier le problème de la propagation des ondes dans les sols stratifiés isotropes ou anisotropes.

Cette approche peut être proposée pour trouver la solution générale de la fonction d'influence de Green due à divers types de charges dans le domaine des fréquences pour les milieux stratifiés isotropes ou anisotropes et multicouches.

Même aussi cette technique a été largement utilisée pour calculer la réponse dynamique des fondations sur des sols stratifiés horizontalement.

5.2 Le principe de la méthode des couches minces

Le principe de base de la méthode des couches minces est basé sur la discrétisation horizontale et verticale du massif du sol comme montré dans la figure 5.1. Chaque sous-couche est doit être ayant les mêmes propriétés physiques du sol de la couche qui caractérise par la constante complexe de Lamé λ , le module complexe de cisaillement G et la masse volumique ρ .

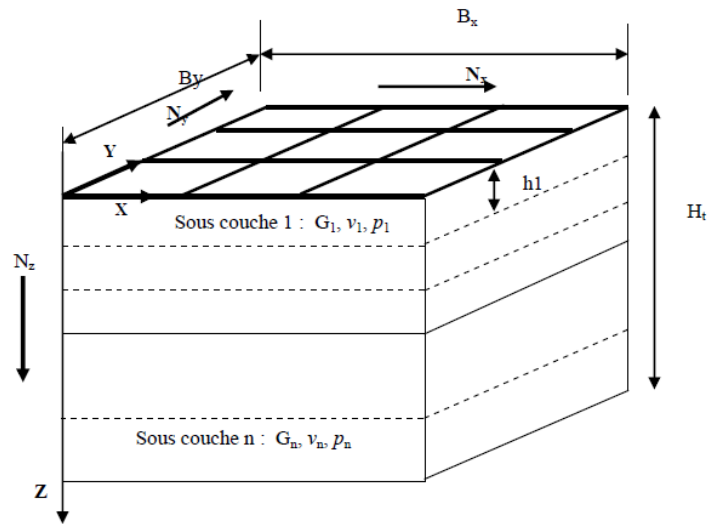


Figure 5.1 Le principe de la discrétisation horizontale et verticale de TLM

Où :

B_x , et B_y : représente les dimensions de la fondation

H : la hauteur de massif de sol

h_1 : la hauteur de la sous-couche 1

N_x : le nombre des éléments dans le sens x pour un plan horizontal

N_y : le nombre des éléments dans le sens y pour un plan horizontal

N_z : le nombre des couches de sol

La discrétisation horizontale consiste à subdiviser toute interface horizontale du massif du sol en éléments carrés de sections. Ces éléments sont des éléments frontières constants où le

déplacement moyen de l'élément est remplacé par le déplacement de son centre et sur lesquelles la répartition des contraintes est supposée uniforme (figure 5.2). Pour des raisons de simplicité d'intégration et d'économie de temps de calcul, les éléments carrés sont remplacés par des disques.

Si des charges réparties unités (suivant la direction x, y, z) sont appliquées au disque j, les fonctions de Green au centre du disque i peuvent être déterminées. En appliquant successivement ces charges sur tous les disques, nous pouvons former la matrice de flexibilité complexe du sol à une fréquence ω donnée.

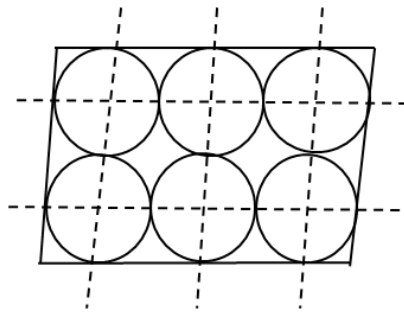


Figure 5.2 Le principe de la discrétisation dans le plan horizontal

En outre, le principe de la discrétisation dans le sens vertical du profil de sol est subdivisé par les couches d'un sol en sous-couches d'épaisseurs égales dites « minces » et n'englobe pas le substratum comme montré dans la figure 5.3. À l'intérieur d'une sous-couche donnée, le déplacement est supposé une fonction linéaire des déplacements aux interfaces supérieures et inférieures. Ceci étant vrai si la hauteur de la sous-couche est faible par rapport à la longueur d'onde en considération.

Selon cette théorie des couches minces, l'épaisseur de chaque couche doit être inférieure au 1/10 de la longueur d'onde de Rayleigh dans cette couche.

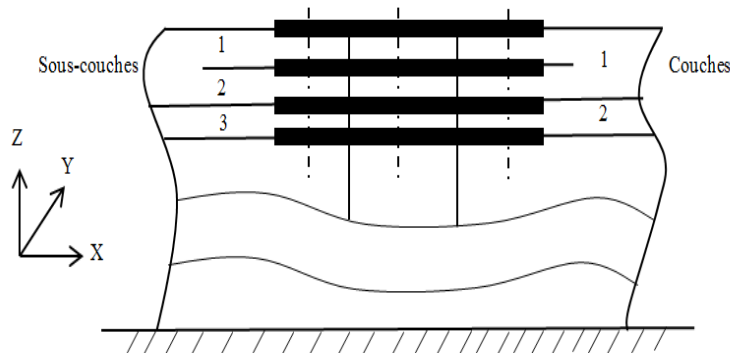


Figure 5.3 Le principe de la discrétisation dans le plan vertical

Les degrés de liberté du massif se réduisent aux degrés de liberté des nœuds. L'obtention de la matrice de rigidité du massif est presque la même à celles déterminées dans le calcul des structures par éléments finis. Par analogie, nous utilisons le terme « élément » pour désigner la sous-couche et le terme « nœud » pour désigner l'interface.

Alors, l'objectif principal de cette méthode est d'obtenir des fonctions de Green (former la matrice de déplacements [flexibilité du sol discrétisé] en déplacement dû à divers types de charges, dans un multicouche surmontant un substratum ou un semi-espace.

Nous avons cité quelques des travaux de recherche représentés en détails comment trouver la fonction de Green [flexibilité du sol] par la méthode des couches minces [TLM] :

Boumekik. A [1985] une méthode semi-analytique a été utilisée pour déterminer les fonctions impédances correspondant à tous les modes de vibration d'une fondation rigide non pesante encastrée ou non dans un sol multicouche suppose homogène et viscoélastique. En basant sur les principes des considérations d'interaction sol-structure. Premièrement, déterminer la matrice de flexibilité du volume du sol qui occupait par la fondation est déterminé à partir des caractéristiques de propagation des ondes en discrétisant de façon appropriée le volume considéré. La deuxième étape concerne les fonctions impédances en imposant les conditions de compatibilité entre le mouvement de la fondation et celui du sol. La réponse de la fondation est se trouver par le couplage de la méthode des éléments de frontières [BEM] la théorie des couches minces [TLM].

Sbartai. b [2006] a déterminé les fonctions impédances [compliances] de deux fondations adjacentes en utilisant la méthode des éléments de frontières [BEM] dans le domaine fréquentiel en basant sur la formulation des fonctions de Green pour un sol multicouche horizontal limité par un substratum rigide.

La fonction du Green [déplacement de l'élément i dû à la force harmonique d'unité appliquée sur l'élément j] a été déterminée par le principe de Kausel et Peek qui discrétiser l'interface fondation-sol-fondation [horizontalement et verticalement] pour obtenir les fonctions de Green en chaque élément de la zone discrétisée.

Messiou.S [2016] a été utilisé la TLM combinée par BEM pour résoudre le phénomène de propagation des ondes sismiques d'un milieu semi-infini à travers les fonctions de Green. Une subroutine en langage FORTRAN 90 a été développée pour le calcul des amplitudes de mouvements en champ libre pour des types d'ondes sismiques SH, SV, P et R ainsi que les déplacements harmoniques.

Bencharif et Hadid, 2014 ont utilisé la TLM pour analyser le phénomène de l'amplification des ondes sismiques de volume [P-SV dans le cas plan et SH pour le cas anti-plan] dans les profils de sol multicouches [figure 5.4]. Le profil de sol constitué de cinq couches de natures différentes reposant sur un substratum rocheux. Chaque couche est subdivisée en des sous-couches d'épaisseur de 0.25 m.

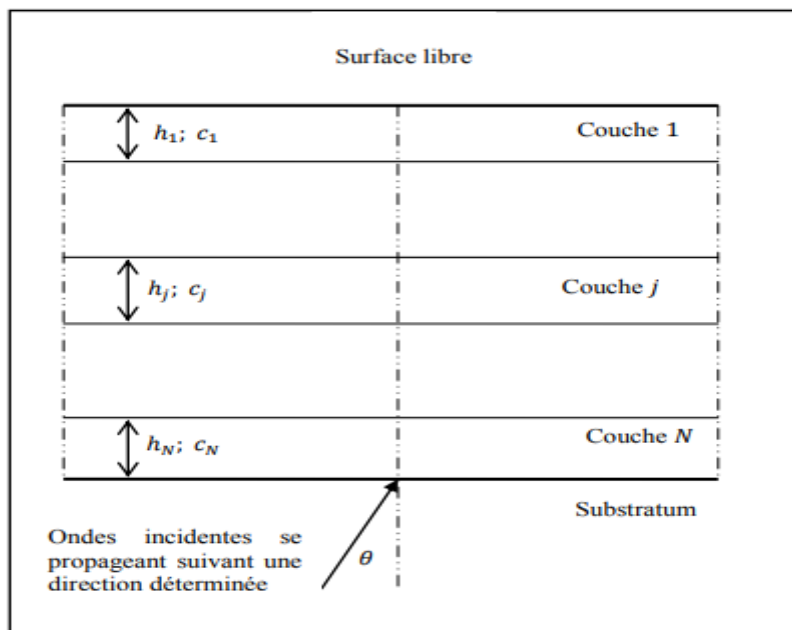


Figure 5.4 Profil de sol multicouche reposant sur un substratum rocheux (Bencharif et Hadid, 2014)

M'Hammed.b [1998] a utilisé l'approche de TLM pour examiner le comportement des structures enterrées implantées dans les sols stratifiés en calculant au débit la fonction de Green.

5.3 Les déplacements des fondations dus par les ondes sismiques

Le tremblement de terre ou séisme est une vibration de la surface de la terre violente le sol et les fondations des structures. Cette énergie libérée se propage sous forme de divers types d'ondes sismiques qui provoquent des vibrations à la surface de la terre. Ces ondes sismiques sont des ondes élastiques, elles se propagent dans toutes les directions.

On peut distinguer deux types d'ondes, les ondes de volume qui traversent la terre et les ondes de surface qui se propagent à sa surface comme le suivant :

5.3.1 Ondes de volume

Les ondes de volume se propagent à l'intérieur de la terre. Il existe deux types principaux : les ondes S [pour cisaillement], et les ondes P [pour pression].

5.3.1.1 Les ondes P

Les ondes P ou ondes primaires appelées aussi ondes de compression ou ondes longitudinales sont des ondes de compression-dilatation qui déplacent les particules parallèlement à leur direction de propagation [figure 5.5]. Ce sont les plus rapides [6 km/s près de la surface] et sont enregistrées en premier sur le sismogramme [figure 5.9]. Elles peuvent se propager dans les milieux solides, liquides et gazeux.

Elle varie selon le milieu traversé et lié par le module d'incompressibilité K, le module de cisaillement G_{max} , et la masse volumique ρ du milieu traversé, la vitesse de cette onde est représentée par la formule suivante :

$$V_p = \sqrt{\frac{K + \frac{4}{3}G_{max}}{\rho}} \quad (5.1)$$

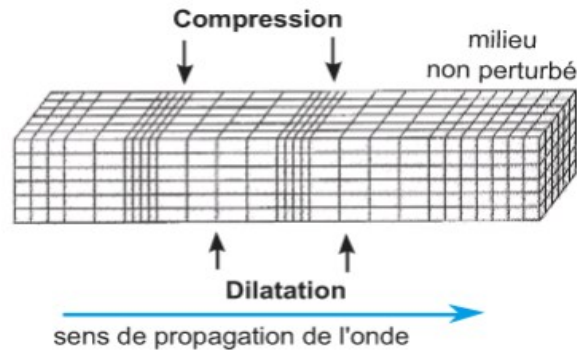


Figure 5.5 Onde sismique de compression (Type P)

5.3.1.2 Les ondes S

Les ondes S ou ondes secondaires appelées aussi ondes de cisaillement ou ondes transversales déplacent les particules perpendiculairement à leur direction de propagation [figure 5.6], cette onde ayant deux composantes SH et SV. Ces ondes ne se propagent pas dans les milieux liquides. Leur vitesse est plus lente que celle des ondes P, elles apparaissent après l'onde P sur le sismogramme avec une vitesse moyenne de 3,5 km/s dans la croûte, mais leur amplitude et leur période sont plus grandes. Leur vitesse varie selon le milieu traversé suivant la formule suivante :

$$V_s = \sqrt{\frac{G_{max}}{\rho}} \tag{5.2}$$

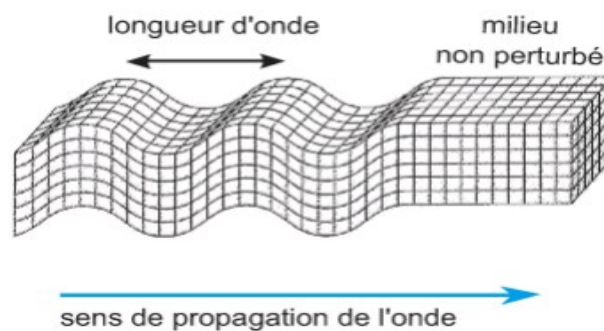


Figure 5.6 Onde sismique de cisaillement (type S)

Les deux vitesses de propagation des ondes P et S sont liées par le rapport suivant :

$$\frac{V_p}{V_s} = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} \tag{5.3}$$

Où ν désigne le coefficient de Poisson.

Ce rapport dépend par le coefficient de Poisson comme :

Pour $\nu = 1/3$ la valeur de $\frac{V_p}{V_s} \approx 2$.

5.3.2 Les ondes de surface

Les ondes de surface sont celles qui sont responsables des dommages matériels et humains lors d'un séisme, se déplacent soit perpendiculairement à la direction de propagation des ondes dans le plan horizontal [les ondes S se déplacent dans le plan vertical, c'est-à-dire [ondes de Love] soit par mouvement circulaire parallèlement à la direction de propagation [ondes de Rayleigh]. Ces ondes se déplacent plus lentement que les ondes P et S se propagent à la surface du sol uniquement. Les ondes de surface sont donc les dernières ondes à être enregistrées dans le sismogramme [figure 5.9].

La vitesse de l'onde de Rayleigh (figure 5.7) où l'angle d'incidence est horizontal ($\theta_H=0$) et un coefficient de Poisson $\nu=1/3$, la vitesse de propagation correspondante est prise égale à $C_R=0.9325.V_s$.

En revanche, l'onde de Love est un type d'onde se propageant à la surface d'un milieu solide semi-infini [figure 5.8]. Son déplacement est comparable à celui des ondes S sans le mouvement vertical. Les ondes de Love provoquent un ébranlement horizontal qui est la cause de nombreux dégâts aux fondations d'un édifice qui n'est pas une construction parasismique. Les ondes de Love se propagent à environ 4 km s^{-1} .

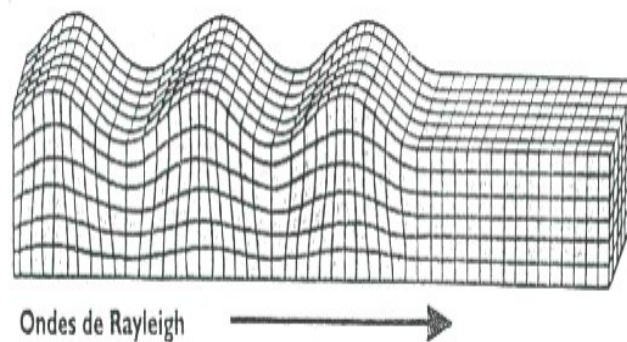


Figure 5.7 Ondes de surface (onde de Rayleigh)

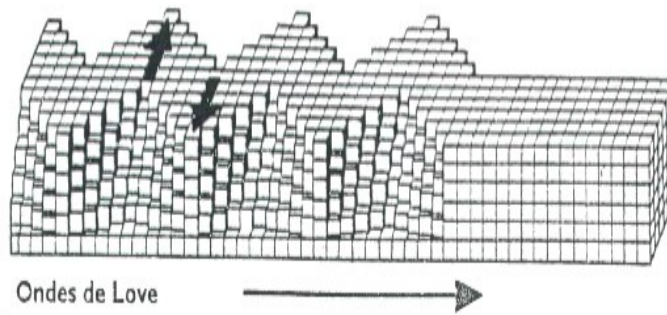


Figure 5.8 Ondes de surface (onde de Love)

Les ondes sismiques sont enregistrées à l'aide des sismographes dans les trois plans définissant l'espace et représentées sur des sismogrammes.

Le sismogramme en dessous représente dans la figure [5.9] les différents temps de propagation des ondes sismiques, les ondes P sont les premières ondes sismiques qui arrivent au sismographe, puis les ondes S et enfin les ondes de surface. L'intervalle de temps ou le retard entre les arrivées des ondes P et S est fonction de la distance traversée par les ondes.

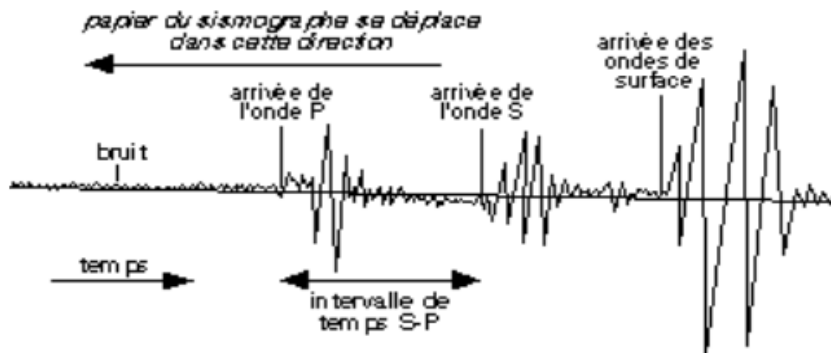


Figure 5.9 Différents temps de propagation des ondes sismiques P, S et de surface

Dans ce chapitre, nous avons expliqué brièvement les différents types d'ondes sismiques qu'on peut utiliser pour modéliser le comportement dynamique d'interaction sol-fondation ou sol-structure.

L'interaction sol-fondation subit à l'excitation des ondes sismiques, joue un rôle très important dans l'étude de la réponse générale d'une structure à un tremblement de terre.

L'étude de la réponse sismique de fondations tridimensionnelles rigides, superficielles ou encastrées placées sur un demi-espace élastique linéaire, isotrope et homogène sollicité par des ondes sismiques obliques harmoniques incidentes P, SV, SH et Rayleigh, est obtenue numériquement par plusieurs chercheurs [Wang et Luco, 1978, Luco et Wang, 1977, Dominguez, 1978, Karabalis et Beskos, 1995, Wang et al., 2014, Wolf, 1985, Messiuod et al, 2016...].

De ce fait, dans le cas d'étude d'interaction dynamique du sol-fondation pour un sol viscoélastique et sollicité par divers types d'excitations des ondes sismiques sur une fondation rigide à la surface sont montrées sur la figure 5.10.

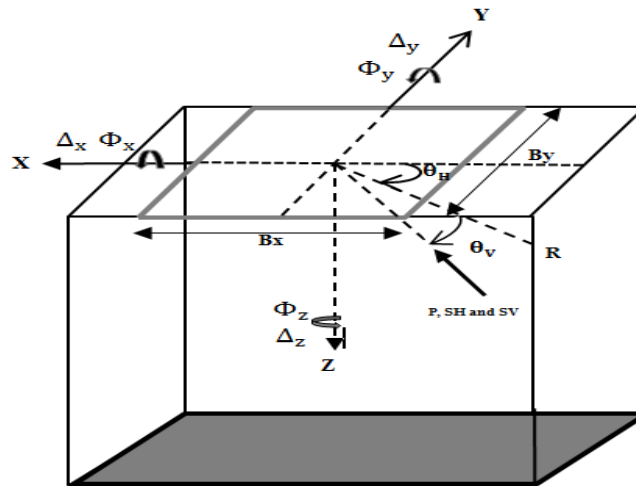


Figure 5.10 La géométrie de la fondation et leurs excitations des ondes harmoniques sismiques (Messiuod et al, 2016)

Alors, le modèle mathématique de calcul de la réponse d'une fondation dans le domaine linéaire ou viscoélastique du sol est fait par la procédure suivante :

Dans le domaine des fréquences, l'emploi de la méthode des couches minces pour obtenir les fonctions de Green qui lie les déplacements du sol et les tractions réparties sur les éléments à l'interface sol-fondation s'exprime par la relation suivante :

$$\{u\} = [G] \times \{t\} \tag{5.4}$$

Où $\{u\}$ et $\{t\}$ sont les amplitudes des vecteurs du déplacement et des forces modaux respectivement à l'interface de sol-fondation respectivement. La matrice $[G]$ représente la matrice d'influence impliquant les fonctions de Green.

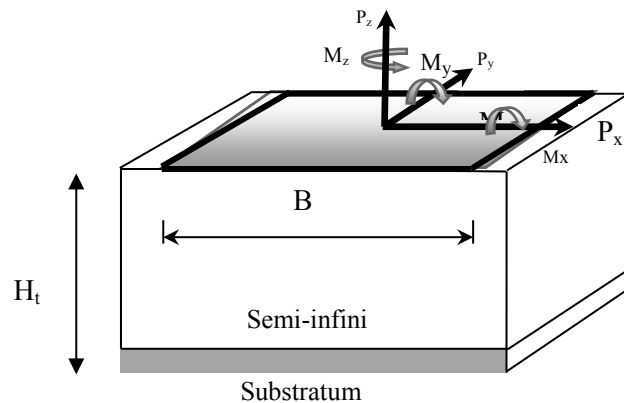
La notion des fonctions de Green a été bien expliquée par Kausel et Peek (1982), qui signifie que les déplacements harmoniques dus à des charges harmoniques des unités. Ces fonctions englobent toutes les propriétés mécaniques essentielles du milieu et peuvent être utilisées pour dériver des solutions à des problèmes d'élastodynamique, tels que la propagation des ondes par des inclusions rigides, l'interaction sol-structure, les sources sismiques, etc.

Selon la condition de compatibilité entre le sol et la fondation (la fondation impose au sol des déplacements compatibles avec le mouvement de corps rigides), les déplacements de la fondation sont reliés par les déplacements du sol par la relation de la condition de compatibilité suivante :

$$\{u\} = [R] \times \{\Delta\} \tag{5.5}$$

Où $[R]$ est la matrice de transformation, $\{u\}$ déplacements de sol a l'interface sol-fondation, et $\{\Delta\} = \{\Delta_x, \Delta_y, \Delta_z, \Phi_x, \Phi_y, \Phi_z\}$ est le vecteur des déplacements au centre de la fondation; $\Delta_i (i=x, y, z)$ représente les translations et $\Phi_i (i=x, y, z)$ les rotations (voir figure 5.11).

L'équilibre entre le vecteur des charges extérieures P appliquées à la fondation et les tractions $\{t\}$ à l'interface sol-fondation est donné par :



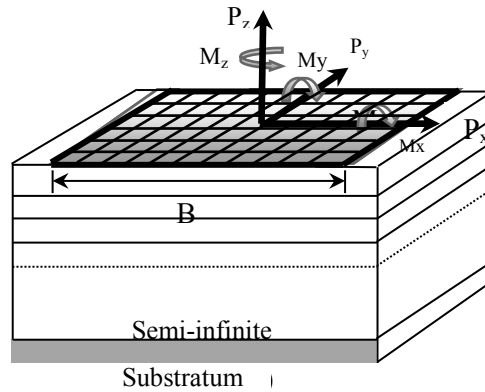


Figure 5.11 (a) la géométrie du modèle (b) la discrétisation du modèle

$$\{P\} = [R]^t \times \{t\} \quad (5.6)$$

Où R est la matrice de transfert de dimension (6N*3)

$$[R] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & z & -y \\ 0 & 0 & 0 & -z & 0 & x \\ 0 & 0 & 1 & y & -x & 0 \end{bmatrix} \quad (5.7)$$

N : est le nombre d'éléments à l'interface sol-fondation

x, y et z sont les coordonnées de position des éléments de discrétisation de l'interface. Quand la fondation est superficielle, z = 0.

En combinant les équations (5.4), (5.5) et (5.6), on obtient la matrice de rigidité dynamique de la fondation donnée par :

$$\{P\} = ([R]^t \times [G]^t \times [R]) \times \{\Delta\} = [K(\omega)] \times \{\Delta\} \quad (5.8)$$

Avec, ω est la fréquence circulaire de vibration et $K(\omega)$ la matrice des fonctions d'impédances de dimension (6*6) :

$$K(\omega) = \begin{bmatrix} K_{11}(\omega) & 0 & 0 & 0 & K_{15}(\omega) & 0 \\ 0 & K_{22}(\omega) & 0 & K_{24}(\omega) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_{33}(\omega) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_{42}(\omega) & 0 & K_{44}(\omega) & 0 & 0 \\ K_{51}(\omega) & 0 & 0 & 0 & K_{55}(\omega) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{66}(\omega) \end{bmatrix} \quad (5.9)$$

Dans le domaine de vibration des fondations, la détermination de mouvement en champ libre est une étape clé pour lier le vecteur des amplitudes de mouvements de champ libre et la

flexibilité de sol. La détermination des amplitudes de mouvements en champ libre sous les différents types d'ondes sismiques obliques SV, SH, P et R sont examinés par une manière approfondie dans la thèse de Messiod.S (2016) par une subroutine en langage FORTRAN 90 basant sur la méthode BEM-TLM.

Considérons les ondes planes harmoniques P, SV, SV et R (onde de Rayleigh) caractérisés par l'angle d'incidence verticale θ_v et horizontale θ_H respectivement, (figure 5.11). Le mouvement de champ libre du demi-espace dû à des ondes sismiques peut être exprimé à la surface du sol ($z = 0$) par la relation suivante :

$$\{u^f\} = \{U^f\} e^{-i\omega (x.\cos\theta_H + y.\sin\theta_H)/c} \quad (5.10)$$

$\{U^f\} = \{U_x^f U_y^f U_z^f\}$ est le vecteur des amplitudes de mouvements de champ libre, $i=\sqrt{-1}$, c la vitesse apparente des ondes incidentes, $c = c_1 / \cos\theta_v$ ou $c = c_2 / \cos\theta_v$ pour les ondes P et S respectivement, et est égale c_R pour l'onde de Rayleigh ($c_R / c_I = 0.9325$) pour un coefficient de Poisson $\nu = 1/3$). La présence d'une fondation en surface d'un demi-espace résulte une diffraction du champ de déplacement total, qui peut être exprimé par la relation suivante :

$$\{u\} = \{u^f\} + \{u^s\} \quad (5.11)$$

Où $\{u^s\}$ représente le champ dispersé d'onde, qui satisfait l'équation du mouvement. En combinant l'équation (5.7) et (5.11), on obtient le déplacement du champ dispersé par la formule suivante :

$$\{u^s\} = [R] \times \{\Delta\} - \{u^f\} \quad (5.12)$$

$$\{t\} = [G]^{-1} \times [R] \times \{\Delta\} - [G]^{-1} \times \{u^f\} \quad (5.13)$$

En multipliant les deux côtés de l'équation (5.12) par la transposer de la matrice de transformation

$$[R]^t \times \{t\} = [R]^1 \times [G]^{-1} \times [R] \times \{\Delta\} - [R]^t \times [G]^{-1} \times \{u^f\} \quad (5.14)$$

Et en substituant l'équation (5.10) dans l'équation (5.11), on obtient :

$$\{P\} = [K] \times \{\Delta\} - [K^*] \times \{U^f\} \quad (5.15)$$

Où,

$[K^*]$: La matrice de mouvement (6x3N) donnée par la relation suivante :

$$[K^*] = [R]^t \times [G]^{-1} \exp \{-i\omega(x.\cos\theta_H + y.\sin\theta_H) / c\} \quad (5.16)$$

L'équation (5.11) peut être remplacée par la forme alternative suivante :

$$\{\Delta\} = [C] \times \{P\} + [S^*] \times \{U^f\} \quad (5.17)$$

Où,

$[C]=[K]$: représente la matrice de compliance dynamique (flexibilité dynamique) (6*6).

$[S^*]$: Représente la matrice du mouvement (6*3) donnée par la formule suivante :

$$[S^*] = [C] \times [K^*] \quad (5.18)$$

Lorsque la fondation est seulement sollicitée par des ondes sismiques, les forces extérieures sont nulles ($P=0$), la réponse sismique de la fondation dans ce cas est obtenue à partir de l'équation (5.13) par l'expression suivante :

$$\{\Delta\} = [S^*] \times \{U^f\} \quad (5.19)$$

Si on prend le cas d'un angle d'incidence $\theta_H=0$, la matrice de mouvement prend la forme suivante :

$$[S^*] = \begin{bmatrix} S_{xx} & 0 & S_{xz} \\ 0 & S_{yy} & 0 \\ S_{zx} & 0 & S_{zz} \\ 0 & R_{xy} & 0 \\ R_{yx} & 0 & S_{yz} \\ 0 & S_{zy} & 0 \end{bmatrix} \quad (5.20)$$

Enfin, la réponse au centre de la fondation en ce qui concerne les déplacements, torsions et rotations est donnée par les formules suivantes :

$$\left. \begin{aligned}
 \Delta_x &= S_{xx}U_x^f + S_{xz}U_z^f \\
 \Delta_y &= S_{yy}U_y^f \\
 \Delta_z &= S_{zx}U_x^f + S_{zz}U_z^f \\
 \Phi_x &= R_{xy}U_x^f + S_{yz}U_z^f \\
 \Phi_y &= R_{yx}U_x^f + S_{yz}U_z^f \\
 \Phi_z &= R_{zy}U_x^f
 \end{aligned} \right\} \quad (5.21)$$

Quand la masse de la fondation est non nulle, il convient de remplacer $[K]$ par $[K] - \omega^2[M]$ dans les équations ci-dessus, où $[M]$ est la matrice de masse de la fondation.

La modélisation tridimensionnelle de l'interaction sol-fondation sous sollicitation sismique a été résolue par le couplage de la méthode des éléments de frontières et la théorie des couches minces (BEM-TLM) par Messiou et al (2016) et validées par les résultats de Luco et Wong (1977) et Qian et Beskos (1995) dans le cas d'interaction cinématique semi-infinie, linéaire et viscoélastique.

Par contre, dans le cas du comportement non linéaire d'interaction sol-fondation, nous avons résolu ce problème dans cette thèse par l'approche de sous structures dans le domaine fréquentiel en utilisant le couplage de la méthode des éléments frontière (BEM) et la méthode des couches minces (TLM) (Sbartai et Boumekik (2008), Messiou et Sbartai (2016), Sbartai (2018)) avec des éléments quadrilatères.

La procédure de cette approche faite comme le suivant :

Premièrement, trouver le comportement non linéaire du sol par le code du calcul Caldynasoil (Filali, Sbartai 2012).

Deuxièmement, intégrer les propriétés non linéaires du sol dans le code du calcul FonvibWave de Messiou et al. (2016) pour obtenir la réponse du comportement non linéaire d'une fondation rigide superficielle.

L'intégration des deux codes donne naissance à un nouveau code numérique s'appelle **FonvibWave-équivalent**. Ce code permet de modéliser la réponse sismique d'une fondation à la surface avec pris en compte le comportement non linéaire du sol.

En plus, nous avons fait une étude paramétrique (3 D) sur une fondation rigide, reposant sur un sol semi-infini. Les résultats obtenus représentent les fonctions des déplacements adimensionnels non linéaires à l'interface sol-fondations pour tous les modes de vibrations et tous sont comparés par le cas linéaire de Messiod et al. (2016) en fonction de la fréquence adimensionnelle a_0 , les types d'ondes (P, SV, SH et R), les angles d'incidence (θ_V , θ_H), et les variations des paramètres non linéaires du sol (G et ξ).

5.4 Conclusion

L'étude du phénomène de l'interaction sol-structure dans le comportement non linéaire est très compliquée dans le domaine du génie parasismique, il exige des méthodes et des outils très développés. Dans le cas d'un comportement élastique linéaire du sol, les paramètres du sol (surtout le module de cisaillement G/G_{max} et le coefficient d'amortissement critique ξ/ξ_{max} et la variation de l'onde de cisaillement V_s/V_{max}) sont constants pendant l'analyse. Mais dans le comportement non linéaire, tous les paramètres du sol sont liés par l'amplitude de l'excitation imposée sur le sol. Ce comportement est apparu pour de fortes excitations sismiques. Dans ce travail, nous avons amélioré une approche prenant en compte les non- linéarités du comportement du sol dans l'interaction sol-fondation. Une simulation unidimensionnelle (1 D) basée sur la méthode linéaire équivalente avec le modèle hyperbolique de Massing (1926) a été intégrée dans le code numérique Fanvibewave (2016) en conséquence, cette procédure est capable de déterminer la réponse d'une fondation sans masse à l'excitation externe, au moyen de l'approche de sous structure. Donc, représenter l'effet du comportement non linéaire du sol sur la réponse sismique d'une fondation sollicitée par des ondes sismiques obliques : l'onde de compression (P), l'onde de cisaillement (SV, SH) et l'onde de surface (Onde de Rayleigh).

Chapitre 6
Résultats et Discussions

Chapitre 6 : Résultats et Discussions

6 Résultats

Dans cette analyse, la réponse du système sol-fondation dans le comportement non linéaire a été étudiée. Il s'est agi de trouver le comportement non linéaire du sol par le code de calcul *Caldynasoil* (Filali, Sbartai 2012) c'est-à-dire estimé les variations des propriétés dynamiques du sol aux différents niveaux d'amplitudes d'accélération sismiques (PGA). Puis, l'étude a consisté à intégrer les propriétés non linéaires du sol dans le code de calcul **FonvibWave** de Messiou et al (2016) qui permet d'obtenir le comportement non linéaire d'une fondation (les déplacements à l'interface du sol-fondation) pour tous les modes des vibrations dans le domaine fréquentiel adimensionnel a_0 .

L'intégration de la méthode linéaire équivalente du comportement non linéaire du sol dans la méthode sous structure d'étude l'interaction sol-fondation donne naissance à un nouveau code numérique tridimensionnel appelé **FonvibeWave-Équivalent**. Ce dernier permet de trouver facilement et rapidement la réponse sismique d'une fondation ayant un comportement non linéaire du sol.

6.1 Validation du modèle

Afin de prouver la fiabilité de notre méthode et le manque des cas non linéaires dans la littérature, nous avons validé notre étude avec des cas linéaires.

6.1.1 Première validation : Déplacements sismiques

La précision de la méthode BEM-TLM utilisée pour étudier la réponse (3 D) des fondations soumises à des ondes planes-harmoniques avec des angles d'incidence et une fréquence de vibration a_0 variable dans cette section et validée par des comparaisons avec les résultats obtenus par Luco et Wong (1977), Qian et Beskos (1996), pour un sol semi-infini. Une étude paramétrique a été menée pour définir les paramètres du modèle de calcul. L'influence de la discrétisation de l'interface sol-fondation a été étudiée. L'épaisseur d'une sous-couche h doit être suffisamment petite pour que le modèle discrétisé puisse transmettre les ondes de manière appropriée et sans distorsion numérique. Cette taille dépend des

fréquences impliquées et de la vitesse de propagation des ondes. La fréquence de chargement et la vitesse de propagation des ondes affectent la précision de la solution numérique. Kausel et Peek (1982) ont montré que l'épaisseur de la sous-couche doit être inférieure à un quart de la longueur d'onde λ . Par conséquent, la fréquence maximale sans dimension ne doit pas dépasser le nombre de sous-couches N divisé par quatre.

Dans ce cas, en considérant une fondation rigide, sans masse et carrée ($B_x = B_y = 2a$) placée à la surface d'un demi-espace avec un coefficient de Poisson $\nu=1/3$ et soumise à des ondes harmoniques P, SV, et SH ($\theta_H=90^\circ$ et $\theta_V = 45^\circ$). La figure 6.1 montre que la variation de la partie réelle et la partie imaginaire du coefficient S_{xx} en fonction de la fréquence sans dimension $a_o = \omega \cdot a/c_s$. Les résultats obtenus par la méthode proposée sont en bon accord avec ceux obtenus par la méthode utilisée par Qian et Beskos (1996).

En considérant la même fondation soumise à une onde de Rayleigh où l'angle d'incidence est horizontal ($\theta_H = 0$) et la vitesse correspondante prise est égale à $c_R = 0.9325c_s$ pour un coefficient de Poisson $\nu=1/3$. La figure 6.2 représente la partie réelle et la partie imaginaire du déplacement sans dimension $\Delta x/HR$ en fonction de la fréquence adimensionnelle a_o . Les résultats de cette étude ont été comparés à ceux de Qian et Beskos (1996) et Luco et Wong (1977). Les résultats obtenus sont en bon accord avec ceux de Qian et Beskos (1996) et Luco et Wong (1977). Cependant, une différence n'est présente que pour les fréquences adimensionnelles a_o supérieures à 2,5.

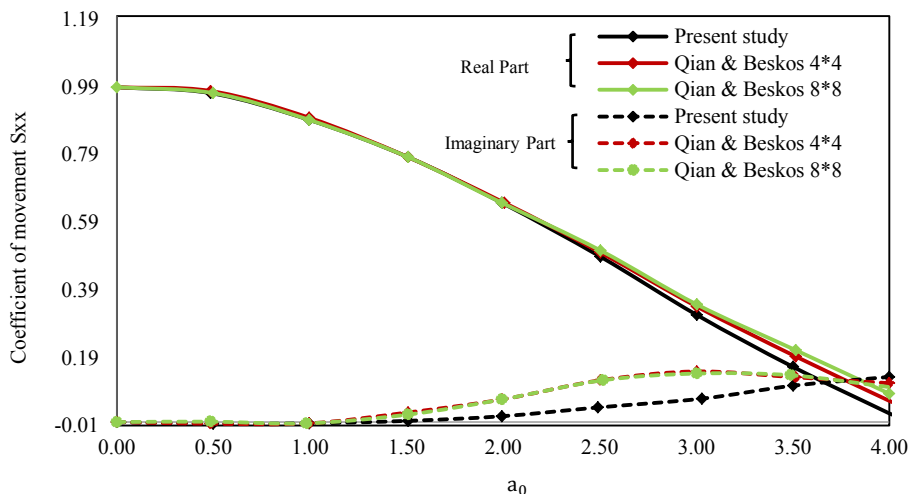


Figure 6.1 Le coefficient du mouvement S_{xx} d'une fondation carrée ($\theta_h=0^\circ$, $\theta_v=45^\circ$ et $c_s/c=0.70711$)

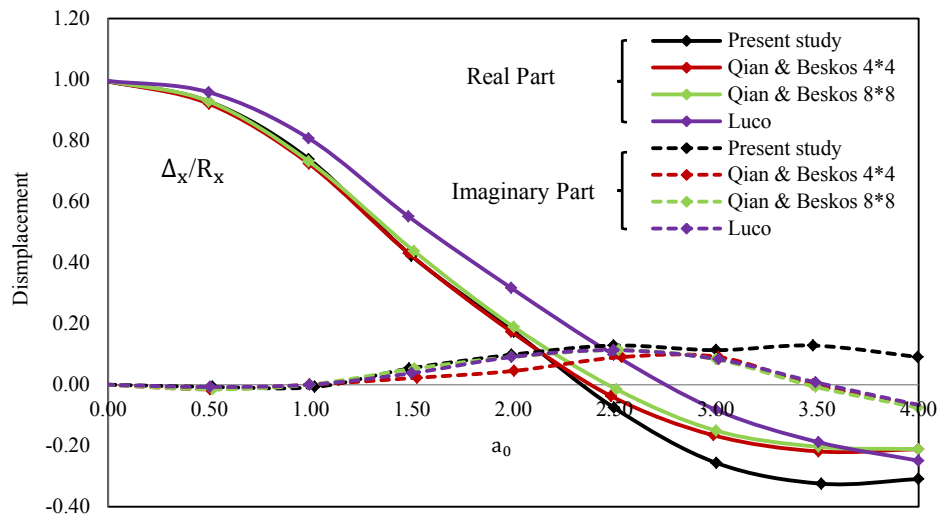


Figure 6.2 La réponse d'une fondation carrée sous l'onde de Rayleigh $cr/c=0.9325$

6.1.2 Deuxième validation : Fonctions d'impédances

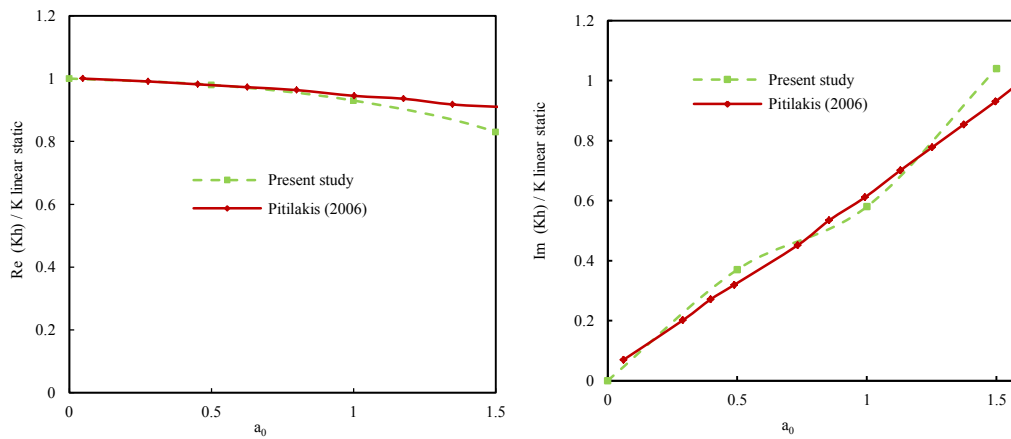
La validation de ce travail est aussi comparée aux résultats obtenus par (Pitilakis, 2006), pour des fonctions d'impédances non linéaires utilisant la méthode des éléments des frontières (BEM) dans le domaine fréquentiel.

En concordant une fondation circulaire ($D = 10$ m) reposant en surface sur un milieu semi-infini, sollicité par des charges dynamiques unitaires $P_x = P_y = P_z = 1$ et des moments unitaires $M_x = M_y = M_z = 1$. Le sol est caractérisé par une hauteur $H_t = 30$ m (Le milieu est semi-infini), son coefficient de Poisson $\nu = 1/3$, son coefficient d'amortissement hystérétique $\zeta = 0.02$, sa vitesse de cisaillement $V_s = 180$ m/s, et sa densité $\rho = 2000$ Kg/m³.

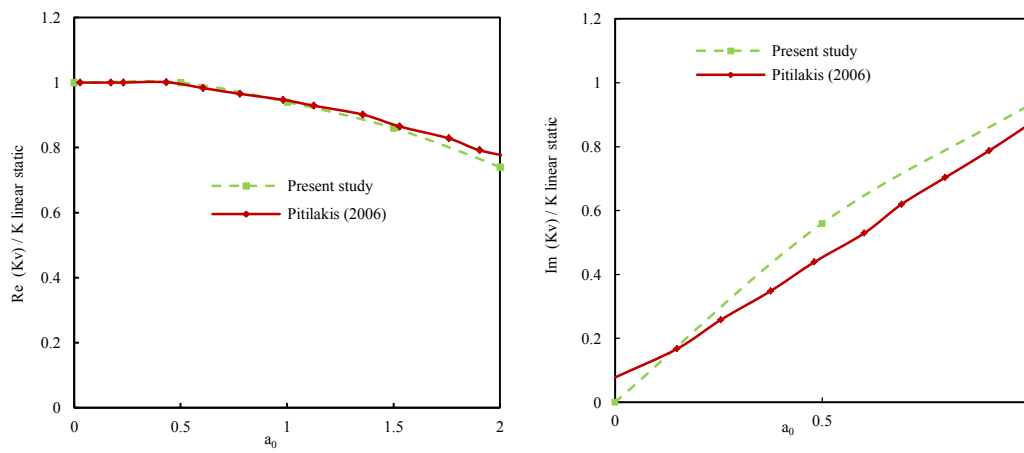
Le sol est discrétisé en 36 éléments quadrilatéraux situés à l'interface sol-fondation pour le cas d'une basse fréquence et discrétisé en 64 éléments quadrilatéraux situés à l'interface sol-fondation pour le cas à haute fréquence.

La validation représente les coefficients d'impédances (sans dimension) équivalents (partie réelle et partie imaginaire) en fonction de la fréquence adimensionnelle a_0 pour tous les modes de vibrations. La figure 6.3, représente que les résultats de cette étude coïncident très bien avec ceux de Pitilakis (2006). Tous les modes de vibrations des deux approches sont presque les mêmes pour toutes les fréquences des vibrations.

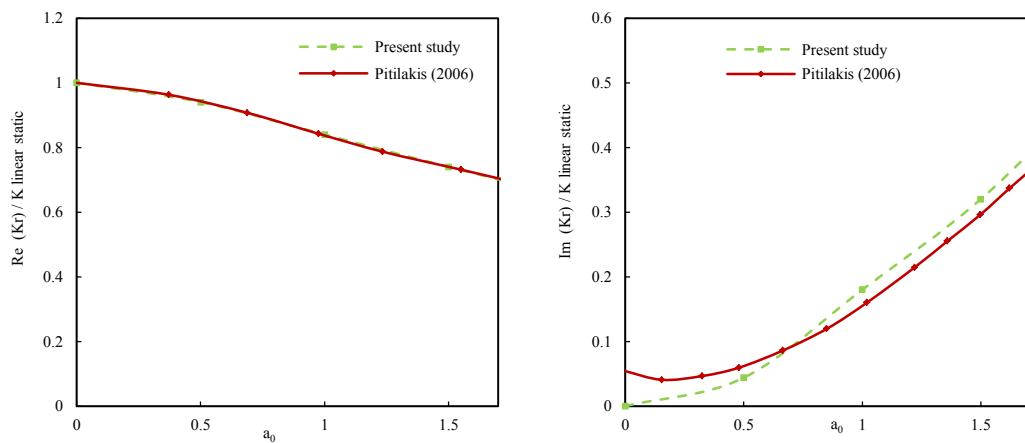
(a) Mode horizontal



(b) Mode vertical



(c) Mode de balancement



(d) Mode de torsion

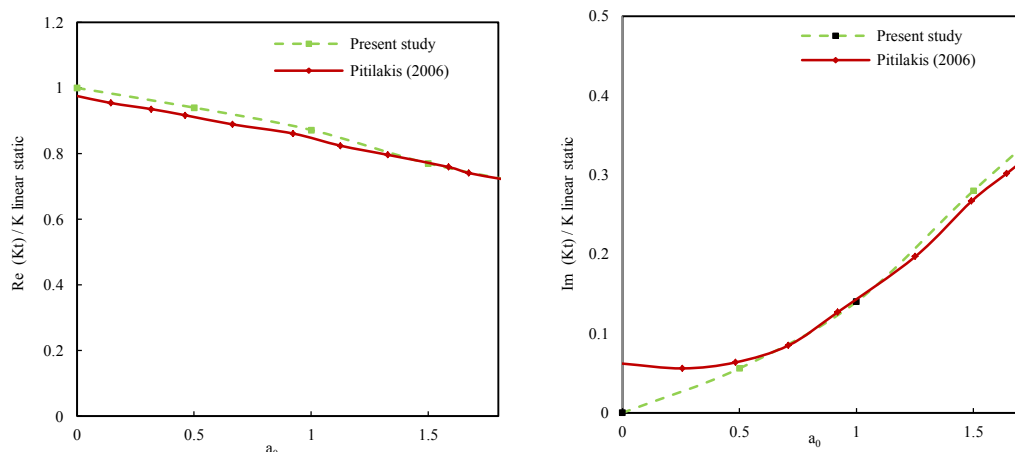


Figure 6.3 Validation des fonctions d'impédances pour tous les modes d'une fondation rigide circulaire surfacique sur un sol semi-infini par Ptilakis (2006)

Après ces validations, on peut dire que le développement de notre approche est apte à déterminer la modélisation du problème d'interaction sol-fondation avec la prise en compte du comportement non linéaire du sol.

6.2 Calcul des paramètres dynamiques non-linéaire du sol

Dans ce travail, nous avons étudié la réponse de l'interaction cinématique qui consiste à déterminer la réponse de la fondation sans masse à l'excitation externe, au moyen de l'approche de sous structures (FonvibWave-Équivalent). Cette étude a évalué l'effet des non-linéarités du sol sur la réponse sismique d'une fondation sollicitée par des ondes sismiques harmoniques et obliques ondes : P, SV, SH et l'onde de Rayleigh. Tous les résultats sont comparés par le cas linéaire de Messiod et al (2016).

6.2.1 Réponse non-linéaire du sol

Dans cette étude, une simulation par le code de calcul **Caldynasoil** (Sbartai et Filali, 2012 ; Filali et Sbartai, 2017) basée sur la méthode linéaire équivalente avec le modèle hyperbolique de Masing (1926) a été utilisée pour déterminer la réponse non linéaire du sol en divers niveaux de déformations sismiques.

On divise le profil de sol en sous-couches verticales pour trouver les variations des propriétés dynamiques du sol pour chaque couche à fin de trouver les réductions du module de cisaillement et l'augmentation de l'amortissement compatible avec chaque excitation

sismique (Figures 6.6-10), et même aussi les valeurs des propriétés non linéaires correspondants de chaque accélérogramme sismique (voir le tableau 6.1).

Le code de calcul de **Caldynasoil** (Sbartai et Filali, 2012) a été programmé par Matlab, destiné au calcul dynamique de la réponse sismique d'un dépôt de sol et le potentiel de liquéfaction des sols sableux saturés basant sur la méthode de calcul linéaire équivalent avec masses concentrées. Le comportement non linéaire du sol est modélisé à l'aide de trois lois hyperboliques, Hardin & Drnevich (1972), Ramberg & Osgood (1943) et Masing (1926).

Pour représenter la manière de trouver les propriétés dynamiques du sol par ce code, nous avons choisi l'exemple de l'excitation sismique $PGA=0.3g$ sur un profil du sol sableux de hauteur $H_t = 10$ m, caractérisé par son poids volumique sec $\gamma_{sec} = 19.1$ KN/m^3 et saturé $\gamma_{sat} = 21.3$ KN/m^3 , la vitesse d'onde de cisaillement $V_s = 100$ m/s. Tous les paramètres du sol sont représentés dans l'interface ci-dessous du logiciel.

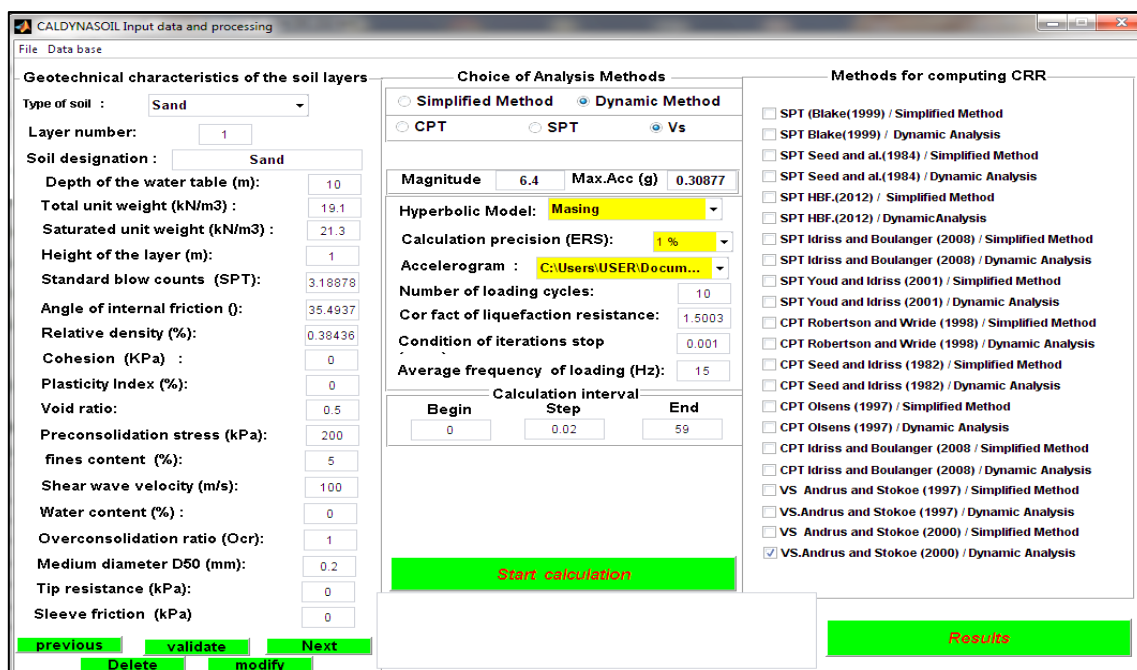


Figure 6.4 Interface principale du logiciel **Caldynasoil** (Sbartai & Filali, 2012)

Cette interface contient trois colonnes principales comme montrer sur la figure 6.4, la première est spécifiée pour entrer tous les paramètres géotechniques du profil de sols initiaux. La deuxième est spécifiée pour choisir les méthodes d'analyse (soit la méthode simplifiée soit la méthode dynamique). Celles-ci englobent les modèles hyperboliques du sol, la précision des nombres des couches (ERS) et le choix de l'accélérogramme sismique. La dernière

colonne est spécifiée pour choisir les méthodes de calcul du rapport de résistance cyclique (CRR) et le rapport de contraintes cyclique (CRR/CSR ou CRR/CSRD).

Dans cet exemple, nous avons choisi la méthode de calcul dynamique pour modéliser le comportement non linéaire du sol avec le modèle hyperbolique de Masing (1926) comme montré sur la figure 6.5.

Figure 6.5 Méthode d'analyse : choix du modèle hyperbolique dans l'analyse

La figure 6.6 représente le choix du pourcentage de précision dans le nombre de couches à prendre en considération. Cet exemple prend la valeur 1 et calculé par l'équation 4.2.

Figure 6.6 Sélection du pourcentage de précision du résultat.

Dans la figure 6.7, nous avons sélectionné l'accélérogramme de séisme d'amplitude PGA = 0.3 g.

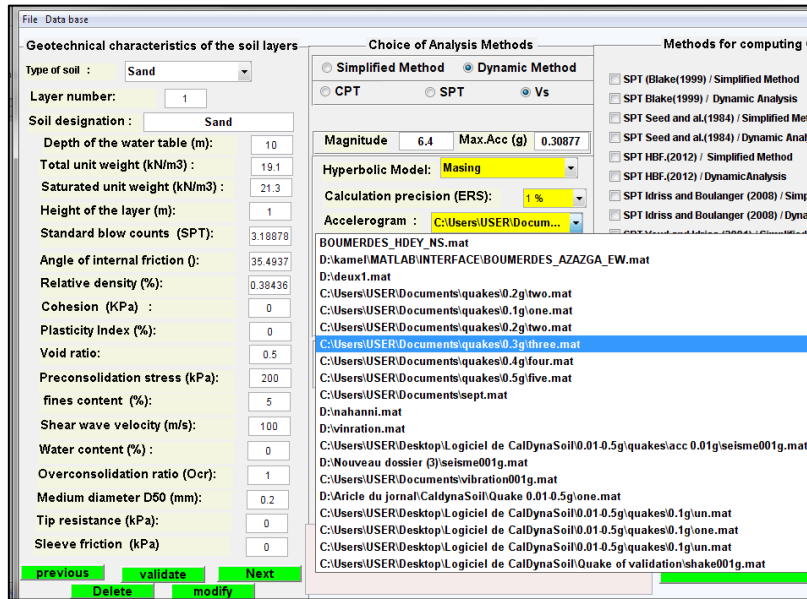


Figure 6.7 Le choix de l'accélération sismique

Après avoir sélectionné tous les paramètres géotechniques du profil du sol et posé toutes les conditions d'analyses de ce programme, on clique sur « Start calculation » pour lancer le calcul (fig. 6.8).

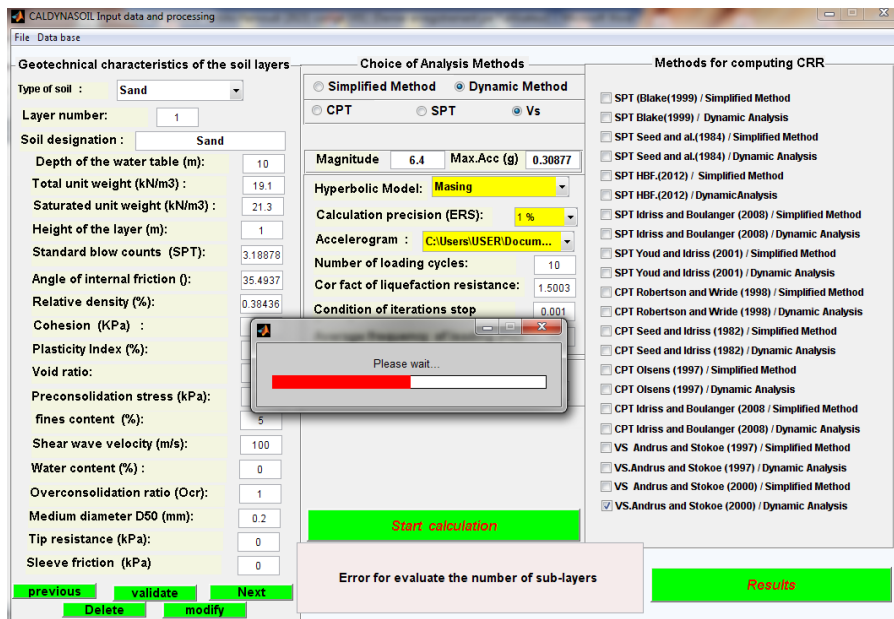


Figure 6.8 Étape de lancement du calcul

Quelques secondes après, on obtient une fenêtre qui représente les résultats de l'analyse (c'est-à-dire représenter le nombre d'itérations du calcul, le nombre des sous-couches du profil du sol, les paramètres dynamiques du sol,...), (fig. 6.9).

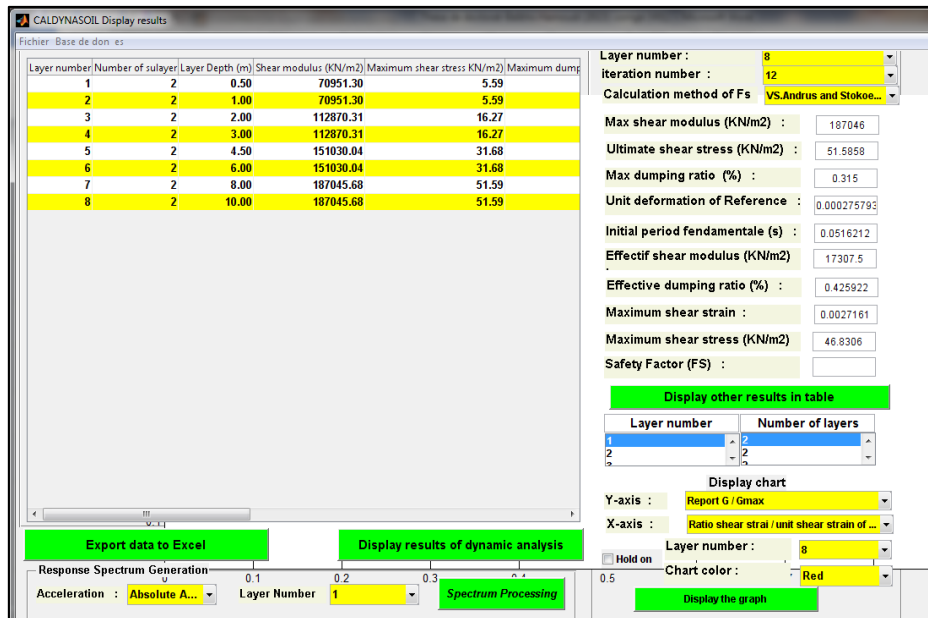


Figure 6.9 Fenêtre des résultats (l'évolution du module de cisaillement G/G_{max} et le coefficient d'amortissement ξ/ξ_{max})

Dans la figure 6.10, on peut visualiser facilement les courbes de dégradation du module cisaillement normalisé G/G_{max} et l'augmentation du coefficient d'amortissement normalisé (ξ/ξ_{max}) et même aussi leurs valeurs minimales et maximales respectivement.

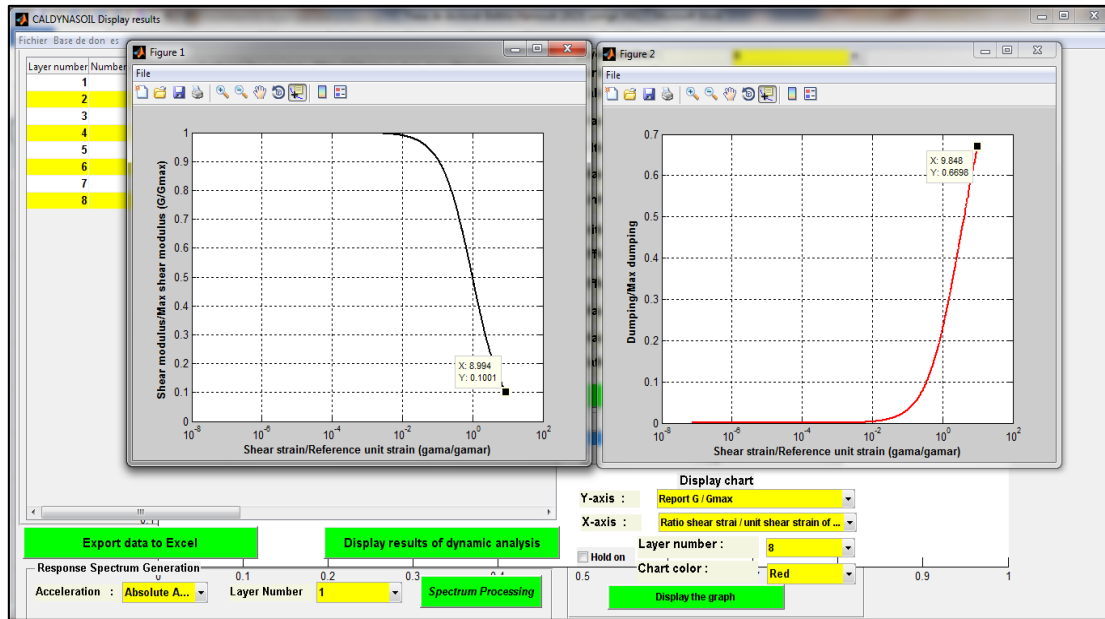


Figure 6.10 Courbes de (G/G_{max}) et de (ξ/ξ_{max})

Dans cette étude, nous avons choisi ce programme pour calculer la réponse sismique non linéaire d'une fondation superficielle qui donne de très bons résultats avec un temps de calcul très réduit.

6.2.2 Propriétés dynamiques du sol

Dans cette étude, le profil du sol ayant une hauteur de $H_t = 10$ m (reflète le milieu semi-infini) comme illustrés dans la figure 6.11, caractérisés par sa masse volumique $\rho = 1910 \text{ Kg/m}^3$, son module de cisaillement initial $G_{max} = 19.1 \text{ MPa}$, son coefficient d'amortissement maximal $\xi_{max} = 0.02$, sa vitesse de l'onde de cisaillement $V_{s_{max}} = 100 \text{ m/s}$, et son coefficient de poisson $\nu = 0.333$ dans le comportement linéaire élastique. Par contre, dans le comportement non linéaire du sol, les propriétés dynamiques non linéaires sont représentées dans les figures 6.13-77 par l'évolution des courbes de G/G_{max} et ξ/ξ_{max} en fonction de la déformation unitaire γ/γ_r .

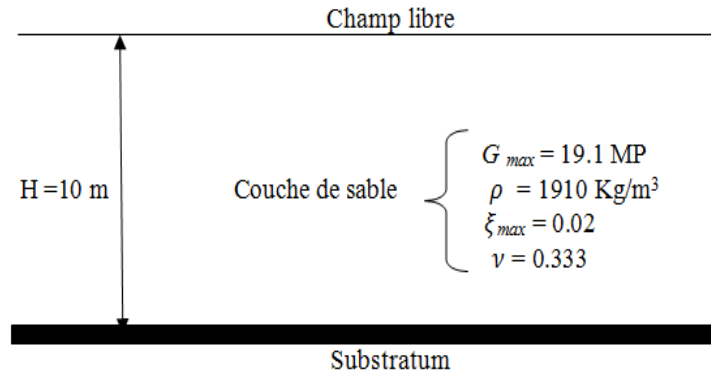
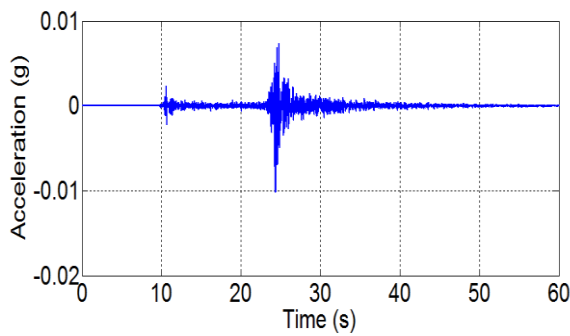
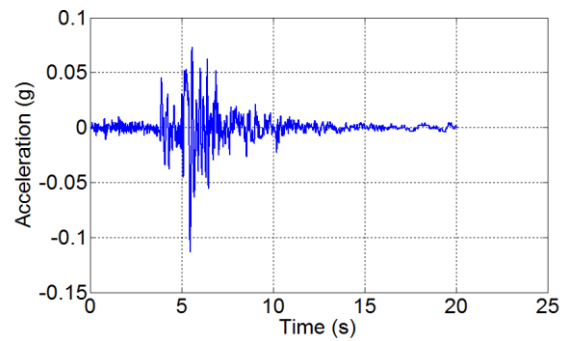


Figure 6.11 Caractéristiques dynamiques élastiques du sol

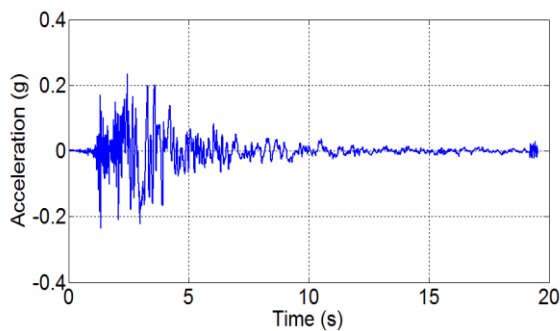
Cinq accélérations sismiques enregistrées, représentées dans la figure 6.12 (Creek-Chan-0.01g, Loma Prieta-Diamond- 0.10g, Nahanni-0.20-g, El Centro-0.30-g, Los anglos-0.40g) ont été utilisées pour trouver les différents niveaux des non-linéarités du sol.



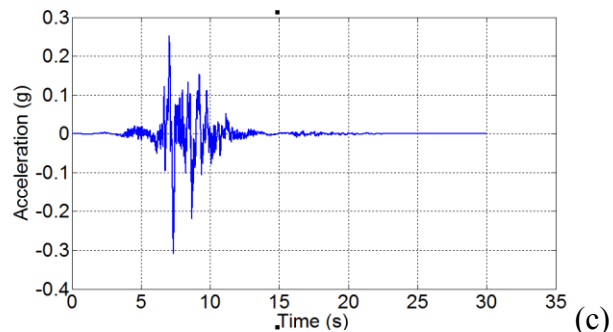
(a) L'accélération sismique du Creek, 2016 (0.01g)



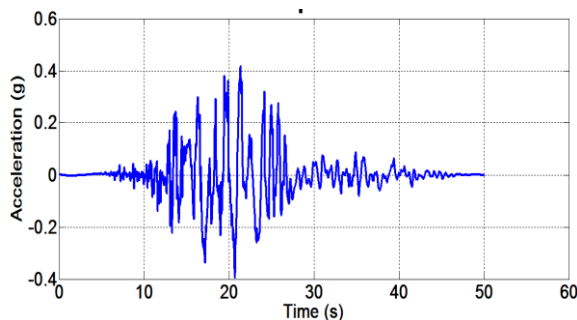
(b) L'accélération sismique du Loma Prieta, "Diamond HTs" , 1989 (0.1g)



(c) L'accélération sismique du Nahanni, 1985(0.20g)



(d) L'accélération sismique du El-Centro, 1940 (0.30g)



(e) L'accélération sismique du Los Angeles, 1989 (0.40g)

Figure 6.12 Les accélérations sismiques utilisées dans cette étude

Les figures 6.13.17 représentent les effets d'accélération sismiques imposées à la base du modèle de calcul du sol. Pour une faible d'accélération sismique $PGA= 0.01g$, le comportement du sol sont presque linéaires, car l'amplitude de cette distorsion est très faible, la valeur du module de cisaillement est égale $G/G_{max}= 0.98$ et dans le comportement linéaire est égale $G_{max} =1$ et même remarque enregistrée dans le coefficient d'amortissement du sol $\xi/\xi_{max} =0.022$ et dans le cas linéaire est égale $\xi_{max} = 0.02$. À partir de l'excitation de $PGA=0.1g$, le comportement du sol rentre dans le comportement non linéaire du sol, on constate que sa valeur du module de cisaillement est diminuée et augmentée dans la partie d'amortissement signifié que le sol est perte sa rigidité. La non-linéarité du sol est devenue plus forte surtout pour un $PGA=0.3g$ et $0.4g$ comme montré dans les figures 6.16 et 6.17.

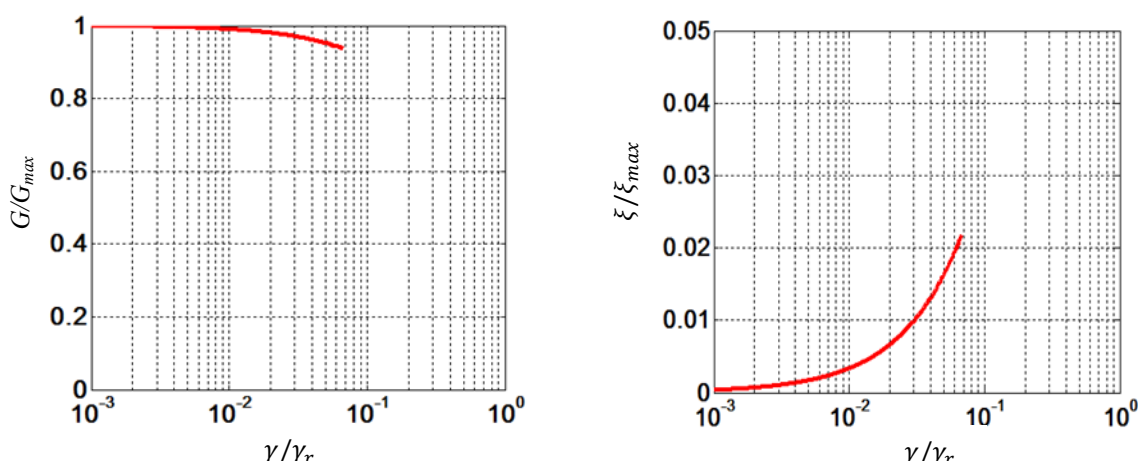


Figure 6.13 Réduction du module de cisaillement (G/G_{max}) et l'augmentation d'amortissement (ξ/ξ_{max}) du sol en fonction de la déformation due par l'accélération de $PGA= 0.01g$.

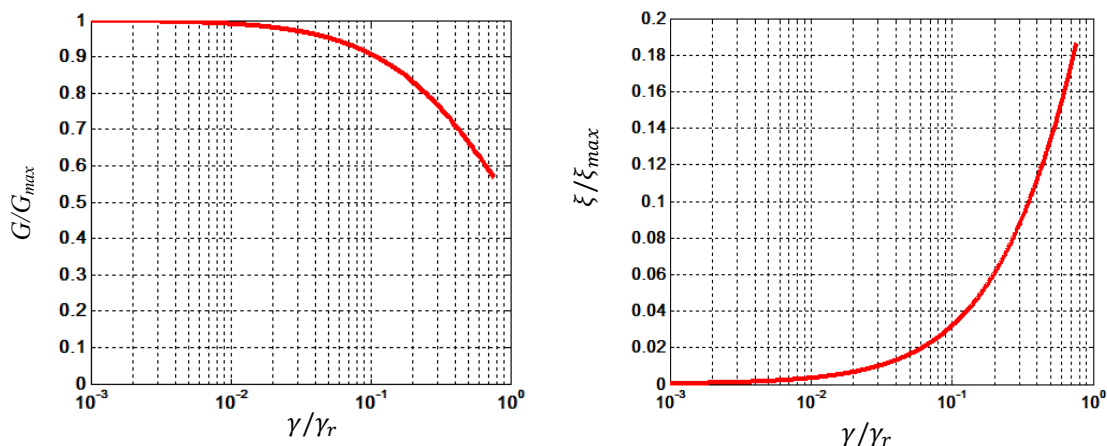


Figure 6.14 réduction du module de cisaillement (G/G_{max}) et l'augmentation d'amortissement (ξ/ξ_{max}) du sol en fonction de la déformation due par l'accélération de $PGA=0.1g$

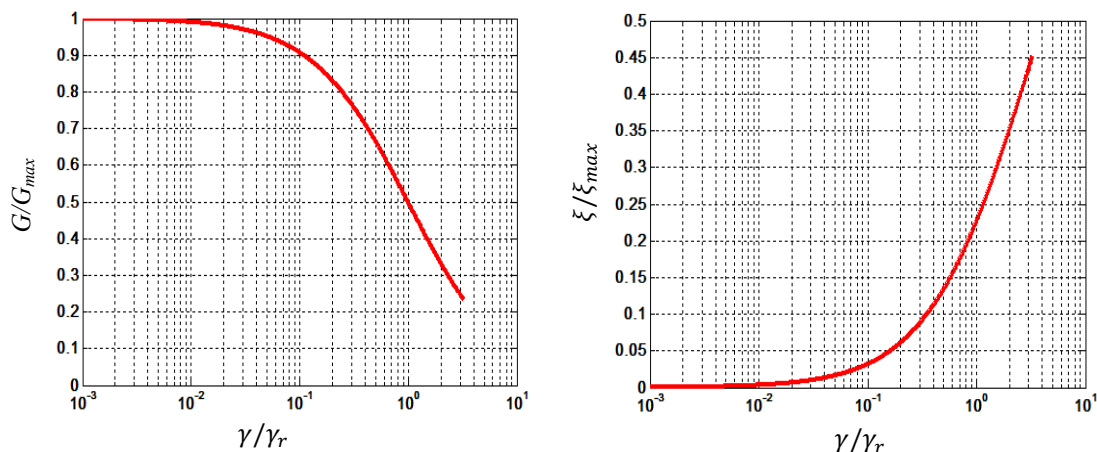


Figure 6.15 Réduction du module de cisaillement (G/G_{max}) et l'augmentation d'amortissement (ξ/ξ_{max}) du sol en fonction de la déformation due par l'accélération de $PGA=0.2g$

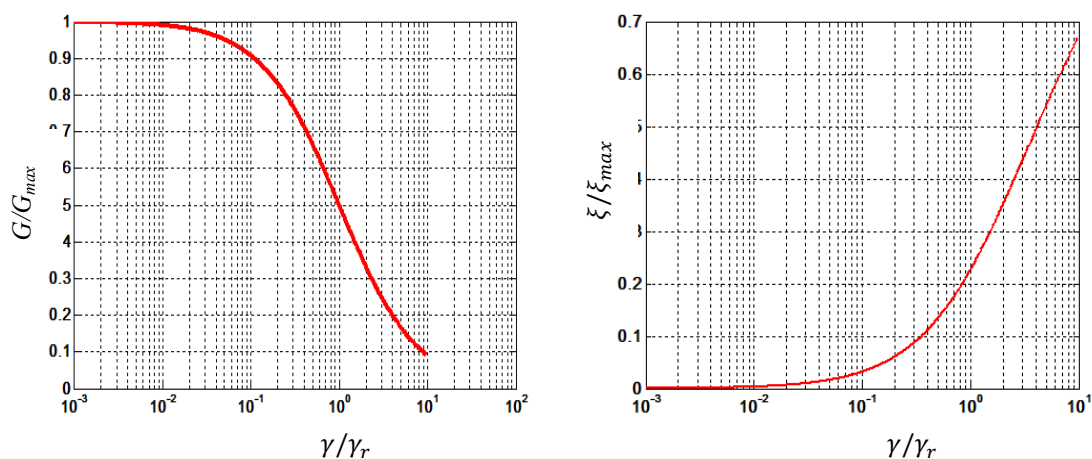


Figure 6.16 Réduction du module de cisaillement (G/G_{max}) et l'augmentation d'amortissement (ξ/ξ_{max}) du sol en fonction de la déformation due par l'accélération de PGA= 0.3g

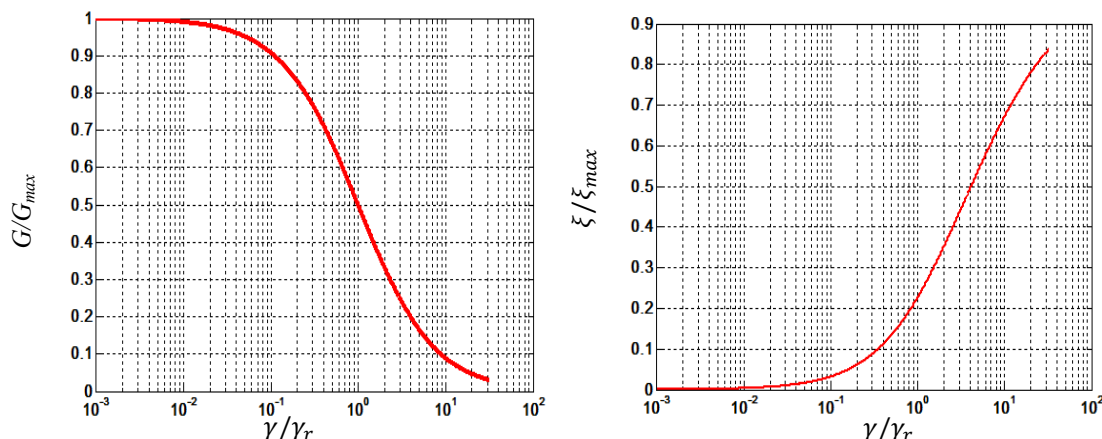


Figure 6.17 Réduction du module de cisaillement (G/G_{max}) et l'augmentation d'amortissement (ξ/ξ_{max}) du sol en fonction de la déformation due par l'accélération de PGA= 0.4g

D'après les évolutions des propriétés dynamiques du sol dues par l'amplitude d'accélération sismique (PGA=0.01g jusqu'à 0.4g), telles que la réduction du module de cisaillement normalisé G/G_{max} et l'augmentation du coefficient d'amortissement normalisé (ξ/ξ_{max}), nous avons cumulé toutes les courbes des dégradations dans une seule courbe comme montré dans la figure 6.18.

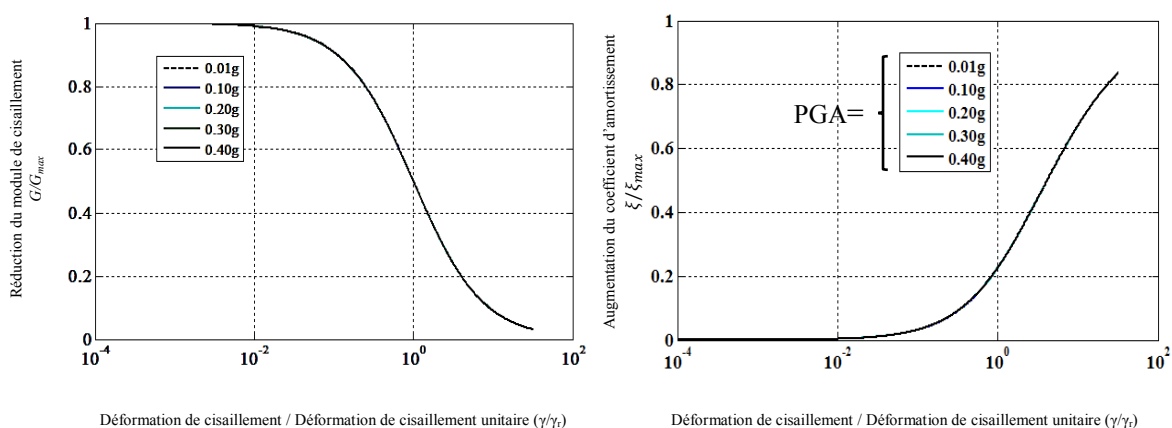


Figure 6.18 Réduction du module de cisaillement (G/G_{max}) et l'augmentation d'amortissement (ξ/ξ_{max}) en fonction de la déformation dues par tous les accélérogrammes sismiques (γ/γ_r) :0.01g jusqu'à 0.4g

Le tableau 6.1 représente les valeurs unitaires minimales et maximales du module de cisaillement et l'augmentation du coefficient d'amortissement critique respectivement et ainsi que la variation de la vitesse de l'onde de cisaillement équivalent du sol selon chaque amplitude de déformation sismique.

Tableau 6.1 Variations des propriétés dynamiques non linéaires du sol en fonction de chaque niveau d'accélération sismique.

Accélogramme(s)	(γ/γ_r)	G/G_{max}	ξ/ξ_{max}	$V_s/V_{s_{max}}$
Linéaire	0.0001	1	0.05	1
Séisme 0.01-g	0.014	0.96	0.06	0.98
Séisme 0.1-g	0.75	0.58	0.18	0.76
Séisme 0.2-g	3.28	0.24	0.45	0.49
Séisme 0.3-g	9.74	0.10	0.66	0.32
Séisme 0.4-g	31.41	0.03	0.84	0.17

6.3 Analyses non linéaires des déplacements d'une fondation

La réponse sismique non linéaire du système sol-fondation a été calculée et comparée par un cas linéaire. La fondation est sollicitée par des ondes harmoniques à incidence plane SV, SH, P, et R caractérisés par l'angle d'incidence verticale et horizontale θ_V et θ_H respectivement (Fig. 5.10).

Les figures 6.19-49 représentent l'influence du comportement non linéaire du sol sur les valeurs absolues des fonctions de déplacements pour divers types et angles d'incidence des ondes P, SV, SH et R en fonction de la fréquence adimensionnelle a_0 (= 0 à 6). Tous les modes de vibrations de la fondation sont calculés pour différents niveaux d'accélération sismiques PGA (= 0.01g, 0.10g, 0.20g, 0.30g et 0.40g).

Dans cette partie, nous allons présenter une analyse paramétrique afin de montrer la variation des fonctions déplacements adimensionnelles d'une fondation carrée ($B_x=B_y=1m$) placée à la surface d'un sol semi-infini sous l'effet de l'inclinaison des ondes sismiques et la variation des propriétés dynamiques du sol (G , β et V_s). Le sol est caractérisé par sa hauteur $H_t=10m$ pour simuler un sol semi-infini, son coefficient de Poisson $\nu=0.333$, sa masse volumique $\rho=1$.

Ces paramètres restent constants pendant tout le temps de calcul, parce qu'on s'intéresse seulement à la variation des paramètres adimensionnels dynamiques du sol, le module de cisaillement normalisé G/G_{max} , le coefficient d'amortissement hystérésis normalisé ξ/ξ_{max} et sa vitesse de l'onde de cisaillement $V_s/V_{s-équivalente}$.

Dans tout ce qui suit, nous utilisons seulement les paramètres dynamiques présentés dans le tableau 6.1.

6.3.1 Réponse dynamique non linéaire d'une fondation excitée par des ondes de volume (P, SV et SH)

Cette étude représente la variation des déplacements non linéaires d'une fondation soumise à des ondes sismiques obliques en variant l'angle d'incidence vertical ($\theta_v = 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ$ et 90°) avec un angle d'incidence horizontal fixé suivant chaque type d'onde, pour l'onde P et S $\theta_H = 0^\circ$ et pour l'onde SH $\theta_H = 90^\circ$.

Deux effets ont été étudiés en même temps sur la réponse de la fondation, le premier effet est d'étudier l'influence du comportement non linéaire du sol sur la réponse de la fondation et le deuxième effet est d'étudier l'influence de l'angle d'incidence vertical et horizontal sur la réponse non linéaire d'une fondation.

6.3.1.1 Onde de compression (P)

Généralement, l'onde P génère un déplacement horizontal, vertical et une rotation. Sauf pour le cas d'un angle d'incidence vertical $\theta_v = 90^\circ$ qui provoque seulement un déplacement horizontal. Les figures 6.19-28 présentent l'influence de la non-linéarité des propriétés du sol sur les valeurs absolues des fonctions de déplacements pour une variation de l'excitation sismique (PGA) en fonction de la fréquence adimensionnelle a_0 (= 0 à 6).

D'après les résultats obtenus en variant l'angle d'incidence vertical θ_v (= $15^\circ, 30^\circ, 60^\circ$ et 90°) et l'angle d'incidence horizontal $\theta_H = 0$ pour différents niveaux d'excitation sismique (PGA) sur la réponse d'une fondation carrée, on a constaté :

- Le déplacement horizontal et le déplacement vertical de la fondation augmentent en fonction de l'augmentation de l'angle d'incidence θ_v .
- Le déplacement horizontal et le déplacement vertical de la fondation augmentent en fonction de l'augmentation de l'excitation sismique (PGA), car les propriétés

dynamiques du sol sont fortement diminuées. Par contre, dans le cas de $PGA=0.01g$, les déplacements approchent le cas linéaire ; ce qui signifie que les valeurs de G/G_{max} et ξ/ξ_{max} dans les deux cas sont presque les mêmes $0.96 \approx 1$ et $0.05 \approx 0.06$ respectivement (voir tableau 6.1).

- Ces remarques sont valables pour toutes les valeurs de l'angle d'incidence θ_v ($=15^\circ, 30^\circ, 60^\circ$) sauf pour le cas de $\theta_v = 90^\circ$ où les déplacements ne sont pas affectés par les changements des propriétés dynamiques du sol.
- La variation de la rotation est inversement proportionnelle avec l'augmentation de l'accélération sismique PGA, car la partie imaginaire du déplacement est plus grande que la partie réelle. Cette remarque est observée dans toutes les valeurs des angles d'incidence verticaux.
- Les déplacements non linéaires de la fondation augmentent avec l'augmentation de la fréquence adimensionnelle a_0 .

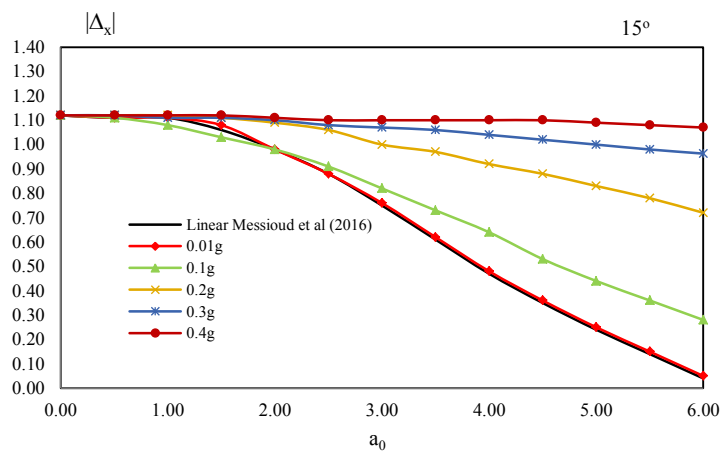


Figure 6.19 Le déplacement horizontal linéaire et non linéaire $|\Delta_x|$ due par l'onde de compression P ($\theta_v = 15^\circ, \theta_H = 0^\circ$)

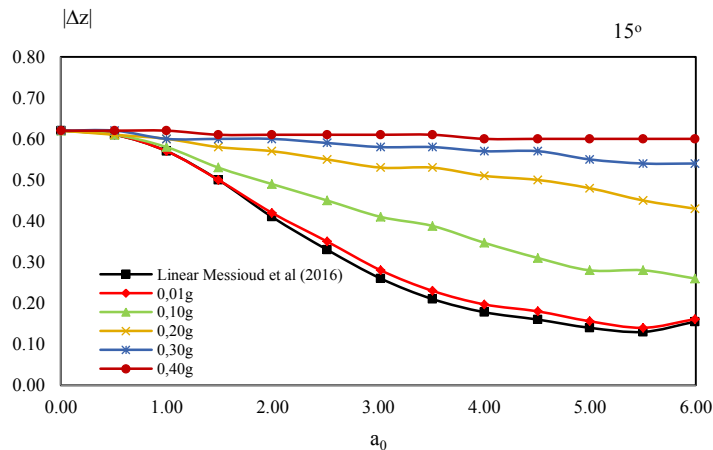


Figure 6.20 Le déplacement vertical linéaire et non linéaire $|\Delta z|$ due par l'onde de compression P ($\theta_v = 15^\circ, \theta_H = 0^\circ$)

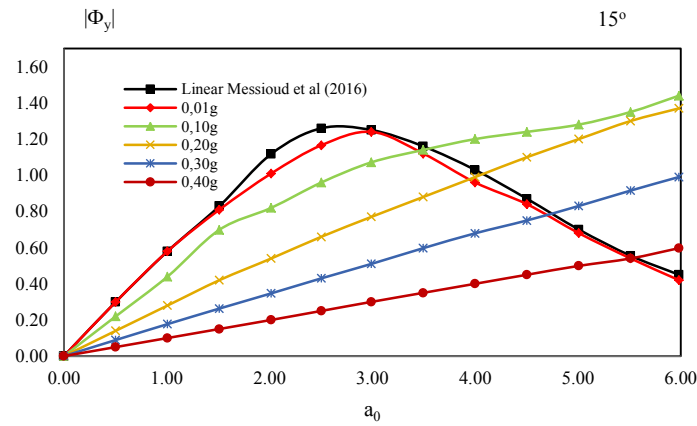


Figure 6.21 la rotation de la fondation linéaire et non linéaire $|\Phi_y|$ due par l'onde de compression P ($\theta_v = 15^\circ, \theta_H = 0^\circ$)

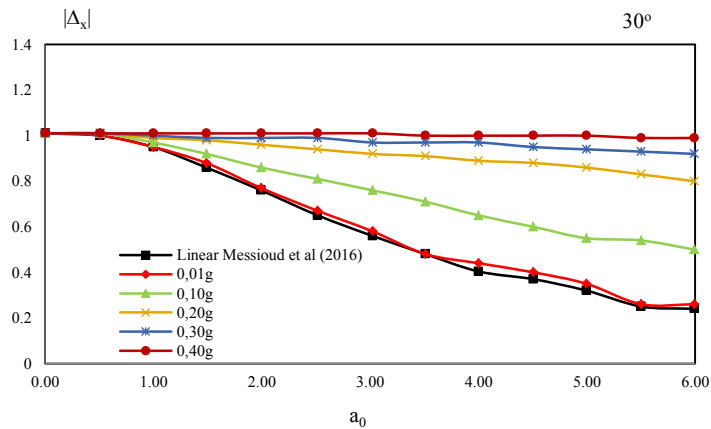


Figure 6.22 Le déplacement horizontal linéaire et non linéaire $|\Delta x|$ due par l'onde de compression P ($\theta_v = 30^\circ, \theta_H = 0^\circ$)

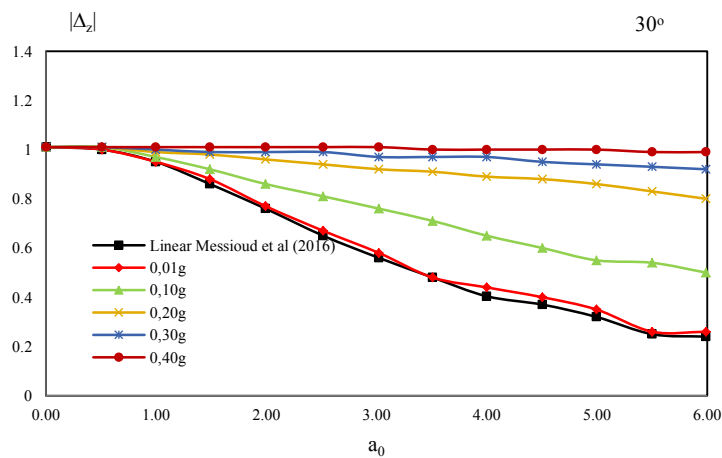


Figure 6.23 Le déplacement vertical linéaire et non linéaire $|\Delta z|$ due par l'onde de compression P ($\theta_v = 30^\circ, \theta_H = 0^\circ$)

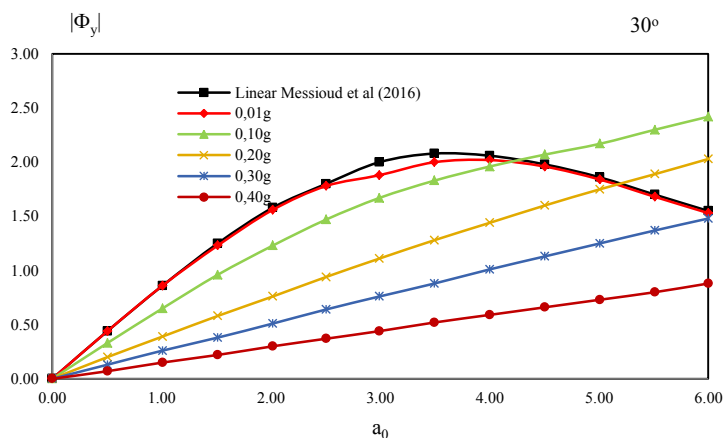


Figure 6.24 La rotation de la fondation linéaire et non linéaire $|\Phi_y|$ due par l'onde de compression P ($\theta_v = 30^\circ$, $\theta_H = 0^\circ$)

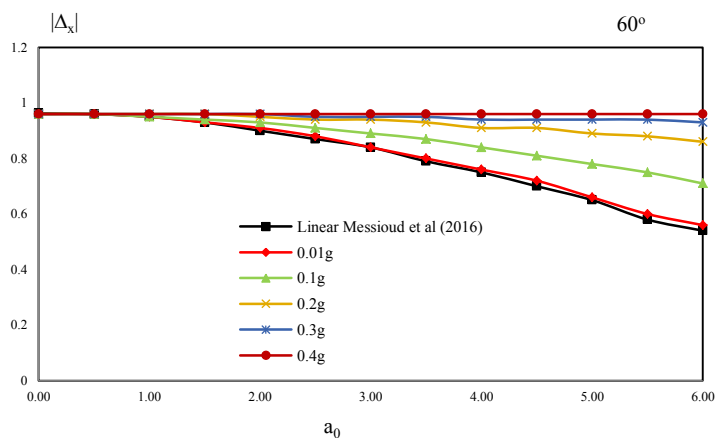


Figure 6.25 Le déplacement horizontal linéaire et non linéaire $|\Delta_x|$ due par l'onde de compression P ($\theta_v = 60^\circ$, $\theta_H = 0^\circ$)

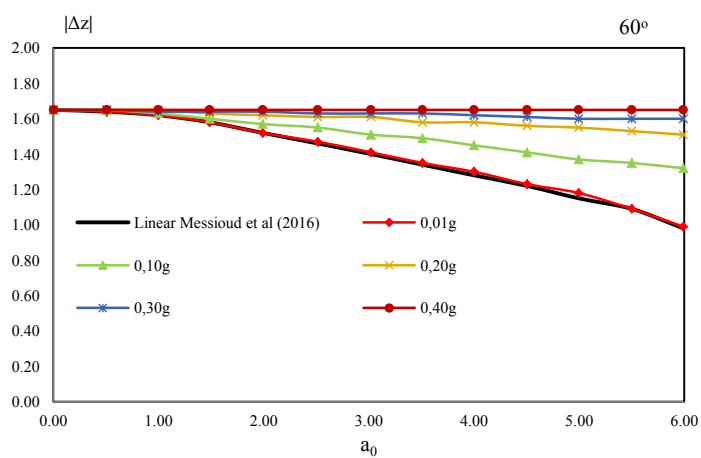


Figure 6.26 Le déplacement vertical linéaire et non linéaire $|\Delta_x|$ due par l'onde de compression P ($\theta_v = 60^\circ, \theta_H = 0^\circ$)

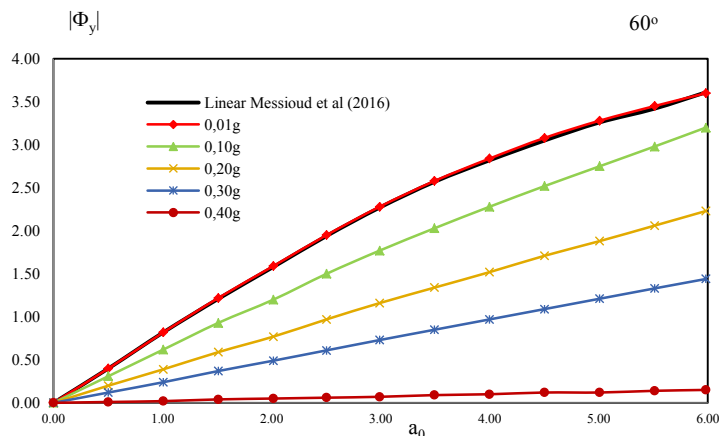


Figure 6.27 La rotation de la fondation linéaire et non linéaire $|\Phi_y|$ due par l'onde de compression P ($\theta_v = 60^\circ, \theta_H = 0^\circ$)

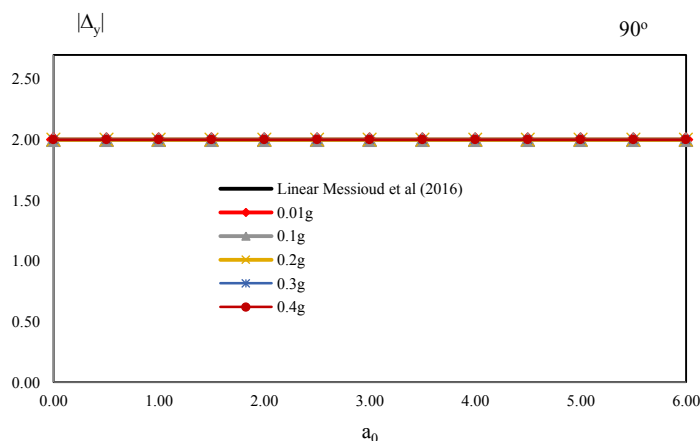


Figure 6.28 Le déplacement vertical linéaire et non linéaire $|\Delta_x|$ due par l'onde de compression P ($\theta_v = 90^\circ, \theta_H = 0^\circ$)

6.3.1.2 Onde (SV)

La réponse non linéaire de la fondation sous l'onde de cisaillement SV a été examinée. Cette onde génère la même réponse que dans le cas d'une fondation sollicitée par l'onde P. Les figures 6.29-38 présentent les mêmes effets du comportement non linéaire du sol sur les valeurs absolues des fonctions de déplacements de la fondation.

D'après les résultats obtenus en variant l'angle d'incidence vertical ($\theta_v = 15^\circ, 30^\circ, 60^\circ$ et 90°) et en maintenant l'angle d'incidence horizontal $\theta_H = 0$ pour tous les différents niveaux du

d'accélération sismiques ainsi que pour la fréquence adimensionnelle a_0 , nous avons constaté que :

- Si la déformation du cisaillement due par l'accélération sismique augmente, les déplacements de la fondation augmentent, cela est dû à la diminution du module de cisaillement (G/G_{max}) du sol et de l'augmentation de l'amortissement (ξ/ξ_{max}).
- Pour un angle d'incidence θ_v ($= 15^\circ, 30^\circ$ et 60°) les variations des déplacements de la fondation en fonction du niveau du comportement non linéaire du sol diminuent en fonction de l'augmentation de la fréquence adimensionnelle a_0 . Sauf pour le cas de $PGA = 0.4g$, où les déplacements prennent des valeurs constantes pour toutes les fréquences a_0 .
- Le cas d'un angle d'incidence $\theta_v = 90^\circ$, l'onde SV génère seulement un déplacement horizontal qui n'est ni influencé par l'excitation sismique (PGA) et ni par les fréquences a_0 .
- La variation de la rotation de la fondation est inversement proportionnelle avec l'augmentation de l'excitation sismique (PGA). Cette remarque est valable pour toutes les valeurs des angles d'incidence verticaux.

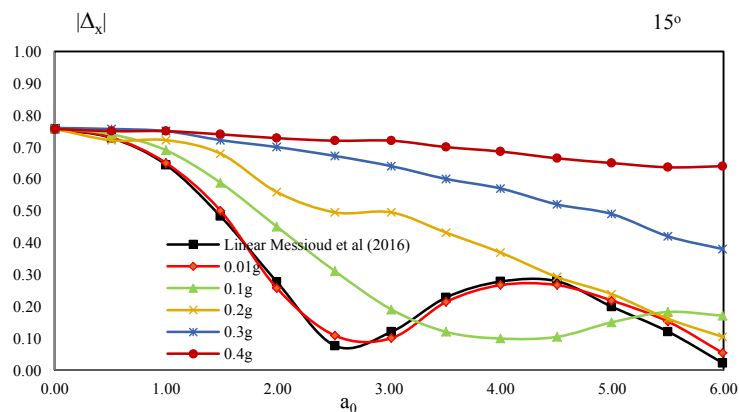


Figure 6.29 Le déplacement horizontal linéaire et non-linéaire $|\Delta x|$ due par l'onde de cisaillement SV ($\theta_v = 15^\circ, \theta_H = 0^\circ$)

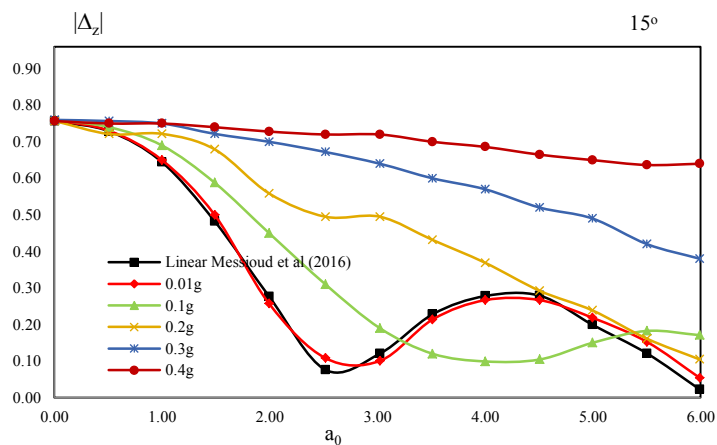


Figure 6.30 Le déplacement vertical linéaire et non-linéaire $|\Delta_x|$ due par l'onde de cisaillement SV ($\theta_v = 15^\circ, \theta_H = 0^\circ$)

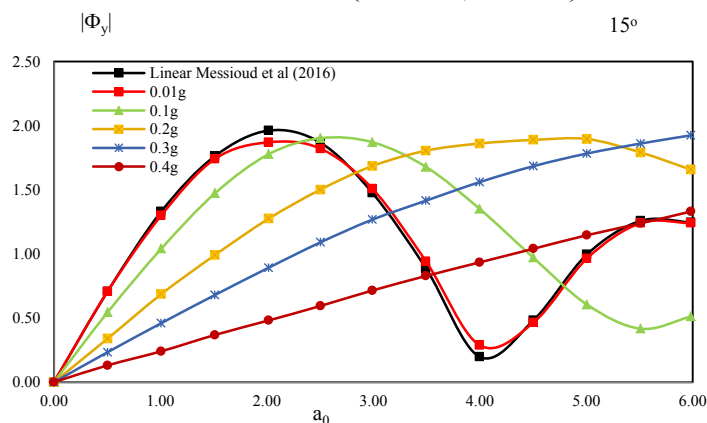


Figure 6.31 La rotation de la fondation linéaire et non-linéaire $|\Phi_y|$ due par l'onde de cisaillement SV ($\theta_v = 15^\circ, \theta_H = 0^\circ$)

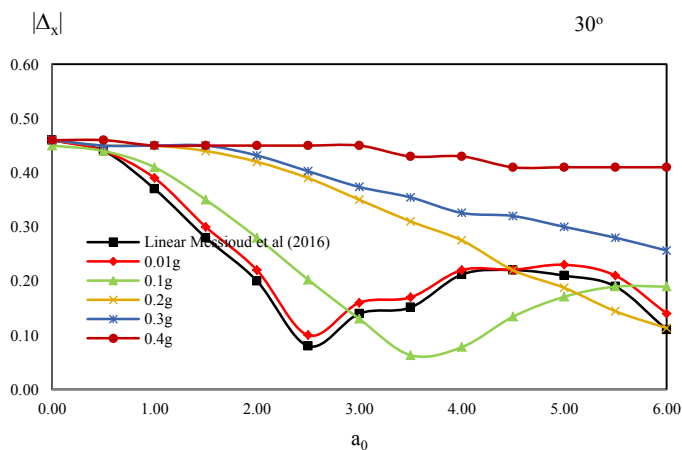


Figure 6.32 Le déplacement horizontal linéaire et non-linéaire $|\Delta_x|$ due par l'onde de cisaillement SV ($\theta_v = 30^\circ, \theta_H = 0^\circ$)

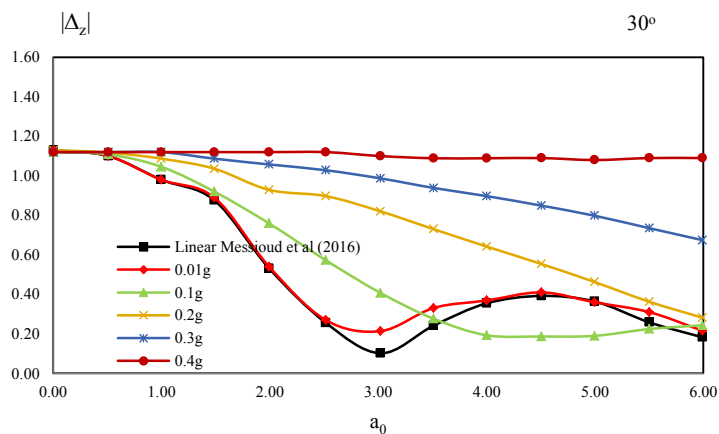


Figure 6.33 Le déplacement vertical linéaire et non-linéaire $|\Delta_z|$ due par l'onde de cisaillement sv ($\theta_V = 30^\circ, \theta_H = 0^\circ$)

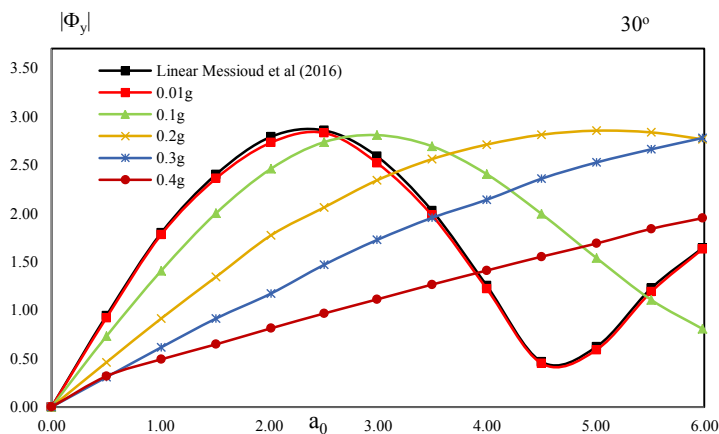


Figure 6.34 La rotation de la fondation linéaire et non-linéaire $|\Phi_y|$ due par l'onde de cisaillement SV ($\theta_V = 30^\circ, \theta_H = 0^\circ$)

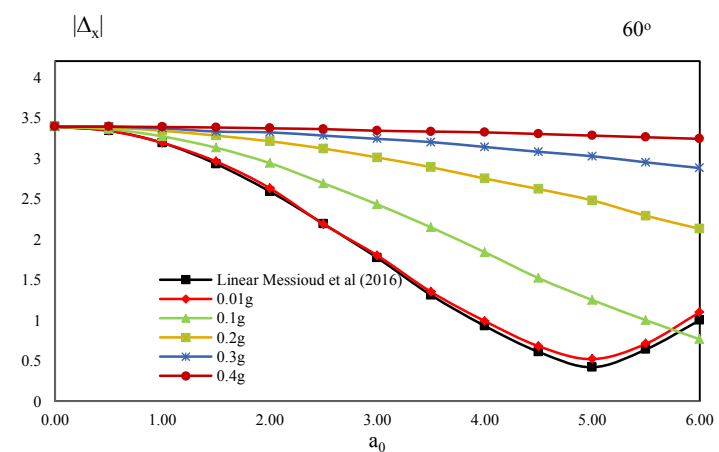


Figure 6.35 Le déplacement horizontal linéaire et non-linéaire $|\Delta_x|$ due par l'onde de cisaillement SV ($\theta_V = 60^\circ, \theta_H = 0^\circ$)

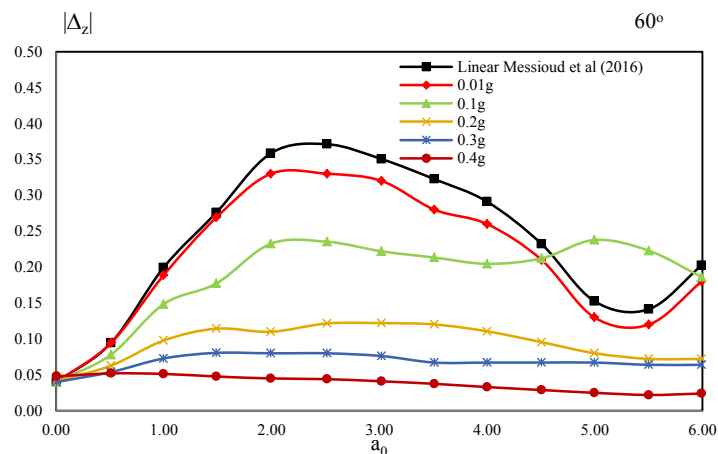


Figure 6.36 Le déplacement vertical linéaire et non-linéaire $|\Delta_z|$ due par l'onde de cisaillement SV ($\theta_V = 60^\circ, \theta_H = 0^\circ$)

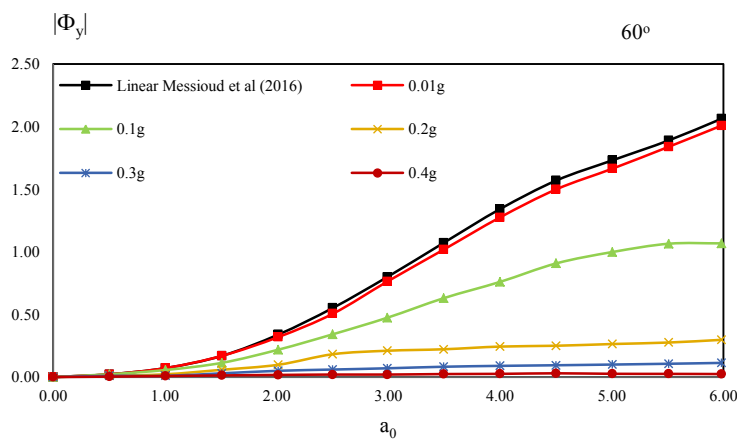


Figure 6.37 La rotation de la fondation linéaire et non-linéaire $|\Phi_y|$ due par l'onde de cisaillement SV ($\theta_V = 60^\circ, \theta_H = 0^\circ$)

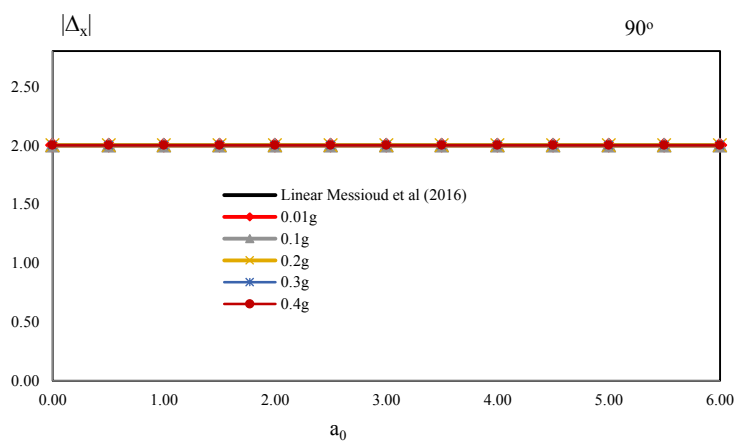


Figure 6.38 Le déplacement horizontal linéaire et non linéaire $|\Delta_x|$ due par l'onde de cisaillement SV ($\theta_V = 90^\circ, \theta_H = 0^\circ$)

6.3.1.3 Onde (SH)

La réponse non linéaire de la fondation sous l'onde de cisaillement SH avec un angle incident horizontal $\theta_H = 90^\circ$ a été étudiée. Cette onde génère seulement un déplacement horizontal et une torsion. Pour un angle d'incidence vertical $\theta_V = 90^\circ$, on aura seulement un déplacement horizontal. Les figures 6.39-47 montrent une grande influence du comportement non linéaire du sol sur les valeurs absolues des fonctions de déplacements horizontaux.

La sollicitation de l'onde SH sur la fondation pour un $\theta_H = 90^\circ$ avec prise en compte de l'effet du comportement non linéaire du sol a montré que :

- Le déplacement horizontal $|\Delta_x|$ augmente pour toutes les valeurs de θ_V ($= 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ$) en fonction de l'augmentation de l'accélération sismique. Cependant pour une valeur de $\theta_V = 90^\circ$, le déplacement $|\Delta_x|$ n'est pas affecté par l'augmentation du niveau de l'excitation et reste constant pour toutes les valeurs de la fréquence adimensionnelle a_0 .
- Par contre, la variation de la torsion est inversement proportionnelle avec l'augmentation de l'excitation sismique (PGA). Cette remarque est valable pour tous les types d'ondes avec la rotation et la torsion de la fondation.
- Pour la valeur de $\theta_V = 45^\circ$, le déplacement vertical $|\Delta_z|$ est égal à zéro, parce que dans ce cas, l'amplitude du champ libre est égale à zéro.
- Aucune ondulation dans la variation du déplacement de la fondation dans le comportement non linéaire du sol surtout dans les PGA plus élevés (à partir de PGA= 0.2g).

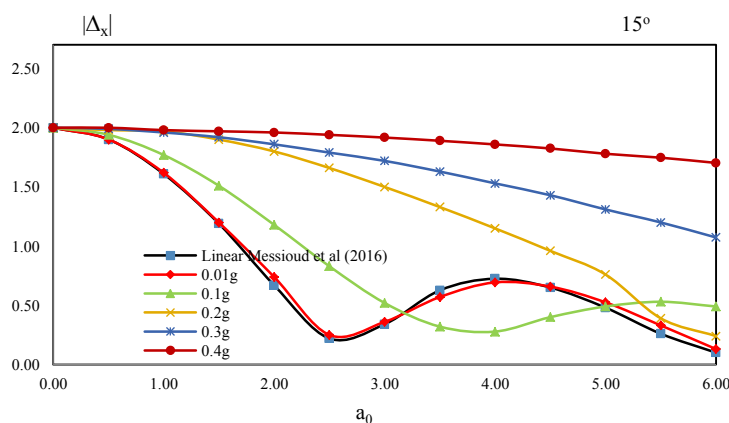


Figure 6.39 Le déplacement horizontal linéaire et non linéaire $|\Delta_x|$ due par l'onde de cisaillement SH ($\theta_V = 15^\circ, \theta_H = 90^\circ$)

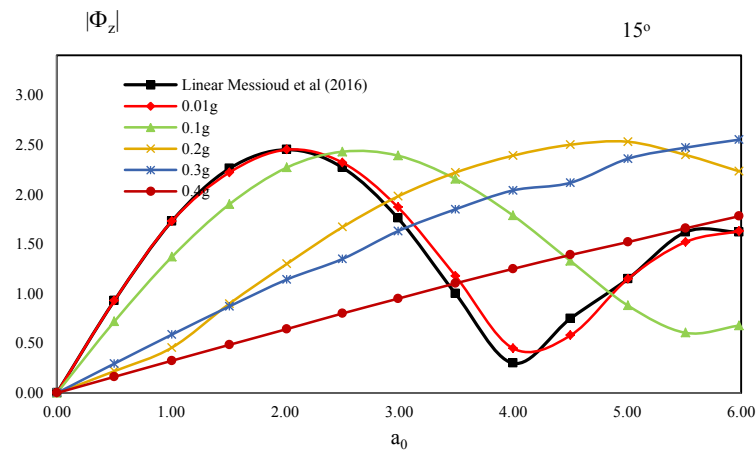


Figure 6.40 La torsion de la fondation linéaire et non linéaire $|\Phi_z|$ due par l'onde de cisaillement SH ($\theta_V = 15^\circ$, $\theta_H = 90^\circ$)

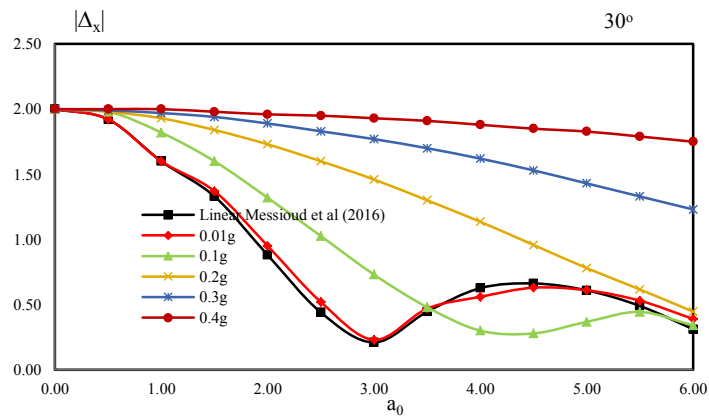


Figure 6.41 Le déplacement horizontal linéaire et non linéaire $|\Delta_x|$ due par l'onde de cisaillement SH ($\theta_V = 30^\circ$, $\theta_H = 90^\circ$)

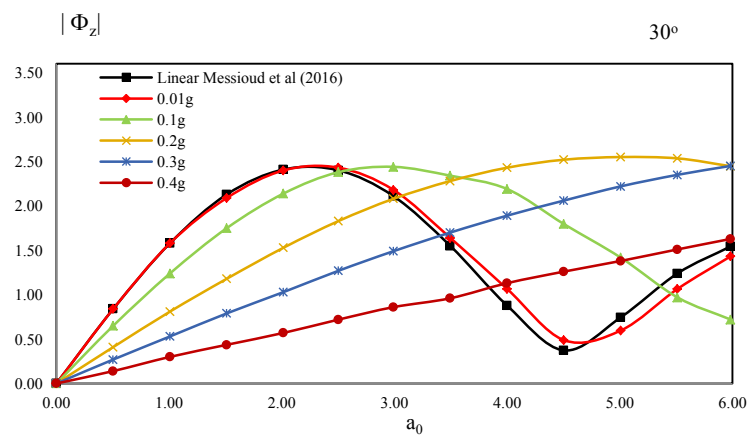


Figure 6.42 La torsion de la fondation linéaire et non linéaire $|\Phi_z|$ due par l'onde de cisaillement SH ($\theta_V = 30^\circ$, $\theta_H = 90^\circ$)

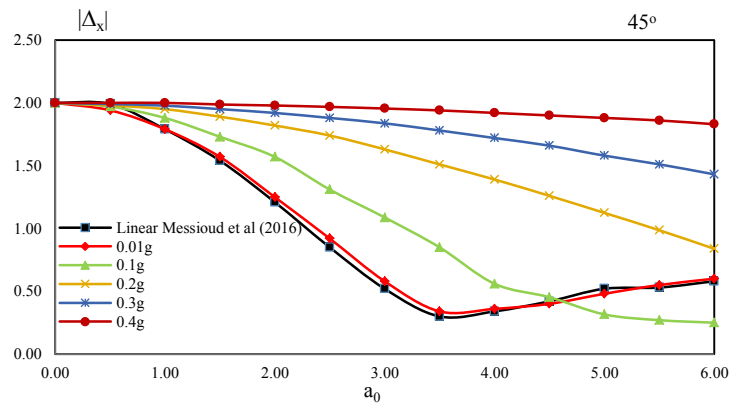


Figure 6.43 Le déplacement horizontal linéaire et non linéaire $|\Delta_x|$ due par l'onde de cisaillement SH ($\theta_V = 45^\circ, \theta_H = 90^\circ$)

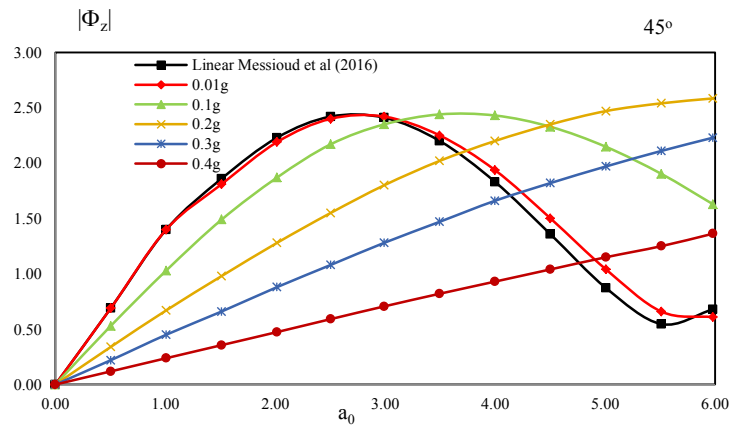


Figure 6.44 La torsion de la fondation linéaire et non linéaire $|\Phi_z|$ due par l'onde de cisaillement SH ($\theta_V = 45^\circ, \theta_H = 90^\circ$)

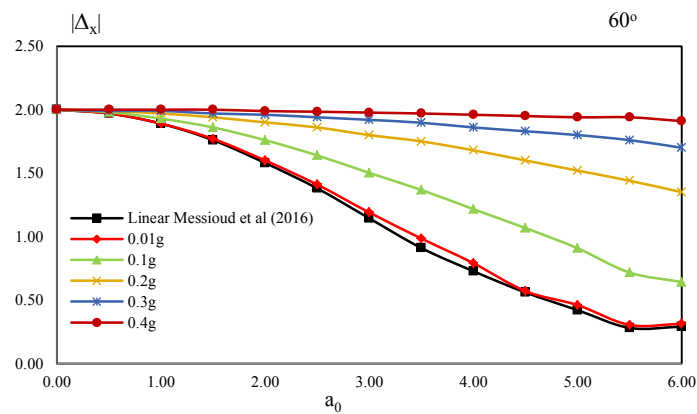


Figure 6.45 Le déplacement horizontal linéaire et non linéaire $|\Delta_x|$ due par l'onde de cisaillement SH ($\theta_V = 60^\circ, \theta_H = 90^\circ$)

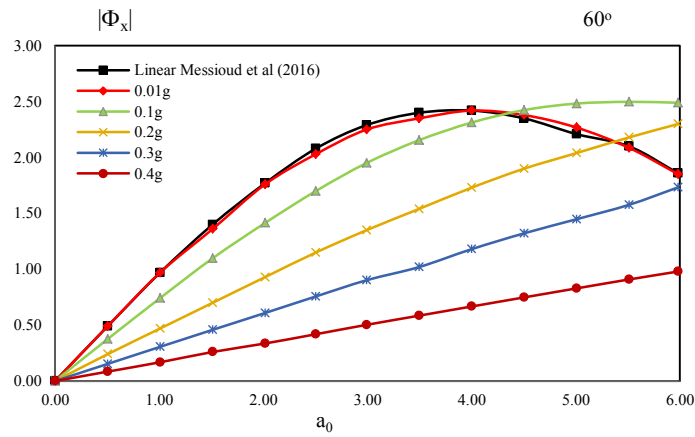


Figure 6.46 La torsion de la fondation linéaire et non linéaire $|\Phi_x|$ due par l'onde de cisaillement SH ($\theta_V = 60^\circ, \theta_H = 90^\circ$)

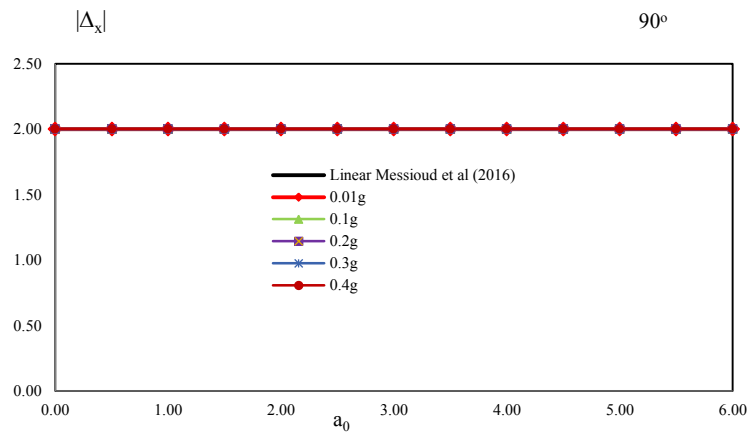


Figure 6.47 Le déplacement horizontal linéaire et non linéaire $|\Delta_x|$ due par l'onde de cisaillement SH ($\theta_V = 90^\circ, \theta_H = 90^\circ$)

6.3.2 Réponse dynamique non linéaire d'une fondation excitée par l'onde de Rayleigh

Pour l'onde de Rayleigh (R), la variation du déplacement horizontal adimensionnel non linéaire de la fondation $|\Delta x/R_H|$ en fonction de la fréquence adimensionnelle a_0 avec un angle incident vertical $\theta_V = 0^\circ$ et un angle incident horizontal $\theta_H (= 0^\circ, 30^\circ \text{ et } 60^\circ)$ ont été examinés, les figures (6.49-6.51) représentent l'amplitude de mouvements d'une fondation carrée superficielle de l'onde de Rayleigh.

D'après les résultats obtenus avec un angle d'incidence vertical $\theta_V = 0^\circ$ et un angle d'incidence horizontal $\theta_H (= 0^\circ, 30^\circ \text{ et } 60^\circ)$, on a constaté que :

- La réponse non linéaire de la fondation augmente en fonction de l'augmentation de l'accélération sismique surtout pour les accélérations sismiques d'amplitudes 0.3g et 0.4g.
- Le déplacement non linéaire de la fondation approche le cas linéaire pour une accélération sismique PGA=0.01g.
- À partir de l'accélération sismique PGA= 0.2g le déplacement de la fondation augmente significativement avec l'augmentation de la fréquence a_0 .
- L'effet de l'inclinaison de l'incidence de l'angle horizontal θ_H a été apparu dans le comportement linéaire et non linéaire de la réponse de la fondation. Pour un angle $\theta_H=0^\circ$, le déplacement de la fondation plus grand que le déplacement pour $\theta_H=30^\circ$ et 60° surtout dans le comportement linéaire et non linéaire modéré (PGA= 0.01g et 0.1g). Par contre, dans le comportement non linéaire du sol (plus élevé : PGA=0.2 et plus) l'effet de l'inclusion de l'angle θ_H donne des valeurs plus grandes pour toutes les valeurs de l'incidence de cet angle.

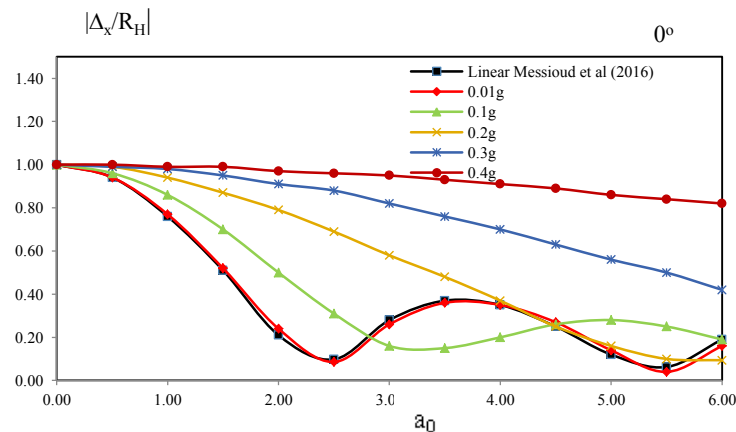


Figure 6.48 Le déplacement horizontal linéaire et non linéaire $|\Delta x/R_H|$ due par l'onde de Rayleigh ($\theta_V = 0^\circ$ et $\theta_H = 0^\circ$)

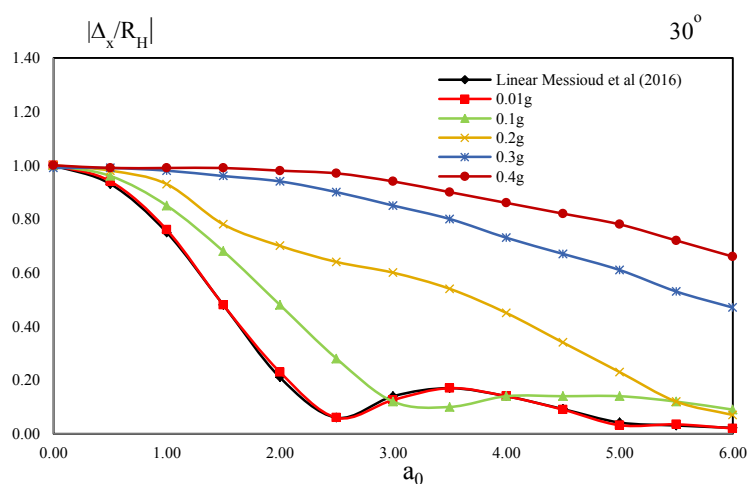


Figure 6.49 Le déplacement horizontal linéaire et non linéaire $|\Delta x/R_H|$ due par l'onde de Rayleigh ($\theta_V = 0^\circ$ and $\theta_H = 30^\circ$)

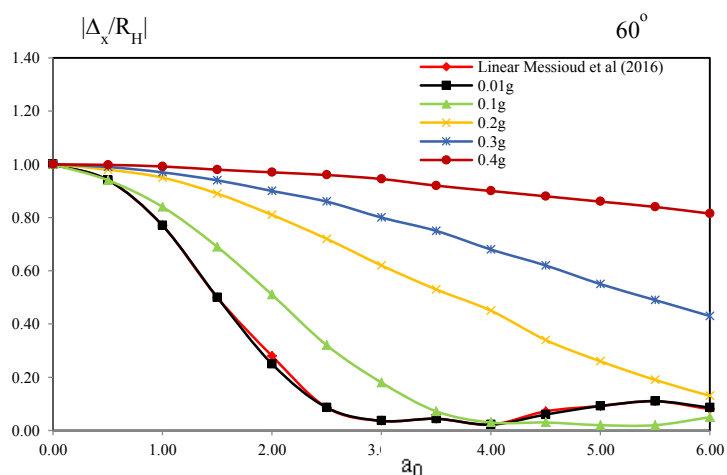


Figure 6.50 Le déplacement horizontal linéaire et non linéaire $|\Delta x/R_H|$ due par l'onde de Rayleigh ($\theta_V = 0^\circ$ and $\theta_H = 60^\circ$)

Chapitre 7
Conclusion générale et perspective

Chapitre 7 : Conclusion Générale et Perspectives

7 Conclusion générale

Dans cette thèse, nous avons abordé l'étude de l'interaction sol-structure sismique en prenant en compte le comportement non linéaire du sol. L'approche de cette étude nous permet de trouver la réponse sismique non linéaire d'une fondation superficielle rigide sollicitée par des ondes sismiques obliques (P, SV, SH et Rayleigh). Le comportement non linéaire du sol a été modélisé en utilisant le code de calcul Caldynasoil développé par Sbartai et Filali (2012) et Filali et Sbartai (2017) basé sur le principe de la méthode linéaire équivalente. La variation de la non-linéarité du sol est trouvée pour différents niveaux d'accélération sismiques imposés à la base du profil du sol (faible, modéré et fort) qui se traduit par la variation des propriétés dynamiques du sol, c'est-à-dire la réduction du module de cisaillement normalisé G/G_{max} , l'augmentation du coefficient d'amortissement hystérétique normalisé ξ/ξ_{max} et la variation de la vitesse de l'onde de cisaillement équivalente $V_s/V_{s_{max}}$ en fonction de la déformation de cisaillement unitaire (γ/γ_r).

Le couplage de la méthode linéaire équivalente avec la méthode des éléments de frontière et la méthode des couches minces (BEM-TLM) donne naissance à un nouveau code numérique tridimensionnel **Fonvibwave-équivalent** dans le domaine fréquentiel qui nous permet de calculer les déplacements d'une fondation quel que soit le niveau de la non-linéarité du sol. Tous les modes de vibrations (translation, balancement et torsion) d'une fondation ont été obtenus durant cette étude.

À partir de cette recherche, nous avons atteint les objectifs suivants :

- Le calcul des paramètres dynamiques non linéaires du sol : G/G_{max} , ξ/ξ_{max} et $V_{s-équivalente}$;
- Le développement du code numérique Fonvibwave-Equivalent ;
- Le calcul de la réponse sismique non linéaire d'une fondation rigide superficielle.

D'après les résultats trouvés dans cette étude, on a constaté que pour de fortes sollicitations sismiques :

- Le comportement non linéaire du sol se traduit par une perte de sa rigidité qui sera caractérisée par des courbes représentant la dégradation du module de cisaillement G/G_{max} et l'augmentation du pourcentage d'amortissement critique (ξ/ξ_{max}) en fonction de la déformation de cisaillement γ/γ_r .
- Les variations des propriétés dynamiques non linéaires du sol sont liées à chaque amplitude d'accélération sismique (PGA).
- La réponse dynamique de la fondation est fortement liée à :
 - la variation des propriétés dynamiques du sol (G/G_{max} , ξ/ξ_{max} , V_s -équivalente) ;
 - l'amplitude de l'accélération sismique PGA ;
 - le type d'ondes sismiques et leurs angles d'incidence (P, S et Rayleigh ; θ_v et θ_H) ;
 - la fréquence adimensionnelle a_0 .
- Ondes sismiques de volume P, SV et SH :
 - L'étude de la réponse sismique d'une fondation soumise aux ondes **P**, **SV** et **SH** a montré que la fondation est très sensible aux variations des propriétés dynamiques du sol et surtout pour l'accélération sismique PGA (= 0.3 g et 0.4 g).
 - L'augmentation de l'angle d'incidence vertical de ce type d'ondes affecte beaucoup plus les déplacements non linéaires de la fondation.
 - Les valeurs absolues des fonctions des déplacements et des rotations non linéaires augmentent proportionnellement avec l'augmentation de la fréquence adimensionnelle a_0 .
 - Pour le cas d'un angle d'incidence vertical $\theta_v = 90^\circ$, le déplacement horizontal dû par ces ondes reste constant quel que soit les propriétés dynamiques du sol et la fréquence adimensionnelle a_0 .
 - La variation de la valeur absolue de la rotation et la torsion de la fondation sont inversement proportionnelles avec l'augmentation de l'accélération sismique à cause la partie imaginaire du déplacement qui est plus grande que la partie réelle. Cette remarque est observée pour toutes les valeurs des angles d'incidence verticaux et horizontaux.
- Onde sismique de surface (R) :
 - L'influence du comportement non linéaire du sol sur la réponse des déplacements d'une fondation superficielle de forme carrée sollicitée par une onde de Rayleigh a montré que plus la déformation du sol augmente, plus les déplacements augmentent surtout pour les accélérations sismiques comprises entre 0.3 g et 0.4 g.

- Pour une forte non-linéarité du sol PGA (= 0.3 g et 0.4 g), les valeurs absolues des fonctions de déplacements adimensionnels horizontaux $|\Delta x/R_H|$ augmentent linéairement en fonction de l'augmentation de la fréquence adimensionnelle a_0 .
- Par contre, pour de faibles déformations du sol, on a constaté qu'à partir $a_0 = 3$ les valeurs des déplacements de la fondation approchent ceux du cas linéaire.
- L'influence de l'angle d'incidence horizontal θ_H a été constatée sur la réponse non linéaire de la fondation, où la valeur de $\theta_H = 0^\circ$ a provoqué un déplacement plus grand que pour le cas d'un angle d'incidence $\theta_H = 30^\circ$ et 60° .
- L'influence de l'angle d'incidence horizontal θ_H pour les valeurs de $\theta_H = 30^\circ$ et 60° a été aussi constatée sur la réponse non linéaire de la fondation, où les valeurs de $\theta_H = 30^\circ$ et 60° a provoqué un déplacement plus moins dans le comportement linéaire par rapport les valeurs de $\theta_H = 0^\circ$. Par contre, dans le cas des fortes non-linéarités du sol, l'incidence de ces angles provoque de grandes valeurs de déplacements dans toutes les valeurs θ_H .

Enfin, cette étude a montré l'importance de l'influence du comportement non linéaire du sol sur la réponse du système sol-fondation par rapport au comportement linéaire. Il est donc recommandé de prendre en compte l'ensemble de ces phénomènes lors de l'étude de toute la structure.

7.1 Perspectives

L'étude de la réponse sismique d'une fondation superficielle avec prise en compte du comportement non linéaire du sol, ouvre la porte à l'étude de plusieurs ouvrages dans le domaine de la construction en génie civil surtout les ouvrages qui sont situés dans les zones sismiques. Parmi ces ouvrages qui doivent être étudiés avec la prise en compte du comportement non linéaire du sol, nous citons :

- ❖ La réponse sismique des fondations superficielles adjacentes ;
- ❖ La réponse sismique d'une fondation profonde ou un groupe de pieux ;
- ❖ La réponse sismique des ouvrages sous terrain (les tunnels, les galeries, les pipes).

Référence bibliographique

- [1] Abboud. A (2009)." Développement d'un macroélément pour l'étude des fondations superficielles sous charge sismique".École Doctorale Sciences, Ingénierie et Environnement. Université Paris-Est.
- [2] Ai, Zhnag Y. (2016)." Vertical vibration of a rigid strip footing on a transversely isotropic multilayered half-plane". Journal of Applied Mathematical Modelling.000:1-12.
- [2] Amir.M, Halabian,M. ,Hesham El Naggar. (2002)." Effect of nonlinear soil-structure interaction on seismic response of tall slender structure".Soil dynamic and Earthquake Engineering, Vol (22).639-658.
doi.org/10.1016/j.apm.2016.07005.
- [3] Alain Capra, Victor Davidovici (1982)." Calcul dynamique des Structures en Zone sismique".
- [4] Anderson, D. G., Stokoe, K. M. (1978)." Shear modulus: a time development material property". Dynamic Geotechnical Testing. ASTM, SPT 654 pp 66-90. Philadelphia.
- [5] Anderson, J.G., Y. Zeng and H.(2001)." Sucuoglu, Analysisof accelerograms from the October 1995 Dinar", Tukey earthquake, Bull. Seismol. Soc. Am., 91, 1433-1445.
- [6] Aubry, D. Chouvet, A. Modaressi, and H. Modaressi.(1986)." GEFDYN: Logiciel d'Analyse de Comportement mécanique des Sols par El'ements Finis avec Prise en Compte du Couplage Sol-Eau-Air". Manuel scientifique, 'École Centrale Paris, LMSS-Mat, Chatenay-Malabry, France.
- [7] Aubry D, Clouteau D (1992)." Subdomain approach to dynamic soil-structure interaction". Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 251–272. Ouest éditions/AFPS, Nantes.
- [8] Aubry D, Chouvet D, Modaressi H, Modaressi A. (1985)." GEFDYN 5: Logiciel d'analyse du comportement statique et dynamique des sols par éléments finis avec prise en compte du couplage sol-eau-air". Rapport scientifique, École Centrale Paris.
- [9] Aubry, D. et Modaressi, A. (1996). "GEFDYN. Manuel scientifique". École Centrale Paris, LMSS-Mat, Chatenay-Malabry, France.
- [10] Bahar R, Saci L, Louadj S, Vincns E (2012)." Numerical evaluation of shear modulus degradation and damping curves of Algerian soils using geophysical tests".15 WCEE, LISBOA.
- [11] Bencharif.R, Hadid.M (2014). "Application de la méthode des couches minces TLM pour la résolution des problèmes de dynamique des sols". Les 1^{res} Rencontres nationales de Génie civil. Bejaia, les 22 et 23 octobre.
- [12] Borja RI, Wu W. (1994)." Vibration of foundation on incompressible soils with no elastic region". Journal of Geotechnical Engineering"; 120:1570-1592.
- [13] Borja RI, Wu WH, Alexander P, Amies, Smith A. (1993). "Nonlinear lateral, rocking, and torsional vibration of rigid foundations". Journal of Geotechnical Engineering; 120:491-513.
- [14] Boumekik A. (1985)." Fonctions impédances d'une fondation vibrante en surface ou partiellement encastrée dans un sol multicouche".Ph. D. Université libre de Bruxelles Faculté des sciences, Bruxelles.

- [15] Buchi, E. (2013). "Interaction Sol-Structure : calcul des impédances et effets sur les fondations". (Master's Thesis). Department of Civil Engineering, INSA Strasbourg, France.
- [16] Bu. S (1994). "Dynamic boundary element analysis of machine foundations".Thèse de doctorat, université d Glasgow.
- [17] Cairo R, Dente G, Dodaro S. (2016). "Seismic wave effects on the dynamic response of bridge foundations".International Journal of Bridge Engineering; 163-184.
- [18] Cavalieri.F, Correia.A, Pinho.R (2021)." Comparative nonlinear soil-structure interaction analyses using macro-element and soil-block modeling approaches". Bulletin of Earthquake Engineering.
- [18] Chatterjee P, Basu B.(2007). "Some analytical results on lateral dynamic stiffness for footings Supported on hysteretic soil medium". Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering 2008; 28:36–43. doi:10.1016/j.soildyn.04.004.
- [19] Chopra A K. (2001). "Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering". Prentice Hall,.
- [20] Chopra, A. K. (2007)." Dynamics of structures : theory and applications to earthquake engineers".Pearson Education, p. 874. doi: 10.1002/9781118599792.
<https://doi.org/10.1007/s10518-022-01379-y>.
- [21] Clouteau. D. (2005). "MISS 6.4: Manuel utilisateur: Version 2.3". Chênay-Malabry, France.
- [22] Combarieu,O. (2006). 'L'usage des modules de déformation en géotechnique'. Ingénieur ESTP HDR de l'université de Caen.
- [23] Cremer, C. (2001)." Modélisation du comportement non linéaire des fondations superficielles sous séisme". Thèse de doctorat, LMT Cachan - ENS, France.
- [24] Dimitris Pitilakis¹, Arezou Moderessi-Farahmand-Razavi et Didier Clouteau (2013). "Equivalent-Linear Dynamic Impedance Functions of Surface Foundations". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 139(7): 1130-1139
DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000829.
- [25] Dobry, R., et Gazetas,G. (1986)." Dynamic response of arbitrarily shaped foundations".J Geotech. Eng., 112-2, 109-135.
- [26] Dominguez, J. and Rosset, J.M. (1978). "Dynamic stiffness of rectangular foundations". Research Report R 78-20 Dep. of Civil Eng. M.I.T.
- [27] Dominguez, J. and Abascal, R. (1989). "Seismic response of strip footings on zoned viscoelastic soils". Journal of Engineering Mechanics.
- [28] Davidovici, V. (1985)." Génie Parasismique". Presse de l'école nationale des ponts et chaussées.
- [29] Das, B.M. (1983). "Fundamentals of soil dynamics". New York,Elsevier.
- [30] Filiatrault. A (1996). "Élément de génie civil parasismique et de calcul dynamique des structures". Livre, ÉCOLE Polytechnique de Montréal, Canada.
- [31] Gandomzadeh A.(2011)." Interaction dynamique sol-structure : Influence des non-linéarités de comportement du Sol". Ph. D. Université de Paris-Est.
- [32] Gazetas G, Apostolou M.(2004)." Nonlinear Soil–Structure Interaction: Foundation Uplifting and Soil Yielding". Proceedings Third UJNR Workshop on Soil-Structure Interaction.; 29-30.
- [33] Gazetas G.(1983)." Analysis of machine foundation vibrations: state of the art". Soil Dynamic and Earthquake Engineering; 2(1): 2-42.
- [34] Grange, S. (2008). " Modélisation simplifiée 3D de l'interaction sol-structu.e: application au génie parasismique" . Thèse de doctorat, Institut Polytechnique de Grenoble, France.

- [35] Grange, S., Kotronis, P. et Mazars, J. (2008). "A macro-element for a circular foundation to simulate 3D soil-structure interaction". *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 32(10):1205–1227.
- [36] Gandomzadeh, A., Semblat, J.F., Bonilla, F. (2010). "Interaction dynamique Sol-Structure : Influence des non-linéarités de Comportement du Sol". *Fundamentals of waves and vibrations*.
<https://www.researchgate.net/publication/237585192>
- [37] Gubta, S., Penzien, F., Lin, T. W., Yeh, C. S. (1982). "Three-Dimensional Hybrid Modeling Of Soil Structure Interaction". *Earthquake Engineering And Structural Dynamics*, Vol. 10, 69-87.
- [38] Halabian, A.M., El Naggar, M.H. (2002). "Effect of nonlinear soil-structure interaction on seismic response of tall slender structures". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*; 22:639–658.
- [39] Hara, A. (1980). "Dynamic deformation characteristics of soils and seismic response analyses of the ground". Tokyo, Japan: University of Tokyo (Dissertation).
- [40] Hardin, B. and Drnevich, V. (1972a). "Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves", *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, 98(sm7), pp. 667–692. Available at: <https://trid.trb.org/view.aspx?id=126413>.
- [41] Hardin, B. O. (1978). "The Nature of Stress-Strain Behavior for Soils", In *From Volume I of Earthquake Engineering and Soil Dynamics--Proceedings of the ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference, June 19-21, 1978, Pasadena, California*.
- [42] Hardin, B. O. and Drnevich, V. P. (1972b). "Shear Modulus and Damping in Soils: Measurement and Parameter Effects". *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, 98(SM6), pp. 603–624.
doi: 10.1016/0022-4898(73)90212-7.
- [43] Humbert, P., Dubouchet, A., Fezens, G., and Remaud, D. (2005). "CESAR-LCPC, un progiciel de calcul dédié au génie civil". *Technical Reports 256-257, Bul. Des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Paris, France*.
- [44] Idriss, I. M. and Seed, H. B. (1968). "Seismic Response of Horizontal Soil Layers". *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 94(4), pp. 1003–1031.
- [45] Ishibashi, I. (1992). "Discussion of effect of soil plasticity on cyclic response by M. Vucetic and R. Dobry". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 118, No. 5, 830-832.
- [46] Ishibashi, I. and Zhang, X. (1993). "Unified Dynamic Shear Moduli and Damping Ratios of Sands and Clay". *Soils and Foundations*, 33, pp. 182–191.
<https://doi.org/10.3208/sandf1972.33.182>
- [47] Ishihara, K. (1996). "Soil behavior in earthquake geotechnics". Department of Civil Engineering Science University of Tokyo. Oxford, New York: Clarendon Press.
<http://gen.lib.rus.ec/search.php?req=Soil+Behaviour+in+Earthquake+Geotechnics+&lgopic=libgen>
- [48] Iwan, W. D. (1967). "On a Class of Models for the Yielding Behavior of Continuous and Composite Systems". *Journal of Applied Mechanics*, 34(3), pp. 612–617. doi: 10.1115/1.3607751.
- [49] Karabalis, D., Beskos (1984). "Dynamic response of 3-D rigid surface foundations by the time domain boundary element method". *Earthquake Engineering at Structural Dynamics*.
- [50] Karabalis et Beskos (1984). "Dynamic response of 3-D rigid surface foundations by the time domain boundary element method". *International Association for earthquake Engineering* 52(5).

-
- [51] Karabalis DL, Mohammadi M (1991)." 3-D dynamic foundation-soil-foundation interaction on layered soil". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 17:139–152.
- [52] Karabalis at Huang (1994)." 3-D foundation-soil-foundation interaction". *Transactions on Modeling and Simulation* .Vol (8).
- [53] Kausel,E. (1981) "An explicit solution for the green functions for dynamic loads in layered media". Sponsored by the National Science Foundation Division of Problem-Focused Research Grant PFR 80-1233.
- [54] Kausel E, Peek R.(1982). "Dynamic loads in the interior of layered stratum: an explicite solution". *Bulletin of the Seismological Society of America*; 72(5):1459-1481.
- [55] Kastriot Çami (2017). "Imagerie du module de cisaillement in situ du sol par méthodes d'ondes de surface et essais géotechniques - Caractérisation des petites aux grandes déformations". Thèse de doctorat. Université Paris-Est.
- [56] Khadidja.S (2021). "Analyse dynamique non linéaire d'un pieu isolé et groupe de pieux sollicités par des charges sismiques". Thèse de doctorat. Université Batna -2- Mostefa Ben Boulaïd Faculté de Technologie Département de Génie Civil.Algérie.
- [57] Khali.l (2009). "Influence de l'interaction sol-structure sur le comportement sismique des bâtiments : analyse dans les domaines linéaire et non linéaire". Thèse de doctorat, université de Lille.
- [58] Kim J, Lee E, Lee S.(2016)." Boundary reaction method for nonlinear analysis of soil–structure interaction under earthquake loads". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*; 89:85-90. doi.org/10.1016/j.soildyn.2016.07.020.
- [59] Kokusho, T. (1980)." Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range". *Soils and Foundations*, 20(2), pp. 45–60. doi: 10.3208/sandf1972.20.2_45.
- [60] Kramer S. L.(1996)." *Geotechnical Earthquake Engineering Prentice Hall*". Upper Saddle River, New Jersey).
- [61] Liang J, Han B, Fu J, Liu R.(2018)." Influence of site dynamic characteristics on dynamic soil-structure interaction: Comparison between 3D model and 2D models".*Soil Dynamics and Earthquake Engineering*; 108:79-95. doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.02.011
- [62] Lopez-Caballero.F, Modaresi.A,D'aguiar.S.(2004)." Amélioration du modèle de comportement non linéaire existant dans le logiciel CyberQuaker". École Centrale Paris Laboratoire de Mécanique des Sols, Structures et Matériaux CNRS UMR 8579.
- [63] Luco JE, Mita A.(1987)." Respos of a circular foundation on a uniform half-space to elastic waves". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; 15:105-118.
- [64] Luco JE and Wong H L (1977)." Dynamic response of rectangular foundations for Rayleigh wave excitation". 6th World Conference of Earthquake Engineering, New Delhi, India, Vol. 2, pp. 154-248.
- [65] Luco J.E. at Mita A. (1987)." Response of circular foundation on a uniform half-space to elastic waves".*Earthquake Eng Struct Dyn* 15, 105-118.
- [66] Luco. J. E. ,Westmann. R. A. (1972). "Dynamic Response of a Rigid Footing Bonded to an Elastic Half Space". *Journal of Applied Mechanics*.527-534.
- [67] Luco J.E. at Wong H.L. (1987)." Seismic response of foundations embedded in a layered half-space". *Earthquake Eng Struct Dyn* 15, 233-247.
- [68] Lysmer J, Richart FE.(1966)." Dynamic response of footing to vertical loading". *Journal of soil Mechanics & Foundations Div* , ASCE; (92).
- [69] Lysmer, J., Udaka T., Tsai C. and Seed, H.B.(1975). "FLUSH: A computer program for approximate 3D analysis of soil-structure interaction problems". *Earthquake Engineering Research Center report 75-30*, University of California, Berkeley.
- [70] Lysmer J et Kuhlemeyer R.L.(1969). "Finite dynamic model for infinite media". *Journal of Engineering Mechanics Division*, ASCE, vol. 98, n°EM1.

- [71] Mandel.J.(1978). "Propriétés mécaniques des matériaux. Eyrolles". 1978.
- [72] Masing G.(1926)." Eigenspannungen und verfestigung beim messing".In: Proceedings of the 2nd International Congress of Applied Mechanics; 332–335.
- [73] Messiod S, Sbartai B, Dias D.(2016). "Seismic response of a rigid foundation embedded in a viscoelastic soil by taking into account the soil-foundation interaction".Structural Engineering and Mechanics ; 58(5):000.
doi.org/10.12989/sem.2016.58.5.000.
- [74] Midorikawa, S.(1993). "Nonlinearity of site amplification during strong ground shaking".Zishin. 207-216 (English abstract) Park D., Hashash YMA, 2004, Soil damping formulation in nonlinear time domain site response analysis, J. Earthquake Eng. 8 (2): 249-274.
- [75] M'hammed.B. (1998)." Investigation analytique et numérique du phénomène d'interaction dynamiques dans les systèmes sol multicouche –structures multiple" .Thèse de Magistère, École nationale polytechnique, Département de génie civil Alger, Algérie.
- [76] Mohamed.H, et Amni.Z.(2009). "Effet des propriétés stochastiques du sol sur la réponse des fondations filantes reposant sur des sols non homogènes". Laboratoire travaux publics ingénieur de transport et enivrement, École nationale supérieure des travaux publics. Algérie.
- [77] Newmark,N.M. et Rosenblueth,E. (1971)." Fundamentals of earthquake engineering".Prentice Hall Inc.
- [78] Pais AL, Kausel E. (1989)." On rigid foundations subjected to seismic waves". Earthquake Engineering and Structural Dynamics; 18:475-489.
- [79] Pecker, A (2004). "Dynamique des ouvrages, dynamique des structures". Polycopie des cours, ENPC, website : <http://www.enpc.fr/fr/formations/école.vite/cours/pecker>
- [80] Pecker A.(2006)." Dynamique des structures et des ouvrages". Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- [81] Pecker A.(1984)." Dynamique des sols". Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.
- [82] Pinto.P.A (2012). "Study of constitutive models for soils under cyclic loading:Introducing a nonlinear model with a spline-based backbone curve". Study of constitutive models for soils under cyclic loading.Instituto superior técnicos.Universidade técnica de Lisboa.
- [83] Ptilakis, D. (2006). "Soil-structure interaction modeling using equivalent linear soil behavior in the substructure method". Ph.D. Thèse de doctorat, École Centrale Paris, France.
- [84] Ptilakis, D., and Clouteau, D. (2010). "Equivalent-linear substructure approximation of soil-foundation-structure interaction: Model presentation and validation". Bull. Earthquake Eng., 8(2), 257–282.
- [85] Qian J at Beskos D.E. (1995)." Dynamic interaction between 3-D rigid surface foundations and comparison with the ATC-3 provisions". Earthquake Eng Struct Dyn 24, 419-437
- [86] Qian J, Beskos DE.(1995)." Harmonic wave response of two 3-D rigid surface foundations". Soil Dynamic and Earthquake Engineering; 15:95-110.
- [87] Ramberg, W. and Osgood, W. R. (1943). "Description of stress - strain curves by three parameters".National Advisory Committee for Aeronautics, Washington D.C, p. Technical Note No. 902.
<https://ntrs.nasa.gov/archive/nasa/casi.ntrs.nasa.gov/19930081614.pdf>.
- [88] Robert.S.E (2015). "Dynamic nonlinear soil-structure interaction". Thèse de doctorat, École Centrale Des Arts Et Manufactures.

-
- [89] Saez E, Lopez-Caballero F, Modaressi A.(2008)." Influence of 2d and 3d soil modeling on dynamic nonlinear SSI response". The 14thWorld Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China; 12-17.
- [90] Sarkar R, Maheshwari BK.(2008). "Influence of soil nonlinearity and liquefaction on dynamic Response of pile groups". The 14th World Conference on Earthquake Engineering ; 12-17.
- [91] Sbartaï B, Boumekik A.(2006)." 3-D dynamic interaction between two foundations resting on layered soil Part I: homogenous soil". Engineering and Applied Sciences; 1(4): 476-482.
- [92] Sbartaï B (2006)." Réponse dynamique des structures enterrées : application aux fondations adjacentes encastrées" .Thèse de doctorat, Université d'Annaba. Algérie.
- [93] Sbartaï B, Boumekik A (2008)" .Ground vibration from rigid foundation by BEM-TLM". ISET Journal of Technology, 45(3-4): 67-78.
- [94] Sbartaï B, Boumekik A (2007)." Horizontal compliance functions of adjacent surface rigid footings in homogeneous soil layer limited by substratum". 4th International Conference on Geotechnical Earthquake Engineering, Thessaloniki, Greece, June 25-28, Springer, No. 1729.
- [95] Sbartaï B, Filali K.(2012)." Estiamtion of the Liquefaction's Risk of a Soil Deposit under Seismic Solicitations: Petrochemical Zone of Skikda City". Applied Mechanics and Materials; 166-169: 2315-2320. DOI: 10.4028/www.scientific.net/AMM.166-169.2315
- [96] Sbartaï B, Filali K.(2012)." CALDYNASOIL: Software of seismic response and liquefaction potential deposit". 15th World Conference on Earthquake Engineering ; 24 to 28 September, Lisbon, Portugal.
- [97] Sbartaï B.(2018)." Dynamic Impedance Functions of a Square Foundation Estimated with an Equivalent Linear Approach". Springer International Publishing AG; 461-470. DOI 10.1007/978-3-319-61914-9_35.
- [98] Seed H.B., Idriss I.M.(1970)." Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses". Technical Report EERRC, University of California, Berkeley; 70-10.
- [99] Sekhri. K (2021). Analyse dynamique non linéaire d'un pieu isolé et groupe de pieux sollicités par des charges sismiques. Thèse de doctorat. Faculté de Technologie Département de Génie civil. Algérie.
- [100]Seghir, A. (2011). "Contribution à la modélisation numérique de la réponse sismique des ouvrages avec interaction sol-structure et interaction fluide-structure". Thèse de doctorat, Université Paris-Est, Marne-la-Vallée.
- [101] Schnabel, P. B., Lysmer, J., and Seed, H. B. (1972). "SHAKE: «A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites". Report No. EERC-72/12. Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, Berkeley, CA.
- [102] Scanlan R.H.(1976). "Seismic wave effects on soil-structure interaction". Earthquake Engineering and Structural Dynamics; 4: 379-388.
- [103] Schepers W.(2017)." Fast 3D FEM-BEM coupling for dynamic soil-structure interaction". X International Conference on Structural Dynamics EUROLYN; 199:391-396.
- [104]Stewart J. P., Fenves G. L., SEED R. B., (1999). "Seismic soil-structure interaction in buildings. I: Analytical Methods". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol. 125, No. 1, January. ASCE, 1090-0241/99/0001-0026 0037.
- [105] Su, F., J.G. Anderson, and Y. Zeng. (1998)." Study of weak and strong ground motion including nonlinearity from the Northridge, California" .Earthquake sequence, Bull. Seismol. Soc. Am., 88, 1411-1425.

-
- [106] Sun, J. I., Golesorkhi, R. and Seed, H. B. (1998)." Dynamic moduli and damping ratios for cohesive soils".Report N° UCBtEEIC•8811 5. Berkeley: Earthquake Engineering Research Center, University of California. Available at: <https://nehrpsearch.nist.gov/static/files/NSF/PB91210922.pdf>.
- [107] Ueng, T.-S. and Chen, J.-C. (1992)." Computational Procedures for Determining Parameters in Ramberg-Osgood Elastoplastic Model Based on Modulus and Damping Versus Strain". UCRL-ID-111487.
<https://www.osti.gov/scitech/servlets/purl/6496483>.
- [108] Vucetic B.M., Dobry R.(1991)." Effect of soil plasticity on cyclic response". Journal of Geotechnical Engineering; 117(1):89-107.
- [109] Wang P, Wang J, Cai Y., Gu C.(2014)." Dynamic vertical interaction of a foundation-soil system Generated by seismic waves". Journal of Sound and Vibration; 333:2378-2389.
- [110] Wilson. E.L. (1995). "Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures – A Physical Approach With Emphasis on Earthquake Engineering". Computers and Structures.
- [111]Wolf J.P. (1985)." Dynamic Soil Structure Interaction". Prentice Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics.
- [112] Wong H.L., Luco JE.(1978)." Dynamic response of rectangular footing to obliquely incident Seismic waves". Earthquake Engineering and Structural Dynamic; 6:3-16.
- [113]Wong H.L., Luco J.E. (1985)." Dynamic interaction between rigid foundations in a layered half-space". Soil dynamics and Earthquake Engineering 5(3): 149–158.
- [114]Wong, H.L. and Luco, J.E., 1985." Tables of impedance functions for square foundations on layered media ". Soil Dynamic and Earthquake Engineering, vol. 4, N.2, pp. 64-81.
- [115] Wong, H.L., and J.E. Luco (1976). "Dynamic Response of Rigid Foundations of Arbitrary Shape". International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 4, 576-587.
- [116]Wu.G, Finn, W.D.L.(1996). " Dynamic nonlinear analysis of pile foundations using finite element method in the time domain".Agra Earth & Environmental. 34: 44.52 (1997)