

République Algérienne Démocratique Et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Batna -2- Mostefa Ben Boulaïd

Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Thèse

Présentée pour l'obtention du diplôme de :

Doctorat Troisième Cycle En Génie Civil
Option: Géotechnique et ouvrages en interaction

Sous le Thème :

**Analyse dynamique non linéaire d'un pieu isolé et
groupe de pieux sollicités par des charges sismiques**

Présentée par:

Sekhri Khadidja

Devant le jury composé de :

M. Lahbari Noureddine	Prof.	Université de Batna 2	Président
M. Abbeche Khelifa	Prof.	Université de Batna 2	Rapporteur
M. Yahiaoui Djarir	MCA	Université de Batna 2	Co-Rapporteur
M. Merdas Abdelghani	MCA	Université de Sétif 1	Examineur
Mme. Bahloul Ouassila	MCA	Université de Batna 2	Examineur

Juillet 2021

Remerciements

Tout d'abord, je remercie Dieu, le Tout Puissant, de nous avoir donné la volonté et le courage afin d'arriver à la finalité de ce modeste travail.

Je remercie très sincèrement mon directeur de thèse, Mr. Abbeche khelifa professeur au Département de génie civil de l'université Chahid Mostefa Benboulaïd Batna2, qui m'a accompagné tout au long de mes travaux de recherche.

Je tiens aussi à présenter mes remerciements les plus sincères à messieurs les membres de jury d'avoir accordé toute l'importance nécessaire pour mon travail. Je tiens d'adresser mes vifs remerciements au Professeur Lahbari Noureddine de m'avoir fait l'honneur de présider ce jury ainsi qu'aux Mr Merdas Abdelghani MCA et Mme Bahloul Ouassila MCA qui ont accepté d'être les examinateurs de ma thèse.

Mes remerciements sincères vont également à Mr YAHIAOUI Djarir, Maître de Conférences Classe A de l'Université Chahid Mostefa Benboulaïd-Batna2, pour le soutien et l'encouragement qui m'a donné tout au long de ces années de travail.

Je remercie le ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique, l'université de Batna2 et l'université de Petronas (UTP) « Malaisie » pour leur soutien dans le cadre de la bourse du programme national exceptionnel dont j'ai bénéficié.

Je remercie le Professeur .Indra Sati Harahap Professeur à l'université technologie Petronas (UTP), la Professeur Zahiraniza Mustaffa Professeur à l'université technologie Petronas et le doctorant Bilal Adeel pour leur aide précieuse.

A mes chers parents

A mon mari et mes enfants

A mes frères et sœurs, leurs conjoints et leurs enfants

A toute ma famille

A mes amis

Résumé

L'interaction sol-structure est la clé pour étudier le comportement des structures sous chargement statique ou dynamique. La fondation sur pieux est adoptée pour transférer les charges de la structure au sol lorsque la structure est intégrée dans une strate de sol faible. Le système sol-pieux a un comportement non linéaire; c'est donc plus compliqué à comprendre. Cette étude se concentre sur l'étude numérique faite par le programme SAP2000 pour l'interaction du système sol – pieu – structure (ISPS) et l'interaction du système sol-pieu (ISP) sous charges latérales. L'analyse statique non linéaire est effectuée en tenant compte de la capacité latérale des systèmes ISPS et ISP sous chargement latéral en utilisant l'analyse Pushover. Une étude paramétrique concernant les différents types de chargement axial, la longueur et le rayon du pieu, ainsi que le rapport longitudinal d'acier dans différents types de sable est effectuée pour observer la réponse des systèmes (ISPS) et (ISP).

Par ailleurs, les courbes de déviation et de moment de capacité latérale, ainsi que la formation des rotules plastiques sont évaluées pour les systèmes ISPS et ISP dont les résultats sont présentés, pour un pieu typique dans différents types de sol. D'autre part, nous étudions l'interaction sol – pieu – structure (ISPS) et sol-pieux- structure sous charge dynamique par le code ABAQUS. Cette étude comprend deux validations de deux essais en centrifugeuse : la première pour le cas de pieu isolé et la deuxième pour le groupe de pieux avec une étude paramétrique. Les résultats montrent que les méthodes de « Pushover » et « équivalent linéaire » confirment leur fiabilité et leurs bonnes adaptations pour les problèmes d'interaction sol-pieu-structure. L'analyse paramétrique de la réponse d'un pieu isolé et d'un groupe de pieux soumis à une charge latérale, a mis en évidence l'influence des différents paramètres sur la réponse du pieu.

Mots-Clés: interaction sol-pieu- structure, interaction sol-pieu, analyse non- linéaire, charge latérale, capacité latérale, rotules plastiques, méthode Pushover, méthode équivalent linéaire.

Abstract

The soil-structure interaction is the key to studying the behavior of structures under static or dynamic loading. Pile foundation is adopted to transfer the loads from the structure to the ground when the structure is embedded in a weak soil layer. The soil-pile system has a non-linear behavior; it is therefore more complicated to understand. This study focuses on the numerical study made by the SAP2000 program for the interaction of the soil-pile-structure system (ISPS) and the interaction of the soil-pile system (ISP) under lateral loads. The nonlinear static analysis is performed taking into account the lateral capacity of ISPS and ISP systems under side loading using pushover analysis. A parametric study regarding the different types of axial loading, the length and radius of the pile, as well as the longitudinal ratio of steel in different types of sand is carried out to observe the response of the (ISPS) and (ISP) systems.

In addition, the deflection and moment curves of lateral capacity, as well as the formation of plastic hinges are evaluated for ISPS and ISP systems for a typical pile and different types of soil and their results are presented. On the other hand, we will study the soil-pile-structure (ISPS) and soil-pile-structure interaction under dynamic load by the code ABAQUS. This study included two validations of two centrifuge tests, the first for the isolated pile case and the second for the pile group with a parametric study. The results show that the "pushover" and "equivalent linear" methods confirm the reliability of these methods and their good adaptations for soil-pile-structure interaction problems. The parametric analysis of the response of a single pile and pile group subjected to a lateral load, demonstrated the influence of the different parameters on the pile response.

Keywords: soil-pile-structure interaction, soil-pile interaction, analysis no linear, lateral load, lateral capacity, plastic hinge, pushover method, equivalent-linear method.

ملخص

التفاعل بين التربة و الهياكل هو المفتاح لدراسة سلوك الهياكل تحت التحميل الثابت أو الديناميكي. تم الاعتماد على الاساسات العميقة(الاوئاد) لنقل الاحمال من الهيكل الى التربة عندما يتم دمج الهيكل في طبقة التربة الضعيفة.النظام تربة-خازوق له سلوك غير خطي وبالتالي فان فهمه اكثر تعقيدا. تركز هذه الدراسة على التحليل العددي للتفاعل بين نظام التربة – وتند – هيكل و النظام التربة – وتند تحت الحمولة الجانبية بالاعتماد على البرنامج SAP 2000. يتم إجراء التحليل الساكن غير الخطي مع الاخذ بعين الاعتبار القدرة الجانبية للنظامين تحت الحمولة الجانبية باستخدام تحليل Pushover. تم اجراء دراسة عددية حدودية تهتم ب: التحميل المحوري، وطول الوئد ونصف قطره،كذلك نسبة الصلب الطولي في أنواع مختلفة من الرمل لمراقبة استجابة النظامين تربة-وتند-هيكل و تربة –وتند.

إلى جانب ذلك ، تم تقييم انحراف القدرة الجانبية ومنحنيات العزم ، بالإضافة إلى تكوين المفصلة البلاستيكية لكلا النظامين. من ناحية أخرى، تمت دراسة التفاعل بين التربة –الوتد-الهيكل و تربة –اوئاد-هيكل تحت حمولة جانبية ديناميكية بواسطة البرنامج ABAQUS.تضمنت هذه الدراسة التحقق من فعالية البرنامج في محاكاة تجربة الطرد المركزي في كلا الحالتين : الوئد المعزول و مجموعة الاوتاد. بالاضافة الى دراسة تأثير بعض العوامل على سلوك النظامين. النتائج اظهرت ناجاعة الطريقتين « equivalent linéaire » و« Pushover » في دراسة اشكالية التفاعل بين التربة-الوتد-الهيكل. دراسة تأثير بعض العوامل على استجابة الوئد المعزول او مجموعة الاوتاد تحت تأثير الحمولة الجانبية أظهرت تأثير العوامل المختلفة على استجابة الوئد.

الكلمات المفتاحية:

تفاعل تربة-وتند-هيكل، تفاعل تربة-وتند ، تحليل غير خطي، حمولة جانبية ، قدرة جانبية،المفصلة البلاستيكية،طريقة pushover ، طريقة equivalent linéaire .

TABLE DES MATIÈRES

Remerciements		
Dédicace		
Résumé.....	i	
Abstract.....	ii	
Résumé en arabe.....	iii	
Table des matières.....	iv	
LISTE DES FIGURES	viii	
LISTE DES TABLEAUX	xiii	
LISTE DES ABRÉVIATIONS ET SYMBOLES	iv	
INTRODUCTION GENERALE.....	2	
CHAPITRE 1 : Analyses Bibliographiques Interaction Sol-Pieu-Structure		
1.1	Introduction	5
1.2	Définition et Terminologie	5
1.2.1	Définitions de la fondation profonde.....	5
1.3	Classification des pieux	6
1.3.1	Suivant le matériau de construction.....	6
1.3.1.1	Bois.....	6
1.3.1.2	Acier.....	7
1.3.1.3	Béton.....	7
1.3.1.4	Composite.....	7
1.3.2	Suivant la mise en œuvre.....	7
1.3.2.1	Les pieux façonnés à l’avance.....	7
1.3.2.2	Les pieux exécutés en place.....	7
1.3.3	Suivant la transmission des charges au sol et le mode de travail du pieu	7
1.3.3.1	Les pieux colonnes.....	7
1.3.3.2	Les pieux flottants.....	7
1.3.3.3	Les pieux flottants à la base.....	7
1.4. a	Comportement d’un pieu sous chargement axial.....	7
1.4. b	Charges liées au comportement du sol.....	8
1.4. b.1	Charge de fluage Q_F	8
1.4. b.2	Charge nominale Q_N	8
1.4. b.3	Charge intrinsèque Q_I	9
1.4. b.4	Charge admissible Q_a	9
1.4. c	Evolution de la résistance de pointe q_u en fonction de la profondeur	9
1.4. d	Frottements latéraux positifs et négatifs	10
1.4. e	Hauteurs d’action du frottement négatif	11
1.4. f	Pieux isolés sous sollicitations latérales.....	11
1.5	Les observations post-sismiques et les modes de rupture observés.....	12
1.6.	Interaction sol-pieux-structure.....	15
1.6.1	Phénomène d’interaction.....	15
1.7	Méthodes d’analyse.....	17

1.7.1	Travaux expérimentaux	17
1.7.1.1	Essais sur tables vibrantes.....	17
1.7.1.2	Essais en Centrifugeuses.....	18
1.7.2	Travaux théoriques.....	19
1.7.2.1	Approches simplifiées.....	19
1.7.2.1.a	Approche de la sous-structuration.....	19
1.7.2.1.b	Approche des fonctions de transfert de charge (modèle de Winkler).....	22
1.7.2.2	Approches numériques.....	23
1.7.2.2.a	Méthode des éléments aux frontières (Boundary Element Method).....	23
1.7.2.2.b	Méthode des éléments finis.....	24
1.7.2.2.c	Méthode des différences finies.....	25
1.7.3	Modélisation de comportement statique de pieux	26
1.7.4	Modélisation du comportement dynamique de pieux.....	26
1.8	Comportement de pieux: étude paramétrique et observations.....	29
1.8.1	Influence de la rigidité relative pieu- sol E_p/E_s	29
1.8.2	Influence des propriétés de la superstructure.....	30
1.8.3	Influence de l'articulation de pieux dans leur chevêtre.....	32
1.8.4	Influence de l'encastrement des micropieux dans une couche rigide.....	32
1.8.5	Influence de la non-linéarité de sol.....	33
1.8.6	La liquéfaction.....	34
1.8.7	Influence de l'inclinaison du pieu.....	34
1.8.8	Effet de groupe et de l'espacement	35
1.8.9	Influence du contenu fréquentiel de chargement sismique.....	36
1.9	Conclusion.....	38

CHAPITRE 2 : Analyse Du Comportement Statique D'un Pieu Isolé.

2.1	Introduction.....	40
2.2	Modèle numérique de l'interaction sol-pieu-structure.....	40
2.2.1	Modélisation de la superstructure et de la non-linéarité des pieux.....	40
2.2.2	Modélisation de l'interaction sol-pieu.....	43
2.2.3	L'outil numérique SAP2000.....	44
2.2.4	Modèle de validation utilisé dans l'étude numérique.....	44
2.3	Analyse des paramètres.....	44
2.3.1	Exemple de référence.....	45
2.3.2	Les charges sismiques.....	46
2.4	Résultats et discussion.....	49
2.4.1	Effet de la charge axiale.....	49
2.4.2	Effets de la section de pieu.....	53
2.4.3	Effets du rapport longitudinal d'acier.....	55
2.4.4	Effets de la longueur du pieu.....	59
2.5	Conclusion.....	61

CHAPITRE 3 : Présentation Générale d'ABAQUS.

3.1	Introduction	64
3.2	Principe de la méthode des éléments finis.....	64
3.3	Les éléments d'ABAQUS.....	65
3.4	Taille du maillage.....	66
3.5	Modèles de matériaux.....	67
3.5.1	Modèle de pieu.....	67
3.5.2	Modèle de sol.....	67
3.6	Interface sol-pieu.....	69
3.7	L'étape de chargement.....	71
3.8	L'amortissement.....	72
3.9	Les conditions aux limites.....	73
3.10	Représentation de la superstructure.....	74
3.11	Conclusion.....	75

CHAPITRE 4 : Analyse Du Comportement Dynamique De Pieu.

4.1.	Introduction.....	77
4.2.	Validation du Modèle ABAQUS 3D.....	77
4.2.1	Hypothèse de calcul, géométrie du modèle et propriétés des matériaux.....	77
4.2.2	Géométrie du modèle.....	78
4.2.3	Le chargement du modèle.....	78
4.3	Exemple de référence.....	79
4.3.1	Caractéristiques du modèle Élément fini.....	81
4.3.2	Chargement.....	81
4.3.3	Les conditions aux limites	82
4.4	Résultats.....	82
4.5	Étude paramétrique du pieu isolé sous chargement latéral dynamique.....	86
4.5.1	L'effet de plasticité de sol	86
4.5.1.1	Définition du modèle	86
4.5.1.2	Discussion des résultats.....	87
4.5.2	L'effet de la densité de la couche de sable.....	89
4.5.2.1	Définition du modèle.....	89
4.5.2.2	Discussion des résultats.....	89
4.5.3	L'effet de la rigidité du pieu	90
4.5.3.1	Définition du modèle.....	90
4.5.3.2	Discussion des résultats.....	91
4.6	Conclusion.....	92

CHAPITRE 5 : Analyse Du Comportement Dynamique De Groupe Des Pieux

5.1	Introduction.....	94
5.2.	Validation du Modèle ABAQUS 3D	94
5.2.1	Expériences De Centrifugeuse.....	94
5.2.2	Hypothèse de calcul, géométrie du modèle et propriétés des matériaux.....	96
5.2.3	Géométrie du modèle.....	96

5.2.4	Le chargement du modèle.....	98
5.3	Exemple de référence.....	99
5.3.1	Caractéristiques du modèle Élément fini.....	99
5.3.2	Chargement.....	100
5.3.4	Les conditions aux limites	101
5.4	Résultats.....	101
5.5	Étude paramétrique du groupe du pieu sous chargement latéral dynamique.....	104
5.5.1	L'effet de PGA	104
5.5.2	L'effet de l'espacement.....	106
5.6	Conclusion.....	108
Conclusion générale et perspectives.....		110-111
REFERENCES.....		112

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 Le domaine de fondation profonde. (DTU 13.11, 1988).....	5
Figure 1.2 Définition de la hauteur d'encastrement D et D _e . (Fascicule 62 titre V).....	6
Figure 1.3 Essai de chargement du pieu. Courbe effort déplacement en tête (C.Plumelle 2004).....	8
Figure 1.4 Evolution de la résistance de pointe q _u en fonction de la profondeur d'enfoncement du pieu (C.Plumelle 2004).....	10
Figure 1.5 Mécanismes du frottement latéral positif et négatif (C.Plumelle 2004).....	10
Figure 1.6 Déformation d'un pieu soumis à un chargement latéral et réaction du sol.....	12
Figure 1.7 Dommages de pieux inclinés au niveau de la connexion avec leur chevêtre (Séisme de Loma Prieta 1989, SEAOC 1991).....	13
Figure 1.8 Effondrement du pont de Struve Slough près de Wastonville et les dommages subis par ses fondations, (Séisme de Loma Prieta 1989).....	13
Figure 1.9 L'effondrement du pont de l'autoroute (TEM) (Séisme de Kocalei 1999).....	14
Figure 1.10 Modes de rupture observées lors des tremblements de terre (Wilson 1998).....	15
Figure 1.11 Interaction cinématique sol-pieux et interaction inertielle sol-pieux-structure (Gazetas et Mylonakis. 1998).....	16
Figure 1.12. Illustration des efforts sismiques induits aux pieux (Wass et Hartemann 1981).....	16
Figure 1.13 Procédure générale de l'analyse de l'interaction sismique sol-pieu-fondation structure (Gazetas et Mylonakis 1998).....	20
Figure 1.14 Comparaison des accélérations et déplacements calculés au niveau du chevêtre des pieux avec la réponse enregistrée pour l'excitation du séisme de Petrolia 1992 (d'après Makris et Gazetas, 1996).....	21
Figure 1.15 Modèle dynamique de Winkler (Gazetas et al. 1998).....	22
Figure 1.16. Problème avec une pression uniforme agissant sur: (a) pieu avec une tête libre (b) pieu avec une tête fixe, (c) le sol est à côté de la surface du pieu.....	24
Figure 1.17 Maillage type pour l'étude de la réponse inertielle d'un pieu isolé (Chung 2000).....	25
Figure 1.18 Cycle de base de calcul par la méthode explicite de différences finies.....	25
Figure 1.19 Maillages par éléments finis d'un système sol-pieu dans le test de centrifugation de (a) Gohl, et (b) Wilson (Rahmani et al.2018).....	27
Figure 1.20 Composantes du modèle numérique d'Abaqus pour la mise à l'échelle (a) la structure à base fixe; (b) fondation superficielle 2D; (c) fondation superficielle 3D; et (d) fondation de radier sur pieux (Bagheri et al. 2018).....	28
Figure 1.21 Influence de la rigidité de sol ; amplification de déplacement (up en tête de pieu/up en surface de sol) ; a) sol rigide EP/ES=500, b) sol mou EP/ES=10000, chargement harmonique avec a _{max} =1 m/s ² , (Maheshwari et al. 2005).....	29
Figure 1.22 Raideur de la tête de pieu vs déflexion normalisée pour L / D = 10 et taux d'amélioration de a 0,0 et b 0,10.....	30

Figure1. 23 Modèles de centrifugeuses avec une instrumentation importante délimitée pour: (a) Essai n ° 4; et b) Essai n ° 7. Mahmoud N. Hussien et al. (2016).....	31
Figure1. 24 Distributions des moments de flexion normalisés en régime permanent des pieux dans un groupe: (a) cinématique, (b) supportant une structure SDOF, et (c) supportant une structure 2DOF.....	31
Figure1.25 influence de la fréquence de chargement ; amplification de déplacement (u_0 à la base, u_g en surface de sol élastique et u_p en tête de pieu), $EP/ES=2123$, chargement harmonique avec $a_{max}=1m/s^2$, (Maheshwari et al.2004, 2005).....	36
Figure 2.1 Le poteau équivalent et la définition de la rotule plastique équivalente basée sur la distribution de courbure idéalisée.....	41
Figure2.2 Un moment réel typique de rotation (ou moment-courbure) et la courbe idéalisée correspondante pour une rotule plastic flexible.....	42
Figure 2. 3 Modèle p-y pour ressort de Winkler non linéaire.....	43
Figure2.4 configuration de l'interaction sol-pieu-structure.....	45
Figure 2 .5 Configurations du modèle Pushover; (a) géométrie et (b) instrumentations.....	47
Figure 2.6 les courbes expérimentales et numériques de force-déplacement latérale à la tête du pieu.....	47
Figure 2.7 (a) l'enregistrement de NEWALL, (b) l'enregistrement de tremblement de terre NORICA ITALY	48
Figure 2.8 l'enregistrement de tremblement de terre de Northridge.....	48
Figure2.9 Spectres de réponse à l'accélération élastique des enregistrements des tremblements de terre de Northridge, NEWALL et NORICIA ITALY.....	48
Figure2. 10 Charge latérale - déplacement comportement de : A) ISPS, B) ISP, dans le sable lâche.....	49
Figure2.11 Charge latérale- Déplacement comportement de: A) ISPS, B) ISP, dans sable moyen.....	49
Figure2.12 Charge latérale- Déplacement comportement de: A) ISPS, B) ISP, dans sable dense.....	49
Figure2.13 Comportement de pieu dans le sable lâche : A) moment fléchissant,B) déplacement latérale, c) les rotules plastiques.....	51
Figure2.14 Comportement de pieu dans le sable moyen : A) moment fléchissant) déplacement latérale) les rotules plastiques.....	51
Figure2.15 Comportement de pieu dans le sable dense : A) moment fléchissant) déplacement latérale) les rotules plastiques.....	52
Figure2. 16 Charge latérale -déplacement comportement de: A) ISPS, B) ISP, dans du sable lâche.....	53
Figure2. 17 Charge latérale – déplacement comportement de: A) ISPS, B) ISP, dans du sable moyen.....	53
Figure2. 18 Charge latérale – déplacement comportement de: A) ISPS, B) ISP, dans du sable dense.....	53
Figure2.19 Comportement de pieu dans le sable lâche : A) moment fléchissant) déplacement latérale) les rotules plastiques.....	54

Figure2.20 Comportement de pieu dans le sable moyen : A) moment fléchissant) déplacement latérale) les rotules plastiques.....	54
Figure2.21 Comportement de pieu dans le sable dense : A) moment fléchissant) déplacement latérale) les rotules plastiques.....	55
Figure2. 22 Charge latérale - déplacement comportement de: A) ISPS, B) ISP, dans du sable lâche.....	55
Figure2. 23 Charge latérale - déplacement comportement de: A) ISPS, B) ISP, dans du sable moyen.....	56
Figure2. 24 Charge latérale – déplacement comportement de: A) ISPS, B) ISP, dans du sable dense.....	56
Figure2.25 Comportement de pieu dans le sable lâche : A) moment fléchissant) déplacement latérale) les rotules plastiques.....	57
Figure2.26 Comportement de pieu dans le sable moyen : A) moment fléchissant) déplacement latérale) les rotules plastiques.....	57
Figure2.27 Comportement de pieu dans le sable dense : A) moment fléchissant) déplacement latérale) les rotules plastiques.....	58
Figure2. 28 Charge latérale - déplacement Comportement de: A) ISPS, B) ISP, dans du sable lâche.....	59
Figure2. 29 Charge latérale – déplacement Comportement de: A) ISPS, B) ISP, dans du sable moyen.....	59
Figure2. 30 Charge latérale - déplacement Comportement de: A) ISPS, B) ISP, dans du sable dense.....	59
Figure2.31 Comportement de pieu dans le sable lâche : A) moment fléchissant) déplacement latérale) les rotules plastiques.....	60
Figure2.32 Comportement de pieu dans le sable moyen: A) moment fléchissant) déplacement latérale) les rotules plastiques.....	60
Figure2.33 Comportement de pieu dans le sable dense : A) moment fléchissant) déplacement latérale) les rotules plastiques.....	61
Figure3.1 les composantes des éléments finis pour le système sol-pieu.....	64
Figure 3.2 Schéma présent l'utilisation langage de script Python (ABBAS, 2012)	65
Figure 3.3. Quelques éléments parmi les plus utilisés (document Abaqus).....	66
Figure3.4 le maillage utilisé dans notre modèle.....	66
Figure3.5 Courbes de base reliant la rigidité au cisaillement et le rapport d'amortissement à la déformation cyclique de cisaillement pour les sols cohésifs (données de Vucetic etDobry 1991).....	69
Figure3.6 le comportement dur de contact	70
Figure 3.7 le comportement Tangentiel du contact.....	70
Figure 3.8 L'accélération de Santa Cruz appliqué à la base de système sol-pieu-structure.....	72
Figure 3.9 Méthodes de représentation de la superstructure a) Modélisation de la superstructure entière b) Superstructure à plusieurs degrés de liberté c) Masse structurelle au niveau du plafond.....	74

Figure4.1 Les caractéristiques physiques et mécaniques du pieu et du sol (wilson1998).....	78
Figure 4.2 L'accélération de Santa Cruz appliqué à la base de système sol-pieu-structure.....	79
Figure 4.3 Le modèle globale utilisé en Abaqus.....	79
Figure 4.4 Maillage du système sol- pieu-structure (ABAQUS).....	81
Figure4.5 Le chargement utilise (séisme de santa Cruz événement b : $a_{max} = 0.12g$).....	81
Figure4.6 Le system sol-pieu avec les conditions aux limites.....	82
Figure4.7 Accélération latérale A1 final pour le modèle sol-pieu-superstructure Abaqus2017 :a) equivalent lineaire,b) Mohr coulomb.	83
Figure4.8 Accélération latérale A1 final à la surface du sol Abaqus2017. a) equivalent lineaire,b) Mohr coulomb.....	83
Figure 4.9 Accélération latéral A1 final à la superstructure Abaqus2017. a) equivalent lineaire,b) Mohr coulomb.....	84
Figure4.10 L'extraction du moment de la flexion maximale sur le long du pieu par l'option « free body cut » Abaqus 2017 pour les deux modèles) équivalent linéaire, b) Mohr coulomb.....	84
Figure 4.11 La réponse d'accélération spectrale (5% d'amortissement) à la surface du sol ; comparaison de réponse mesurée et de simulation.....	85
Figure 4.12 La réponse d'accélération spectrale (5% d'amortissement) à la superstructure ; comparaison de réponse mesurée et de simulation.....	85
Figure 4.13 les profils de moment de flexion mesurés et simulés au moment du déplacement maximal de profondeur de pieu dans l'essai de centrifugeuse.....	85
Figure 4.14 Distribution de déplacement latéral sur le long du pieu.....	87
Figure 4.15 L'évolution le moment de flexion max le long du pieu.....	87
Figure 4.16 L'effet de la plasticité de sol sur le déplacement latéral le long du pieu.....	88
Figure 4.17 L'effet de la plasticité de sol sur le moment fléchissant le long du pieu.....	88
Figure 4.18 L'effet de la densité de la couche de sable sur le déplacement latéral le long du pieu.....	89
Figure 4.19 L'effet de la densité de la couche de sable sur le Moment fléchissant le long du pieu.....	90
Figure 4.20 L'effet de la rigidité du pieu sur le Moment fléchissant le long du pieu.....	91
Figure 4.21 L'effet de la rigidité de pieu sur le déplacement latéral le long du pieu.....	91
Figure5.1 Schéma de l'essai centrifugeuse et l'Instrumentation.....	95
Figure5.2 Les spécifications de l'essai centrifugeuse (échelle de prototype).....	97
Figure 5. 3 Le modèle global modélisé par Abaqus 3D.....	98
Figure 5.4 Maillage du système sol- pieu (ABAQUS).....	100
Figure5.5 le chargement utilise (séisme de santa Cruz événement Csp5 événement c : $a_{max} = 0.30g$).....	100
Figure5.6 le système sol-pieu avec les conditions aux limites.....	101
Figure5.7 Accélération latérale A1 finale pour le modèle sol-pieu-superstructure Abaqus2017.....	102
Figure5.8 La réponse spectrale d'accélération (5% d'amortissement) à différente profondeur pendant l'évènement C (Motion Santa Cruz) à Csp5; mesuré et simulé.....	102
Figure5.9 La réponse spectrale d'Accélération (5% d'amortissement) en chevêtre pendant Evènement C (Santa Cruz) en Csp5 : mesuré et simulé par Abaqus.....	103

Figure5.10 La réponse spectrale d'Accélération (5% d'amortissement) à la superstructure pendant Evénement C (Santa Cruz) en Csp5 : mesuré et simulé par Abaqus.....	103
Figure 5.11 le moment maximal du pieu pendant Evénement C (Santa Cruz) en Csp5 : mesuré et simulé par Abaqus.....	103
Figure5.12 l'effet de PGA sur le moment maximal de pieu.....	104
Figure5.13 l'effet de PGA sur le déplacement horizontal maximal de chevêtre.....	104
Figure5.14 l'effet de PGA sur le déplacement horizontal maximal de la superstructure.....	105
Figure 5.15 l'effet de l'espacement sur le moment maximal de pieu.....	106
Figure 5.16 l'effet de l'espacement sur le déplacement de chevêtre.....	106
Figure5.17 l'effet de l'espacement sur le déplacement de la superstructure.....	107

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1. La rigidité initiale k_{py} selon Reese et al. (1974).....	43
Tableau 2.2. Dimensions de pieu et du poteau et critères d'acceptation de la rotation et du déplacement de translation.....	46
Tableau 2.3 : les cas paramétriques.....	47
Tableau 3.1 Les évènements dans la série Csp5.....	72
Tableau 4.1. La description de test centrifuge effectué sur un pieu isolé soumis à tremblement de terre.....	77
Tableau 4.2. les évènements dans la série Csp5.....	79
Tableau 4.3a. Propriétés du sol de la méthode équivalente linéaire.....	80
Tableau 4.3b. Propriétés du sol de modèle Mohr Coulomb.....	80
Tableau 4.4. Propriétés du pieu.....	80
Tableau 4.5 propriétés de la superstructure.....	80
Tableau 4.6. Différents éléments utilisés dans la modélisation par ABAQUS.....	81
Tableau 4.7. Les paramètres des sols (argile et sable).....	87
Tableau 4.8 : Récapitulatif des résultats des déplacements et les moments de flexion du pieu.....	88
Tableau 4.9. Les paramètres des sols (argile et sable).....	89
Tableau 4.10. Récapitulatif des résultats des déplacements et les moments de flexion du pieu.....	90
Tableau 4.11. Récapitulatif des résultats des déplacements et les moments de flexion du pieu.....	91
Tableau 5.1. Les évènements de tremblement de terre dans les séries Csp4 et Csp5.....	96
Tableau 5.2 les spécifications de l'essai centrifugeuse (échelle de prototype).....	97
Tableau 5.3 les évènements dans la série Csp5.....	98
Tableau 5.4a. Propriétés du sol de la méthode équivalente linéaire.....	99
Tableau 5.4.b Propriétés du pieu.....	99
Tableau 5.4.c propriétés de chevêtres.....	99
Tableau 5.4.d propriétés de la superstructure.....	99
Tableau 5.5. Différents éléments utilisés dans la modélisation par ABAQUS.....	100

Tableau 5.6 l'influence de a_{\max} à la base sur le comportement sol-pieu-structure.....	105
Tableau 5.7 l'influence de l'espacement sur le comportement de système sol-pieu-structure.....	107

LISTE DES ABRÉVIATIONS ET SYMBOLES

Abréviations

ISS : l'interaction sol-structure.

ISP: l'interaction sol-pieu

SEAOC: Structural Engineers association of California.

CPT, SPT : les essais pressiométriques

BEM : la Méthode des éléments aux frontières

PDMY : multi-rendement dépendant de la pression

PIMY : rendement multiple indépendant de la pression

ISSPS : l'interaction sismique sol-pieu-structure

DDL : degré de liberté

PGA: peak ground acceleration

Symboles

D : Longueur de fondation enterrée dans le sol

B : largeur de la fondation ou diamètre.

D_e : la hauteur d'encastrement mécanique

Q_u : La charge limite ultime

q_u : La résistance de pointe

A : section droite de la pointe du pieu.

q_s : Le frottement latéral

Q_{su} : La charge limite de frottement latéral

Q_F : Charge de fluage

Q_N : la charge nominale

F_{S1} = coefficient de sécurité sur le terme de pointe.

F_{S2} = coefficient de sécurité sur le terme de frottement latéral.

Q_I : Charge intrinsèque

Q_a : Charge admissible

D_c : profondeur critique

q_l : la résistance limite du sol.

f_p : un frottement latéral positif

f_n : frottement négatif

h_1 : profondeur où la contrainte $\sigma_v'(z)$ devient égale à la contrainte effective préexistante

h_2 : profondeur où le tassement prévisible final du sol atteindra ($B / 100$)
 B : est le diamètre ou la largeur du pieu
 P_i : périmètre de l'élément de fondation
 h : hauteur de l'élément de fondation sur laquelle agit le frottement négatif.
 K : raideur d'un ressort.
 y : déplacement horizontal
 g : accélération gravitationnelle
 k : rigidité.
 C : amortissement.
 ω : la fréquence de sollicitation
 t : le frottement axial
 q : la réaction en pointe
 E_p : la rigidité de pieu
 E_s : la rigidité de sol
 a_{max} : accélération maximale du chargement harmonique
 a_0 : fréquences adimensionnelles
 M_{ne} : la valeur nominale de la capacité
 M_p : capacité plastique
 M_u : capacité ultime
 Θ : la rotation
 \emptyset : courbure
 M : moment
 M_u : le moment ultime
 M_y : le moment d'élasticité
 Θ_y : la rotation élastique
 Θ_u : la rotation ultime
 A_s, B_s : des paramètres sans dimension
 K_{py} : la rigidité de courbe p-y.
 γ_z : La densité de sol en fonction de profondeur z
 K_0 : Coefficient pression des terres au repos de Rankine.
 K_a : Coefficient de pression de la terre active de Rankine.
 \emptyset : Angle de frottement interne.

β : Angle de pente de la surface du sol.
 D_r : la densité relative de
 φ_p : Angle de crête
 φ_{cv} : Angle d'état critique
 E_0 : Le module d'élasticité du pieu
 L : Longueur du pieu
 D : Diamètre de pieu
 $P/(f_c A_g)$: Force axiale
 A_s : rapport d'acier longitudinal
1D : unidimensionnels
2D : bidimensionnels
3D : tridimensionnels
 IP : l'indice de plasticité du sol
 $[C]$: La matrice d'amortissement
 a_0 : Le coefficient d'amortissement de masse
 a_1 : Le coefficient d'amortissement de rigidité
 $[M]$: La matrice de masse
 $[K]$: La matrice de rigidité
 ω_m : La fréquence circulaire fondamentale du système SSI
 ω_n : La fréquence circulaire fondamentale de l'excitation du séisme.
 P : la pression de contact
 τ_{crit} : La contrainte de cisaillement critique
 μ : Le coefficient de frottement
 σ_v :La contrainte verticale en un point.
 γ_n : Poids unitaire du n couche de sol
 h_n : Épaisseur du couche de sol de la n couche par rapport au point considéré
 σ_h :Contrainte horizontale.
 k_0 : Le coefficient de pression latérale des terres au repos
 ρ_s : la masse densité de sol
 ν_s :Le coefficient de Poisson pour le sol
 ν_p : Le coefficient de Poisson pour le pieu

E_p : Le module d'élasticité de pieu

ρ_p : La masse de densité de pieu.

$\phi_{interface}$: L'angle de frottement d'interface entre le pieu et le sol.

D_p : Le diamètre du pieu.

L_p : La longueur du pieu.

γ_{sat} : La densité saturée de sol

S_u : la cohésion de sol

A_1 : Accélération latérale.

S : espacement entre les pieux

Introduction générale

Introduction générale :

La rareté des terrains oblige les ingénieurs à construire des bâtiments sur des sites ont des conditions géotechniques moins favorables dans les régions sismiques actives. De nombreux bâtiments de moyenne hauteur ont été construits dans des zones sismiques, en utilisant différents types de fondations. Lors de la sélection du type de fondation pour les immeubles de hauteur moyenne, plusieurs options telles que les fondations peu profondes, les fondations sur pieux, peuvent être considérées par les ingénieurs concepteurs comme pouvant supporter à la fois la gravité et les charges sismiques. Cependant, les différents types de fondations se comportent différemment pendant le tremblement de terre compte tenu de l'interaction sol-structure (ISS) qui peut influencer le comportement sismique de la superstructure.

La bonne conception des fondations constitue un des éléments très importants dans la sécurité et la durabilité des constructions en génie civil. Lorsque le sol de fondation en surface n'a pas les propriétés mécaniques suffisantes pour supporter les charges, soit parce que sa résistance est faible, soit que les tassements résultants sont préjudiciables à la construction ; on utilise les fondations sur pieux. Beaucoup d'ouvrages importants sont généralement fondés sur des pieux tels que : les ponts, les centrales nucléaires, les structures off-shore, les tours à grande hauteur, les fondations pour machines...etc.

Dans ce cas, les pieux sont souvent soumis à des chargements latéraux en tête qui sont causés soit par les charges de la superstructure (descente de charge), soit par la géométrie du terrain (dissymétrie de la pression du sol sur le pieu) et soit par une charge dynamique comme le séisme par exemple.

On distingue plusieurs types de pieux. Traditionnellement, les pieux sont classés, soit suivant la nature du matériau constitutif (bois, métal, béton...), soit suivant le mode d'introduction dans le sol (pieux battus, pieux forés). Jusqu'à un passé, relativement, récent, la conception des pieux soumis à des charges dynamiques se faisait par les méthodes de calcul statique moyennant des coefficients de majoration dynamiques. Au cours des dernières décennies, les exigences des structures modernes sur le plan de sécurité et d'économie d'une part et le développement des moyens de calcul numérique d'autre part ont donné de fortes impulsions à l'analyse rationnelle des vibrations des pieux.

L'analyse du comportement dynamique d'un pieu revient fondamentalement à résoudre les équations de propagation d'ondes, dans un milieu hétérogène sol-pieu. La prise en considération de la flexibilité du pieu rend le problème si complexe que les solutions analytiques ne sont pas faciles à formuler. De ce fait, le recours aux méthodes de résolution numériques est inévitable.

Nous citons, particulièrement, la méthode des Eléments Finis et la méthode des Eléments Frontières qui se généralisent, de plus en plus, pour tous les types de problèmes en vertu des avantages qu'elles présentent.

La méthode des éléments finis a été le premier outil numérique utilisé dans les problèmes d'interaction dynamique sol-pieu. Cette méthode tire sa puissance de son adaptation facile aux problèmes de géométries complexes et de fortes hétérogénéités. À cause de la nature infinie du sol, l'application de la méthode dans le domaine d'interaction dynamique sol-structure nécessite l'utilisation de frontières appropriées. Ces dernières sont conçues de manière à éliminer les réflexions d'ondes vers l'intérieur du modèle discrétisé. Ce problème a été le sujet d'intérêt de plusieurs chercheurs depuis les années 1970. Nous citons Lysmer et al. (1975) et d'autres.

Dans ce travail, l'utilisation de la modélisation numérique est introduite pour étudier le comportement de système sol-pieu sous chargement latéral sismique. Les simulations numériques ont été effectuées en supposant un comportement élastoplastique type Mohr-Coulomb et par la méthode de l'équivalent linéaire pour le sol, et un comportement linéaire élastique pour l'élément pieu.

Dans ce travail, on va traiter les points suivants :

- Étude paramétrique de la réponse statique d'un pieu placé dans un sol homogène par la méthode Pushover(SAP2000).
- Validation de l'essai centrifugeuse (Wilson 1998) pour un pieu isolé sous charge sismique par le logiciel (ABAQUS 3D) avec une étude paramétrique.
- Dans la présente étude, on modélise le comportement non linéaire du sol par la méthode de l'équivalent linéaire en ABAQUS.
- Validation de l'essai centrifugeuse (Wilson 1997b) pour un groupe des pieux sous charge sismique par le logiciel (ABAQUS 3D).
- Faire une étude paramétrique sur le groupe des pieux pour étudier le comportement global du groupe.

Organisation de la thèse :

À la suite de cette introduction générale :

Le premier chapitre est dédié à une analyse bibliographique des définitions des pieux, leur comportement et des travaux de recherche les plus importants déjà réalisés sur l'interaction sol- pieu –structure les observations post sismique des seisme réelle.

Le second chapitre est consacré à une présentation détaillée d'analyse du comportement statique non linéaire d'un pieu isolé la méthode utilisé. Ce qui a été réalisé à travers le programme SAP2000 pour étudier l'interaction sol pieu et sol pieu structure par une validation de logiciel SAP2000 pour un essai expérimentale choisie ainsi que la présentation et l'affichage clair des résultats et leur discussion à travers des courbes de validation, ainsi que la réalisation d'une étude paramétrique détaillée.

Le chapitre trois donne une présentation générale d'ABAQUS Concernant la définition du programme et de ses caractéristiques ,le choix des types des éléments sol, pieu , pieux, structure l'interface entre le sol et le pieu , pieu et structure. Ainsi l'utilisation des conditions aux limites, l'application de seisme.

Ainsi que les méthodes adoptées pour l'utiliser pour simuler l'expérience choisie.

Le chapitre quatre s'intéresse à l'analyse numérique du comportement dynamique de pieu isolé avec une définition détaillée de l'expérience choisie et toutes ses caractéristiques et une explication de la méthode de simulation adoptée, ainsi que la présentation et l'affichage clair des résultats et leur discussion à travers des courbes de validation, ainsi que la réalisation d'une étude paramétrique détaillée.

Le chapitre cinq s'intéresse à l'analyse numérique du comportement dynamique de groupe de pieux avec une définition détaillée de l'expérience choisie et toutes ses caractéristiques, ainsi

Introduction Générale

que la présentation et l'affichage clair des résultats et leur discussion à travers des courbes de validation, ainsi que la réalisation d'une étude paramétrique détaillée.

Enfin, on termine par une conclusion générale et des perspectives.

Chapitre 1

Analyse bibliographique
interaction sol-pieu-structure

1.1 introduction

Les fondations profondes permettent de reporter les charges d'un ouvrage au niveau des couches situées en profondeur. Elles sont, en général, utilisées quand la résistance des couches des terrains superficielles n'est pas suffisante pour supporter les charges transmises par une fondation superficielle ou que les tassements induits par ce type sont trop importants. Les pieux (ou fondations profondes) permettent de profiter des couches résistantes, sur des sites présentant des caractéristiques mécaniques insuffisantes, pour la reprise des efforts transmis par les ouvrages. Ces efforts sont repris par l'inclusion sous forme de frottement latéral, mobilisé le long du fût du pieu, et de la résistance en pointe.

1.2 Définition Et Terminologie :

1.2.1 Définitions de la fondation profonde :

Une fondation profonde est caractérisée par la manière dont le sol est sollicité pour résister aux charges appliquées.

- résistance en pointe
- par frottement latéral
- résistance de pointe et frottement latéral (cas courant)

Ses dimensions sont définies par:

- D : Longueur de la fondation enterrée dans le sol
- B : largeur de la fondation ou diamètre Au-delà de $D/B > 6$, et $D > 3$, nous sommes dans le domaine des fondations profondes figure (1.1)

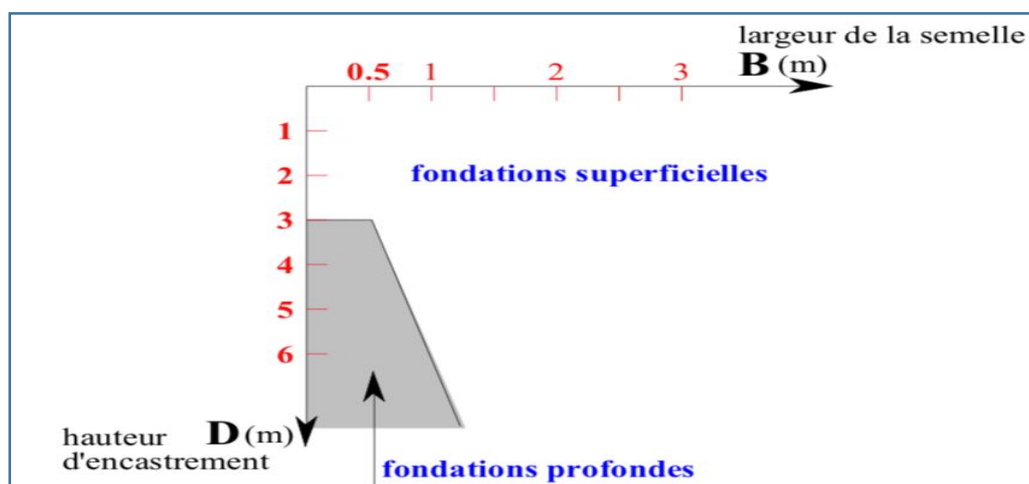


Figure 1.1 le domaine de fondation profonde. (DTU 13.11, 1988).

D'une manière générale, les fondations profondes sont souvent désignées par le terme de « pieu ». Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et

limiter les déplacements à des valeurs très faibles. Le mot pieu désigne aussi bien les pieux, les puits et les barrettes.

On désigne par pieu, une fondation profonde réalisée mécaniquement et par puits une fondation profonde creusée à la main sous la protection d'un blindage. Une barrette est un pieu foré de section allongée ou composite (en T ou en croix par exemple). Les trois parties principales d'un pieu sont :

- La tête,
- La pointe,
- Le fût compris entre la tête et la pointe.

La longueur d'ancrage h est la longueur de pénétration du pieu dans les couches du terrain résistantes. D'un point de vue mécanique, on distingue la longueur D du pieu de la hauteur d'encastrement mécanique D_e . Cette valeur de D_e tient compte du fait que les caractéristiques mécaniques de la couche d'ancrage sont nettement supérieures à celles des sols de couverture traversés par le pieu figure. (1.2).

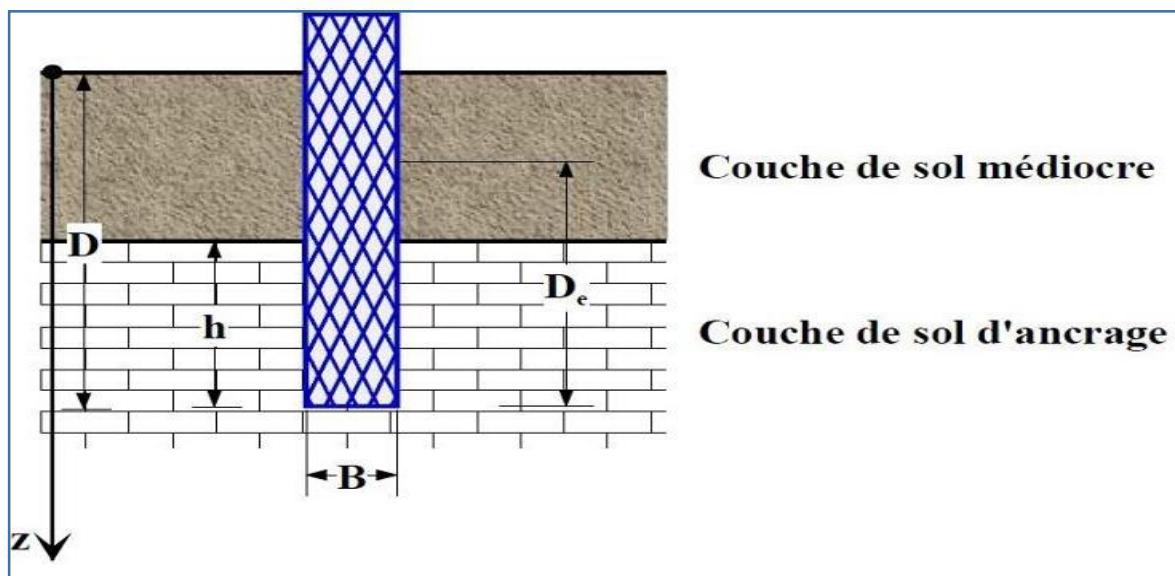


Figure 1.2 définition de la hauteur d'encastrement D et D_e . (Fascicule 62 titre V)

On considère (Fascicule 62 titre V) qu'un élément de fondation est de type profond lorsque sa hauteur d'encastrement relatif D_e/B est supérieure à 5.

1.3. Classification des pieux

1.3.1. Suivant le matériau de construction

1.3.1.1. Bois

Les pieux en bois sont très peu utilisés au Canada et dans les pays Nordiques. On utilise les conifères traités dont la section est variable. Ils sont utilisés même comme pieux flottants dans l'argile.

1.3.1.2. Acier

Les pieux en acier sont, surtout, des profilés en H ou encore des sections évidées (carrées ou circulaires). Ils sont enfoncés par battage ou par vibration.

1.3.1.3. Béton

Il existe des pieux en béton qui peuvent être enfoncés par battage (exemple : pieux Hercules). Ces pieux sont préfabriqués par sections de différentes longueurs et ils sont vissés les uns aux autres. Les pieux en béton sont le plus souvent coulés sur place avec un béton ordinaire. Les pieux à base élargie sont confectionnés avec un béton sec battu à l'aide d'un marteau.

1.3.1.4. Composite

Les pieux en composite sont, habituellement, des tubes en acier remplis de béton.

1.3.2. Suivant la mise en œuvre

1.3.2.1. Les pieux façonnés à l'avance

1.3.2.2. Les pieux exécutés en place

Dans cette catégorie on distingue :

- Les pieux en béton exécutés à tube fermé battu ou vibrofoncé ou vériné (le tube pouvant être récupéré ou non). Ils provoquent un refoulement du sol.
- Les pieux en béton, coulés dans des forages qui sont exécutés avec extraction du sol. Les parois moulées font partie de cette catégorie.

1.3.3. Suivant la transmission des charges au sol et le mode de travail du pieu

1.3.3.1. Les pieux colonnes : Ils sont fichés dans une couche résistante et travaillent en pointe.

1.3.3.2. Les pieux flottants : Ils sont placés dans les sols homogènes avec des caractéristiques mécaniques constantes. Ces pieux transmettent essentiellement leurs charges par frottements latéraux.

1.3.3.3. Les pieux flottants à la base : Sont des pieux travaillant à la fois en pointe et au frottement latéral dans une ou plusieurs couches avec caractéristiques géotechniques convenables.

1.4. a. Comportement d'un pieu sous chargement axial

Sous une charge axiale verticale, monotone croissante de manière quasi-statique, l'allure de la courbe d'enfoncement de la tête du pieu en fonction de l'intensité de la charge appliquée est comme le montre la figure (1.3).

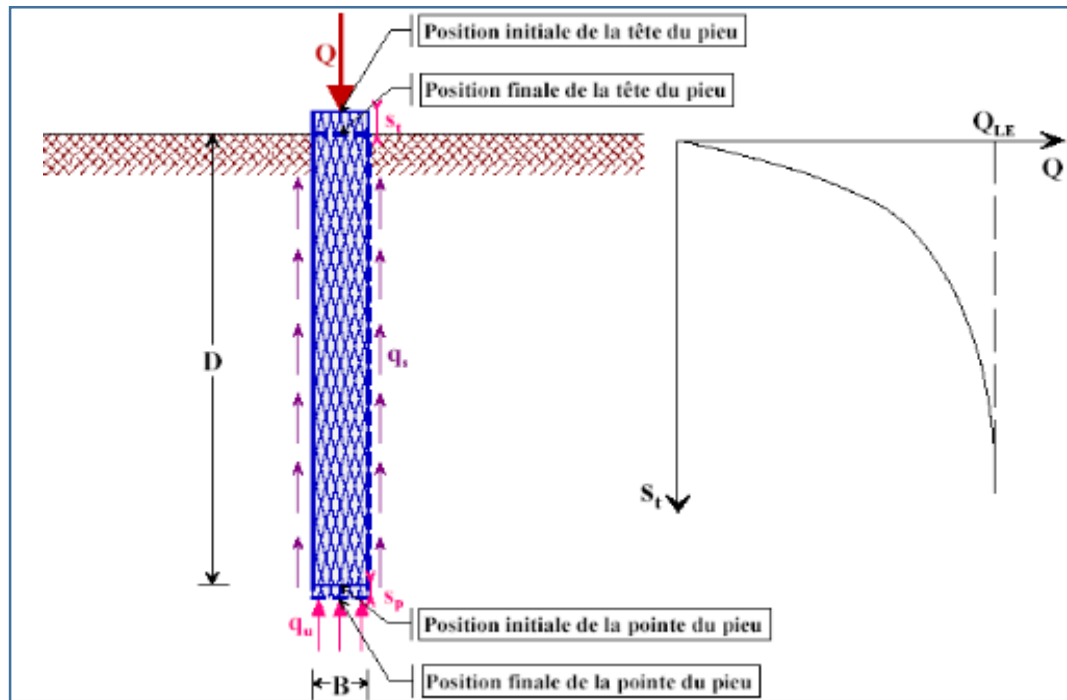


Figure 1.3 Essai de chargement du pieu. Courbe effort déplacement en tête (C.Plumelle 2004).

Cette courbe donne la charge limite ultime Q_u qui correspond à la rupture du sol pour un grand déplacement. Cette charge limite ultime est équilibrée par deux réactions limites :

- la résistance de pointe q_u qui donne la charge limite de pointe Q_{pu} .

$$Q_{pu} = q_u A \quad (1.1)$$

A : section droite de la pointe du pieu.

- Le frottement latéral q_s qui s'exerce sur la surface latérale du pieu qui donne la charge limite de frottement latéral Q_{su} .

$$Q_{su} = q_s \pi B D \quad (1.2)$$

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su} \quad (1.3)$$

1.4. b. charges liées au comportement du sol

1.4. b.1. Charge de fluage Q_F :

C'est la charge au-delà de laquelle la stabilisation ne se fait plus. Elle correspond à la fin de la partie linéaire de la courbe d'enfoncement.

1.4.b.2 Charge nominale Q_N :

Les essais géotechniques permettent de définir Q_u . Par contre la charge nominale Q_N sera égale au produit de Q_u par un coefficient de sécurité. On prend généralement

$$Q_N = \frac{Q_{pu}}{F_{S1}} + \frac{Q_{su}}{F_{S2}} \quad (1.4)$$

F_{S1} = coefficient de sécurité sur le terme de pointe.

F_{S2} = coefficient de sécurité sur le terme de frottement latéral.

En général, les coefficients de sécurité adoptés selon (G. Philipponnat, 1979) sont :

- Résistance de pointe : $F_{S1} = 3$
- Résistance latérale : $F_{S2} = 2$

1.4. b.3 Charge intrinsèque Q_I :

C'est la charge maximale, coefficients de sécurité compris, calculée à partir de la contrainte admissible du matériau constituant le pieu.

1.4. b.4. Charge admissible Q_a :

En l'absence de déplacements importants, on définit la charge admissible par la plus petite des valeurs Q_N et Q_I . On l'appelle encore force portante. On s'efforcera dans la pratique de choisir une fiche convenable de manière à utiliser le matériau constitutif du pieu au maximum et on essaiera d'obtenir Q_N et Q_I .

1.4. c Evolution de la résistance de pointe q_u en fonction de la profondeur :

Quand on enfonce un pieu à partir de la surface du sol dans un terrain homogène, la résistance de pointe augmente, pratiquement, linéairement en fonction de la profondeur jusqu'à une profondeur appelée profondeur critique D_c et reste quasi-constante, ensuite comme le montre la Figure (1.4). La valeur de D_c varie avec le type de sol, elle augmente avec le diamètre du pieu et la résistance du sol. Pour simplifier et dans les cas courants, on pourra adopter les valeurs de D_c préconisées par la norme DTU 13-2 / P 11-212 (C. Plumelle, 2004).

- ✚ pour une seule couche de sol $D_c = 6B$ avec un minimum de 3m.
- ✚ pour un sol multicouche pour lequel la contrainte effective σ_v' due au poids des terres au-dessus de la couche d'ancrage est au moins égale à (100 KPa) $D_c = 3B$ avec un minimum de 1,5m ; c'est la règle classique des 3 diamètres d'ancrage du pieu dans la couche résistante.

Condition cité par (G. Philipponnat, 1979) : la profondeur d'ancrage nécessaire pour mobiliser q_l est donnée par la formule de (Foray et Puech) pour les sols à angle de frottement interne élevé. Cette formule s'écrit :

$$D_c = 25\sqrt{B} \left(1 + \frac{q_l}{10} \right) \quad (1.5)$$

Où q_l est la résistance limite du sol.

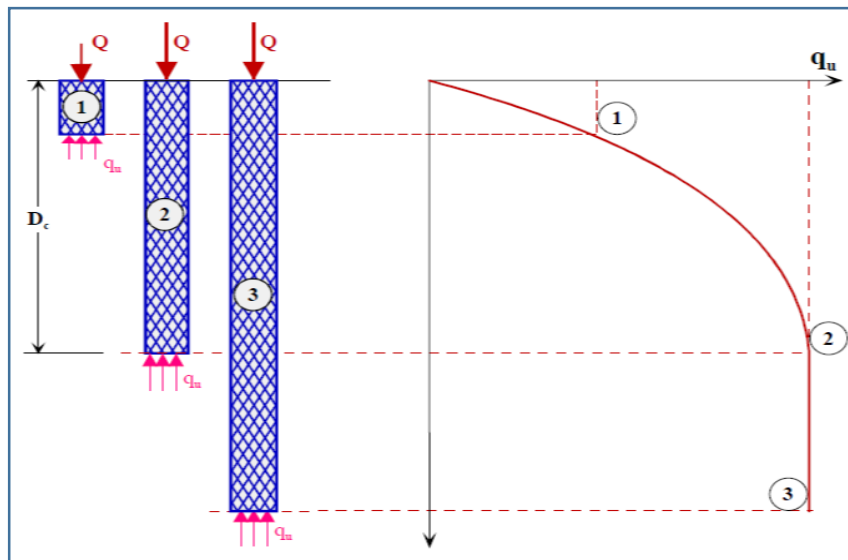


Figure1.4 Evolution de la résistance de pointe q_u en fonction de la profondeur d'enfoncement du pieu (C.Plumelle 2004).

1.4. d. Frottements latéraux positifs et négatifs

Pour qu'il y ait frottement latéral il faut qu'il y ait un déplacement relatif entre le pieu et le sol. Si le pieu se déplace plus vite que le sol, le sol par réaction en s'opposant au déplacement exercera un frottement latéral positif f_p , vers le haut (Figure 1.5). Si le sol se déplace plus vite que le pieu (terrain médiocre qui tasse (s_s) sous des surcharges appliquées au niveau de la surface du sol), le sol en tassant entraîne le pieu vers la basse et lui applique un frottement négatif (f_n) qui le surcharge (Figure1.5). Pour un même pieu, il peut y avoir la partie supérieure soumise à un frottement négatif et la partie inférieure à un frottement positif. Le point neutre est le point pour lequel le déplacement du pieu est égal à celui du sol.

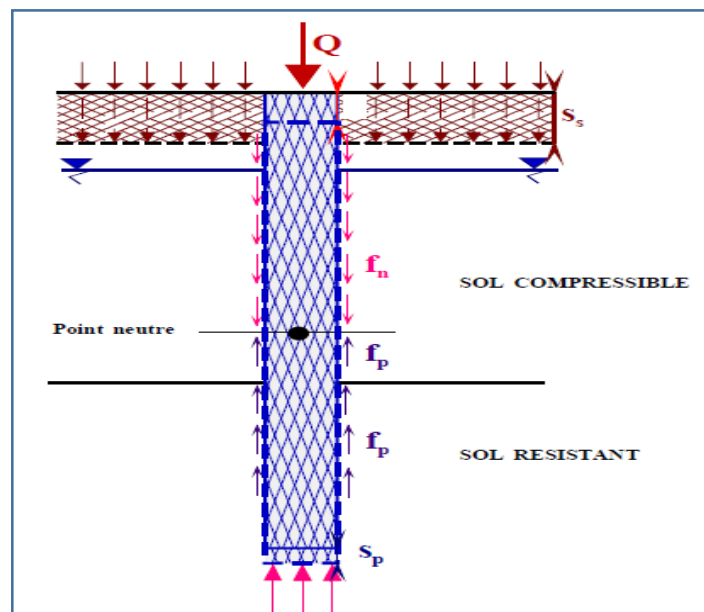


Figure1.5 Mécanismes du frottement latéral positif et négatif (C.Plumelle 2004).

Le frottement négatif se produit généralement dans des sols fins saturés qui se consolident avec le temps. Il augmente donc avec la consolidation du sol et devient maximal à long terme.

1.4. e. Hauteurs d'action du frottement négatif

Cette hauteur h est généralement prise égale à la plus faible des deux valeurs h_1 et h_2 définies comme suit :

h_1 : profondeur où la contrainte $\sigma_v'(z)$ devient égale à la contrainte effective préexistante à toute surcharge et en absence de pieu. Cette condition n'est valable que si l'on prend en compte un effet d'accrochage du sol autour du pieu.

h_2 : profondeur où le tassement prévisible final du sol atteindra ($B/100$), après mise en place du pieu, (où $B=2R$ est le diamètre ou la largeur du pieu) (Philippe Reiffsteck 2009).

• Méthode de calcul

L'expression générale du frottement sur un élément isolé de fondation est :

$$F_N = P_i * \int_0^h K(z).tg\delta(z).\sigma_v'(z).dz \quad (1.6)$$

P_i : périmètre de l'élément de fondation

h : hauteur de l'élément de fondation sur laquelle agit le frottement négatif.

Le frottement négatif maximal dépend :

- de la compressibilité du sol.
- des surcharges de longue durée.
- de l'interface entre le sol et le pieu.

1.4.f Pieux isolés sous sollicitations latérales

Pour les chargements latéraux, l'approche est basée sur des calculs de type poutre élastique (représentant le pieu) soumise à une répartition de charge continue représentant l'action du sol. Cette répartition de charge est estimée sur la base de la méthode du module de réaction, assimilant la force appliquée transversalement par le sol au pieu à celle d'un ressort de raideur k (pouvant évoluer le long du pieu), l'effort étant donc proportionnel au déplacement horizontal (y). La résolution du problème en déplacement horizontal (y) est alors faite suivant les méthodes classiques de la résistance des matériaux et fournit la déformée du pieu.

En fonction des rigidités relatives du pieu et du sol, on distingue en particulier le cas du pieu court assimilable à un corps rigide (par rapport à la flexion), le pieu « infiniment » long, de comportement (souple) et le pieu de longueur intermédiaire, de comportement intermédiaire, plus complexe.

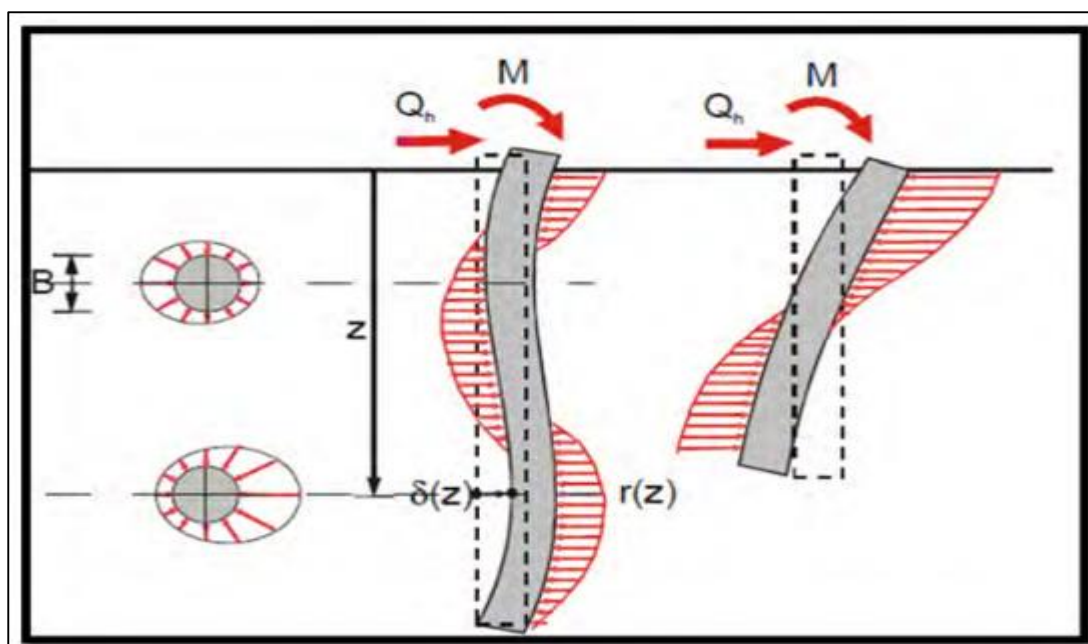


Figure1.6 déformation d'un pieu soumis à un chargement latéral et réaction du sol.

1.5. Les observations post-sismiques et les modes de rupture observés

Les observations post-sismiques donnent une excellente indication sur la performance des ouvrages durant un tremblement de terre. C'est d'ailleurs une source précieuse pour évaluer le comportement des ouvrages et faire évoluer le règlement parasismique. Ces observations montrent que l'effondrement d'un ouvrage résulte d'un ou plusieurs problèmes liés à ses trois principales composantes; la superstructure, les fondations ou encore la perte de résistance du sol.

Par ailleurs, les observations sur les séismes dévastateurs (Bhuj 2001, Chi-Chi 1999 et Kocaeli 1999, Kobe 1995, Loma Prieta 1989..) ont révélés que différents degrés de dommage ont été enregistrés sur des pieux supportant ou non une superstructure. Nous présentons dans la suite un recueil des observations et conclusions tirées de quelques séismes comme Loma Prieta 1989, Kobe 1995 et Kocaeli 1999.

Séisme de Loma Prieta (17 octobre 1989, Magnitude Mw =7.1)

Le séisme de Loma Prieta en 1989 donne des observations importantes sur la performance des Pieux. Le SEAOC (Structural Engineers association of California) (1991) a rapporté des dommages importants dus à une traction excessive au niveau de la liaison des pieux inclinés avec le chevêtre. Les pieux en béton précontraint avec une section carrée d'environ 40 cm de côté (figure 1.7) supportaient le quai "Public Container Wharf on 7th Street Terminal Complexe". Des dommages similaires ont été également enregistrés sur des pieux verticaux sur un autre quai (Matson Terminal Wharf on 7 Street). Le sol est constitué d'un sable lâche qui a été liquéfié.

Parmi les dommages causés par ce séisme, on recense également l'effondrement d'une grande partie d'un pont sur l'autoroute 1, dans la région de Wastonville. Les experts ont constaté que les dégâts ont été causés par la pénétration des pieux dans le tablier. Il semble que ce n'est pas la liquéfaction du sol qui a causé ces dommages étant donné que la couche

supérieure du sol est formée d'argile molle. On a constaté un grand écartement du sol de 30-45 cm autour des pieux (figure 1.8). La grande déformation des pieux avec une défaillance en flexion et en cisaillement en tête, a entraîné la rupture de ces pieux incapables de supporter la charge latérale induite par ce séisme (Seed et al, 1990).

Puisque la plupart des dommages se sont produits au niveau de la liaison pieux-superstructure, ces dommages étaient le plus probablement provoqués par une concentration des sollicitations au niveau de la connexion pieux-chevêtre et/ou à des dispositions constructives insuffisantes.

Par ailleurs, l'analyse des dommages causés par ce séisme (Bardet et al. 1996) a montré que des structures fondées sur des pieux inclinés ont subi des dommages moins prononcés que ceux d'autres structures.

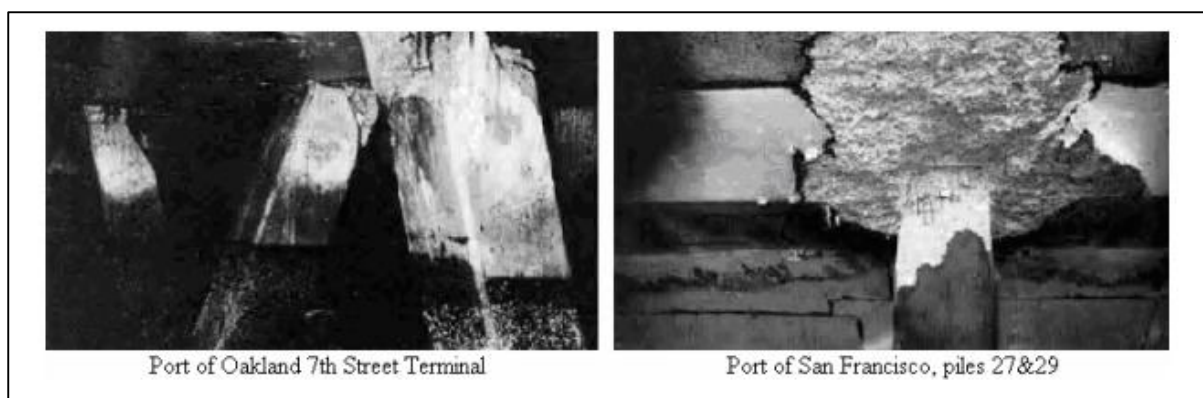


Figure 1.7. Dommages de pieux inclinés au niveau de la connexion avec leur chevêtre (Séisme de Loma Prieta 1989, SEAOC 1991).



Figure 1.8. Effondrement du pont de Struve Slough près de Wastonville et les dommages subis par ses fondations, (Séisme de Loma Prieta 1989).

Séisme de Hyogoken-Nanbu (Kobe, 17 Janvier 1995)

Le tremblement de terre de Kobe en 1995 a provoqué des dommages destructifs aux ponts. Les piles des ponts en béton armé ont souffert des dégâts sévères causés par des contraintes de cisaillement très élevés. La liquéfaction de sol durant ce séisme a provoqué des tassements et une inclinaison des fondations et des sous structures. L'expansion latérale du sol causée par la liquéfaction a entraîné des mouvements des fondations. A titre d'exemple, 18 travées du viaduc Fukae de l'autoroute de Hanshin se sont complètement effondrées. La rupture prématurée des piles était essentiellement due à un dépassement de la résistance au cisaillement. Les colonnes étaient supportées par des pieux en béton armé de 1m de diamètre et de 10 à 15m de longueur implantés dans un sol moyennement résistant.

Un grand nombre de ruptures a été constaté pour des pieux sans superstructure. Elles étaient dues soit à la liquéfaction, soit à la présence d'une interface de deux couches de rigidités différentes. En d'autres termes, on ne doit pas considérer uniquement l'effet inertiel induit par la superstructure, mais aussi la répercussion du déplacement du sol lors du séisme sur les efforts dans les pieux.

Séisme de Kocalei (17 Août 1999, Mw=7,4)

Ce séisme a provoqué des dommages conséquents dans plusieurs ponts fondés sur des pieux. Parmi les dommages les plus fréquents, on reporte la chute des tabliers provoquée par une amplification importante du déplacement latéral au niveau du tablier et l'insuffisance de la zone d'appui. La figure 1.9 illustre un exemple d'effondrement d'un pont de l'autoroute (TEM).

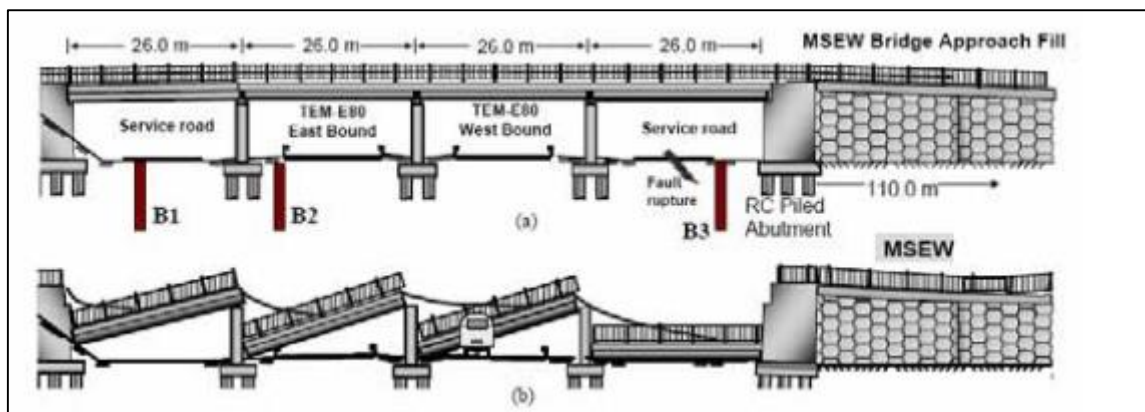


Figure 1.9. L'effondrement du pont de l'autoroute (TEM)
(Séisme de Kocalei 1999)

En se basant sur les observations précédentes, on peut résumer les principales causes de rupture du système sol-pieux-superstructure par (figure 1.10):

1. Mauvaise connexion avec le chevêtre provoquant l'arrachement des pieux de leur chevêtre.
2. Rupture en tête ou près de la pointe de pieux par cisaillement et/ou flexion excessifs.
3. Concentration des efforts à l'interface entre deux couches de sol de rigidités différentes.
4. Concentration des efforts dans le pieu à l'interface des deux couches une liquéfié et l'autre non.

5. Rupture du chevêtre par dépassement de la contrainte limite au cisaillement et/ou à la flexion.
6. Déplacement excessif latéral et/ou vertical causant la perte de la résistance du groupe par rotation ou par glissement.

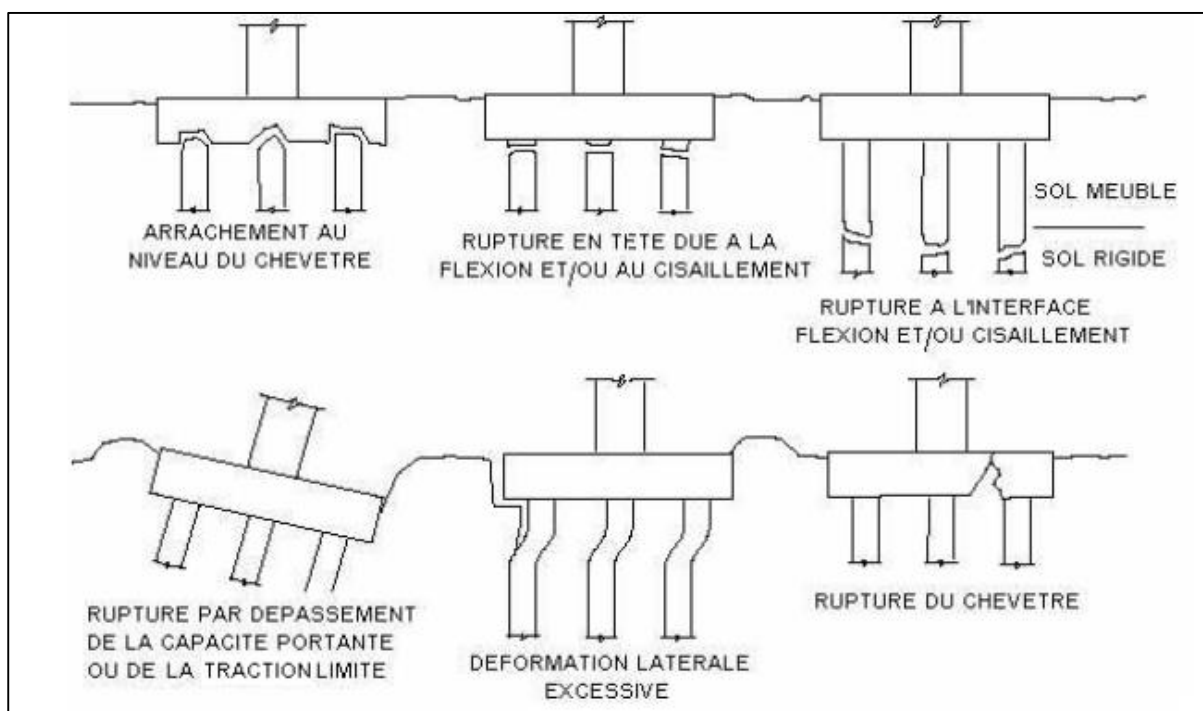


Figure 1.10. Modes de rupture observés lors des tremblements de terre (Wilson 1998).

1.6. Interaction sol-pieux-structure

1.6.1. Phénomène d'interaction

La réponse sismique d'une structure est influencée par la réponse du site, du chargement sismique et des propriétés mécaniques du sol et de la structure. Les observations et les analyses post-sismiques montrent que l'interaction sol-fondation-superstructure joue un rôle primordial dans les dommages sismiques subis par les pieux et les structures (Kagawa 1980, Mizuno 1987, Boulanger et al. 1998-1999, Miura 2002,...).

Le phénomène d'interaction sol-pieux-structure est fort complexe car il fait intervenir les interactions sol-pieux, pieu-pieu, pieux-chevêtre et l'ensemble pieux-chevêtre-sol avec la structure figure (1.11).

En général, dans l'analyse dynamique sol-pieux-structure, on distingue essentiellement deux phénomènes qui apparaissent simultanément (figure 1.12) :

1- Les pieux, forcés à suivre le mouvement du sol, tendent à résister par leurs caractéristiques dynamiques (rigidité et capacité). En conséquence, des réflexions et dispersions d'ondes prennent naissance et les pieux peuvent avoir un déplacement différent de celui du sol en champ libre, cet effet est appelé interaction cinématique.

2- Le mouvement de la fondation induit des vibrations dans la superstructure. Des forces d'inertie, générées dans la superstructure, produisent des efforts dynamiques qui seront transmis aux pieux et au sol en contact, cette interaction est appelée l'interaction inertielle.

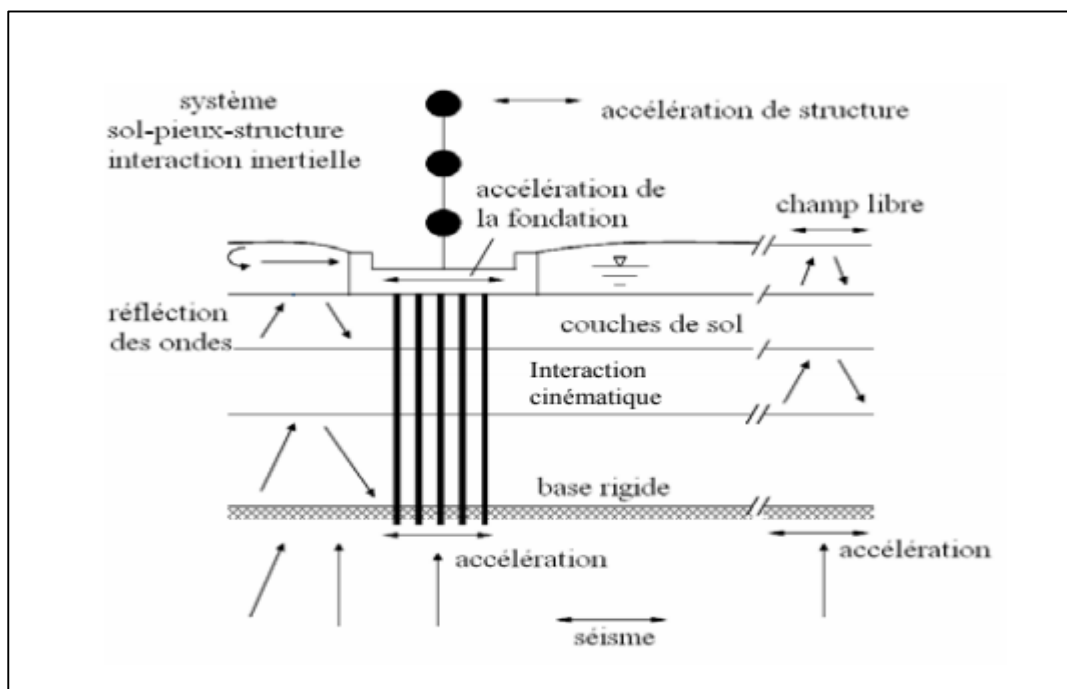


Figure 1.11. Interaction cinématique sol-pieux et interaction inertielle sol-pieux-structure (Gazetas et Mylonakis. 1998).

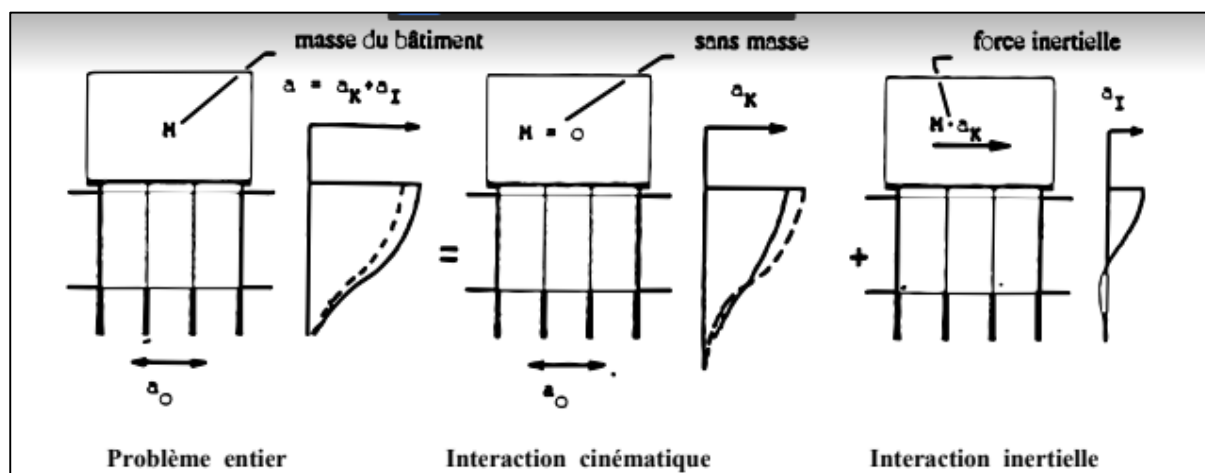


Figure 1.12. Illustration des efforts sismiques induits aux pieux (Wass et Hartemann 1981)

La réponse sismique du système sol-pieux-structure est également influencée par le comportement de l'interface entre la structure et l'ensemble sol-fondation. En réalité, les liaisons ne sont pas parfaites et un mouvement relatif comme le glissement et le décollement sur cette interface peut avoir lieu. Ce mouvement induit une non-linéarité de l'interaction sol-structure.

1.7 Méthodes d'analyse

Les procédures expérimentales utilisées pour modéliser le comportement sismique des pieux comme les essais en centrifugeuses sont très coûteuses et nécessitent des précautions particulières dans le traitement des mesures. C'est pour cela, un nombre important de travaux de recherche sur le comportement dynamique des pieux a été consacré aux approches théoriques et en particulier à la modélisation numérique.

Toutefois, la modélisation dynamique en centrifugeuse reste un outil très performant pour étudier ces problèmes sismiques. Les données mesurées fournissent des indications importantes pour l'analyse de la réponse du système et pour la validation des codes numériques.

Avant d'aborder les différentes approches théoriques, nous présentons d'abord un recueil des principaux travaux qui ont été réalisés sur le plan expérimental.

1.7.1 Travaux expérimentaux :

En dehors de quelques essais en vraie grandeur où les pieux ont été soumis à des chargements dynamiques en tête, l'analyse expérimentale du comportement sismique des pieux en vraie grandeur a été peu abordée. Les travaux expérimentaux dans ce domaine comportent essentiellement les essais sur tables vibrantes et les essais en centrifugeuses. Toutefois, l'un des soucis principaux liés à ces techniques reste l'effet du bord qui peut induire une simulation fautive d'une situation du terrain avec une étendue latérale infinie.

1.7.1.1 Essais sur tables vibrantes

Mizuno et al. (1984) étaient parmi les premiers à réaliser des essais à la table vibrante pour étudier l'effet de l'interaction inertielle sur le comportement des pieux. Dans son modèle, les pieux de 71,7 cm de longueur étaient enfoncés dans un sol bicouche. Il a mis en évidence que la présence de la superstructure peut induire des forces inertielles importantes qui varient avec la fréquence de chargement, et que des fortes sollicitations sont apparues à l'interface des deux sols. Plus récemment, Meymand (1998) a également réalisé une série d'essais sur table vibrante avec un groupe de (4) pieux supportant une masse en tête pour analyser l'influence de l'interaction inertielle.

H.Hirose et al (2017) ont utilisé la table vibrante avec un modèle de fondation de groupe de 5 x 5 pieux qui a été mis en place dans les dépôts de sable de Toyoura. Les ondes d'entrée étaient des ondes sismiques en notification avec phase aléatoire du Japon et du tremblement de terre de Hyogoken Nambu. 3 niveaux d'accélération d'entrée ont été utilisés pour étudier les effets non linéaires du sol par niveau de mouvement d'entrée. Des essais avec ou sans la masse de la superstructure ont été menés pour étudier la répartition de la charge latérale de chaque pieu.

Rajib Saha et al. (2019) ont étudié l'influence d'ISS dans la structure soutenue par des fondations sur pieux grâce à une étude de modèle à l'échelle dans l'argile très molle. Ils ont indiqué que l'allongement de la période est insignifiant pour la période raide de la structure dans l'argile molle qui est en général contre-intuitif.

Yunxiu Dong et al. (2019) ont effectué un test de table vibrante à grande échelle (STT) pour déterminer la caractéristique dynamique de la fondation sur pieux du Pont Puqian. Un modèle de masse artificielle a été utilisé pour déterminer le mécanisme de l'interaction pieu-sol du pont

et la plage d'accélération maximale du sol de 0,15 g à 0,60 g (g est accélération gravitationnelle) a été sélectionnée comme intensité sismique d'entrée.

1.7.1.2 Essais en Centrifugeuses

Les essais sismiques sur les modèles sont complexes et des recherches plus approfondies sont nécessaires pour que les données obtenues des essais en centrifugeuse puissent être appliquées directement en pratique. Toutefois, elles restent une bonne source d'information et ont le mérite par rapport aux tables vibrantes de produire des modèles qui se rapprochent mieux des conditions réelles du terrain.

Miyamoto et al. (1992) ont réalisé des essais en centrifugeuse pour étudier le comportement dynamique d'un groupe de 4 pieux liés par un chevêtre et implantés dans un sol saturé liquéfiable soumis à des fortes excitations. Ils ont examiné et mesuré l'évolution de la pression de l'eau dans la zone proche des pieux pour différentes amplitudes et fréquences de chargement.

Wilson (1998) a effectué des tests en centrifugeuse sur des pieux implantés dans un sable liquéfié avec un niveau de chargement (prototype) variant entre 0,04 - 0,6 g. D'autres auteurs ont réalisé des essais similaires mais avec un chargement cyclique uniforme (Kobayashi 1991, Liu & Dobry 1995, Dou & Byrne 1996).

Lei. Zhang et al. (2017) ont réalisé une série d'essais sismiques en centrifugeuse sur des 4 modèles différents de pieu-radier : 2×1 avec un espacement de 9D, 2×1 avec un espacement de 3D, 2×3 et 4×3 groupes des pieux avec un espacement de 3D. Ils ont trouvé que les deux réponses : l'accélération et le moment de flexion sont influencés par le rapport rigidité/masse du système pieu-radier et l'espacement des pieux n'avait pas d'influence évidente sur la réponse à l'accélération, mais influençait considérablement le moment de flexion du pieu réponse. En outre, le moment de flexion du pieu était également influencé par l'emplacement des rangées du pieu dans le groupe de pieux 4×3 . Les mesures ont été confrontées aux résultats d'une modélisation par éléments finis en utilisant le programme Abaqus.

Un test de modèle de centrifugeuse dynamique a été effectué sur un modèle expérimental constitué d'un sol sableux sec, d'une fondation et d'une structure à un seul degré de liberté par Jeong-gan ha et al. (2018). Ces essais ont montré que pour le système de pieux non connectés, l'effet de réduction de la charge sismique structurelle dû au comportement de basculement a été confirmé, et la fondation sur pieux non reliée avec la couche interposée avec une grande rigidité avait moins de tassement vertical que la fondation superficielle conventionnelle et la rigidité en rotation et le rapport d'amortissement pour le système de fondation utilisé dans les essais du modèle de centrifugeuse a été dérivé et discuté.

Xing Liu et al ont étudié, également, le comportement de 4×4 groupe de pieux dans des sols liquéfiables où ils ont réalisé pour la première fois, une vibration bidirectionnelle horizontale – verticale lors d'essais en centrifugeuse sur pieux. Ces essais ont montré que les pieux internes soumis à un moment de flexion supérieur par rapport aux pieux externes et la réponse du pieu dans deux tests avec et sans mouvement vertical du sol d'entrée montre que le mouvement vertical du sol n'influence pas le moment de flexion du pieu dans un sol liquéfiable. Suggérant que les antécédents de liquéfaction pourraient dans certains cas conduire à une augmentation de la sensibilité à la liquéfaction du sable et aussi une augmentation des forces dynamiques sur les pieux.

1.7.2 Travaux théoriques

Les méthodes d'analyse développées pour les pieux sont très variées, mais on peut toutefois les classer en deux grandes catégories:

- Les approches simplifiées: les méthodes empiriques, les méthodes des modèles équivalents, et les abaques simplifiés basés sur la théorie de l'élasticité.
- Les approches numériques : méthode des éléments finis et différences finies, et la méthode des équations intégrales;

Les méthodes simplifiées sont validées, elles-mêmes, par des méthodes numériques et la confrontation avec l'expérimentation.

1.7.2.1 Approches simplifiées

Différentes approches simplifiées ont été élaborées pour évaluer le comportement d'un pieu isolé ou en groupe comme les méthodes empiriques et les méthodes des modèles équivalents (Baguelin et Jézequel 1972, Meimon et al. 1986, Brown et al. 1988, Bowles 1996, Patra et Pise 2001, Meyerhof et al. 1981, Poulos et Davis 1990, Randolph 1994), et les abaques simplifiés basés sur la théorie de l'élasticité (Poulos 1971 et 1972, Banerjee et Davies 1978, Poulos et Davis 1990).

1.7.2.1.a) Approche de la sous-structuration

Le principe de cette méthode consiste à traiter le problème global en plusieurs étapes dont chacune est plus facile à traiter que le problème global (figure 1.13).

1. La première phase concerne l'interaction cinématique où l'on détermine l'interaction entre le sol et les pieux en l'absence de la superstructure (figure 1.13a) et où le mouvement de la fondation probablement différent du mouvement du champ libre. Cette différence est due au mécanisme cinématique d'interaction qui est essentiellement lié à la rigidité des pieux. Les effets cinématiques sont généralement décrits par des fonctions de transfert dépendant de la fréquence. La fonction de transfert est définie par le rapport du mouvement de fondation au mouvement en champ libre en l'absence de la superstructure.

2. La deuxième phase porte sur le calcul de l'impédance des fondations Figure (1.13 b1), elle consiste à remplacer le système sol-fondation par des éléments ressorts-amortisseurs linéaires ou non-linéaires. Dans la plupart des cas pratiques, ces impédances sont estimées, par des expressions approchées ou à l'aide des abaques construits en utilisant des méthodes analytiques ou numériques (Luco 1974, Kausel et Roesset 1975, Gazetas 1983, Dobry et Gazetas 1988, Makris et al. 1994.)

3. La dernière phase concerne l'interaction inertielle Figure (1.13b2) qui comporte le calcul de la structure sous l'effet du mouvement déterminé dans la première phase en intégrant les impédances déterminées dans la seconde phase, et éventuellement le calcul de contraintes supplémentaires induites par les forces inertielles et qui sont appliquées sur la fondation.

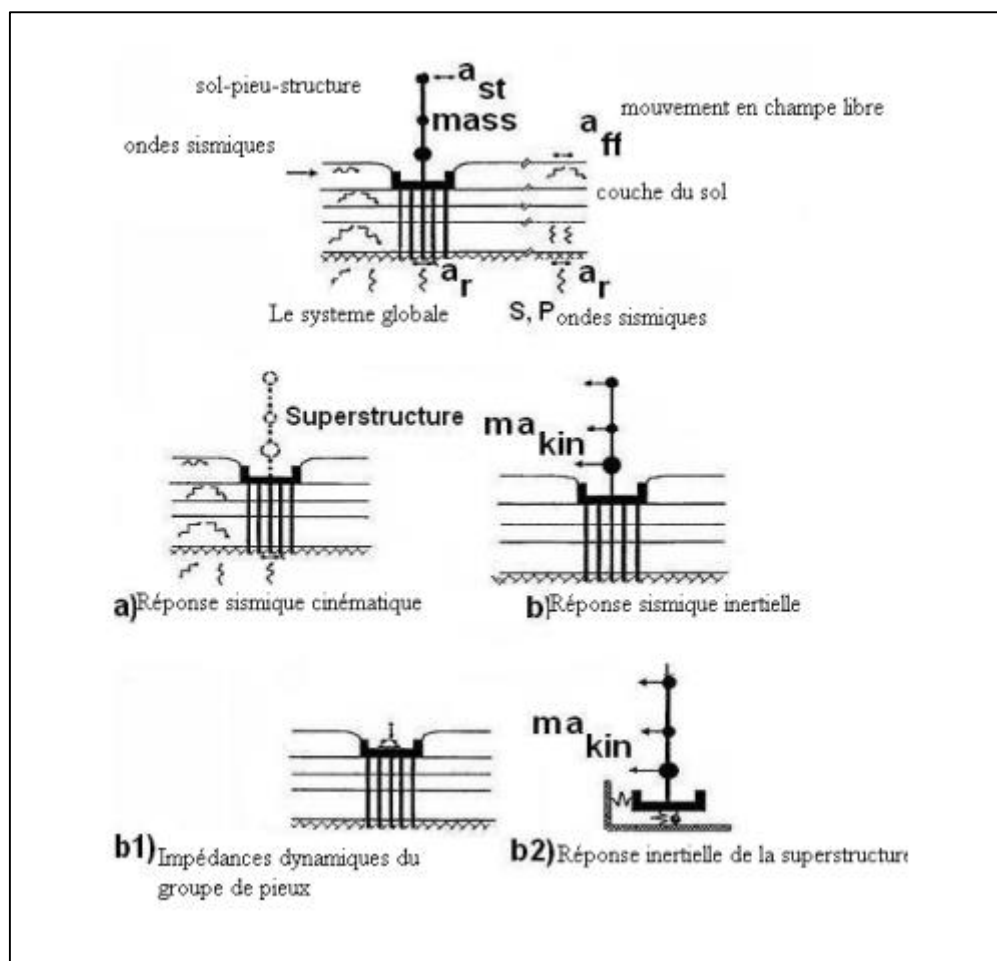


Figure 1.13. Procédure générale de l'analyse de l'interaction sismique sol-pieu-fondation structure (Gazetas et Mylonakis 1998).

Makris & Gazetas (1996) ont utilisé la méthode de sous-structures pour analyser le pont du Rio Dell en Californie qui a été soumis en 1992 au séisme de Pétria. Trois approches ont été examinées (A, B et C). La figure 1.14 compare les résultats obtenus en utilisant ces trois approches avec la réponse enregistrée. Elle montre que la première approche reproduit mieux les valeurs des déplacements et des accélérations en comparaison avec les approches B et C où les accélérations sont respectivement sous-estimées et surestimées. Les auteurs ont conclu qu'une pauvre modélisation de la fondation affecte radicalement la réponse de la superstructure. En effet, avec l'approche C, les résultats sont erronés ; ceci est dû à l'absence de la dissipation d'énergie à travers la fondation (pas d'énergie d'amortissement radial). Toutefois, pour des fortes excitations, l'analyse nécessite un modèle non-linéaire plus représentatif de la réalité.

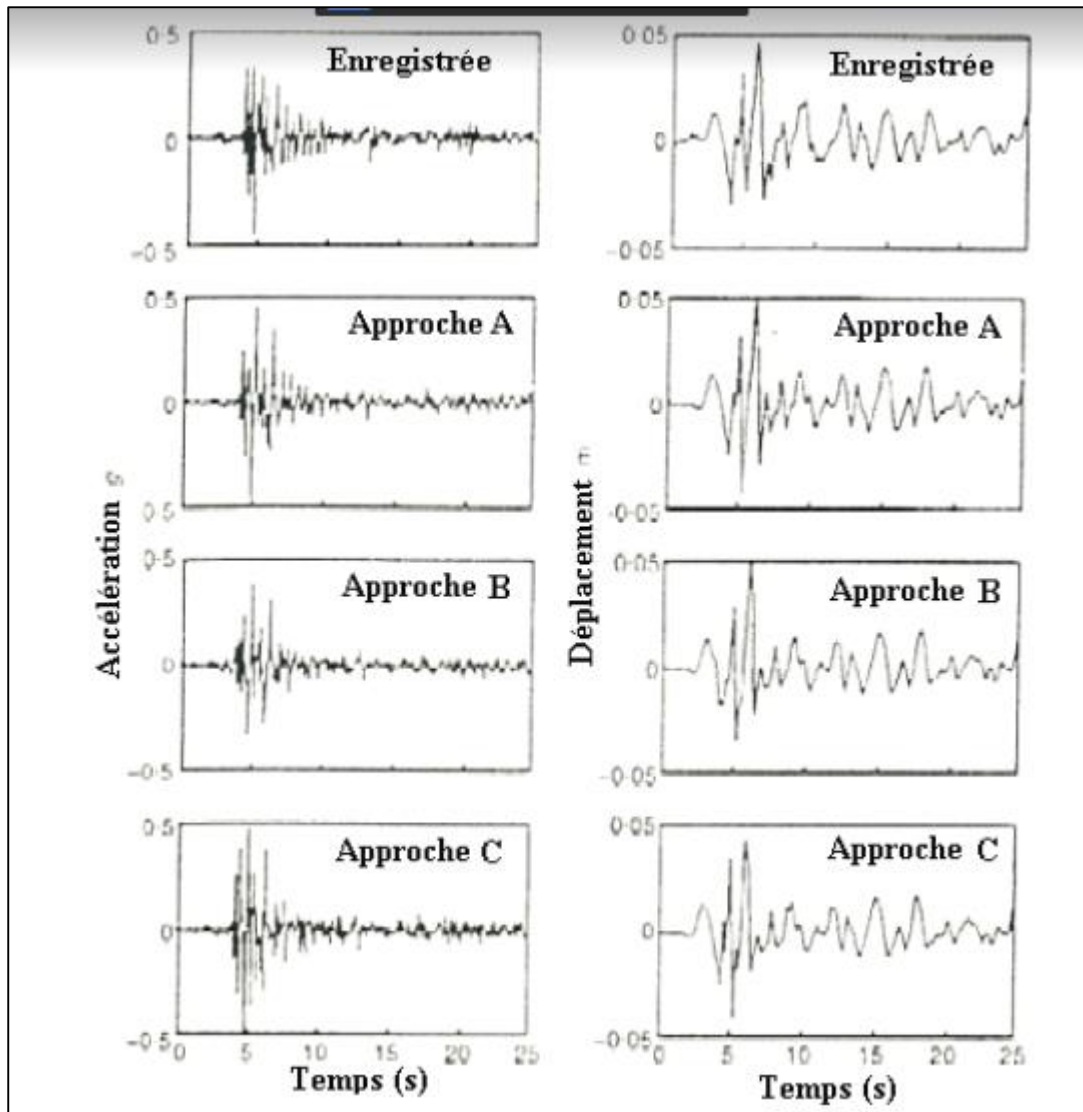


Figure 1.14. Comparaison des accélérations et déplacements calculés au niveau du chevron des pieux avec la réponse enregistrée pour l'excitation du séisme de Petrolia 1992 (d'après Makris et Gazetas, 1996)

- A : les impédances dynamiques sont dépendantes de la fréquence
- B : la rigidité et l'amortissement sont calculés à la fréquence dominante de l'excitation sismique ;
- C : la fondation est considérée comme un support fixé et monolithique.

Les nombreux résultats publiés dans la littérature en utilisant la méthode de sous-structures montrent que cette méthode tend à surestimer la réponse du système (Abghari & Chai 1995, Tabesh 1997..).

1.7.2.1.b) Approche des fonctions de transfert de charge (modèle de Winkler)

On trouve des approches très variées, mais ces modèles réfèrent souvent au modèle de Winkler (Beam Winkler Foundation). Cette méthode reste la plus courante pour le calcul des groupes de pieux. Ce modèle a été initialement conçu pour des applications en statique, ensuite, il a été étendu avec succès aux problèmes dynamiques (Figure 1.15), (Penzien 1970). Le principe de cette méthode consiste à modéliser le sol par des ressorts indépendants répartis le long du fût du pieu et sous sa base (modèle de Winkler / méthode du module de réaction).

A la base de cette méthode, Ashour et al. (2002) ont développé un modèle pour étudier la réponse latérale d'un pieu isolé et en groupe, (Strain Wedge model) avec la courbe p-y semi empirique de Matlock-Reese (Matlock 1970, Reese et al.1974).

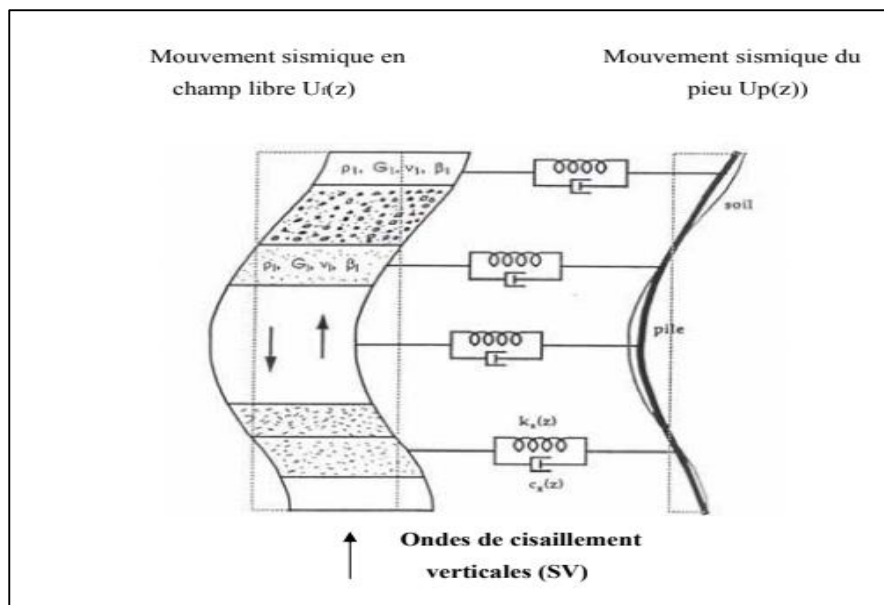


Figure 1.15. Modèle dynamique de Winkler (Gazetas et al. 1998).

Dans le cas dynamique, on constate l'apparition de la notion de l'impédance dynamique (qui prend en compte l'amortissement dû à la radiation d'énergie et au frottement). Il comporte une partie réelle k (rigidité) et une partie imaginaire C (amortissement) : $K = k + i\omega C$ (ω est la fréquence de sollicitation). Les modules des courbes de mobilisation ('t-z' pour le frottement axial et 'q-z' pour la réaction en pointe), de ces ressorts sont définis à partir d'essais divers, notamment les essais pressiométriques, le CPT, ou le SPT, ou à partir de des résultats analytiques ou numériques, tels que la solution élastodynamique de Novak et al. (1978) et la méthode des éléments finis (Makris et Gazetas 1992).

Beaucoup de travaux ont été consacrés au développement de ces méthodes (Matlock et al 1960, Hadjadji 1993,...). Les deux restrictions principales de ces modèles sont, d'une part, la nature infinie de sol souvent négligée ou très simplifiée et d'autre part, l'interaction de groupe qui ne peut pas être déterminée directement. L'application de cette technique fait toujours appel à d'autres méthodes pour la prise en compte de l'interaction entre les pieux du groupe, comme la méthode des facteurs d'interaction et la méthode des multiplicateurs de la courbe p-y (Poulos 1971, Gazetas 1991 et 1992, Makris et Gazetas 1992, El-Naggar et Novak 1996, Amirata Taghavi et al.2017, M. Rouholamin & S. Bhattacharya et D. Lombardi2015).

1.7.2.2 Approches numériques

Parallèlement aux approches simplifiées, des méthodes numériques plus sophistiquées ont été développées. Un calcul tridimensionnel pour le système entier, prenant en considération l'interaction sol-fondation-structure, est devenu possible vue l'avancée rapide des technologies numériques par ordinateur. Elles permettent la prise en compte du caractère tridimensionnel du problème, et des aspects particuliers du problème d'interaction sol-pieu-structure (non-linéarité du sol, interface sol-pieu). Ces méthodes font appel principalement à deux techniques de résolution à savoir:

- les méthodes des équations intégrales de frontières.
- les méthodes aux éléments finis et différences finies.

1.7.2.2.a) Méthode des éléments aux frontières (Boundary Element Method)

Ces méthodes utilisent des développements semi-analytiques et peuvent décrire la radiation de l'énergie vers l'infini. Basée sur le principe des équations intégrales, elle consiste à ramener la résolution de ces équations à l'interface pieu-sol. La méthode a été développée à l'origine pour un pieu isolé ou en groupe chargé statiquement (Poulos 1971, Butterfield et Banerjee 1971, Ahmad & Mamoon 1991). Stefano Staculet al. (2018) une nouvelle méthode d'élément de frontière (BEM) basé sur le code informatique (KIN SP) a été présentée là où l'analyse cinématique est précédée par la réponse d'analyse du champ libre. Les résultats d'analyse de cette méthode, en termes de moments de flexion en tête de pieu et à l'interface d'un sol à deux couches, ont été influencés par de nombreux facteurs, y compris la discrétisation de l'interface de pieu-sol. Les résultats de KIN SP ont été comparés avec des solutions simplifiées dans la littérature et avec ceux obtenus à l'aide d'un code d'éléments finis quasi tridimensionnel (3D).

Zhiyan Jiang, et al. (2018) ont utilisé et modifié la Méthode des éléments aux frontières (BEM) par le code BEASSI pour prédire la réponse aux vibrations tridimensionnelles du groupe de pieux en tenant compte du profil du sol en couches, y compris l'amortissement du matériau et l'amortissement du rayonnement dans le système viscoélastique.

S. Basack (2008) a utilisé cette méthode pour analyser l'effet de chargement cyclique des vagues sur les pieux des structures côtières. Une pression uniforme a été appliquée sur l'ensemble du modèle, l'objectif était d'évaluer les déplacements du sol et du pieu au niveau de leurs points centraux, ce qui permet par la suite de calculer les moments fléchissant et les efforts tranchants, induits dans les pieux (figure 1.16).

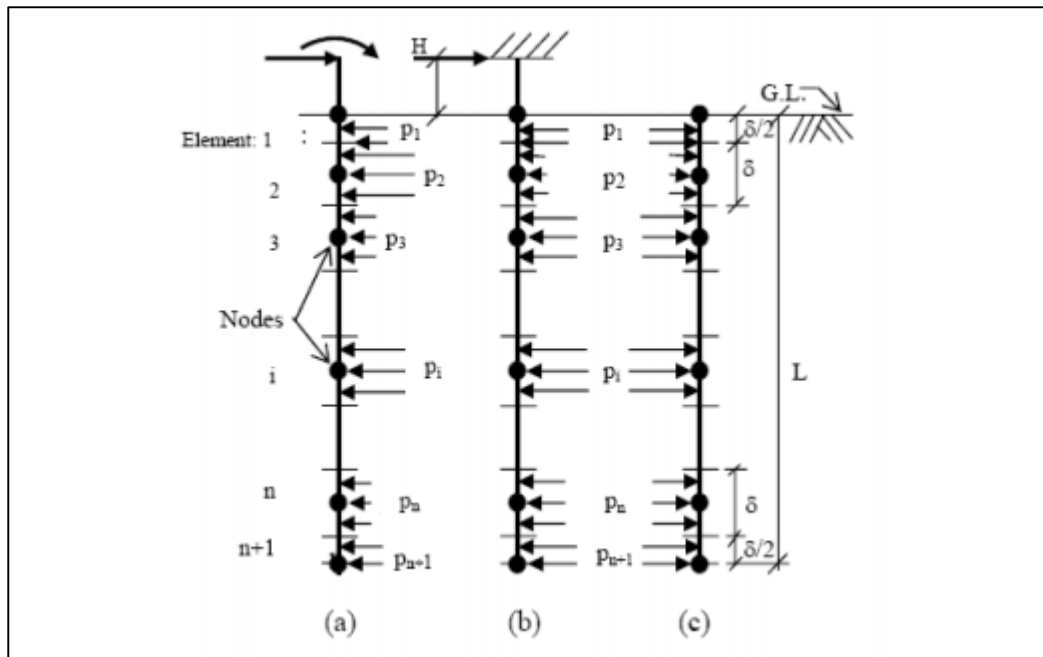


Figure 1.16. Problème avec une pression uniforme agissant sur: (a) pieu avec une tête libre (b) pieu avec une tête fixe, (c) le sol est à côté de la surface du pieu

1.7.2.2.b) Méthode des éléments finis

Cette méthode est pertinente pour l'analyse des problèmes à géométrie complexe. Elle permet d'examiner le problème de l'interaction sol-pieu-structure dans son intégralité et en un seul calcul intégrant ses trois principaux éléments.

Plusieurs auteurs ont utilisé cette méthode pour étudier le comportement statique et dynamique des pieux. (Tabatabaie 1982, Gazetas et Dobry 1984, Lysmer 1988, Chuan Luo et al. 2016, Mohsen Bagheri et al. 2018, Philipp Michel et al. 2018, J. Visuvasam et al. 2019).

A titre d'exemple, Mohsen Bagheri et al. (2018) ont utilisé une modélisation par éléments finis 2D et 3D, ils ont réalisé une série de simulations numériques sur deux types de superstructures et six types de fondations de pieux -radier pour étudier les effets de l'interaction sismique sol-pieu-structure (SSPSI) sur les réponses sismiques de la superstructure. L'étude concerne la réponse de pieux isolés et en groupe dans le domaine non linéaire.

Plusieurs paramètres ont été étudiés comme les propriétés de la superstructure et sa fréquence, le nombre de pieux, l'espacement entre les pieux et la disposition des pieux dans les groupes.

Le comportement de système sol-pieux-structure est supposé élastique avec un amortissement de type Rayleigh. La superstructure est modélisée par un système à un seul degré de liberté composé d'une masse concentrée en tête d'une colonne. Les résultats ont montré que la modélisation en 2D surestime la rigidité du système sol-pieu, ce que révèle la nécessité d'utiliser une modélisation tridimensionnelle pour traiter correctement l'interaction sol-pieu-structure sous chargement sismique. La figure (1.17) montre le maillage utilisé pour un pieu isolé.

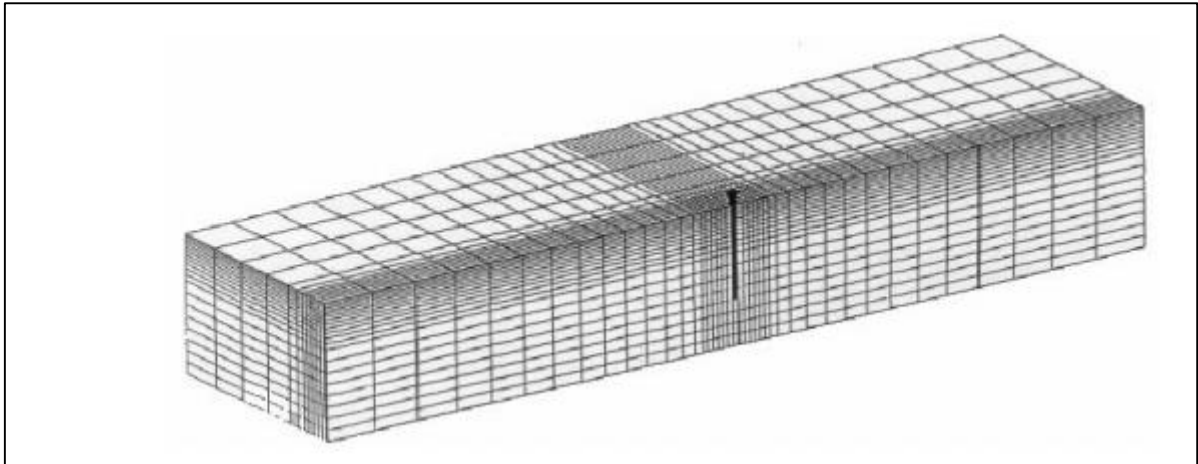


Figure 1.17. Maillage type pour l'étude de la réponse inertielle d'un pieu isolé (Chung 2000).

1.7.2.2.c) Méthode des différences finies

L'utilisation de cette méthode est moins répandue que la méthode des éléments finis. Et comme cette dernière, elle nécessite une discrétisation dans l'espace et dans le temps.

Plusieurs auteurs ont utilisé cette méthode pour étudier le comportement statique et dynamique des pieux. M. Alsaleh (2007), Alfach (2010), Haiping Yuan et al. (2016), Ruoshi Xu et al. (2018), Guillermo A. López Jimenez et al. (2018), Navid Yeganeh (2019) ont utilisé le code FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions). Ce code est basé sur la méthode des différences finies. La séquence basique de calcul utilisée par FLAC3D est présentée dans la figure 1.18. La procédure commence par un appel à l'équation de l'équilibre pour dériver les nouvelles vitesses et les nouveaux déplacements à partir des contraintes et des forces. Puis, les taux de déformations sont obtenus à partir de ces vitesses, et des nouvelles contraintes sont ensuite calculées. Chaque cycle représente un pas de temps. Chacune des boîtes dans cette procédure fait la mise à jour des variables à partir des valeurs connues qui restent fixes durant le pas de temps.

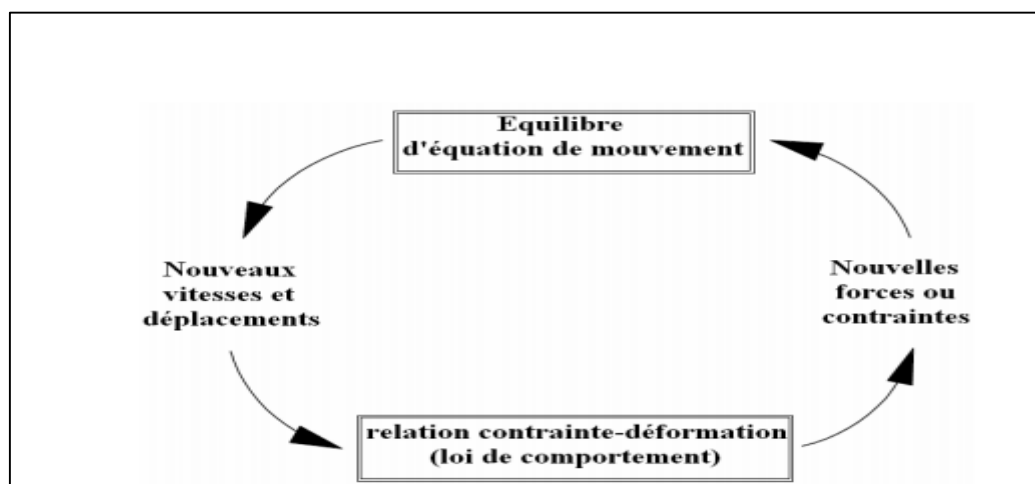


Figure 1.18. Cycle de base de calcul par la méthode explicite des différences finies.

1.7.3. Modélisation du comportement statique de pieux

Le calcul d'un pieu isolé chargé axialement porte sur l'évaluation de sa capacité portante, le transfert de sa charge au sol voisin et la détermination de son tassement. Quant aux groupes de pieux chargés axialement, les études sont consacrées essentiellement à l'évaluation de l'interaction pieu-sol-pieu pour déterminer la capacité portante et le tassement du groupe.

L'étude du comportement de groupes de pieux chargés horizontalement est plus complexe. En effet, l'interaction pieu-sol-pieu ne résulte pas seulement de la méthode de mise en place des pieux et de leur chargement mais aussi de l'effet d'ombre créé entre les pieux.

Plusieurs études et projets de recherches ont été consacrés à l'étude de comportement statique des pieux à l'aide d'une modélisation par la méthode des éléments finis.

Deux approches sont utilisées: bidimensionnelle, 2D (en contraintes planes ou en déformations planes) ou tridimensionnelle, 3D. On cite à titre indicatif les travaux de Shahrour et Ata (1995, 1996 et 1997), Ai,Zhi young et al.(2017) , Plaban Deb, et al.(2019) pour le comportement de pieu isolé et groupe de pieux sous chargement axial, et les recherches menées par Baguelin et al. (1979), Lassaad Hazzar et al. (2013, 2016,2017), Shahnwaz Ahmed(2020) sur le comportement de pieu isolé et groupe de pieux sous chargement transversal. Dans ces études, le sol est assimilé à un matériau ayant un comportement élastique linéaire isotrope ou élastoplastique avec ou sans écrouissage, associé ou non (Von Mises, Drucker-Prager, Mohr–Coulomb).

1.7.4. Modélisation du comportement dynamique de pieux

Blaney et al. (1976) ont étudié la réponse dynamique d'un pieu isolé implanté dans une couche de sol stratifié. Le sol autour du pieu a été modélisé par des éléments finis. Le pieu est modélisé par une série des poutres et les frontières du modèle ont été représentées par une matrice "consistent boundary matrix".

Rahmani et al. (2018) ont utilisé la méthode des EF en 3D pour étudier la réponse cinématique d'un pieu isolé sous chargement dynamique. Le sol et le pieu sont modélisés par des éléments cubiques à 8 nœuds. Le comportement hystérique contrainte-déformation des sols est pris en compte en utilisant des modèles constitutifs avancés. Les modèles constitutifs utilisés pour modéliser le comportement du sol sont le multi-rendement dépendant de la pression (PDMY) pour les sables et à rendement multiple indépendant de la pression (PIMY) pour les argiles disponibles dans le programme OpenSees. La séparation sol-pieu est modélisée par des éléments d'interface de Coulomb. Les deux tests de centrifugation sont également simulés à l'aide d'une méthode 3D par laquelle l'interaction sismique sol-pieu est modélisée dans un de manière entièrement couplée sans compter sur des modèles auxiliaires tels que ressorts. Les mailles des éléments finis ont été suffisamment grandes pour minimiser les effets des limites sur la réponse de la pile. Par conséquent, la réponse du sol dans le champ libre du modèle continu est la même que celle obtenue à partir de l'analyse de réponse non linéaire du site dans la méthode du ressort.

La figure 1.19 montre le Maillage par éléments finis d'un système sol-pieu qui est utilisé par Rahmani et al.

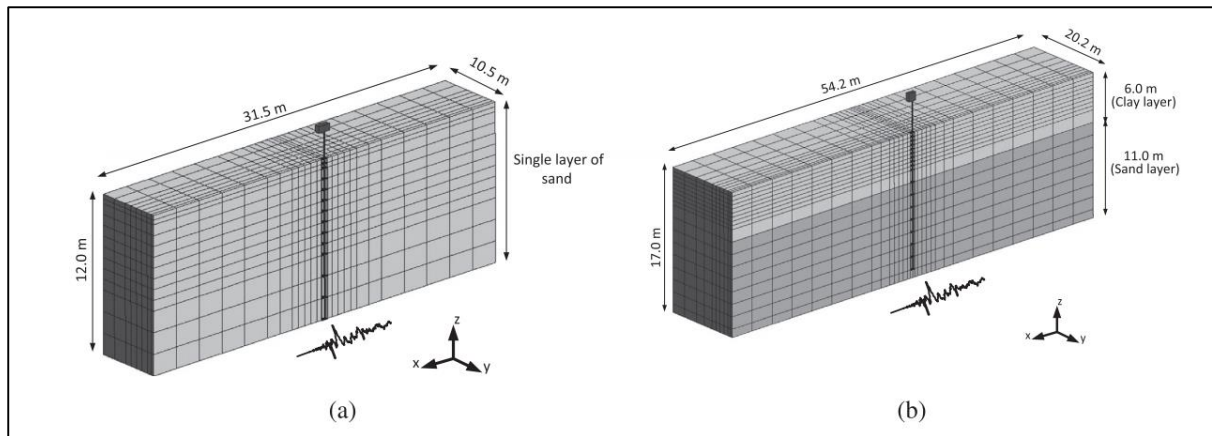


Figure 1.19 Maillages par éléments finis d'un système sol-pieu dans le test de centrifugation de (a) Gohl, et (b) Wilson (Rahmani et al.2018).

Les mailles des éléments finis sont divisées par deux, le long de la direction d'agitation (axe x) due à la symétrie le long de l'axe.

Bagheri et al.(2018) ont réalisé une série de simulations numériques sur deux types de superstructures et six types de fondations de radier sur pieux pour étudier les effets de l'interaction sismique sol-pieu-structure (ISSPS) sur les réponses sismiques des superstructures. Dans cette recherche, l'efficacité d'une application de radier sur pieux a été évaluée ; les nombres, les emplacements et les configurations optimaux des pieux ont été estimés ; et enfin, une comparaison a été faite entre les réponses structurelles non linéaires des modèles bidimensionnels (2D) et tridimensionnels (3D) obtenues.

La figure (1.20) montre les Composantes du modèle numérique d'Abaqus, le sol et les pieux sont représentés par des éléments à 8 nœuds. Les éléments de pieux avaient des connexions rigides avec la Fondation. Des éléments C3D8R ont été utilisés pour le pieu ; le contact entre le sol et le pieu est considéré avec interface de Coulomb. Des éléments (ressorts et amortisseurs) sont mis aux frontières extérieures du modèle dans les trois directions pour simuler un domaine semis-infini de sol. Le bas du modèle a été rigidement fixé à la surface du substratum rocheux.

Modèles 3D EF des structures ont été construites comme les conceptions préliminaires des éléments structurels en utilisant SAP2000. Le chargement sismique est appliqué à la base du modèle : un chargement sinusoïdal de 1 g et un chargement de la composante N-S des séismes de Northridge(1994), Kobe(1995), El-Centro 1940, Hachinohe (1968) avec une accélération maximale de 0.843,0.834, 0, 349,0.231 g respectivement.

Des études paramétriques ont été menées pour élaborer : des stratégies de conception optimisée de fondations de radier sur pieux soumis à des intensités faibles à élever, des enregistrements de tremblements de terre réels comme mouvements d'entrée. Les résultats numériques représentaient une corrélation raisonnable entre les taux d'intensité d'agitation (SIRs) et les dérives inter étages maximaux des structures. Il a été découvert que les niveaux de performance des structures sur un sol mou étaient liés à la fonction des ratios de

remplacement de surface, des longueurs, des diamètres et des espaces entre les pieux ; caractéristiques de mouvement du sol ; et le rapport hauteur / largeur des structures. Ces aspects importants doivent être pris en compte pour obtenir une conception fiable. Le but de cette enquête était d'améliorer les caractéristiques d'un système de fondations de radier sur pieu mixte-courtes basées sur une compréhension de la mécanique d'interaction.

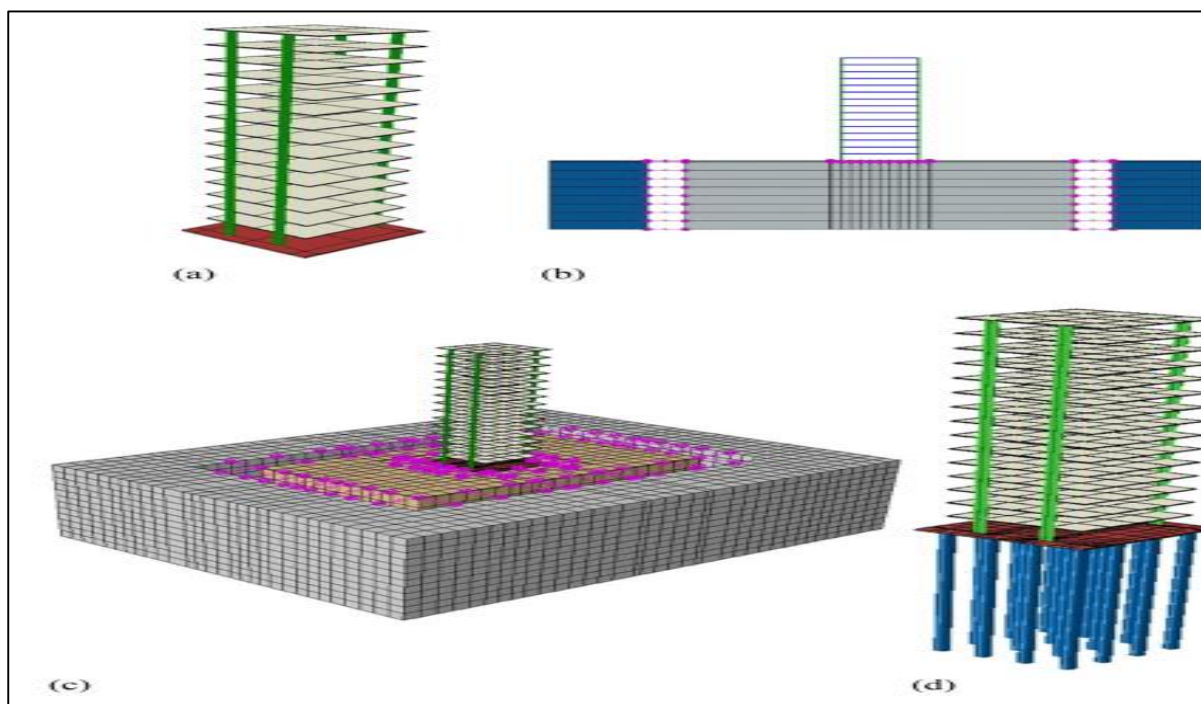


Figure.1.20 Composantes du modèle numérique d'ABAQUS pour la mise à l'échelle (a) la structure à base fixe; (b) fondation superficielle 2D; (c) fondation superficielle 3D; et (d) fondation de radier sur pieux (Bagheri et al. 2018)

À l'aide d'une modélisation EF en 3D, J. Visuvasam (2019) a réalisé une étude sur l'effet de l'interaction sol-pieu-structure sur le comportement sismique de bâtiments en béton armé. Une analyse statique équivalente a été réalisée en utilisant une méthode d'approche directe. Un programme d'élément fini géotechnique PLAXIS 3D a été utilisé pour cette enquête numérique. Types de bâtiments allant de faible hauteur aux gratte-ciel (5 étages, 10 étages et 15 étages), les densités relatives de sol sableux allant de lâche à dense (30%, 50% et 70%) et l'espacement des pieux allant de proche à grand (2D, 4D et 6D) ont été les paramètres considérés pour cette étude.

Les résultats du déplacement latéral des pieux, du basculement des fondations du radier, du déplacement latéral des étages et de la dérive entre-étages ont été obtenus pour la structure supportée par pieux et comparés à la réponse structurelle de base rigide. On observe que l'interaction sol-pieu-structure influence en particulier le comportement structurel des gratte-ciel de manière significative. Les déplacements latéraux d'étage et les valeurs de la dérive inter étages sont amplifiés en raison de l'augmentation du déplacement latéral du pieu et du basculement de la fondation du radier, de l'augmentation du nombre d'étages, de la réduction de la densité relative du sol et de la réduction de l'espacement des piles. L'effet majeur de l'interaction sol – pieu – structure sur le déplacement des étages et la dérive entre les étages est observée aux étages inférieurs et supérieurs plus en particulier dans le cas des structures de

grande hauteur, construites sur des dépôts de sol meuble avec des fondations sur pieux étroitement espacées.

1.8. Comportement de pieux: étude paramétrique et observations

1.8.1 Influence de la rigidité relative pieu- sol E_p/E_s

Les résultats obtenus par Maheshwari et al. (2005) (Figure 1.21) montrent que la non-linéarité de sol influence la réponse d'un pieu isolé d'une manière plus importante, dans le cas d'un sol rigide que dans le cas d'un sol souple.

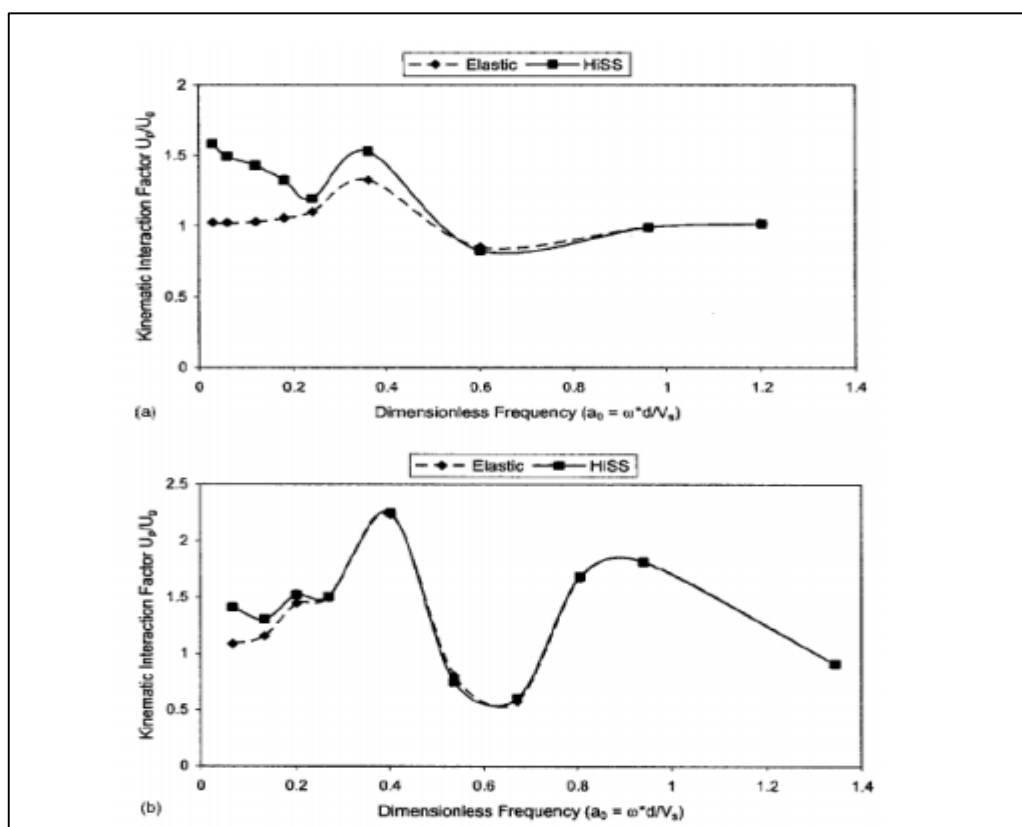


Figure 1.21. Influence de la rigidité de sol ; amplification de déplacement (up en tête de pieu/ U_g en surface de sol) ; a) sol rigide $E_p/E_s=500$, b) sol mou $E_p/E_s=10000$, chargement harmonique avec $a_{max}=1 \text{ m/s}^2$, (Maheshwari et al. 2005).

Tanumaya Mitra et al. (2020) ont étudié l'effet du rapport E_p / E_s sur la variation de la rigidité de la tête de pieu avec déflexion normalisée (y / D) pour différents rapports d'amélioration de couche ($L1 / L = 0,0$ et $0,10$) qui sont représentés dans la Figure.22 (a) et (b), respectivement. Ils constatent que l'augmentation du rapport E_p / E_s réduit la capacité latérale du pieu, alors que l'augmentation de rapport $L1 / L$ améliore la capacité du pieu. Quelle que soit la valeur de la flèche normalisée, la rigidité de la tête de pieu est augmentée avec la diminution de la rigidité relative du pieu. Cette rigidité de la tête de pieu diminue brusquement jusqu'à une valeur de $y / D \gg 0,04-0,05$ et devient négligeable à une valeur supérieure de la flèche de la tête de pieu. Le taux de décrémentation se révèle être plus élevé lorsque l' E_p / E_s est diminué ou que la rigidité du sol augmente.

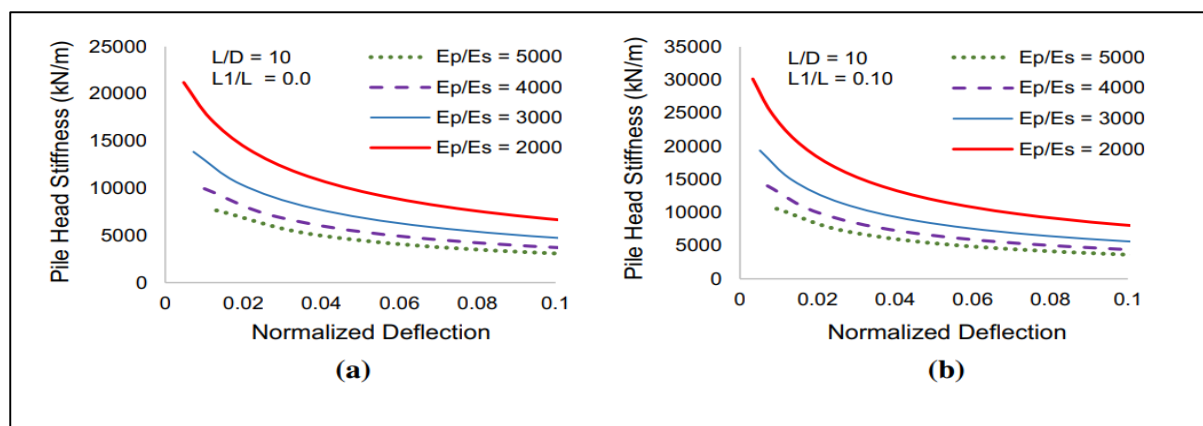


Figure 1.22 Raideur de la tête de pieu vs déflexion normalisée pour $L/D = 10$ et taux d'amélioration de a 0,0 et b 0,10.

Les résultats obtenus par Tanumaya Mitra et al. (2020) montrent que la rigidité de la tête de pieu augmente avec l'augmentation de la rigidité du sol, c'est-à-dire la diminution de la rigidité relative du pieu (E_p / E_s).

1.8.2. Influence des propriétés de la superstructure

Les résultats de tests sur table vibrante obtenus par Mizuno et al. (1984) montrent que la présence de la superstructure induit des forces inertielles importantes.

Les essais centrifuges réalisés par Mahmoud N. Hussien et al. (2016) la figure 1.23, sur un groupe de pieux supportant une masse en tête montrent que les pieux plus éloignés du centre sont soumis à des moments de flexion plus importants lorsqu'ils reçoivent les forces d'inertie maximales (c.-à-d. balancement et balancement maximal composant) transmises par les superstructures. Comme le montre la Figure.24 (b), lorsque la fréquence contenue est proche de la fréquence propre effective du système couplé sol-pieu-structure (3 Hz), les vibrations structurelles ont tendance à imposer des augmentations significatives des moments de flexion dynamiques de tous pieux dans le groupe avec une grande différence dans les moments de flexion des pieux, indiquant un effet important de l'interaction pieu-sol-pieu. De l'autre main, une diminution soudaine des moments de flexion des pieux est observée quand le contenu fréquentiel de l'excitation de base se rapproche de la fréquence pseudo-naturelle du système (4,0 Hz). La figure 24 (c) montre des tendances à f_{SSI} (2,0 Hz) et f_{pSSI} (3,0 Hz) du groupe de pieux supportant une Structure 2DDL. Similaire au cas cinématique, la profondeur des moments d'inertie maximum ne semble pas être affectée par la position de pieu ou le contenu fréquentiel de l'excitation de base.

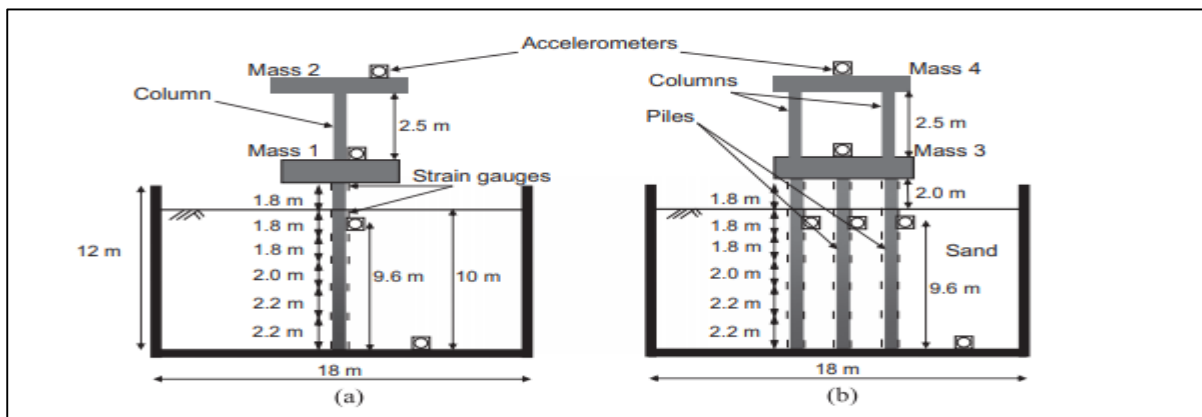
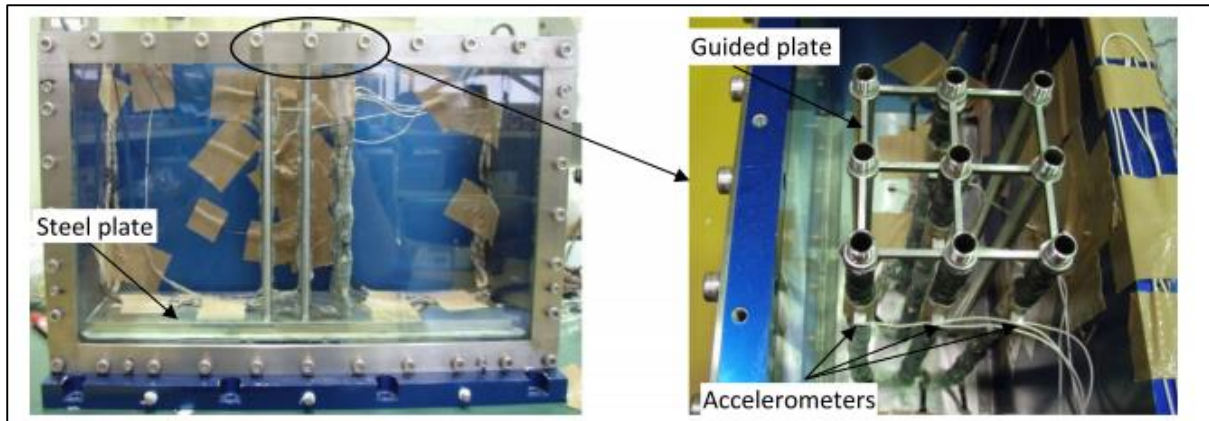


Figure 1. 23. Modèles de centrifugeuses avec une instrumentation importante délimitée pour: (a) Essai n° 4; et b) Essai n° 7. Mahmoud N. Hussien et al. (2016)

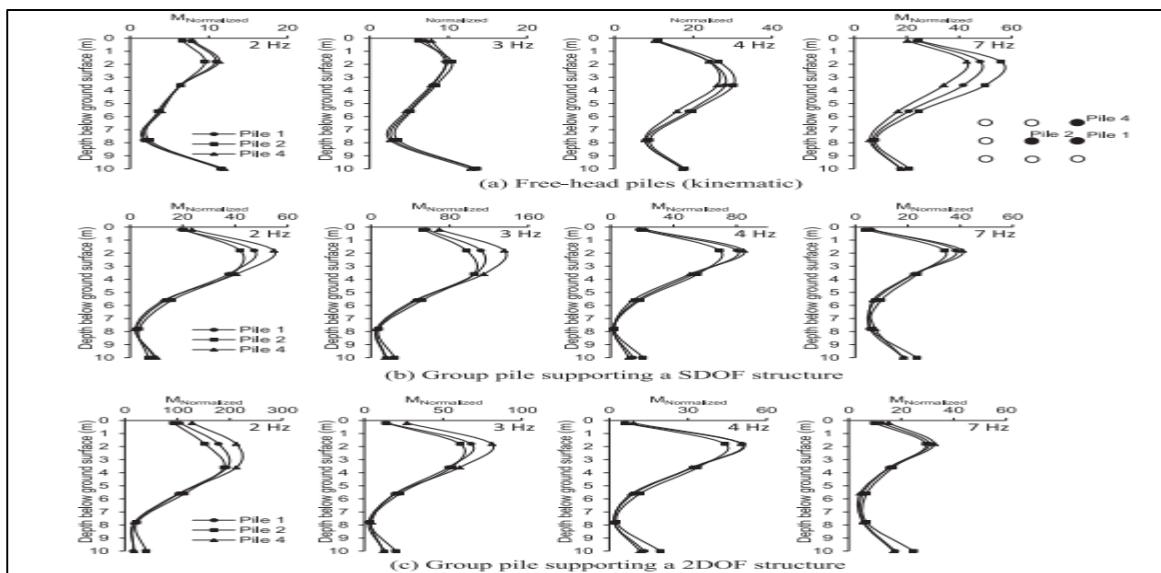


Figure 1. 24. Distributions des moments de flexion normalisés en régime permanent des pieux dans un groupe: (a) cinématique, (b) supportant une structure SDDL, et (c) supportant une structure 2DDL.

Lopez-Jemenes(2019) a étudié l'influence de la masse de la superstructure ; trois masses structurelles différentes de 408, 600 et 720 tonnes ont été envisagées pour l'utilisation de l'A-RI et Système A-P avec calcul élasto-plastique. Ces masses se rapprochent de la masse d'un 3 étage, 5 étages et un bâtiment de 7 étages avec une géométrie rectangulaire de 12×10 m. Comme prévu, les forces normales augmentent presque linéairement avec l'augmentation de la masse structurelle. Le moment à la tête de pieu de là le cas A-P est 22% et 30% plus grand pour la masse de 720 t par rapport au système avec une masse de 600 t et 408 t respectivement.

1.8.3 Influence de l'articulation de pieux dans leur chevêtre

Nous avons constaté d'après les observations post-sismiques que les sollicitations induites au voisinage de la tête de pieux sont l'une des causes principales des ruptures observées dans les pieux durant les tremblements de terre.

Elgamal et al. (2003) ont effectué une étude expérimentale et numérique sur les pieux. Ils ont trouvé que le déplacement obtenu en tête dans le cas des pieux articulés dépasse, largement, celui obtenu dans les pieux encastés. L'examen des profils du moment fléchissant montre l'apparition d'un moment maximal en tête en cas des pieux encastés. L'articulation en tête permet de soulager la tête des pieux. Cependant, le moment maximal obtenu, pour ce dernier cas, se trouve à une profondeur de 1,5 m, et il dépasse la valeur maximale obtenue en tête des pieux encastés.

Cheng Lan et al. (2017) ont examiné l'influence d'une articulation en tête des pieux (4 types de têtes) sur l'interaction sol-pieux-structure pour le pont Isola della Scala Italie. Compte tenu des connexions de pilier, même si le pieu n'est pas nécessaire pour résister au moment de flexion, les connexions doivent être d'une rigidité latérale suffisante, d'une rigidité de rotation et d'une résistance au roulement (Ahn et al. 2011). En outre, si un pilier semi-intestinal est appliqué, la connexion épinglée de pilier-pieu augmenterait considérablement la capacité de déplacement des pieux observés et analysés (Dicleli et Albhaisi, 2004). Les résultats de l'optimisation montrent que le pieu de tête épinglée était le seul cas dans lequel les déformations ultimes des matériaux n'étaient pas atteintes, prouvant ainsi une capacité de déplacement de pieu plus élevée avec le palier semi-intégral qu'avec un pilier intégral. En outre, les pré-trous augmentent évidemment la capacité de déplacement d'un pieu à tête fixe. Si la profondeur d'avant le trou n'est pas limitée, le déplacement latéral est limité par le profil optimisé du pieu, et la capacité de déplacement requise est atteinte ; si la profondeur d'avant le trou est limitée par les exigences de longueur d'encastrement de pieu ou pour raisons techniques de construction, la capacité de déplacement élevée pourrait encore être atteinte avec un profil de pieu optimisé.

1.8.4. Influence de l'encastrement des micropieux dans une couche rigide :

Salah Messioud et al. (2019) ont étudié L'effet de la rigidité du substrat qui affecte les impédances dynamiques de manière importante. Les résultats ont montré que les pieux ancrés ont un comportement plus raide que les pieux reposés et les pieux flottants. L'augmentation de la profondeur des pieux peut induire une augmentation considérable de la surface de contact avec le sol. Par conséquent, il y a une augmentation de la masse du sol qui participe au mouvement vibratoire. Les résultats montrent que les pieux ancrés dans la couche rigide donnent la meilleure solution ; par conséquent, l'ancrage des pieux n'est pas un facteur négligeable dans le cas des fondations profondes.

Omed Azeez et al. (2019) ont examiné l'influence de l'encastrement de pieu isolé. Ils se sont basés sur les résultats de 12 tests de pieux chargés latéralement encastres dans un sable avec de différentes densités et des différents rapports d'ancrage. D'après les résultats des tests, la modification de la densité relative du sol a une grande influence sur la capacité de l'empilement chargé latéralement à des augmentations de 121% et de 599% pour les densités moyennes et élevée, respectivement, par rapport au sable lâche. La variation du rapport encastré (L / D) a un impact plus important sur la résistance du pieu chargé latéralement dans le sable moyen (247%) par rapport à la capacité des pieux chargés latéralement dans le sable dense (127%).

Terzi et al. (2020) Suite à une étude paramétrique approfondie impliquant une représentation 3DDL d'une structure avec une surface ou une fondation rigide encastree reposant sur une couche de sol qui, à son tour, est soutenu sur la roche de base sans dimension. Des graphes sont produits, ils donnent la fréquence propre équivalente et coefficient d'amortissement du modèle SDDL réduit. Donc, aux fins de SHM, un modèle réduit est produit qui peut être utilisé pour des calculs de base dans le cadre de traitement des données enregistrées à partir d'une structure instrumentée présentant des effets SSI.

1.8.5. Influence de la non-linéarité du sol :

Les observations poste-sismiques montrent que les dommages des ouvrages sont plus significatifs dans les sols mous ou liquéfiés, en particulier lorsque le sol subit un écoulement latéral (lateral spreading).

S Dhar et al. (2016) constatent qu'en raison de la non-linéarité du sol, il y a eu des changements dans le PGA et le profil de déformation de cisaillement maximal de la colonne étudiée entre le modèle FF (champs libre) et SFB (sol-fondation-pont). En raison de niveaux élevés de non-linéarité du sol sous la fondation, il a été constaté que la demande sismique sur la superstructure a été substantiellement modifiée, avec des effets cinématiques supplémentaires dus à des déplacements résiduels des fondations du pont.

D'après les résultats obtenus par une étude numérique avec une analyse des éléments finis 3D de système SPSI basé sur un modèle équivalent linéaire et non linéaire de Chuan Luo et al. (2016) L'interaction sismique sol – pieu – structure peut être grandement affectée par la non-linéarité du sol et le modèle traditionnel équivalent linéaire de sol sous-estime la réponse d'accélération structurelle sous l'excitation sismique. Dans le processus de conception du SPSI système soumis au tremblement de terre, le comportement du sol doit être considéré comme un modèle constitutif non linéaire. Une séparation et une fermeture évidente du sol et des pieux peuvent être observées. La non-linéarité de l'interface sol-pieu a un grand effet sur la réponse dynamique du système et est plus appropriée pour simuler les interactions réelles entre le sol et les pieux. Le système SPSI n'est pas sensible à la variation d'angle de dilatation du sol sous l'excitation sismique. La présence de fondations sur pieux peut supprimer le basculement de la structure et cela entraînera une diminution de la réponse au déplacement de sol et structure lors de l'interaction entre le sol et les pieux.

Maria Chiara Capatti et al. (2017) ont étudié les effets de l'interaction sol-structure et de la variabilité spatiale du mouvement sismique due à l'amplification non linéaire du site sur le comportement sismique de ponts longs à travées multiples fondés sur des pieux. Ils ont trouvé que l'interaction sol-structure affecte la réponse du pont, même si elle a un impact limité sur l'amplitude des paramètres qui quantifient la réponse structurelle. La non-linéarité du sol et la

géométrie 2D, qui sont responsables des actions non synchrones aux appuis, sont les principaux facteurs affectant la réponse du pont. Dans ce cadre, il a été observé que la réponse des fondations atténue les différences de déplacements maximaux entre les piles adjacentes, en particulier en référence à la configuration WB dans le centre de la région de la vallée ; d'autre part, l'interaction sol-structure introduit une rotation composante dans le mouvement d'entrée de la fondation.

1.8.6. La liquéfaction

La liquéfaction des sols constitue une cause majeure de ruptures de fondations, en particulier lorsque la liquéfaction s'accompagne d'un écoulement latéral des sols (lateral spreading). L'écoulement latéral des sols, lors d'une liquéfaction, conduit à des efforts importants qui peuvent conduire à la rupture de fondations. Suivant les constatations, la performance de pieux dans des sols mous ou liquéfiables varie de bien en mauvais. Les pieux dans des sols liquéfiés peuvent souffrir d'importantes fissures. Aussi, la liquéfaction du sol conduit à une augmentation significative des déplacements du chevron de pieux.

Différents modèles physiques ont été proposés pour étudier le comportement sismique de pieux dans les sols liquéfiables. Ces travaux ont été menés pour différents sols, avec des niveaux de chargement différents et pour plusieurs modèles de superstructure. À titre d'exemple, Xing Liu et al. (2018) ont étudié le comportement dynamique d'un groupe de 4x4 pieux implantés dans un sable saturé liquéfiable, soumis à une vibration bidirectionnelle horizontale – verticale. Ils ont trouvé que l'influence de l'histoire de liquéfaction précédente lors d'une séquence d'événements sismiques suggérant que les antécédents de liquéfaction pourraient, dans certains cas, conduire à une augmentation de la susceptibilité à la liquéfaction du sable et aussi, une augmentation des forces dynamiques sur les pieux.

Sun Yong Kwon et Mintaek Yoo(2020) ont réalisé une étude numérique tridimensionnelle, pour prédire le comportement dynamique du sol-pieu pendant la liquéfaction, avec une étude paramétrique, ils ont constaté que le moment de flexion a atteint son maximum à l'interface entre les couches liquéfiées et non liquéfiées, et le déplacement latéral du pieu a considérablement diminué à mesure que l'épaisseur de la couche liquéfiable a été diminuée. Au fur et à mesure que la couche liquéfiable devenait plus dense, la profondeur liquéfiée devenait moins profonde et les réponses dynamiques des pieux diminuaient considérablement. La force cinématique induite par la déformation du sol était dominante dans le sable liquéfiable, alors que la force d'inertie induite par superstructure était relativement insignifiante.

Même dans des conditions liquéfiées de manière similaire, des différences significatives dans les réponses dynamiques du pieu peuvent se produire en raison des différences de densité relative du sol, car la force cinématique est dominante en condition liquéfiée. Par conséquent, lorsque la couche liquéfiable est distribuée à une profondeur, une conception plus rationnelle est possible, si une méthode efficace d'amélioration du sol, telle que le compactage dynamique, est utilisée en combinaison avec un pieu, plus tôt qu'un renforcement massif ou l'ajout d'un pieu.

1.8.7. Influence de l'inclinaison du pieu

C. S. GOIT et M. SAITOH (2016) ont constaté que pour les pieux inclinés, une correspondance raisonnable entre les résultats approximatifs et expérimentaux n'est observée que pour les fréquences de chargement faible à intermédiaires. Pour les fréquences plus

élevées, des écarts se produisent du fait que les raideurs des pieux simples inclinés sont plus faibles en raison de la non-linéarité de l'interface sol-pieu selon la direction de chargement.

Les résultats des analyses menés par Sandro Carbonari et al. (2017) ont montré que les pieux inclinés subissent des forces cinématiques de cisaillement et des moments de flexion comparables à ceux des pieux verticaux ; d'autre part, ils sont soumis à des efforts axiaux plus importants, qui augmentent avec l'augmentation de l'inclinaison des pieux. Concernant les actions inertielles, une réduction de l'effort tranchant et un incrément de moment fléchissant peuvent être observés dans le cas de pieux inclinés, par rapport aux pieux verticaux. Le mouvement sismique transmis à la superstructure par le système sol-fondation dépend sensiblement de l'inclinaison des pieux. Pour les dépôts de sol moyennement rigides, les déplacements diminuent avec l'augmentation de l'inclinaison des pieux. En ce qui concerne les résultantes des contraintes de superstructure, la force de cisaillement et le moment de flexion des piles fondées sur des dépôts de sol moyennement rigides diminuent avec l'augmentation de l'inclinaison des pieux ; au contraire, pour les sols mous, les résultantes de contraintes survenant dans le cas de pieux à fortes inclinaisons peuvent être supérieures à celles relatives aux pieux verticaux, en cohérence avec les effets observés sur les déplacements.

La vibration du pieu incliné a été analysée par Wang et al. (2017), ils ont constaté que la différence relative des raideurs dynamiques horizontales entre les modèles T-P et E-W augmenté avec l'augmentation de l'angle d'inclinaison et de la diminution du rapport d'élançement, L/j . Par conséquent, il est important de prendre en compte l'effet de cisaillement du sol et des pieux pour les pieux présentant de grands angles d'inclinaison et de petits rapports d'élançement.

L'angle d'inclinaison a une influence significative à la fois sur l'impédance horizontale pour un seul pieu et sur les facteurs d'interaction pour les pieux adjacents. Il a été montré que l'augmentation de l'angle d'inclinaison entraînait des augmentations de l'impédance horizontale et du facteur d'interaction axiale normale, alors qu'elle entraînait une diminution du facteur d'interaction normal-normal.

1.8.8. Effet de groupe et de l'espacement :

La réponse d'un pieu au sein d'un groupe sous chargement sismique dépend essentiellement de sa position. Tazoh et al. (1987) ont montré, par de tests sur table vibrante, que les pieux aux coins sont les premiers à subir des dommages, alors que le pieu central est le moins sollicité ou plutôt le plus protégé. Ces résultats ont été confirmés par les résultats de Chung (2000) et Sadek (2003) qui ont mené des calculs tridimensionnels par éléments finis et qui ont également confirmé ces résultats dans les cas des pieux avec ou sans superstructure.

Ruoshi Xu et Behzad Fatahi (2018) ont étudié les effets de la configuration du groupe de pieux sur la réponse sismique des bâtiments, en tenant compte de l'interaction sol-pieu-structure. Le système sol-pieu-structure est simulé à l'aide de FLAC 3D. Les résultats indiquent que les configurations des groupes de pieux peuvent influencer notamment la réponse sismique de la fondation. En effet, les efforts de cisaillement et les moments de flexion attirés par les pieux augmentent avec le nombre de pieux ; cette augmentation est due à l'interaction cinématique entre les pieux et le sol environnant, liée à la rigidité du pieu et à la réaction du sol sur le puits du pieu, l'augmentation du cisaillement de la base est de 6,2% lorsque le nombre de pieux adoptés passe de 4 (pieux plus gros) à 16 (pieux plus petits) et donc le déplacement

du bâtiment augmente en conséquence. Ainsi, les configurations de groupe de pieux peuvent avoir un impact sur la réponse sismique du système sol-pieu-structure. De plus, certes, le nombre de pieux est réduit, mais le diamètre est plus grand, il peut donc entraîner une réduction des forces de cisaillement et des moments de flexion des pieux. Une épaisseur suffisante du radier de fondation est nécessaire pour tolérer les moments de flexion supplémentaires en raison de l'augmentation de l'espacement entre les pieux.

L'influence des effets de groupe sur les profils de moment fléchissant sans dimension pour trois emplacements de pieux caractéristiques (pieu au milieu, au coin et au coin du milieu) dans un groupe de pieux carré 3x3 est illustrée par P. Misirlis et al.(2019) pour une excitation sinusoïdale de 0,4 g et l'enregistrement Aegion, respectivement, comme mouvement d'entrée. Malgré la réduction attendue des valeurs de moment de flexion due à l'interaction pieu-pieu (par rapport à celles du pieu isolé), il est intéressant de noter que les profils de moment de flexion semblent insensibles à l'emplacement du pieu dans le groupe attribué à «l'action de lissage » d'inélasticité du sol.

1.8.9. Influence du contenu fréquentiel de chargement sismique:

Les résultats obtenus par Maheshwari et al (2005) figure (1.25) montrent une dépendance de l'effet de la non-linéarité de sol du contenu fréquentiel de chargement. Pour des fréquences adimensionnelles $a_0 < 0.4$ dans le cas de champ libre et $a_0 < 0.6$ pour un pieu isolé, la non linéarité cause une augmentation de l'amplification de déplacement en champ libre et en tête de pieu. pour des fréquences plus élevées, l'effet de la non linéarité est pratiquement négligeable.

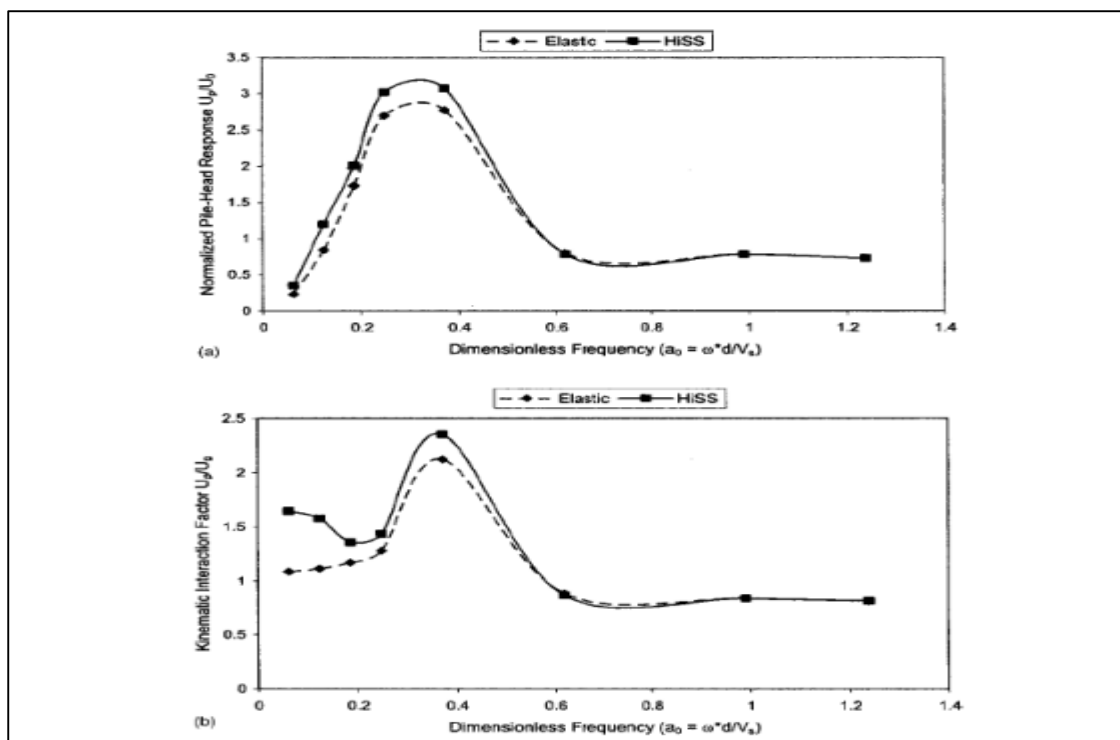


Figure 1.25 influence de la fréquence de chargement ; amplification de déplacement (u_0 à la base, u_g en surface de sol élastique et u_p en tête de pieu), $EP/ES=2123$, chargement harmonique avec $a_{max}=1m/s^2$, (Maheshwari et al.2004, 2005)

Philipp Michel et al. (2018) ont constaté que les fréquences naturelles du système global (SPSI) changent ; l'atténuation et l'amplification de la réponse dépendent de la gamme de fréquences et de la combinaison des propriétés de la structure et du sol. L'alternance dépend fortement de la fréquence, l'atténuation étant le principal effet, en particulier dans les plages de fréquences plus élevées. Cela devient encore plus essentiel avec l'augmentation de la hauteur des tours et la diminution correspondante des fréquences naturelles.

Des analyses tridimensionnelles de la fréquence prédominante des tremblements de terre sur le système de pieux en présence de sol liquéfiable ont été modélisées par **Lopez Jimenez (2019)** et il a été indiqué que le spectre de réponse augmente lorsque la fréquence de l'excitation est diminuée.

Evangelos Kementzetzidis et al. (2020) se sont concentrés sur la dépendance de la fréquence de la rigidité du pieu isolé latérale observée sur le terrain lors de vibrations de faible amplitude. Les données de terrain et les résultats de la simulation numérique sont comparés de manière critique pour explorer le rôle des effets dynamiques pertinents, tels que la résonance structurelle (s) dans le pieu intégré et les variations de pression interstitielle dans le sol environnant. La réponse dynamique du pieu a présenté une dépendance de fréquence remarquable à des taux de charge supérieurs à ceux actuellement envisagés dans la conception. Une dissipation d'énergie significative a également été observée, avec un taux d'amortissement visqueux global d'environ 16% déduit des données de terrain. On pense que le rayonnement des vagues dans le sol contribue largement, mais pas exclusivement, à une telle dissipation. L'inspection des résultats de l'EF à des fréquences, des diamètres de pieux et des conditions de drainage variables a conduit à la reconnaissance du large éventail de scénarios d'interaction sol-pieu causé par des effets dynamiques.

1.9 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté une synthèse de travaux réalisés sur les pieux utilisés comme éléments de fondation en site sismique. Les observations post-sismiques présentées dans ce chapitre, ont montré que l'effondrement d'un ouvrage résulte d'un ou plusieurs problèmes liés à ses trois principales composantes : la superstructure, les fondations ou encore la perte de résistance de sols. Les résultats de modélisation confirment les tendances des observations post-sismiques ; les forces inertielles de la superstructure contribuent d'une manière importante aux dommages constatés sur les ouvrages et leurs fondations lors des précédents séismes.

La réponse sismique du système sol-pieux-structure est fort complexe puisqu'il dépend de plusieurs paramètres concernant les caractéristiques dynamiques du sol, de la fondation et de la superstructure notamment leurs fréquences fondamentales, et la géométrie de la fondation (nombre et position d'éléments, rigidité, inclinaison, espacement,...). Les travaux de modélisation numérique réalisés sur l'interaction sol-pieux-structure ont donné des résultats intéressants sur leur comportement sismique. Néanmoins, la plupart de ces recherches ont été réalisées dans le cadre de l'élasticité avec une liaison rigide entre les pieux et le sol. Alors que, l'analyse des dommages subis par les ouvrages fondés sur des pieux lors des séismes antérieurs, montre une apparition d'une forte non-linéarité de sol et des glissements à l'interface sol-pieu surtout proche de la surface du sol. Une meilleure modélisation du comportement sismique du système sol-pieu-superstructure doit intégrer ces aspects.

Dans les chapitres suivants, nous présenterons une étude approfondie du comportement sismique du système sol-pieu-structure et sol –pieux-structure en utilisant une approche globale en trois dimensions par un code des éléments finies SAP(2000) et ABAQUS. Les effets des différents paramètres sont analysés, comme l'influence des fréquences sismique, la non-linéarité de sol, l'influence de la masse de structure pour le pieu isolé et l'effet du groupe, l'inclinaison de pieux et l'espacement des pieux pour le groupe de pieux.

Chapitre 2

Analyse du comportement
statique non linéaire d'un pieu
isolé.

2.1. Introduction

L'analyse bibliographique a révélé les principales causes d'effondrement des ouvrages durant le tremblement de terre. Les observations post-sismiques de récents séismes dévastateurs ont montré que l'endommagement d'un ouvrage résulte d'un ou plusieurs problèmes liés à ses trois principales composantes ; le sol, le pieu et la superstructure.

L'interaction entre ces composantes joue un rôle essentiel et définitif dans les dommages subis par le système pendant le séisme.

Diverses approches analytiques et numériques ont été développées pour déterminer la réponse sismique d'un pieu supportant une superstructure. La majorité de ces travaux a été réalisé dans le cadre de l'élasticité avec une liaison rigide entre le pieu et le sol.

Alors que, l'analyse des dommages subis par les ouvrages fondés sur des pieux lors des forts séismes antérieurs, montre une apparition d'une forte non-linéarité de sol et des glissements à l'interface sol-pieu, surtout proche de la surface du sol. Une meilleure modélisation du comportement sismique du système sol-pieu-superstructure doit intégrer ces aspects. La réponse du système dépend non seulement de l'interaction du contenu fréquentiel du chargement avec les fréquences propres du système sol-pieux-structure, mais aussi de la résistance du comportement du sol entourant le pieu.

Dans ce chapitre, nous présentons une analyse de l'interaction sol-pieu-structure sous chargement sismique. L'étude est menée sur différents aspects de l'interaction sol-pieu-structure, à savoir l'influence de la charge axiale, la longueur et le diamètre du pieu, le rapport d'acier longitudinal dans différents types de sable pour observer la réponse des systèmes (ISPS) et (ISP).

2.2. Modèle numérique de l'interaction sol-pieu-structure :

Les analyses numériques développées et décrites dans ce chapitre avec différentes stratégies de modélisation non linéaire ont été étudiées à l'aide du programme informatique Sap2000. Le programme comprend des modèles pour la représentation du comportement des cadres spatiaux, des pieux et du sol pour simuler le comportement d'ISPS, sous chargement statique ou dynamique, considérant à la fois les non-linéarités matérielles et géométriques. Dans cette étude de recherche, l'analyse Pushover est utilisée pour simuler la réponse non linéaire de la structure, du pieu et du sol.

Les considérations de modélisation suivantes sont faites :

2.2.1 Modélisation de la superstructure et de la non-linéarité des pieux :

L'analyse non linéaire, statique ou dynamique, nécessite une modélisation détaillée des régions de la structure où des déformations inélastiques devraient se développer. Deux des approches peuvent être adoptées, les rotules plastiques ou l'approche de fibre. L'interaction rotule, comme illustré sur la Figure 2.1, est utilisé pour simuler la non-linéarité des pieux et des poteaux et la plasticité localisée (la soi-disant les rotules plastiques). La configuration de la section transversale du poteau doit être prise en compte dans une analyse moment-courbure distincte et diagramme d'interaction réalisé pour déterminer la valeur nominale de la capacité M_{ne} , capacité plastique M_p et capacité ultime M_u du poteau, ainsi que les rotations (Θ) ou courbures (\emptyset) liées à ces valeurs, dans des directions de flexion discrètes du poteau.

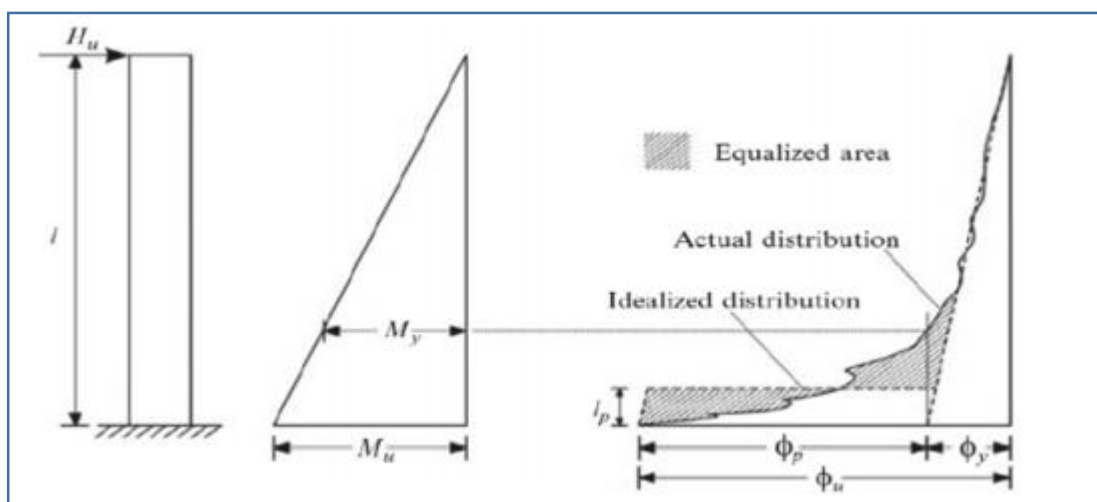


Figure 2.1 Le poteau équivalent et la définition de la rotule plastique équivalente basée sur la distribution de courbure idéalisée.

La rigidité élastique de la section de poteau est utilisée jusqu'à la limite d'élasticité ou moment nominal M_{ne} ; lorsqu'il est non linéaire, le comportement est développé. La période élastique de la structure n'a pas été modifiée par la définition et l'attribution des rotules PMM d'interaction. Le comportement de déchargement du modèle d'un état cédé suit la pente de l'élastique la rigidité de la structure et les déformations permanentes sont calculées en conséquence. Le comportement non linéaire est défini par un moment normalisé – rotation ($M - \Theta$) ou moment– relation de courbure ($M - \phi$) avec un possible comportement dégradant. Dans cette étude, le concept de rotation plastique est considéré pour identifier les états limites. La courbe de moment-rotation réelle d'un élément BA dans laquelle les rendements d'acier en tension peuvent être idéalisés en une courbe bilinéaire simplifiée, comme illustré sur la Figure 2.3 pour un faisceau BA typique (Park et Paulay 1975). Sur la figure 2.2, le point B correspond à l'élasticité en traction déformation dans l'acier indiquant le moment d'élasticité, M_y , et la rotation élastique, Θ_y , tandis que le point C correspond à l'ultime condition; à savoir le moment ultime, M_u , et la rotation ultime correspondante, Θ_u . La condition ultime était considérée comme l'atteinte de l'une des conditions suivantes : conditions selon la première éventualité (Park et Paulay 1975; Ramin et Fereidoonfar 2015).

1. Une baisse de 20% de la capacité de moment du membre.
2. Lorsque la contrainte de traction dans l'acier longitudinal atteint la contrainte de traction ultime.
3. L'obtention de la déformation de compression ultime en béton, en utilisant l'équation proposée par Scott et al. (1982).

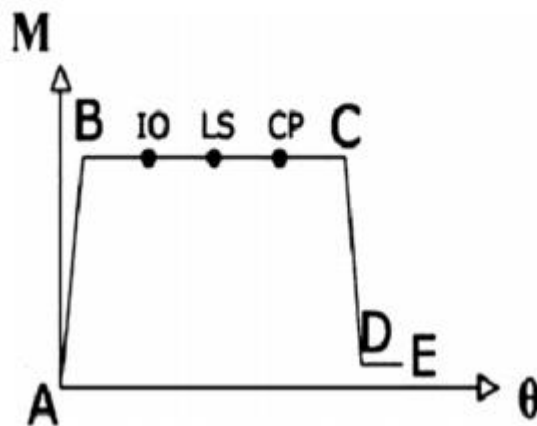


Figure 2.2 Un moment réel typique de rotation (ou moment-courbure) et la courbe idéalisée correspondante pour une rotule plastique flexible.

Bien que, ce ne soit pas l'objectif principal de cette étude, mais les critères d'acceptation d'occupation immédiate (IO), vie de sécurité (LS) et la prévention de l'effondrement (CP) ont été définies pour la poutre et les colonnes similaires aux rapports recommandés dans FEMA-356 (1997).

Diverses méthodes ont été développées pour modéliser les sols entourant un pieu pour être applicable dans la Méthode d'analyse « Beam on Nonlinear Winkler Foundation » [Matlock (1970), Reese et coll. (1974), Matlock et al. (1978), Nogami (1983), Makris et Gazetas (1992), Badoni et Makris (1995) et El-Naggar et Novak (1996)].

Le modèle général $p - y$ pour le sable tel que proposé par Reese et coll. (1974) d'après les résultats des tests effectués sur l'île Mustang, deux pieux de 0,6 m de diamètre noyés dans un gisement de sable fin submergé et dense. La forme caractéristique de la courbe $p - y$ est décrite par trois portions de ligne droite et une courbe parabolique, comme illustré sur la Figure 2.3.

La procédure est pour une charge statique à court terme. La résistance ultime du sol est donnée par les plus petits résultats des deux équations suivantes :

$$p_u = \gamma_z \left[\frac{K_0 z \tan \phi \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cos \alpha_s} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} (b + z \tan \beta \tan \alpha_s) + K_0 z \tan \beta (\tan \phi \sin \beta - \tan \alpha_s) - K_a b \right] \quad (2.1)$$

La courbe $p - y$ est composée de quatre parties : une ligne droite initiale (2), une portion parabolique (3) et une dernière ligne droite (4):

$$P = K_{py} z y \quad (2.2)$$

Avec K_{py} , en fonction de f (Tableau 2.1). A_s et B_s sont des paramètres sans dimension, utilisés dans : le chargement statique, la fonction de la profondeur et le diamètre du pieu.

$$P = Cy^{1/n} \quad (2.3)$$

$$m = \frac{p_u - p_m}{y_u - y_m} n = \frac{p_m}{my_m} c = \frac{p_m}{y_m^{1/n}} \quad (2.4)$$

$$p_{ms} = B_s P_u \quad (2.5)$$

$$P_{us} = A_s P_U \quad (2.6)$$

$$y = \frac{3b}{80}$$

La valeur de p reste constante après $y = \frac{3b}{80}$. Basée sur le modèle p – y décrit ci-dessus, par exemple, la figure 2.3b présente la courbe p – y pour z = 2 m, D = 0,5 m.

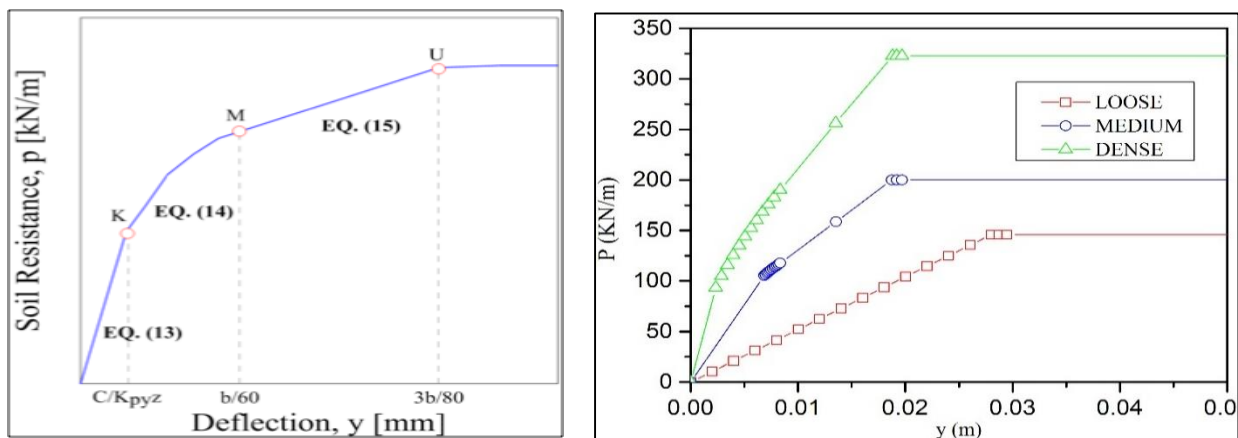


Figure 2. 3. Modèle p-y pour ressort de Winkler non linéaire.

Tableau 2.1. La rigidité initiale k_{py} selon Reese et al. (1974).

	Loose($\varphi < 30^\circ$)	Medium($30^\circ < \varphi < 36^\circ$)	Dense($\varphi > 36^\circ$)
K_{py} (below water table) (MN/m ³)	5.4	16.3	34
K_{py} (below water table)(MN/m ³)	6.8	24.4	61

2.2.2 Modélisation de l'interaction sol-pieu

Le phénomène d'interaction pieu – sol est modélisé à l'aide de ressorts non linéaires pour tenir compte des non-linéarités locales à l'interface pieu-sol. Le comportement non linéaire du sol est décrit par les caractéristiques de transfert de charge pour les deux verticales et les réactions latérales du sol. Certains autres types de non-linéarités locales telles que : le glissement et l'espacement, peuvent survenir l'interface sol-pieu de surface. Pour simplifier le problème, l'effet de l'écart, du glissement et du tassement sur la réponse de pieu semble marginal, dans le cas de l'analyse de la réponse latérale ; seul le mouvement latéral du sol a été analysé en ce chapitre.

Le sol a été modélisé à l'aide de ressorts non linéaires. L'élément en plastique multilinéaire disponible dans SAP2000 (2002) a été utilisé dans le modèle proposé. Les propriétés non linéaires des éléments de lien ont été obtenues en utilisant les courbes p–y de la solution 2D aux différences finies (FD) par LPILE.

Les ressorts ont été assignés à chaque 0,5 m le long du pieu. Les courbes $p - y$ ont été développées dans LPILE à la profondeur d'emplacement défini et donc la rigidité du sol à différentes profondeurs d'emplacements a été calculée et le comportement hystérique a été obtenu. La fixité a été assignée au bas de pieu pour simuler l'enfoncement du pieu dans la roche.

2.2.3 L'outil numérique SAP2000 :

Ce dernier permet le passage d'un projet réel complexe au modèle numérique, et permet de faire l'étude paramétrique facilement et rapidement. Le programme en question utilise plusieurs modèles de comportement qui dépendent de la nature du sol et du type d'ouvrage. Dans la présente étude, une modélisation du comportement non linéaire du sol par le modèle des éléments finis basé sur l'approche de la poutre sur ressorts non linéaires (Beam on Nonlinear Winkler Foundation) est proposée.

2.2.4 Modèle de validation utilisé dans l'étude numérique :

La performance et la capacité de l'approche proposée à simuler le comportement des pieux dans un sol sableux ont été démontrées par comparaison entre la simulation numérique et le test réalisé par Kampitsis et al. (2015). Dans ces essais, un pieu vertical est placé dans une masse de sable de densité uniforme.

Le poids unitaire sec et la densité relative de l'échantillon ont été mesurés $\gamma_s = 16.2 \text{ KN}/\text{m}^3$ et $D_r = 94\%$, respectivement. Les résultats de laboratoire des tests sable indiquent des valeurs moyennes des angles de crête et d'état critique jusqu'à $\varphi_p = 56$ à de très faibles niveaux de contrainte ($< 10 \text{ kPa}$) et $\varphi_{cv} = 32$, respectivement. Le matériau et les caractéristiques de résistance du sable ont été documentés dans Anastasopoulos et al. (2010).

Le pieu isolé était un cylindre creux en aluminium 6063-F25 de 3 cm de diamètre extérieur, 2,8 cm de diamètre intérieur et 60 cm de longueur. Le module d'élasticité du pieu est $E_0 = 70 \text{ GPa}$ et la limite d'élasticité de l'aluminium est de 215 MPa. Le pieu a été fixé à la base du bac à sable pour assurer la verticalité pendant le processus de fonctionnement sur sable. Cependant, sa longueur était suffisamment longue pour que la rupture de flexion (charnière en plastique) n'entre affectée par les conditions aux limites de la pointe. La charge est appliquée au pieu à une distance $e = 32 \text{ cm}$ de la surface du sol. La configuration expérimentale est représentée sur la figure 2.5. Pour plus de détails sur le processus de test en laboratoire, le lecteur est renvoyé aux études de Gerolymos (2012) et Giannakos (2013). Sur la figure.2.6, le calcul de la force latérale agissant à 32 cm au-dessus du niveau du sol avec le déplacement à la surface du sol est obtenu à partir du modèle numérique et comparé à la résultante obtenue de l'expérience. On observe que la rigidité tangente à faible niveau de charge est surestimée par rapport au résultat expérimental et les capacités ultimes sont prédites avec précision. On peut en déduire que le modèle numérique proposé peut être utilisé en fournissant un minimum d'effort de calcul tout en conservant une bonne précision pour les résultats obtenus pour le système non élastique sol – pieu.

2.3 Analyse des paramètres :

Pour évaluer le niveau des paramètres affectant le comportement de l'interaction sol – pieu – structure, certains paramètres sont adoptés et sont énumérés dans le tableau 2.3;

2.3.1 Exemple de référence :

La structure étudiée dans ce chapitre est un pont construit en Algérie, comme illustré sur la Figure.2 4. Le pieu isolé mesure 3 m au-dessus du sol et s'étend jusqu'à une profondeur de 5 m sous le sol aux dimensions et aux armatures uniformes détaillées. Il porte un poids total de 500 KN qui est supposé pour agir à une hauteur de superstructure à mi-hauteur de 3 m au-dessus du niveau de sol. Le modèle comprend des ressorts de sol $p - y$ non linéaires à différentes profondeurs comme indiqué sur la Figure. 2.4. Les $p-y$ non linéaire des éléments à ressort utilisés pour le sol dans le modèle, sont basés sur un plastique NL-multilinéaire. Les critères de conception pour la sélection de la poutre et les dimensions de pieu correspondent à l'analyse statique linéaire. Les renforts longitudinaux et transversaux, les caractéristiques et dimensions du modèle sont attribuées selon le tableau 3. Les rotules plastiques attribuées aux points en plastique capables et les critères d'acceptation de la rotation et le déplacement de translation sont définies dans le tableau 2.3.

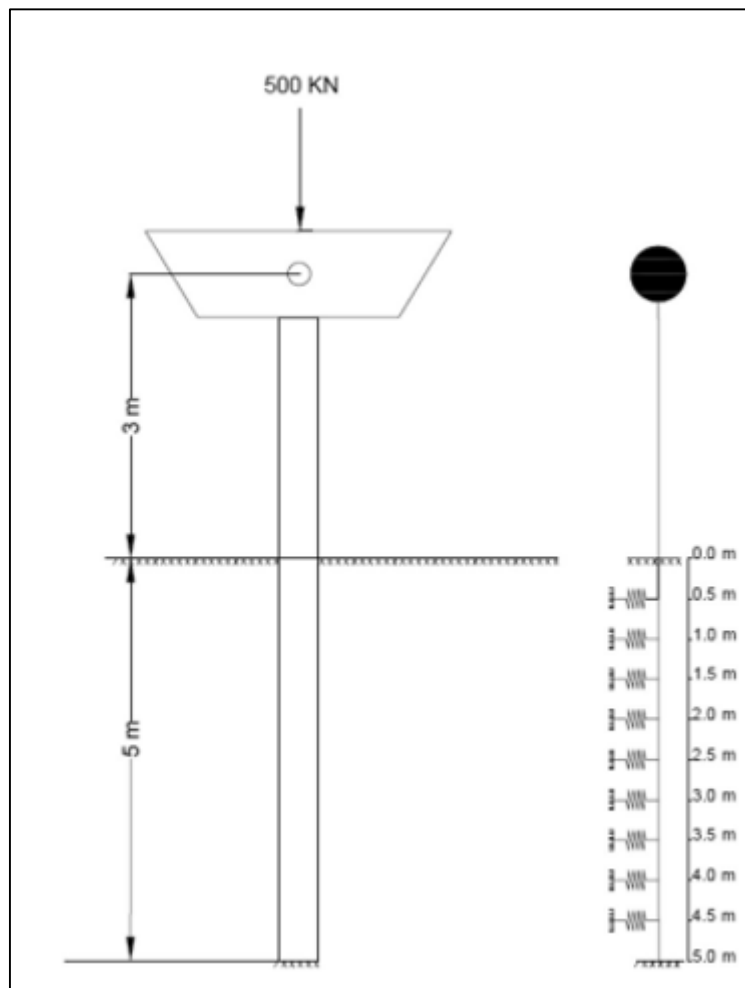


Figure2.4.configuration de l'interaction sol-pieu-structure.

Tableau 2.2. Dimensions de pieu et du poteau et critères d'acceptation de la rotation et du déplacement de translation.

Components	Dimensions of circular section (D)	Bars and Stirrups	Hinges	Moment plastic	Acceptance criteria					
					B	IO	LS	CP	D	E
Column	0.5 m	23 ϕ 16 ϕ 10@10cm	Flexural + Axial (P+M3)			0.005	0.012	0.015	0.015	0.025
Pile	0.5 m	20 ϕ 20 ϕ 10@10cm	Flexural(M3)	486.57	0	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
	0.7 m	20 ϕ 20 ϕ 10@10cm	Flexural(M3)	766.93	0	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
	1	20 ϕ 20 ϕ 10@10cm	Flexural(M3)	1172.0	0	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
	1.2	20 ϕ 20 ϕ 10@10cm	Flexural(M3)	1437.8	0	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
	0.5	26 ϕ 20 ϕ 10@10cm	Flexural(M3)	607.9	0	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
	0.5	33 ϕ 20 ϕ 10@10cm	Flexural(M3)	771.5	0	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
	0.5	39 ϕ 20 ϕ 10@10cm	Flexural(M3)	911.8	0	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03

2.3.2 Les charges sismiques :

Les accélérogrammes utilisés dans cette enquête sont les composantes horizontales du NORTHRIDGE, NEWHALL,

Enregistrements de tremblements de terre de NORICIA ITALIE, Figures. 2.7 Et 2.8. On pense que ces enregistrements sont représentatifs de tremblement de terre. Des études de Clough et Benuska (1966) indiquent que la réponse structurelle dépend principalement de l'impulsion de l'accélération de pointe dans le mouvement du sol et que les mouvements continus de plus petite amplitude n'ont qu'un petit effet sur la réponse maximale. L'accélération maximale au sol de la composante horizontale de NORTHRIDGE est 0,57 g, celle de NEWHALL est de 0,578 g et celle de NORICIA ITALY est de 0,521 g (figures. 2.7, 2.8). La figure 2.9 montre le spectre de réponse d'accélération élastique pour mouvements du sol du Northridge, et enregistrements des tremblements de terre de NEWALL et NORICIA ITALY.

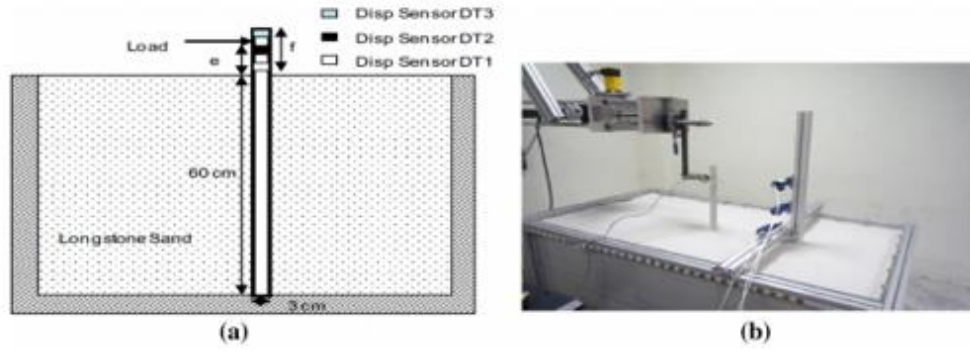


Figure 2.5 Configuration du modèle Pushover; (a) géométrie et (b) instrumentation.

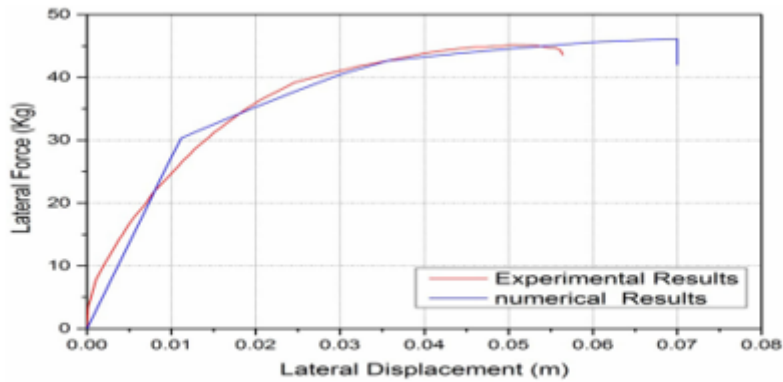


Figure 2.6 les courbes expérimentales et numériques de force-déplacement latérale à la tête du pieu.

Tableau 2.3 : les cas paramétriques

paramètre	Force axiale, P/f_c (A_g)	Diamètre du pieu, D(m)	Rapport longitudinal de l'acier%	Longueur du pieu L(m)	Type de sol
valeur	0, 0.1, 0.2, 0.3	0.5 m, 0.7 m, 1 m, 1.2 m	3%, 4%, 5%, 6%	5, 7, 10	Lache, Moyen, Dense

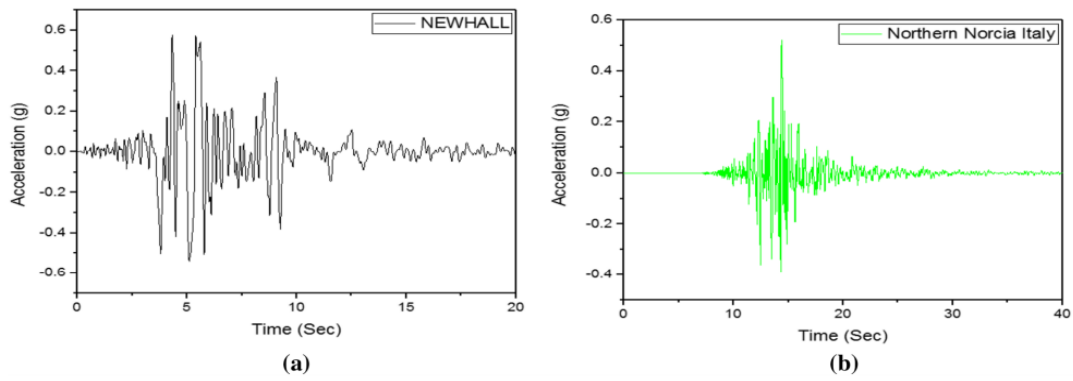


Figure 2.7 (a) l'enregistrement de NEWALL, (b) l'enregistrement de tremblement de terre NORCIA ITALY .

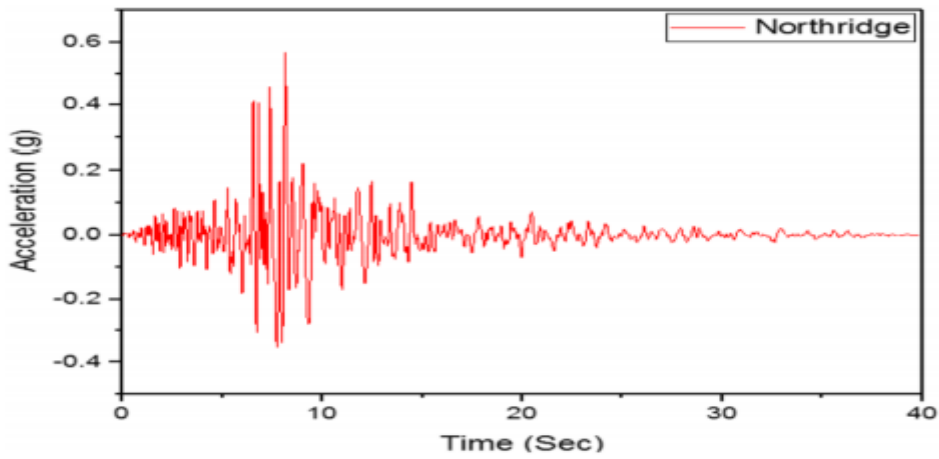


Figure 2.8. l'enregistrement de tremblement de terre de Northridge.

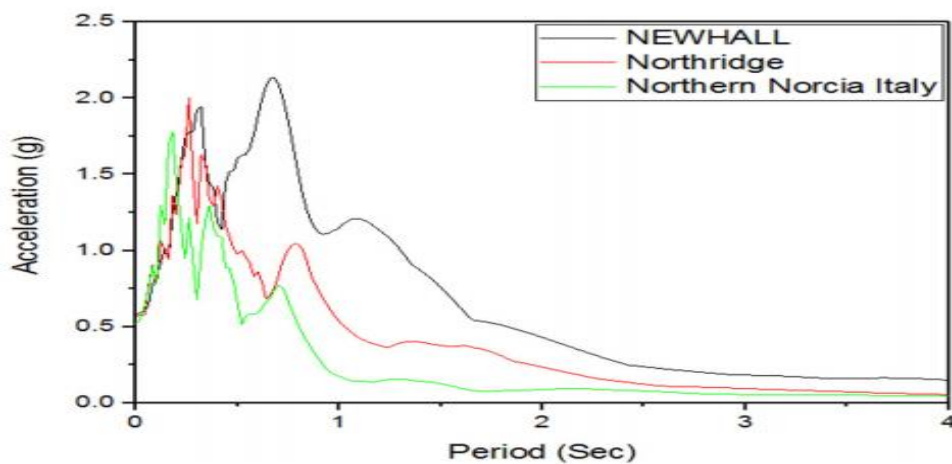


Figure 2.9. Spectres de réponse à l'accélération élastique des enregistrements des tremblements de terre de Northridge, NEWALL et NORCIA ITALY.

2.4 Résultats et discussion

2.4.1 Effet de la charge axiale

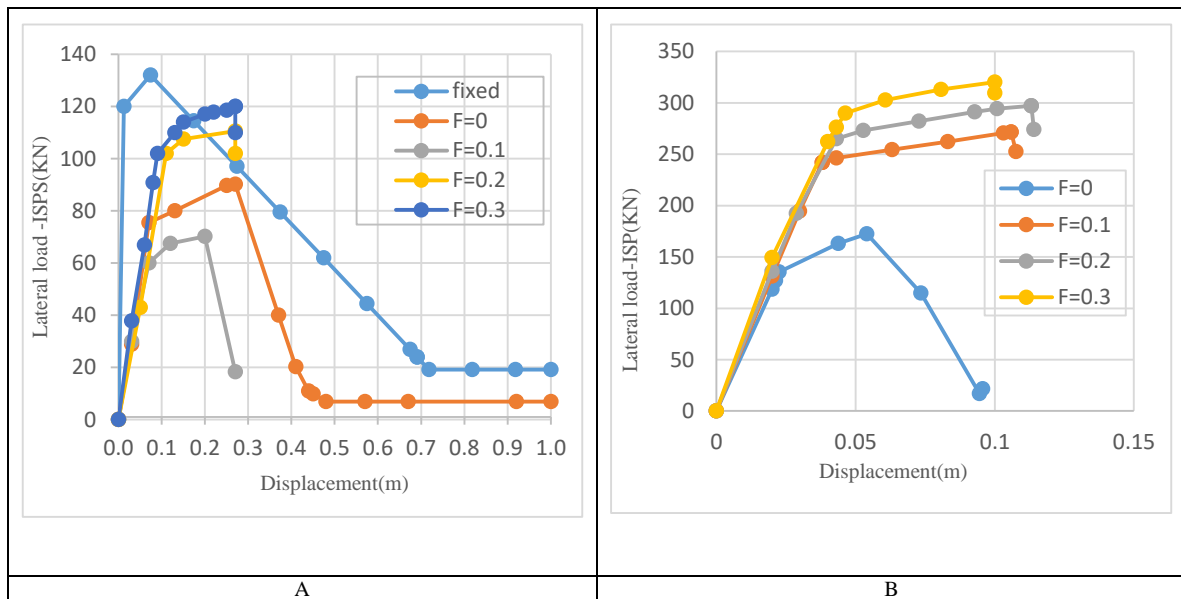


Figure 2.10 Charge latérale - déplacement comportement de : A) ISPS, B) ISP, dans le sable lâche.

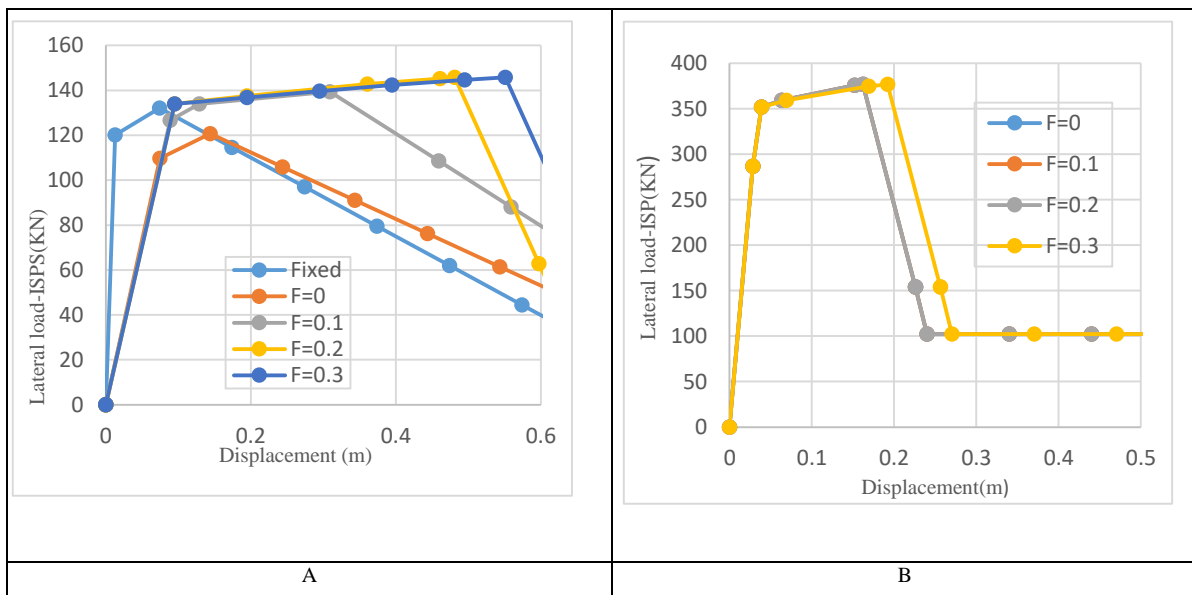


Figure 2.11 charge latérale- Déplacement comportement de: A) ISPS, B) ISP, dans sable moyen.

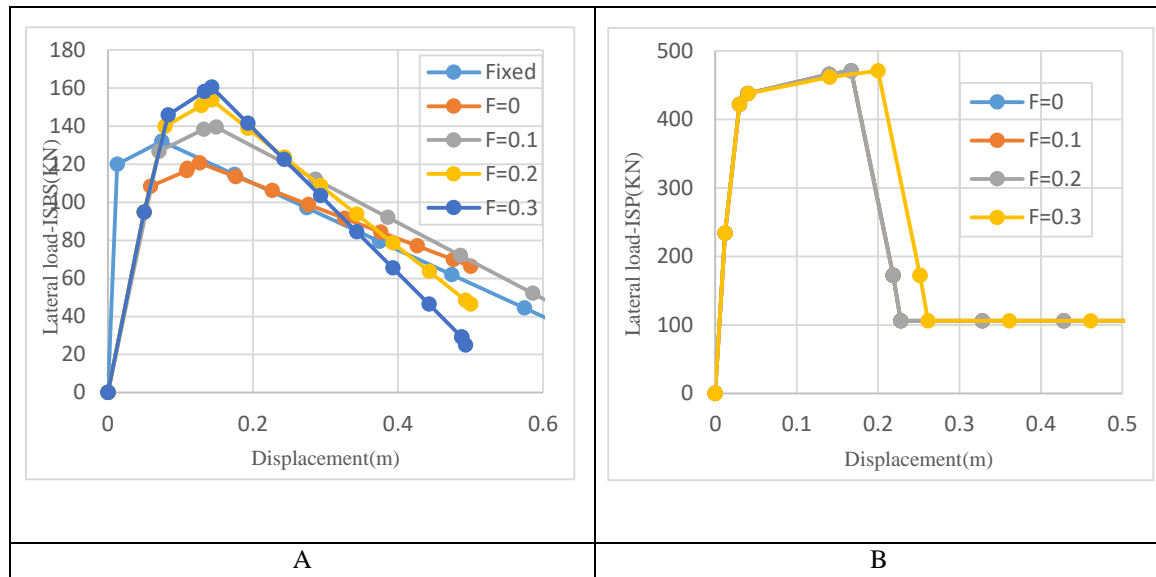


Figure 2.12 charge latérale- Déplacement comportement de: A) ISPS, B) ISP, dans sable dense.

Les figures 2.10A, 2.11A, 2.12A montrent la réponse de déplacement de charge latérale pour le système sol-pieu-structure, et les figures 10B, 11B, 12B montrent le comportement de déplacement de charge latérale pour le système de pieux dans du sable lâche, moyen et dense, respectivement, sous l'influence de la charge axiale. On voit, à partir de ces chiffres que dans le sable lâche, lorsque la charge axiale est augmentée à 0,1, la rigidité initiale est la même dans tous les cas et la capacité latérale est augmentée de 83% dans le système ISP et de 3,3% dans le système ISPS. Les figures 2.11 et 2.12 montrent que dans le système ISP, la charge axiale n'a qu'une influence marginale sur la réponse de la capacité latérale du pieu dans le cas du sable moyen et dense, mais dans le système ISPS, cette réponse n'est pas affectée dans le sable moyen mais elle est plus significative dans le sable dense. La réponse latérale dans les systèmes fixes est excellente par rapport à la réponse latérale du système ISPS avec différents niveaux de charge axiale dans le sable lâche, mais dans le sable moyen et dense, la réponse du système fixe est faible au système ISPS.

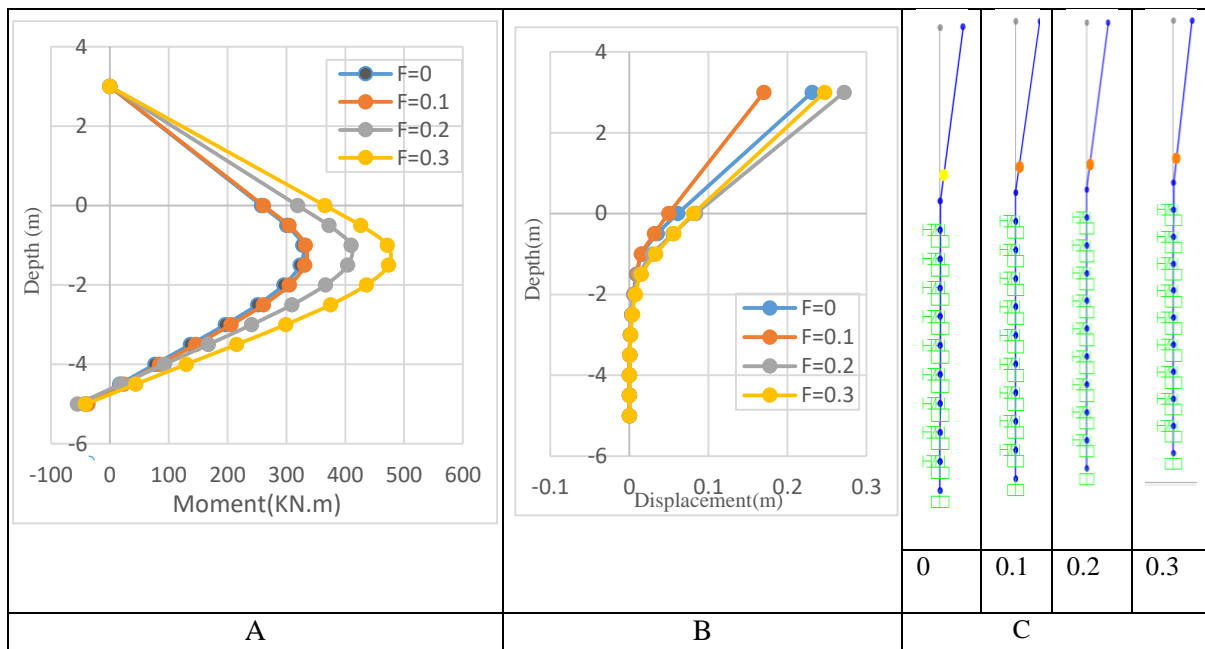


Figure2.13. Comportement de pieu dans le sable lâche : A) moment fléchissant,B) déplacement latérale,c) les rotules plastiques.

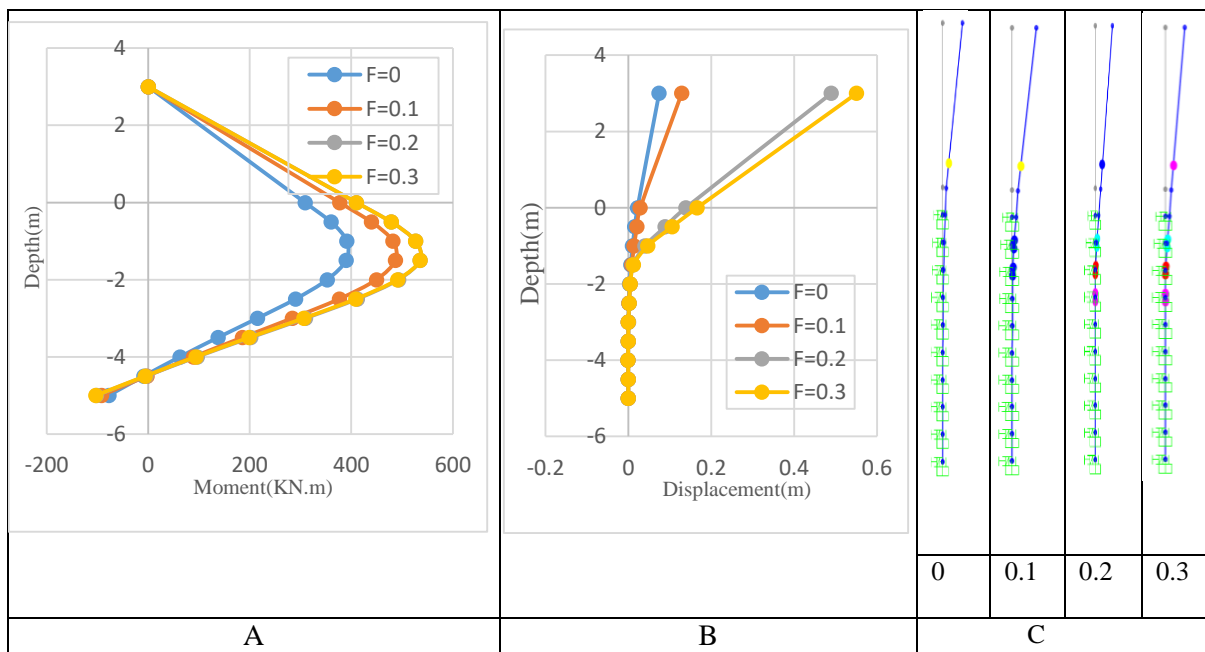


Figure2.14 Comportement de pieu dans le sable moyen : A) moment fléchissant) déplacement latérale) les rotules plastiques.

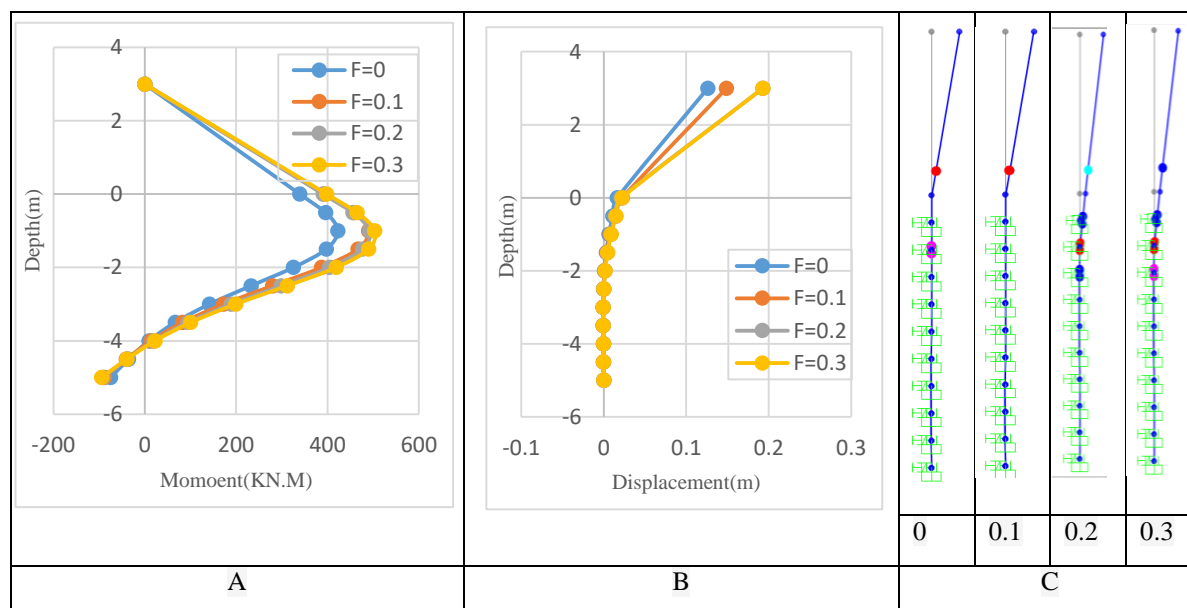


Figure 2.15 Comportement de pieu dans le sable dense : A) moment fléchissant) déplacement latérale) les rotules plastiques.

Les figures 2.13, 2.14 et 2.15 montrent la répartition du moment de flexion ultime et du déplacement latéral du pieu pour le système ISPS, pour un niveau différent de charge axiale avec différents types de sol, on peut voir que, sur ces figures, le moment de flexion ultime est affecté en augmentant le niveau de charge axiale et les types de sols. Pour un sol dense, l'effet est arrêté en 0,1 et pour un sol moyen il est arrêté en 0,2. Mais le moment de flexion ultime et le déplacement latéral du pieu sont augmentés de 14% et 35% pour la charge axiale 0,1 et 0,2 respectivement, pour le sable meuble. Cependant, le déplacement ultime augmentait avec l'augmentation du niveau de force axiale. La profondeur du moment de flexion ultime et le moment négatif à l'extrémité du pieu ne sont pas affectés par la charge axiale. Néanmoins, la profondeur équivalente à la fixité dépende de la variation du type de sol et non affectée par l'augmentation en la charge axiale, la valeur de la profondeur équivalente à la fixité est respectivement de 2,5 m, 2 m et 1,75 m pour le sable lâche, le sable moyen et le sable dense. Les formations de la rotule plastique sont affectées par le type de sable et la variation de la charge axiale. Pour les cas de sable meuble, la rotule plastique est formée dans la base de la colonne et n'est pas affectée par l'augmentation de la charge axiale. Dans les cas de sable moyen et dense, la rotule plastique est apparue dans la base de la colonne pour une charge axiale égale à 0, 0,1, et formée dans la tête du pieu sous 1m pour une charge axiale égale à 0,2, 0,3.

2. 4.2 Effets de la section de pieu

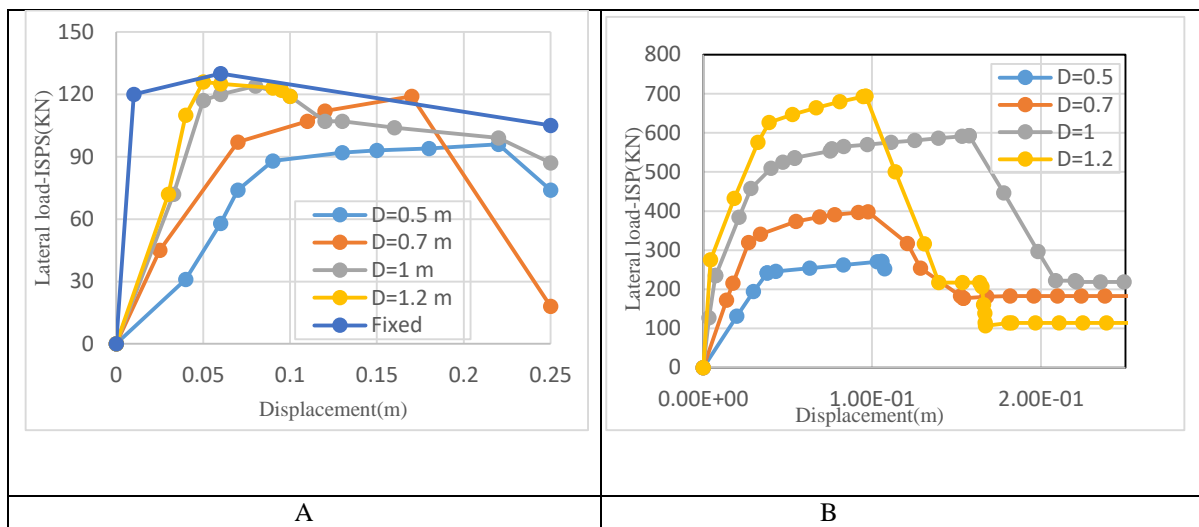


Figure2. 16 Charge latérale -déplacement comportement de: A) ISPS, B) ISP, dans du sable lâche.

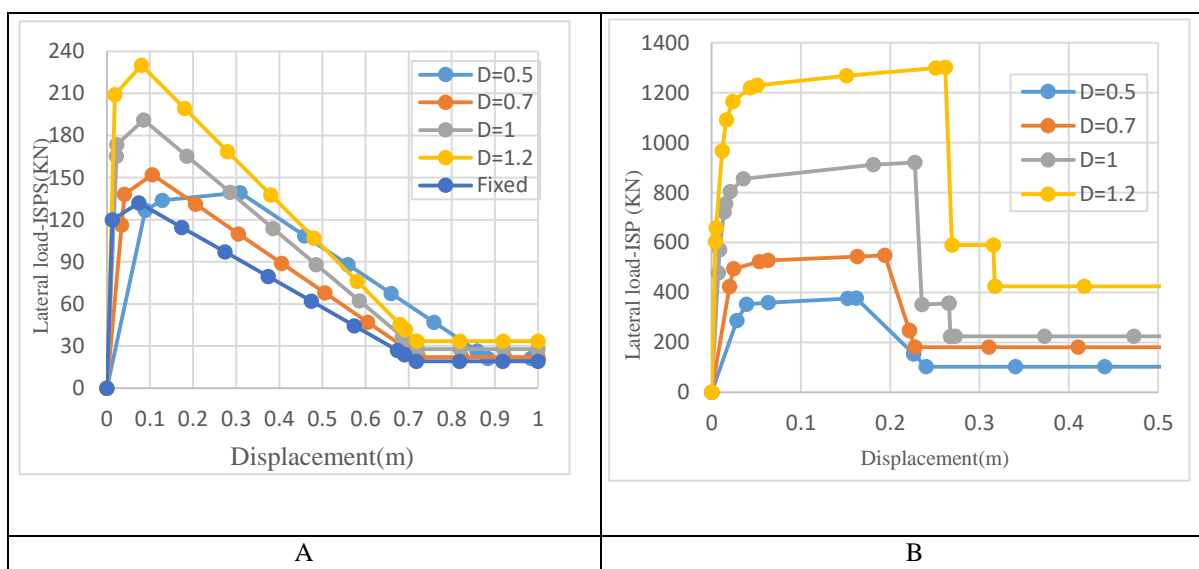


Figure2. 17 Charge latérale – déplacement comportement de: A) ISPS, B) ISP, dans du sable moyen.

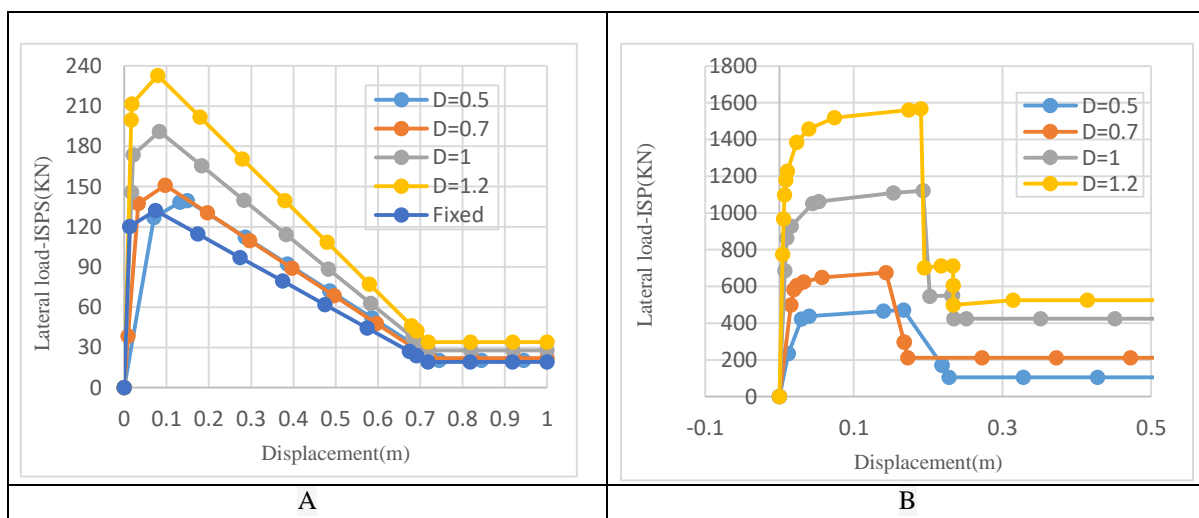


Figure2. 18 Charge latérale – déplacement comportement de: A) ISPS, B) ISP, dans du sable dense.

Les figures 2.16, 2.17 et 2.18 illustrent les courbes du système ISPS et ISP, qui sont avec la même charge axiale, le même rapport d'acier et différents sols et diamètre de pieu de 0,5, 0,7, 1, 1,2 m respectivement. Le grand diamètre du pieu donne une courbe plus rigide avec un grand rendement et un déplacement ultime. Comme indiqué dans le cas du sable lâche, la capacité latérale est faible par rapport au système fixe, et la capacité latérale augmente en augmentant le diamètre du pieu pour le système ISP, mais dans le système ISPS, la capacité latérale est stagnante dans le diamètre du pieu égal à 1m. Pour le sable dense et moyen, lorsque le diamètre du pieu augmente, la capacité latérale dans les systèmes ISP et ISPS est augmentée.

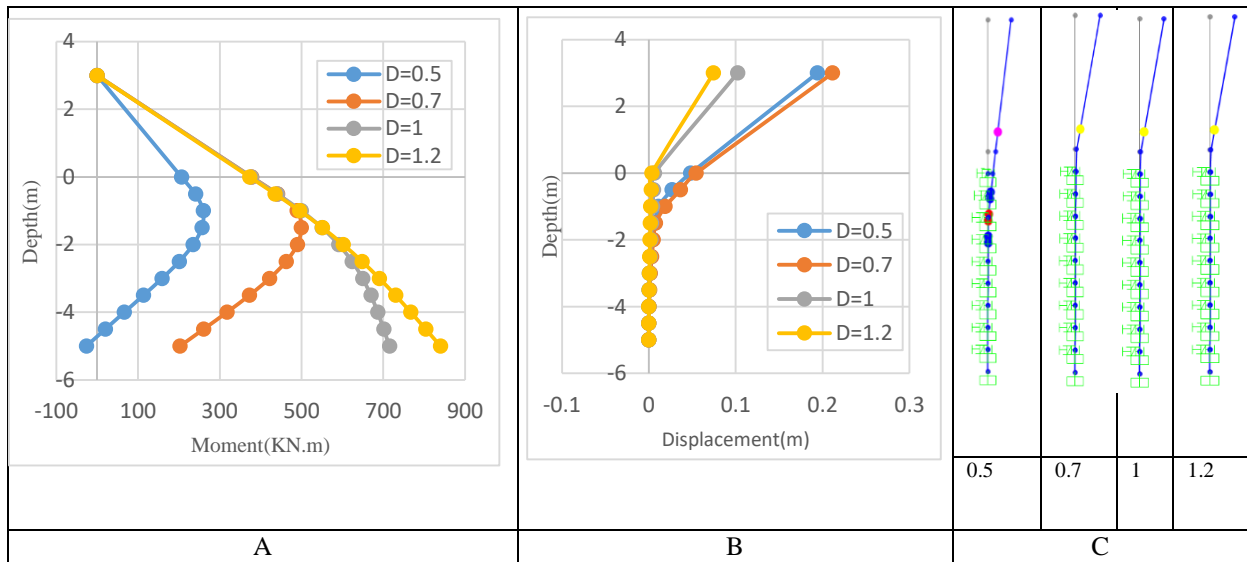


Figure 2.19 Comportement de pieu dans le sable lâche : A) moment fléchissant) déplacement latérale) les rotules plastiques.

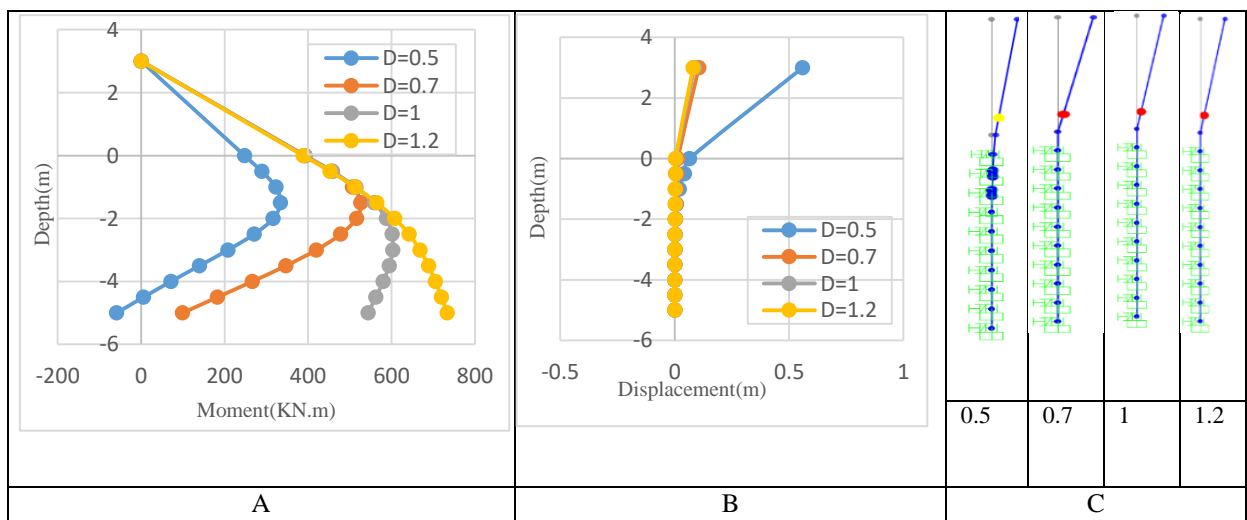


Figure 2.20 Comportement de pieu dans le sable moyen : A) moment fléchissant) déplacement latérale) les rotules plastiques.

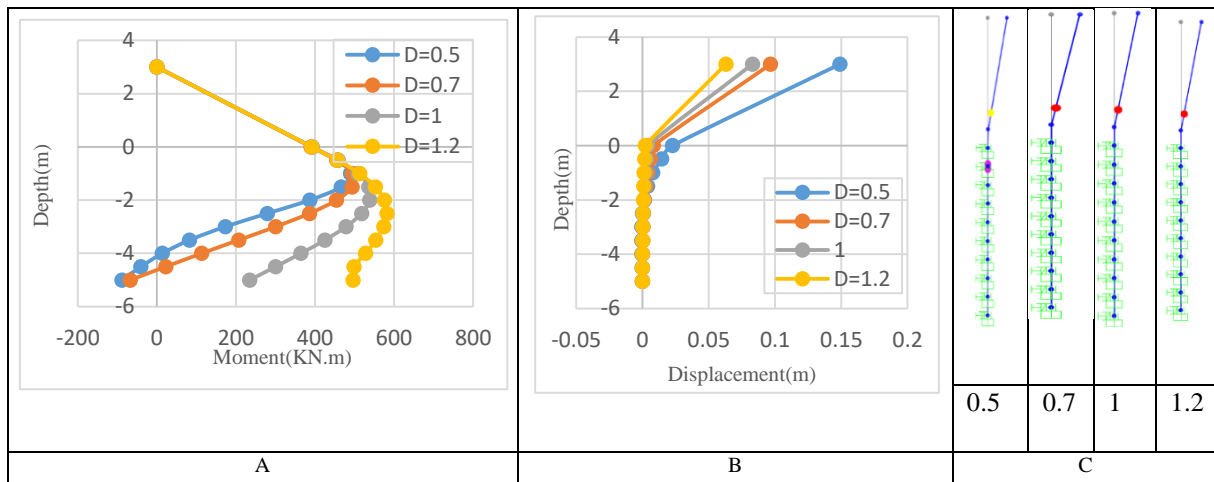


Figure 2.21 Comportement de pieu dans le sable dense : A) moment fléchissant) déplacement latérale) les rotules plastiques.

Les figures 2.19, 2.20, 2.21 affichent la distribution du moment de flexion et du déplacement latéral du pieu pour le système ISPS pour différents diamètres de pieu avec différents types de sol. Selon ces figures, lorsque le diamètre du pieu augmente, les moments de flexion sont augmentés et les déplacements ultimes sont diminués. La profondeur du moment de flexion ultime et le moment négatif du moment à la fin du pieu sont affectés par une augmentation du diamètre du pieu. Les positions de la charnière en plastique sont affectées par l'augmentation du diamètre du pieu dans le sable meuble. Pour le sable dense et moyen, la rotule plastique est formée au niveau de la colonne. Et aussi la profondeur équivalente à la fixité est affectée par cette variation.

2.4.3 Effets du rapport longitudinal d'acier

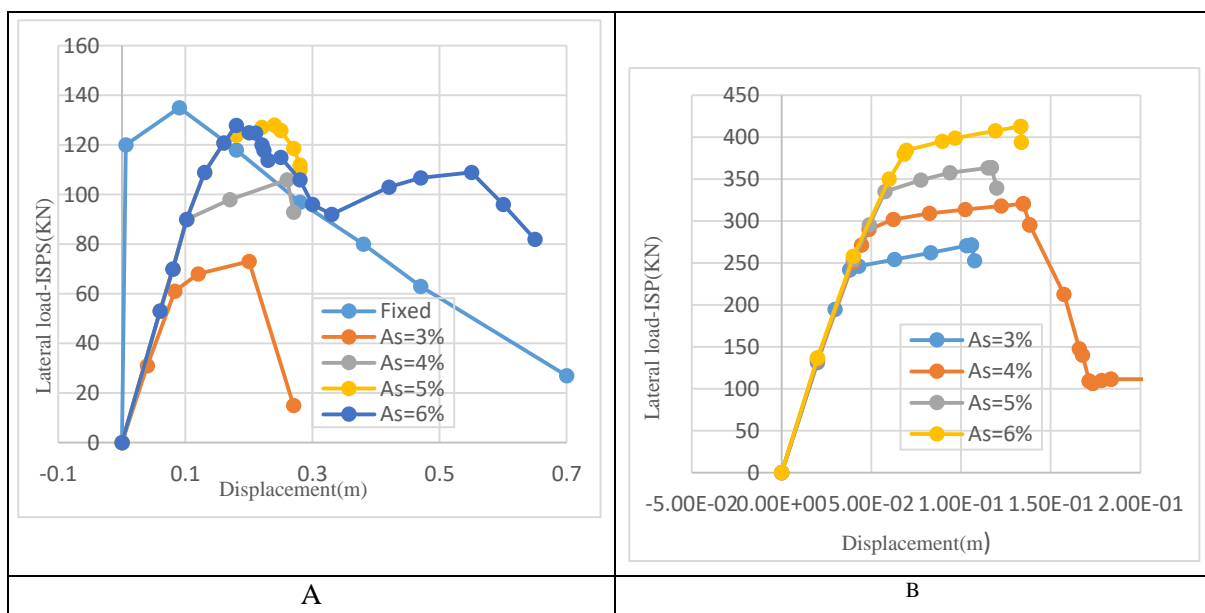


Figure 2.22 Charge latérale - déplacement comportement de: A) ISPS, B) ISP, dans du sable lâche.

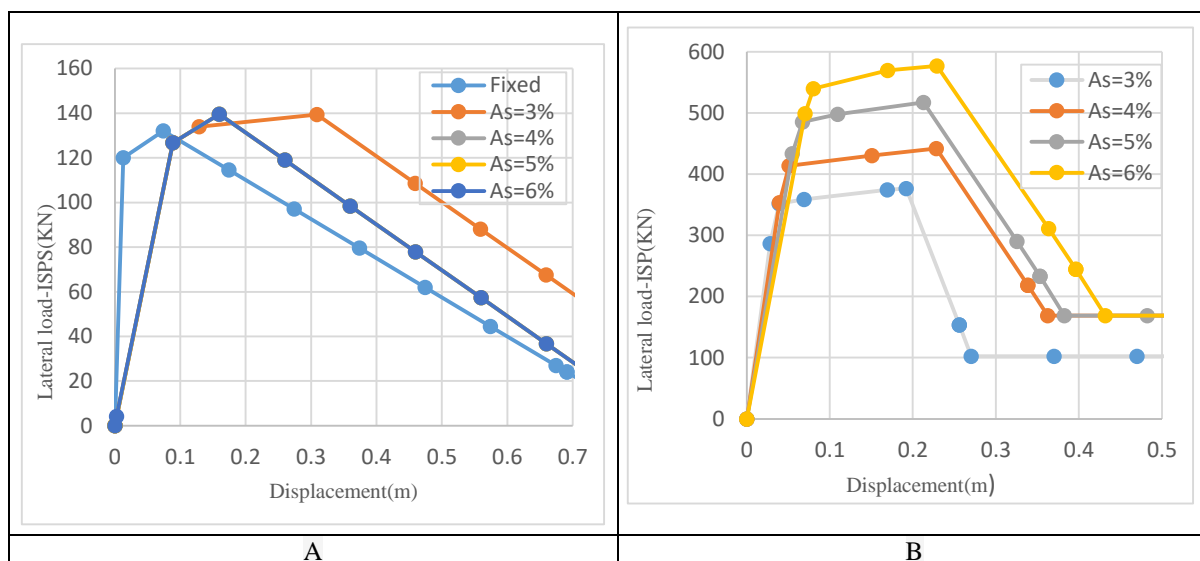


Figure2. 23 Charge latérale - déplacement comportement de: A) ISPS, B) ISP, dans du sable moyen.

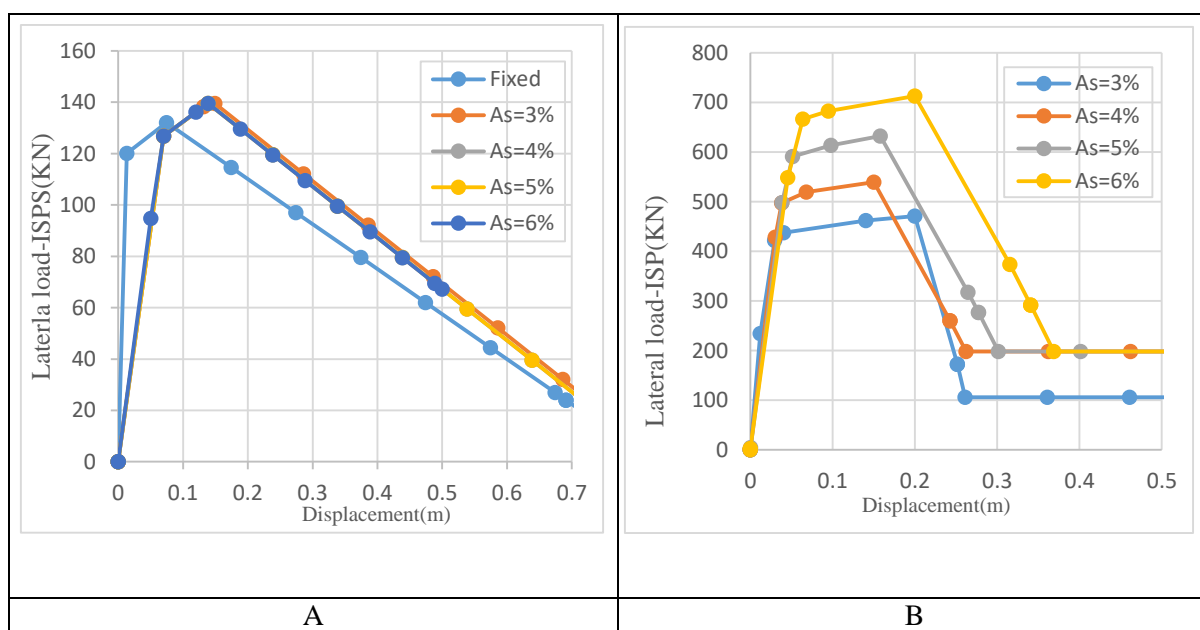


Figure2. 24 Charge latérale – déplacement comportement de: A) ISPS, B) ISP, dans du sable dense.

Les figures 2.22, 2.23, 2.24 illustrent la capacité latérale dans les deux systèmes ISPS et ISP sous l'effet du rapport d'acier longitudinal ($A_s = 3\%, 4\%, 5\%, 6\%$) avec les différents types de sable (lâche, moyen, dense). Pour tous les types de sable, dans le système ISP, lors de l'augmentation du rapport d'acier longitudinal, la capacité latérale est augmentée, mais dans le système ISPS, la capacité latérale n'est pas affectée par l'augmentation du rapport d'acier longitudinal en pieu pour le sable moyennement dense, mais dans le sable lâche, la capacité latérale pour le cas $A_s = 3\%$, et $A_s = 4\%$, ils ont à peu près la même valeur et les mêmes observations pour les deux couléés $A_s = 5\%, 6\%$ Quoi qu'il en soit de changer la valeur du rapport d'acier longitudinal, la capacité latérale reste faible par rapport au modèle fixe.

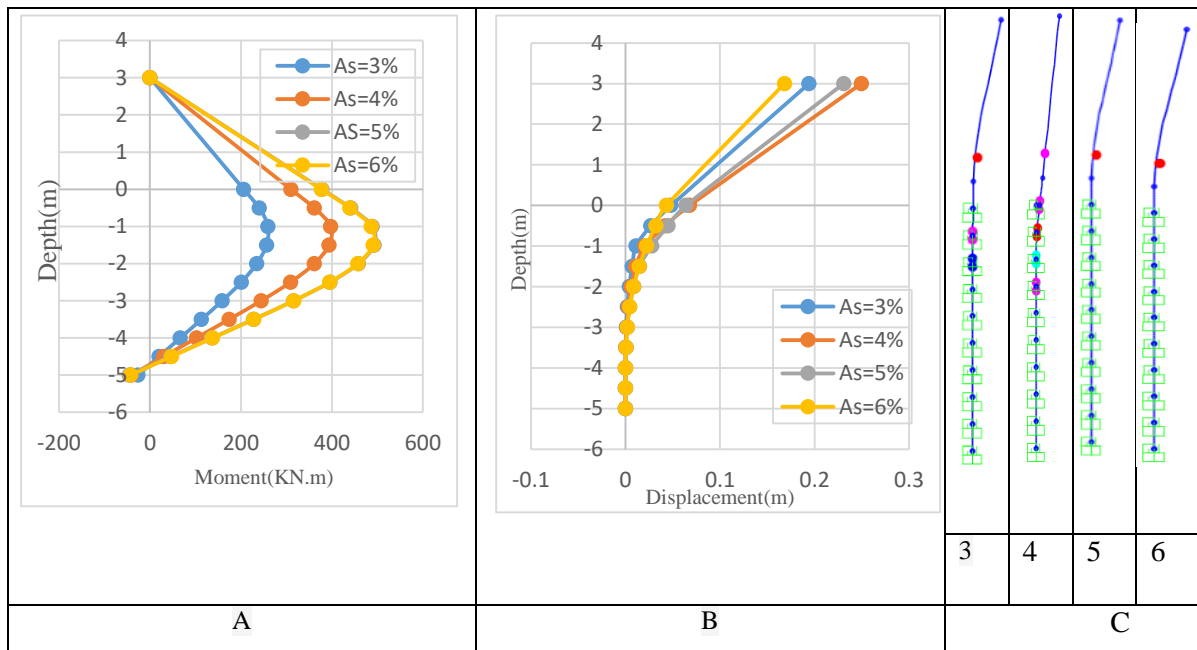


Figure 2.25 Comportement de pieu dans le sable lâche : A) moment fléchissant) déplacement latérale) les rotules plastiques.

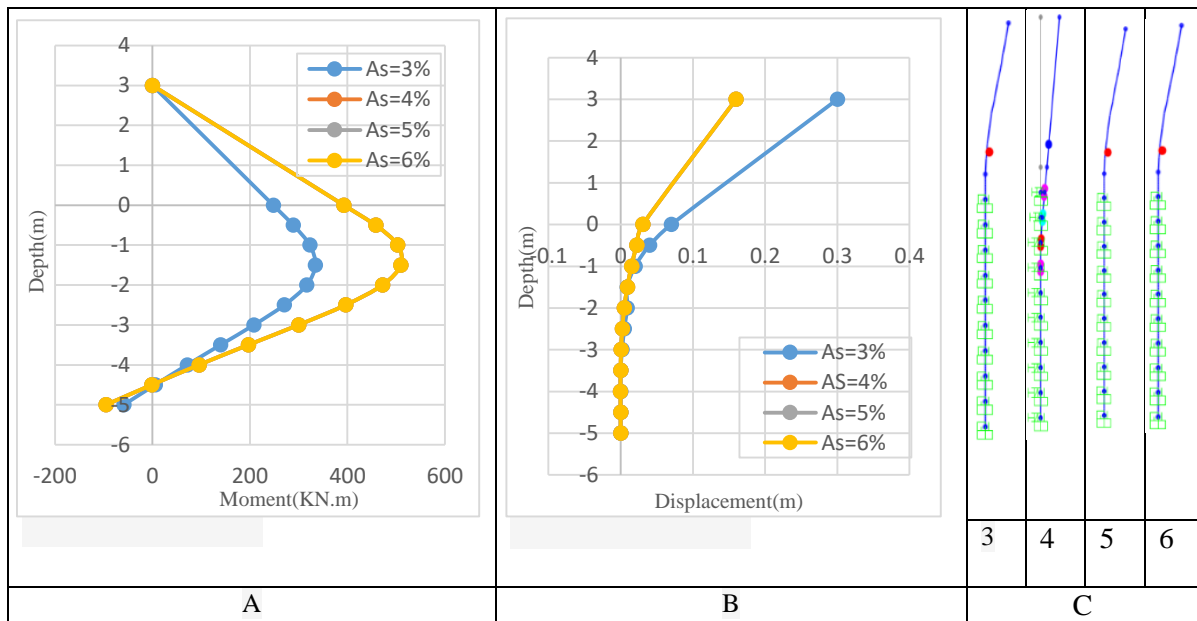


Figure 2.26 Comportement de pieu dans le sable moyen : A) moment fléchissant) déplacement latérale) les rotules plastiques.

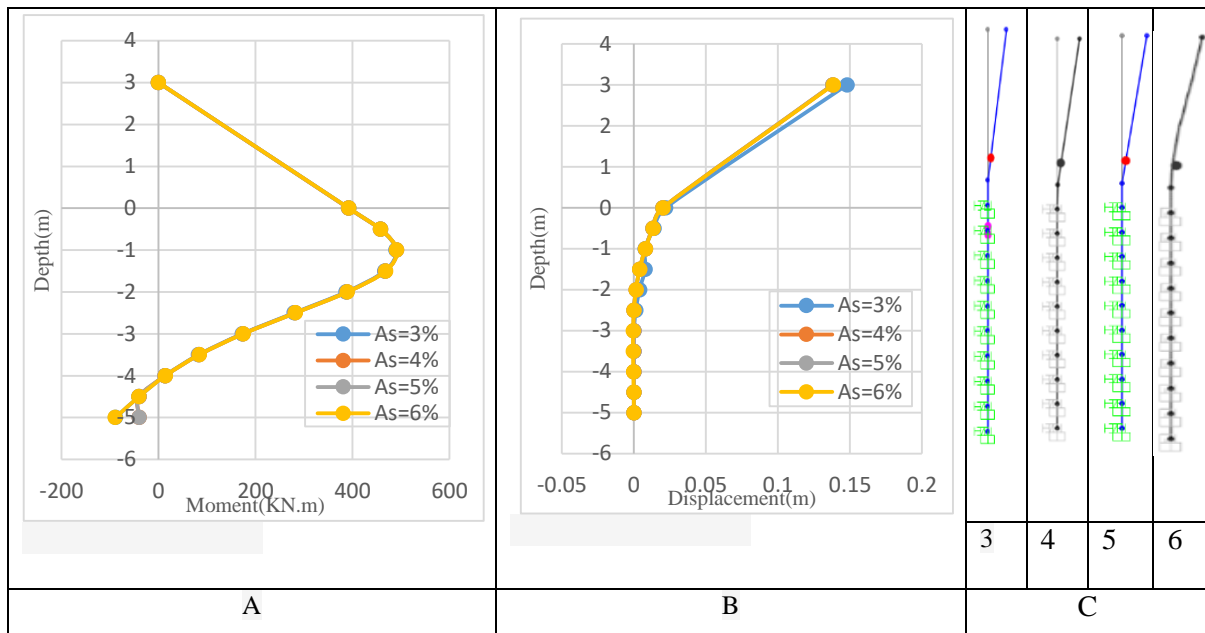


Figure 2.27 Comportement de pieu dans le sable dense : A) moment fléchissant) déplacement latérale) les rotules plastiques.

Les figures 2.25, 2.26 et 2.27 montrent la distribution du moment de flexion ultime et du déplacement latéral du système ISPS pour différents rapports longitudinaux d'acier avec différents types de sol. Le moment de flexion ultime et le déplacement latéral augmentent à la fois avec l'augmentation dans (A_s), et dans le moment de flexion ultime stagne dans le cas de (A_s) égal à 5%, 6% pour le sable lâche, le sable moyen et dense ne sont pas affecté. Les déplacements latéraux sont affectés par l'augmentation du rapport longitudinal d'acier dans le sable lâche.

Pour le sable lâche et moyen, la position des rotules plastiques est formée en pieu pour les cas de (A_s) égal à 3%, mais dans le sable dense et d'autres cas dans le sable lâche et moyen, les rotules plastiques sont formées dans la base de la colonne. La profondeur équivalente à la fixité et la profondeur du moment fléchissant ne sont pas affectées par l'augmentation du rapport longitudinal d'acier mais elles sont affectées par le type de sable.

2.4.4 Effets de la longueur du pieu

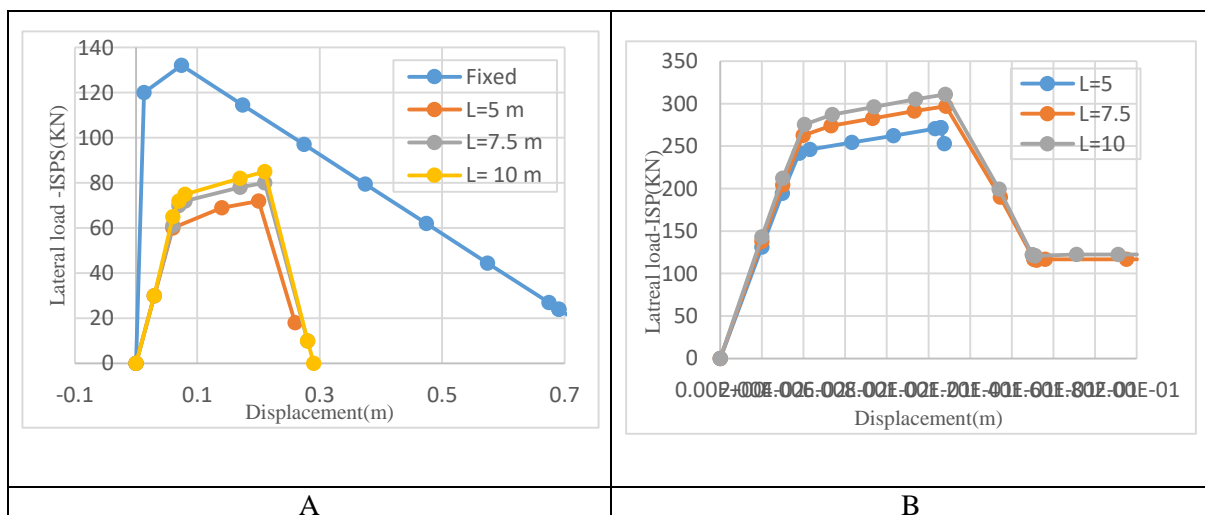


Figure2. 28 Charge latérale - déplacement Comportement de: A) ISPS, B) ISP, dans du sable lâche.

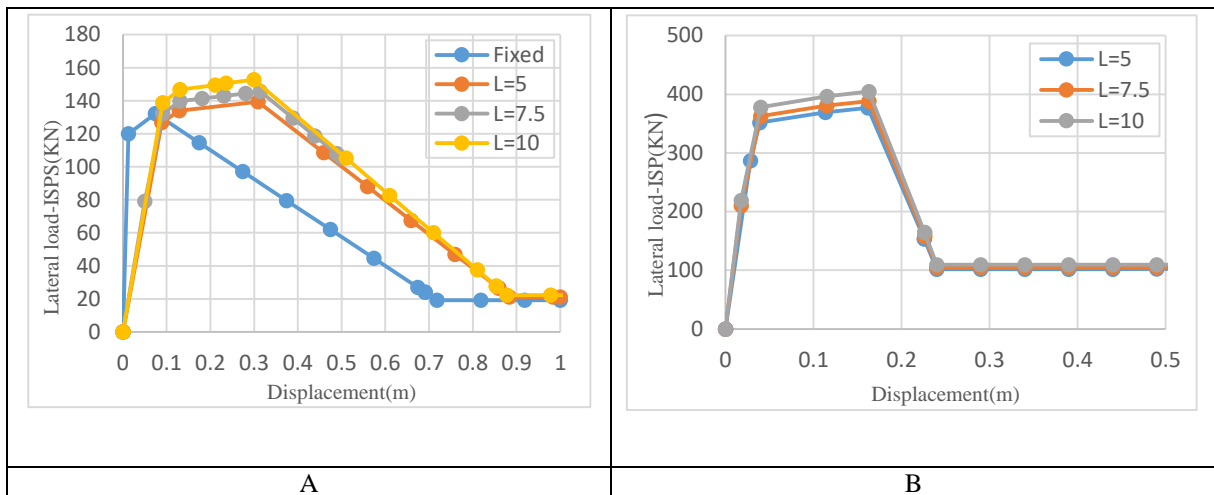


Figure2. 29 Charge latérale – déplacement Comportement de: A) ISPS, B) ISP, dans du sable moyen.

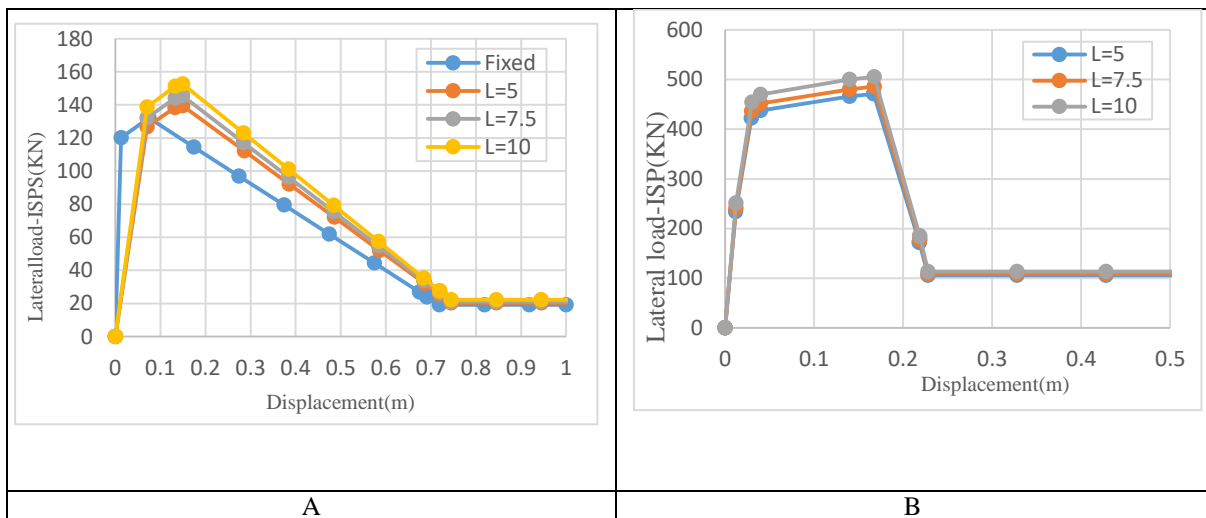


Figure2. 30 Charge latérale - déplacement Comportement de: A) ISPS, B) ISP, dans du sable dense.

Les figures 2.28, 2.29, 2.30 montrent la capacité latérale dans les deux systèmes ISPS et ISP sous l'influence de la longueur du pieu (L = 5 m, 7,5 m, 10 m) avec les différents types de sable (lâche, moyen, dense). Pour tous les types de sable, dans les deux systèmes, lors de l'augmentation de la longueur du pieu, la capacité latérale est augmentée.

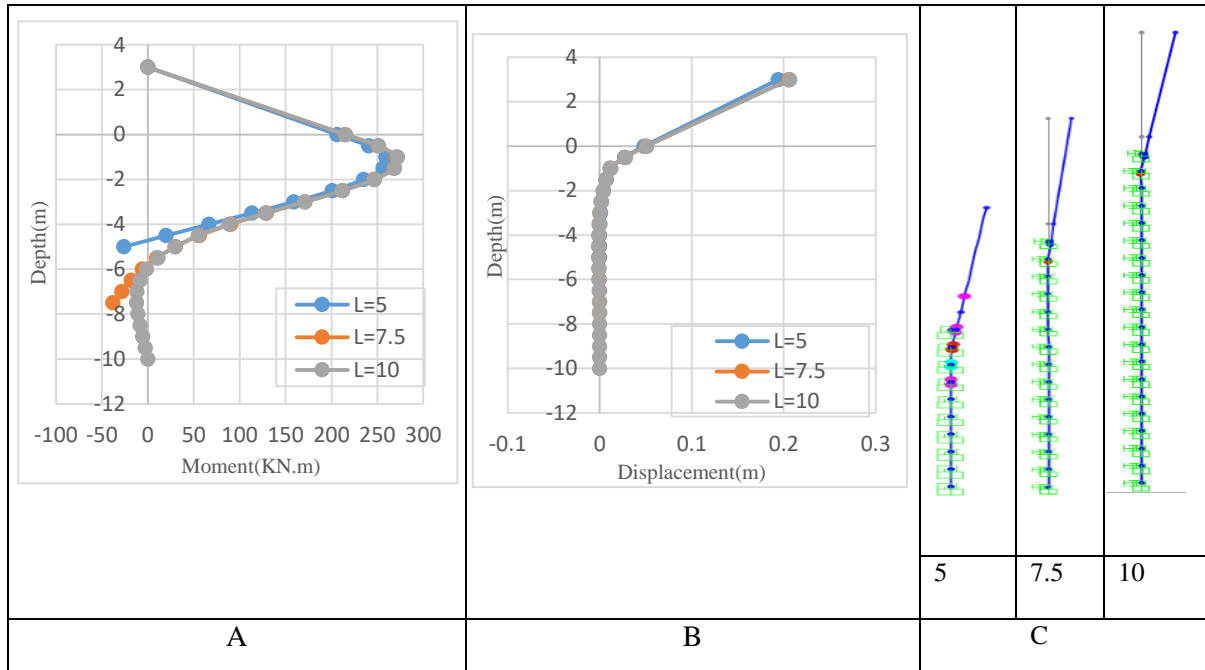


Figure 2.31 Comportement de pieu dans le sable lâche : A) moment fléchissant) déplacement latérale) les rotules plastiques.

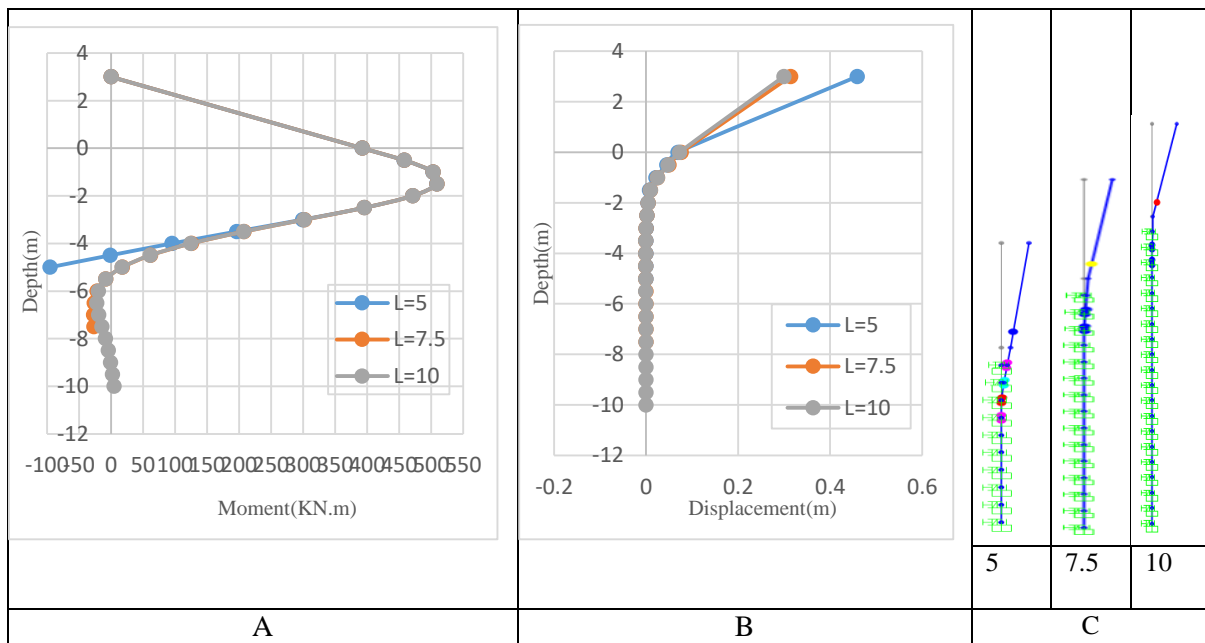


Figure 2.32 Comportement de pieu dans le sable moyen: A) moment fléchissant) déplacement latérale) les rotules plastiques.

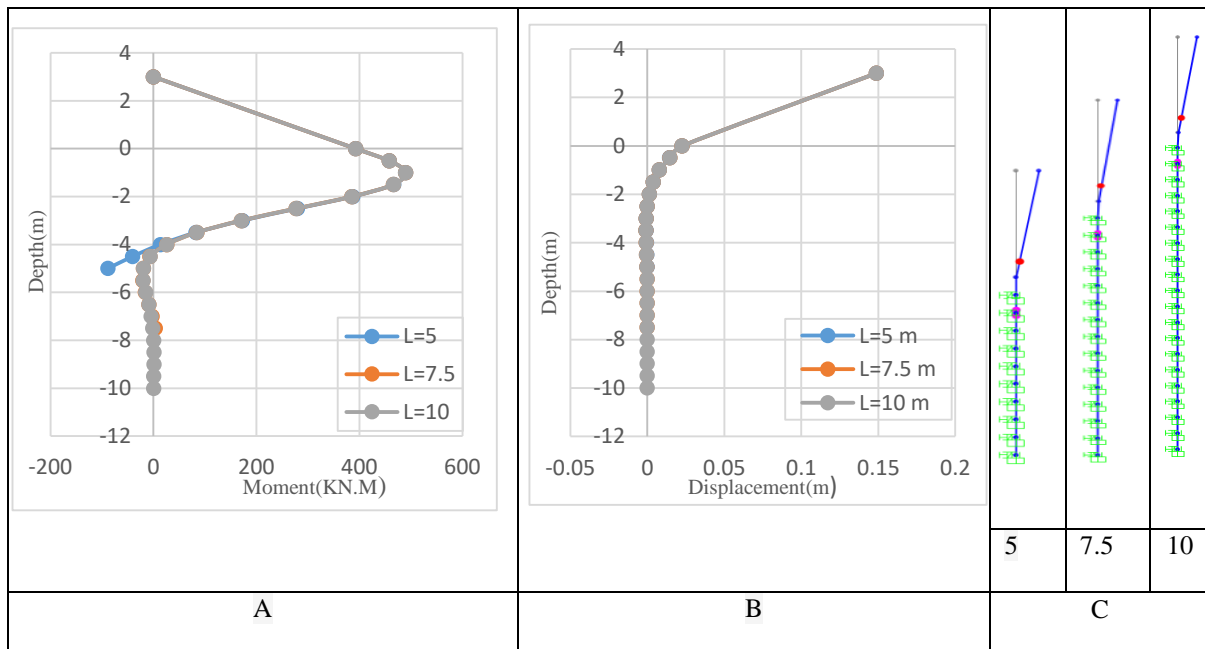


Figure 2.33 Comportement de pieu dans le sable dense : A) moment fléchissant) déplacement latérale) les rotules plastiques.

Les figures 2.31, 2.32 et 2.33 montrent la distribution du moment de flexion ultime, le déplacement latéral et la position de la rotule plastique pour le système ISPS pour différentes longueurs de pieu avec différents types de sol.

Le moment de flexion ultime et le déplacement latéral ne sont pas affectés par une augmentation de la longueur du pieu dans tous les types de sols sableux. Pour le sable meuble, la position de la rotule plastique est affectée par la longueur de pieu et est formée au sommet de pieu. La rotule plastique dans le cas du sable moyen est formée dans le haut du pieu pour le cas de 5m de la longueur du pieu et dans les autres cas la rotule plastique est formée à la base de la colonne. Dans le cas de sable dense, la position de la rotule plastique n'est pas affectée et elle apparaît à la base de la colonne. Les profondeurs équivalentes à la fixité ne sont pas affectées par le type de sable et l'augmentation de la longueur du pieu.

2.5 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté une analyse de l'interaction statique non linéaire sol-pieu-structure sous chargement sismique. L'étude est menée sur différents aspects de l'interaction sol-pieu-structure et l'interaction sol-pieu, à savoir l'influence de la charge axiale, la longueur et le diamètre du pieu ; le rapport d'acier longitudinal dans des différents types de sable est mené pour observer la réponse des systèmes (ISPS) et (ISP).

D'après les analyses présentées nous pouvons conclure que :

- Dans la plupart des cas, la capacité latérale du système fixe est faible par rapport à la capacité latérale du système ISPS lors de l'augmentation de la charge axiale, du diamètre du pieu, du rapport longitudinal d'acier et de la longueur du pieu dans tous les types de sable.
- La charge axiale et le type de sable influencent la capacité latérale dans le système ISP plus que dans le système ISPS. Le diamètre du pieu dans ISPS et ISP influence la capacité latérale. Le rapport longitudinal de l'acier influence la capacité latérale dans le système ISP, mais dans

le système ISPS, son effet apparaît uniquement dans le sable meuble. La capacité latérale n'est pas influencée par la longueur du pieu.

- Le moment de flexion ultime et le déplacement latéral au sommet du poteau augmentent avec l'augmentation de la charge axiale, le rapport longitudinal de l'acier, mais ne sont pas affectés par l'augmentation de la longueur du pieu.
- De plus, la profondeur équivalente à la fixité est affectée par l'augmentation uniquement du diamètre du pieu et du type de sols sableux. La formation et la position des rotules plastiques sont affectées par le type de sable, le niveau de charge axiale, le diamètre du pieu, le rapport longitudinal d'acier et la longueur du pieu.

Chapitre 3

Présentation générale d'ABAQUS

3.1 Introduction

Dans cette étude, le logiciel ABAQUS aux éléments finis à usage général est utilisé pour modéliser le système de sol-pieu et étudier son comportement sous excitation sismique. Lorsque ce logiciel de modélisation des éléments finis (MEF) à usage général est utilisé, il est important de sélectionner les techniques appropriées des éléments finis, qui ressemblent étroitement au système sol-pieu et à son comportement dans des conditions de chargement dynamique. Les composants importants, considérés ici, sont : les éléments qui représentent le sol et le pieu, la taille des mailles, les lois de comportements pour représenter le comportement du matériau du sol et du pieu, le comportement de l'interface sol-pieu, l'amortissement, les conditions aux limites et les étapes de chargement.

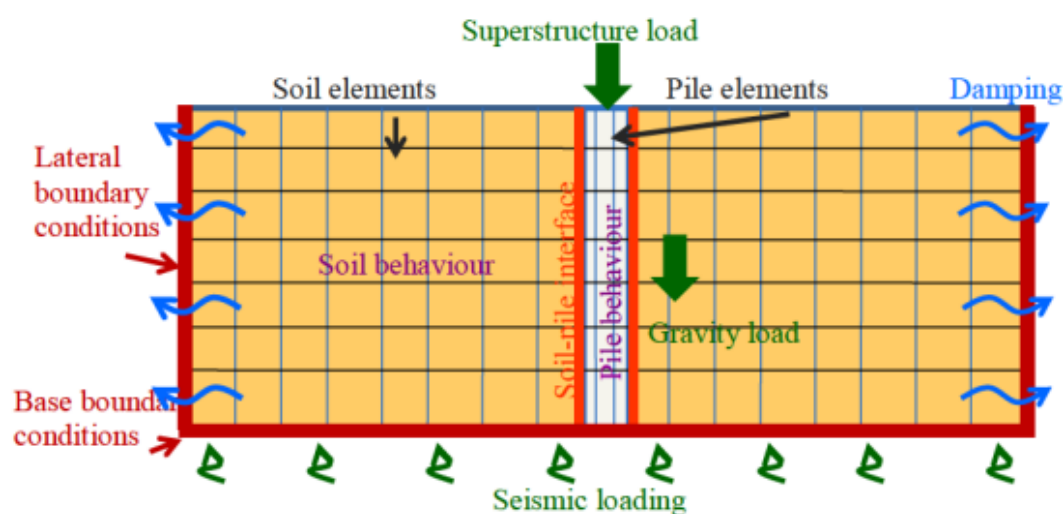


Figure 3.1 les composants des éléments finis pour le système sol-pieu.

3.2. Principe de la méthode des éléments finis

En analyse numérique, la méthode des éléments finis (MÉF, ou FEM pour finite elements method) est utilisée pour résoudre, numériquement des équations aux dérivées partielles. Celles-ci peuvent, par exemple, représenter analytiquement le comportement dynamique de certains systèmes physiques (mécaniques, génie civil, construction navale, thermodynamiques, etc.). Les méthodes numériques sont, généralement, implémentées dans les codes développés par les chercheurs ou des codes commerciaux tels que (ABAQUS, ANSYS, ADINA) basés sur la méthode des éléments finis, FLAC en Méthode des différences finies et (UDEC, PFC) en Méthode des éléments discrets (Peng He, 2006). Le choix du code ABAQUS repose principalement sur deux raisons. D'une part, de nombreux travaux de modélisation numérique adaptés aux problèmes spécifiques des pieux sous chargement latéral cyclique (ouvrages off-shore et on-shore) ont été réalisés avec succès en utilisant ce code. D'autre part, les diverses capacités de ce code correspondent bien à nos besoins, à savoir, ABAQUS permet de prendre en compte le contact en grands déplacements, la grande déformation des matériaux. Il ouvre notamment une porte aux utilisateurs en leur permettant de programmer des lois de comportement spécifiques (sub-routines), des matériaux et des interfaces. Ce code est puissant

et comporte des modules utiles, tels que le module en langage Python script utilisé afin de faciliter une étude paramétrique sous ABAQUS. Tous ces points forts de ce code conduit à utiliser ABAQUS.

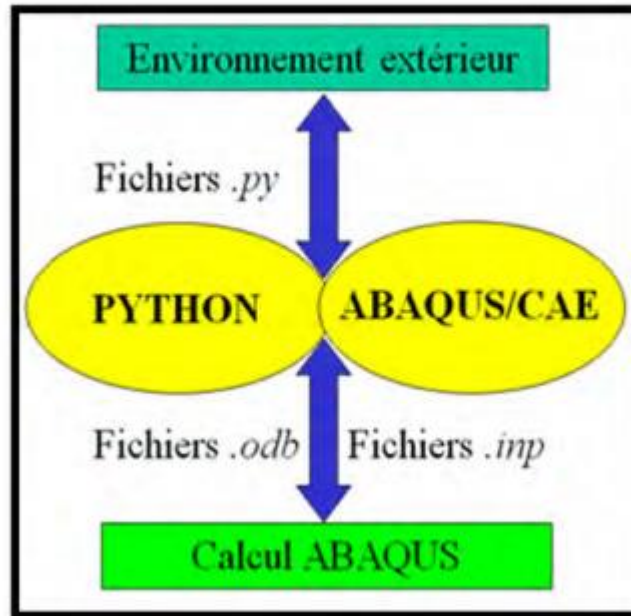


Figure 3.2. Schéma présent l'utilisation langage de script Python (ABBAS, 2012).

3.3. Les éléments d'ABAQUS :

On distingue les différentes grandes classes d'éléments (Marc Sartor) :

- ✓ Les éléments unidimensionnels (1D) : barre (Rod ou Truss), poutre rectiligne ou courbe (beam).
- ✓ Les éléments bidimensionnels (2D) : élasticité plane (contrainte ou déformation plane), plaques en flexion, coques courbes (shell), de forme triangulaire ou rectangulaire.
- ✓ les éléments tridimensionnels (3D) : de forme tétraédrique, hexaédrique...etc.
- ✓ les éléments axisymétriques (pour les pièces présentant une symétrie de révolution au niveau de la géométrie et du chargement).
- ✓ les autres éléments : ressorts (spring), amortisseurs (dashpot), rigides (rigid).

On peut résumer les différents éléments sur la figure suivante :

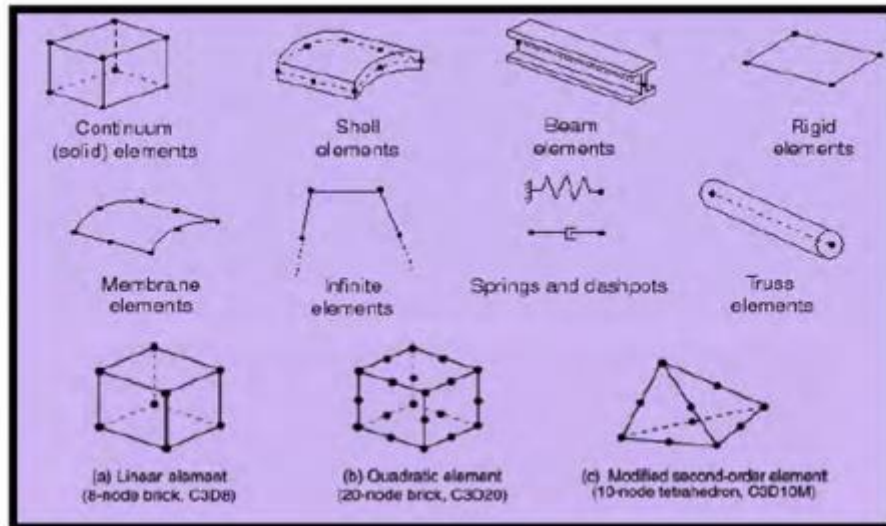


Figure 3.3. Quelques éléments parmi les plus utilisés (document Abaqus).

Pour modéliser le pieu, les éléments conventionnels en brique tridimensionnelle (C3D8R 8 nœuds) dans Abaqus (Abaqus) ont été utilisés. Cet élément de type a été utilisé pour modéliser le pieu dans des études antérieures d'interaction sol-pieu (Bentley et al.2000, Maheshwari et al.2004).

Pour modéliser le sol environnant, les mêmes éléments de brique tridimensionnelle conventionnelle (C3D8R 8 nœuds) ont été utilisés dans la plupart des recherches antérieures (Bentley et al.2000, Maheshwari et al.2004).

3.4 Taille du maillage

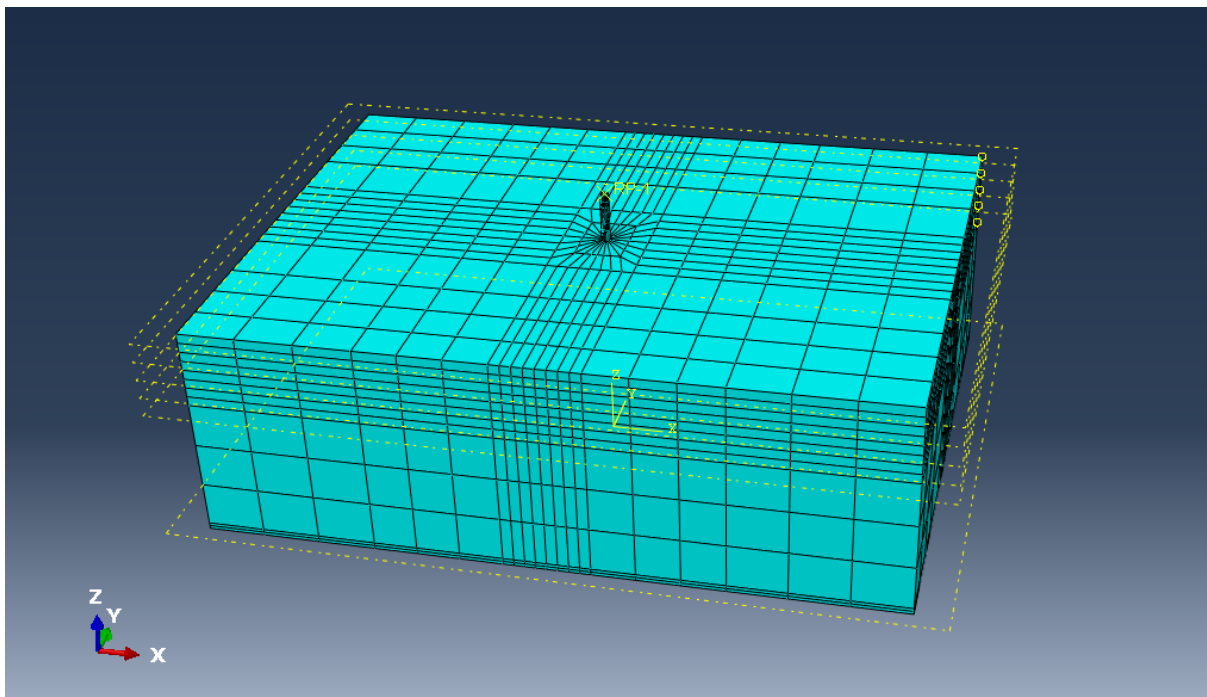


Figure3.4 le maillage utilisé dans notre model.

3.5 Modèles de matériaux :

3.5.1 Modèle de pieu :

La sélection de modèles constitutifs appropriés pour le comportement du matériau est importante dans la modélisation numérique. Semblable à des recherches antérieures, cette étude suppose également que le comportement du pieu est élastique linéaire tout au long de l'analyse (Bentley et al.2000, Maheshwari et al.2004).

3.5.2 Modèle de sol :

La non-linéarité du sol lors d'un tremblement de terre joue un rôle important dans la réponse dynamique de système sol – structure. La méthode de « l'équivalent linéaire » a été utilisée pendant de nombreuses années, pour calculer la propagation des ondes (et les spectres de réponse) dans le sol et la roche, dans des sites soumis à des excitations sismiques. Dans la méthode de l'équivalent linéaire adoptée ici, une analyse linéaire avec des hypothèses initiales des valeurs du rapport d'amortissement et du module de cisaillement dans diverses régions du modèle, a été réalisée. Ensuite, le cisaillement cyclique maximal de la déformation de chaque élément a été enregistré et utilisé pour déterminer les nouvelles valeurs d'amortissement et de module en se référant aux courbes du squelette liant le rapport d'amortissement et le module sécant à l'amplitude de la déformation de cisaillement.

Certains facteurs d'échelle empiriques peuvent être utilisés pour relier cette déformation aux déformations du modèle, puis ces nouvelles valeurs du rapport d'amortissement et du module de cisaillement sont utilisées dans la prochaine étape de l'analyse numérique. Ce processus est répété jusqu'à ce qu'il n'y ait plus de changement dans les propriétés et la réponse structurelle. À ce stade, les valeurs «compatibles avec la déformation» de l'amortissement et le module de cisaillement sont enregistrées, et la simulation à l'aide de ces valeurs est considérée comme la meilleure prédiction possible du réel comportement.

Comme Seed et Idriss (1969) l'ont décrit, la méthode de l'équivalent linéaire utilise des propriétés linéaires pour chaque élément, car elles restent constantes sous excitations sismiques. Ces valeurs étaient estimées à partir du niveau moyen de mouvement dynamique, mais parce que les courbes du squelette non linéaire et les essais et les erreurs ont été utilisés pour trouver les valeurs d'amortissement et de module compatibles avec la déformation, cette méthode a été utilisée pour capturer la non-linéarité du sol.

Vucetic et Dobry (1991) ont étudié, de manière approfondie, le nombre des résultats d'essais cycliques disponibles et ils ont conclu que l'indice de plasticité du sol (IP) contrôle l'emplacement des courbes du squelette pour une grande variété de sols cohésifs. Le modèle numérique développé dans cette étude adopte les cartes prêtes à l'emploi (Figure.3.5) fournies par Vucetic et Dobry (1991) pour estimer la dégradation du module et le rapport d'amortissement des sols cohésifs en analyse dynamique.

Ces graphiques sont une conception outil pour les ingénieurs en exercice car l'IP du sol est facilement disponible, mais notez que lorsque l'IP augmente, $G_{sec} = G_{max}$ le rapport d'amortissement diminue. Parce que chaque enregistrement de tremblement de terre, différents niveaux de cisaillement -déformation dans les dépôts de sol sont induits ; les valeurs d'amortissement du sol et de module seraient différentes pour chaque tremblement de terre lorsque la non-linéarité du sol est prise en considération.

L'Amortissement du sol qui simule l'absorption d'énergie par les particules du sol et leur interaction lors de la propagation des ondes réduit l'amplitude de l'onde et influence la performance de la superstructure. Das (1983) a mentionné que le mécanisme le plus couramment utilisé pour représenter la dissipation d'énergie est un amortissement visqueux, dans lequel les forces dissipatives sont supposées être en fonction de la vitesse des particules.

Ici, les variations non linéaires des pertes d'énergie dans le sol lors d'un tremblement de terre ont été simulées en utilisant la formulation d'amortissement de Rayleigh. Park et Hashash (2003) ont cherché à savoir si la formulation d'amortissement Rayleigh pourrait entreprendre une analyse dynamique non linéaire des dépôts de sol, et ils ont conclu que cela peut fournir des résultats acceptables pour de nombreuses applications à condition que les paramètres de dépôt de sol soient choisis avec précision.

Compte tenu de la nature dépendante de la fréquence de ces Rayleigh, les formulations d'amortissement, les fréquences / modes sélectionnés pour définir la fonction d'amortissement qui régit la précision de la solution du domaine temporel mais évitez tout amortissement négatif dans le résultat dépendant de la fréquence d'amortissement (Park et Hashash 2003) lors de la sélection des fréquences.

Les deux fréquences significatives peuvent être choisies en partie pour couvrir la gamme de fréquences dans laquelle il y a un contenu significatif mouvement d'entrée.

La phase non linéaire du sol sous une onde sismique est considérée par la méthode de « équivalent linéaire » en utilisant la procédure DEEPSOIL qui est un programme d'analyse de réponse de site équivalent linéaire et largement utilisé dans l'analyse de la réponse sismique du sol. La déformation de cisaillement dynamique effective dans le calcul est prise égale à 0,65 fois la maximum déformation dynamique de cisaillement. L'amortissement Rayleigh est utilisé dans ABAQUS. L'amortissement Rayleigh peut être montré dans l'équation (3.1):

$$[C] = a_0[M] + a_1[K] \quad \text{Eq (3.1)}$$

Où : a_0 et a_1 sont le coefficient d'amortissement de masse et de rigidité, respectivement, $[M]$ est la matrice de masse et $[K]$ est la matrice de rigidité. Par des moyens d'orthogonalité et prenant le même rapport d'amortissement de chaque ordre,

Soit : $\xi_m = \xi_n = \xi$, il peut être obtenu:

$$\begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{Bmatrix} = \frac{2\xi}{\omega_m + \omega_n} \begin{Bmatrix} \omega_m \omega_n \\ 1 \end{Bmatrix} \quad \text{Eq(3.2)}$$

Où : ω_m est la fréquence circulaire fondamentale du système SSI, et

ω_n est la fréquence circulaire fondamentale de l'excitation du séisme.

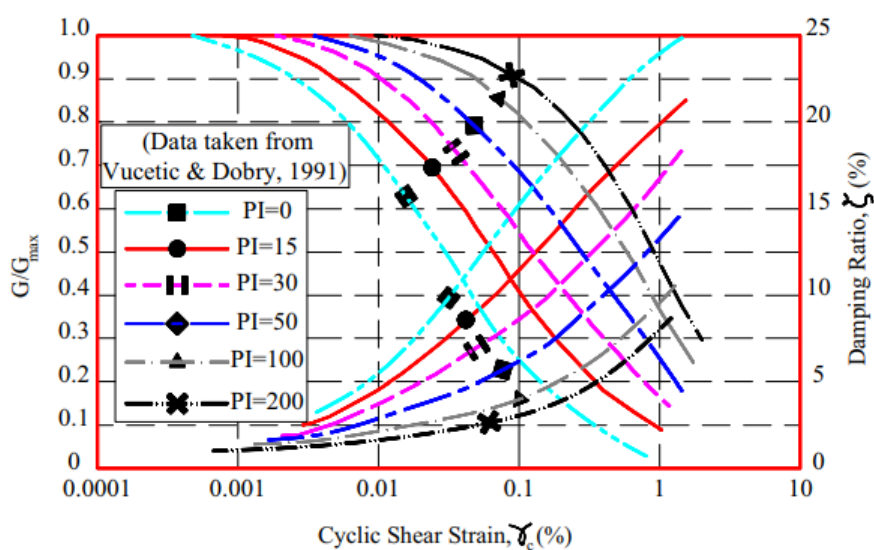


Figure 3.5 Courbes de base reliant la rigidité au cisaillement et le rapport d'amortissement à la déformation cyclique de cisaillement pour les sols cohésifs (données de Vucetic et Dobry 1991).

3.6 Interface sol-pieu :

Dans l'ABAQUS, le contact mécanique entre deux surfaces (corps) peut être modélisé soit en tant qu'interaction basée sur le nœud ou interaction basée sur la surface. Dans l'interaction basée sur les nœuds, contact mécanique entre deux nœuds est modélisé à l'aide d'éléments de contact, alors que dans l'interaction basée sur la surface, les surfaces interagissent directement les unes avec les autres. L'interaction basée sur la surface « surface-to-surface » a l'avantage sur l'interaction basée sur les nœuds en raison de sa capacité à modéliser, à la fois le comportement d'interaction normale et tangentielle tandis que l'interaction basée sur les nœuds ne facilite que le comportement d'interaction normale.

L'interaction basée sur la surface a été utilisée avec succès pour modéliser l'interface sol-pieu par les chercheurs dans le passé et sera utilisée dans cette étude en raison de ses avantages. Ce type d'interaction dans Abaqus (Abaqus) comprend les étapes suivantes :

1. Définition des surfaces qui seront en contact.
2. Définition des surfaces maîtres et esclaves.
3. Définition des propriétés mécaniques (tangentiels et normales) des surfaces.

Les deux surfaces doivent être définies en fonction de leurs rigidités. La surface la plus déformable est définie comme surface esclave tandis que celle avec la plus grande rigidité est définie comme surface maître. Les surfaces maîtres et esclaves pour cette étude sont respectivement les surfaces du pieu et du sol. Le comportement d'interaction de ces deux surfaces a été défini en termes de comportement normal et comportement tangential. Le comportement normal a été modélisé comme un comportement de contact « dur ». Cette approche permet à toute pression d'être transmise entre les surfaces, si elles sont en contact

(Figure3.6). Les surfaces se séparent si la pression de contact est réduite à zéro. Les surfaces séparées entrent en contact lorsque le jeu entre eux se réduit à zéro.

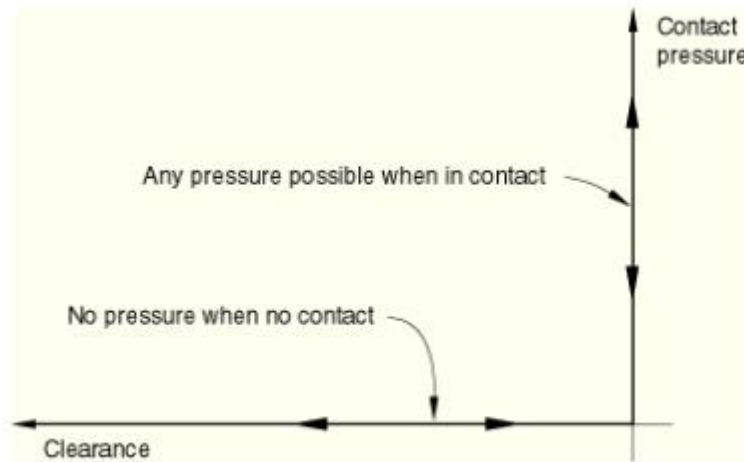


Figure3.6 le comportement dur de contact.

Le comportement d'interaction tangentielle est basé sur le modèle de frottement de Coulomb (figure 3.7). Dans ce modèle, deux surfaces en contact peuvent supporter des contraintes de cisaillement jusqu'à une certaine magnitude sur leur interface avant qu'elles ne commencent à glisser les unes par rapport aux autres. Le modèle de friction de Coulomb définit cette contrainte de cisaillement critique, à laquelle le glissement des surfaces commence comme une fraction de la pression de contact, P entre les surfaces ($\tau_{crit} = \mu P$).

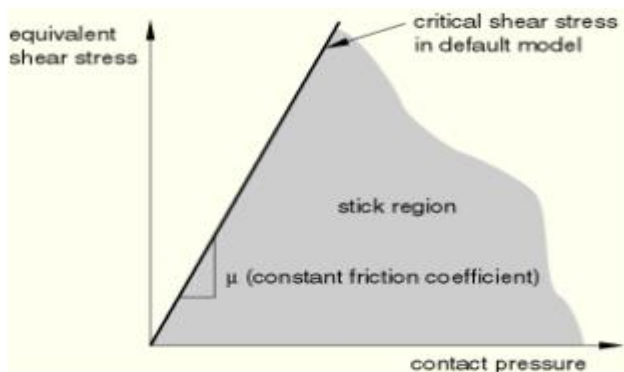


Figure 3.7 Le comportement Tangentiel du contact.

3.7 L'étapes de chargement

Étant donné que la réponse de la fondation sur pieux dépend de l'historique de chargement, il est essentiel de simuler des conditions de contrainte in situ dans le modèle avant d'appliquer la charge sismique. Par conséquent, avant d'appliquer une charge sismique, il est important d'appliquer des charges de gravité et de reproduire les conditions in situ. Pour cela, les charges de gravité sont appliquées dans une étape de calcul distincte nommée Géostatique (Abaqus). Pour éviter les tassements excessifs dus aux charges de gravité appliquées, le champ de contrainte défini par l'utilisateur était appliqué au maillage du sol. Cependant, dans Abaqus, cette procédure est autorisée dans l'étape géostatique uniquement, si des éléments fluides interstitiels sont utilisés pour représenter le sol. On définit le champ de contrainte verticale par la contrainte en deux points qui doivent être définis, la variation entre ces deux points est prise en compte linéaire. Ici, la contrainte verticale en un point (σ_v), est déterminée en considérant le nombre des couches de sol situées au-dessus du point considéré (n),

$$\sigma_v = \sum_{i=1}^n \gamma_n \cdot h_n \quad \text{Eq (3.3)}$$

Où, γ_n = poids unitaire de la n couche de sol

h_n = épaisseur de la couche de sol de la n couche par rapport au point considéré

Après avoir défini la distribution des contraintes verticales, le coefficient de pression latérale de la terre doit être défini pour calculer la distribution des contraintes horizontales (σ_h) du sol comme suit :

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v \quad \text{Eq (3.4)}$$

Où, k_0 est défini comme le coefficient de pression latérale des terres au repos et calculé en utilisant l'équation suivante et l'angle de frottement interne du sol (ϕ) (Radoslaw et al.2005). :

$$K_0 = 1 - \sin\phi \quad \text{Eq (3.5)}$$

Lorsque cette étape est invoquée, les contraintes sont calculées, elles sont en équilibre avec le chargement (dans ce cas la gravité) et les conditions aux limites produisent zéro ou déformations négligeables.

Une étape de chargement dynamique est invoquée après l'étape géostatique pour appliquer le chargement sismique.

La charge sismique est appliquée à la base du système de sol-pieu en tant que l'historique du temps d'amplitude au niveau du substratum rocheux. Ce chargement dynamique est appliqué dans le sens horizontal et les réponses sont mesurées dans la direction d'agitation. Un mouvement de base typique appliqué dans la présente étude est montré dans figure 3.8.

Le tableau 3.1 présente les informations de test de Wilson. Csp5 évènement B (wilson1998) intéresse notre étude.

Tableau 3.1 Les évènements dans la série Csp5.

Csp5 séries		
évènement	motion	$a_{max} \text{ base d'entée (g)}$
A	Santa cruz	0.035
B	Santa cruz	0.12
C	Santa cruz	0.30
D	Santa cruz	0.60
E	Kobe	0.70

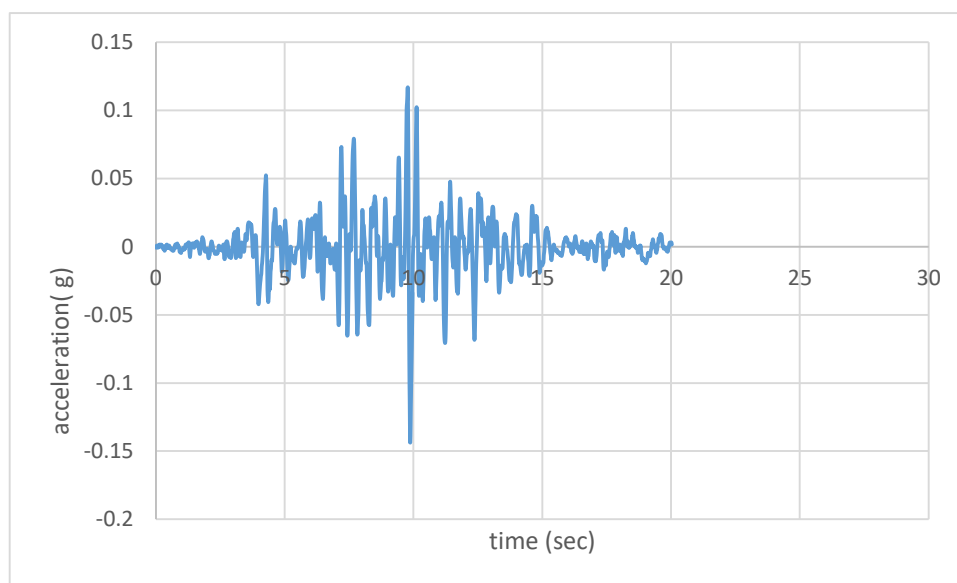


Figure 3.8 L'accélération de Santa Cruz appliqué à la base de système sol-pieu-structure.

3.8 L'amortissement

Dans les problèmes d'interaction sol-pieu, l'amortissement se produit à la fois dans la fondation sur pieux et dans le sol.

Cependant, l'amortissement en pieu est considéré comme négligeable par rapport à celui du sol. Pour cette raison, la plupart des études menées pour étudier les problèmes d'interaction sol-pieu, n'ont pas pris en compte l'amortissement dans les fondations sur pieux, mais seulement l'amortissement dans le sol (Bentley 2000, Maheshwari 2004). Cette étude suppose également que l'amortissement se produit uniquement dans le sol, négligeant l'amortissement dans les fondations sur pieux.

Dans la dynamique des sols, l'amortissement est réalisé à travers deux scénarios à savoir : amortissement géométrique et amortissement matériel.

Lorsqu'une source de perturbation libère de l'énergie des vagues, la quantité d'énergie absorbée par le milieu environnant par unité de volume diminue à mesure que l'onde s'éloigne de la source.

Par conséquent, les amplitudes des déplacements et des contraintes induites par l'onde vont également diminuer à mesure que l'onde se déplace de sa source. Ce type d'amortissement est appelé « amortissement géométrique ».

Dans de nombreux problèmes d'interaction sol-pieu avec propagation des ondes, l'amortissement matériel des sols est représenté par l'amortissement de Rayleigh qui a été proposé à l'origine par Rayleigh et Lindsay [60], dans lequel la matrice d'amortissement résulte de l'ajout de deux matrices, l'une proportionnelle à la masse matrice et l'autre proportionnelle à la matrice de rigidité comme indiqué dans l'équation 3.6

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad \text{Eq (3.6)}$$

Où : α et β sont le coefficient d'amortissement de masse et de rigidité, respectivement, $[M]$ est la matrice de masse et $[K]$ est la matrice de rigidité.

Soit : $\xi_m = \xi_n = \xi$, il peut être obtenu:

$$\begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{Bmatrix} = \frac{2\xi}{\omega_m + \omega_n} \begin{Bmatrix} \omega_m \omega_n \\ 1 \end{Bmatrix} \quad \text{Eq (3.7)}$$

Où : ω_m est la fréquence circulaire fondamentale du système SSI, et

ω_n est la fréquence circulaire fondamentale de l'excitation du séisme.

À l'aide de DEEPSOIL, le coefficient d'amortissement de la couche de sol est obtenu par l'utilisation des graphes des tests au-dessus (Figure. 3.5).

Cependant, la sélection des coefficients d'amortissement est difficile dans la dynamique des sols et différents auteurs ont suggéré différentes techniques pour obtenir ces coefficients : Park et al. 2004, Hashash et al.2002).

3.9 Les conditions aux limites

Il existe des conditions aux limites simples suggérées par certains chercheurs 63,64, qui peuvent être utilisées dans les problèmes d'interaction dynamique sol-pieu sous excitation sismique et ne sont pas obligées de satisfaire à des conditions. Des exemples de telles conditions aux limites sont: «La condition aux limites est adoptée en raison de sa simplicité ». De plus, ce type de conditions aux limites est utilisé dans les logiciels commerciaux 65 pour résoudre les problèmes associés aux sols sous excitation sismique. Dans ces conditions aux limites latérales, les mouvements horizontaux sont autorisés, tandis que les mouvements verticaux sont limités. Dans ce cas, la rupture active statique des limites latérales verticales doit être évitée en appliquant une pression de confinement latérale aux limites. Cependant, ces limites latérales doivent être situées à une distance suffisante de la zone d'intérêt pour dissiper autant d'énergie que possible, de sorte que l'onde réfléchie n'affecte pas la réponse dans la zone intercalaire 65. Dans ce cas, un processus d'essais et d'erreurs a été effectué pour trouver l'emplacement des limites latérales, de sorte que la réponse du pieu ne soit pas affectée en outre par le changement de position.

Ces conditions aux limites latérales ont été appliquées dans l'étape de chargement géostatique et étendues à l'étape de chargement dynamique.

Les conditions aux limites de la base du modèle dépendent des conditions de chargement. Pendant l'étape de chargement géostatique, la base a été considérée comme fixe. Mais dans

l'étape de chargement dynamique, elle est libre de se déplacer dans le sens horizontal. Pendant cette étape, la base a été secouée dans le sens horizontal.

3.10 Représentation de la superstructure:

La représentation de la superstructure devient un défi lorsqu'il s'agit de structures réelles, surtout lorsqu'elle est massive. Dans certaines analyses effectuées dans des problèmes d'interaction sol-pieu, l'ensemble de la structure est modélisé au sommet du pieu (système couplé: modélisation de la structure complète fondée sur pieu) (figure 3.9a) (Maheshwari et al.2004, Carbonari et al.2011) cependant, lorsqu'un bâtiment à plusieurs étages est envisagé, une telle technique de modélisation manque de praticité car elle peut augmenter, considérablement, le temps de calcul et le coût.

Dans de telles situations, la pratique courante consiste à modéliser la superstructure à l'aide de modèle de masse forfaitaire. Même si la tendance commune est de modéliser la superstructure comme une structure à plusieurs degrés de liberté avec plusieurs masses attachées à différents niveaux (figure 3.9 b), Liyanapathirana et Poulos (2005) ont suggéré que quand la fixation de la masse de la superstructure est au niveau du plafond du pieu, la fondation offre une précision suffisante pour la conception des pieux (figure 3.9 c). Depuis, la principale idée de cette étude est d'étudier le comportement des pieux qui soutiennent un bâtiment à plusieurs étages, la méthode suggérée Liyanapathirana et Poulos(2005) est utilisée dans la présente étude.

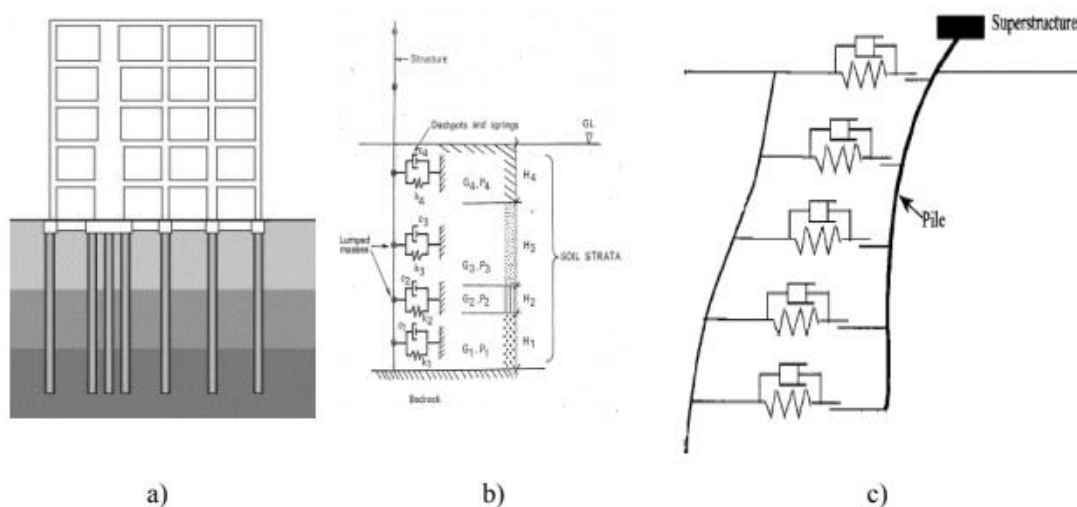


Figure 3.9 Méthodes de représentation de la superstructure a) Modélisation de la superstructure entière b) Superstructure à plusieurs degrés de liberté c) Masse structurale au niveau du plafond.

3.11 Conclusion

Ce chapitre a présenté la méthodologie pour développer un modèle d'éléments finis complet qui peut être utilisé pour simuler l'interaction sol-pieu-structure. Cela comprenait la sélection des types d'éléments appropriés pour les pieux et le sol et la détermination de leurs tailles de maillage, les modèles de matériaux pour simuler le comportement du sol et du pieu, la modélisation du comportement de l'interface sol-pieu, l'amortissement, les étapes de chargement et les conditions aux limites.

Chapitre4

Analyse Numérique du Comportement Dynamique de Pieu

4.1. Introduction

Le but d'une simulation est de reproduire un processus réel le plus fidèlement possible. Pour cela, le modèle numérique doit prendre en compte la physique du problème et les paramètres mécaniques.

Le but de ce travail est d'étudier l'influence de quelques paramètres (géométrique, mécanique ou géotechnique) sur le comportement du système pieu-sol sous chargement latéral dynamique.

Avant d'entamer l'étude paramétrique du modèle ABAQUS 3D, on va, en premier lieu, le valider avec le test centrifuge dynamique de Wilson(1998) sur un pieu isolé dans les argiles et dans une couche de sable sous charge sismique.

4.2. Validation du Modèle ABAQUS 3D

Pour cette étude, on a choisi l'essai centrifuge de Wilson(1998), le profil du sol dans le test Wilson consistait en une couche d'argile molle reposée sur une couche de sable dense saturé. Sur la base des mesures de Torvane, la résistance au cisaillement non drainée de l'argile était de 2,5, 6,5, 9,0 et 12,0 kPa aux profondeurs de 0–1,5, 1,5–3,0, 3–4,5 et 4,5–6,0 m, respectivement. Le poids unitaire effectif de la couche était d'environ 7,75 kN / m³. Le poids unitaire effectif et l'angle de frottement de la couche de sable sous-jacente (sable du Nevada avec Dr = 80%) étaient respectivement de 9,81 kN / m³ et 39,5 °. La couche d'argile avait une épaisseur de 6,1 m et la couche de sable de 11,4 m à l'échelle du prototype. Le pieu simple équivalait à un pieu tubulaire en acier d'un diamètre de 67 cm et d'une épaisseur de paroi de 1,9 cm à l'échelle du prototype. Le pieu s'étendait à 3,8 m au-dessus de la surface du sol et porte une charge de superstructure de 482,0 kN. La longueur enfoncée du pieu était d'environ 16,5 m. Le conteneur avait des dimensions intérieures de 51,6 m de long, 20,55 m de large et 21,0 m de profondeur à l'échelle du prototype. Les schémas du test sont représentés sur la figure 4.1 Le système de sol-pieu-superstructure a été tourné à une accélération centrifuge de 30 g.

Tableau4.1. La description de test centrifuge effectué sur un pieu isolé soumis à un tremblement de terre

Type de test	type de pieu en prototype	diamètre de pieu (cm) en prototype	type de sol	Réf
Centrifuge dynamique	tuyaux en acier	67. 0	argile et sable saturé	Wilson(1998)

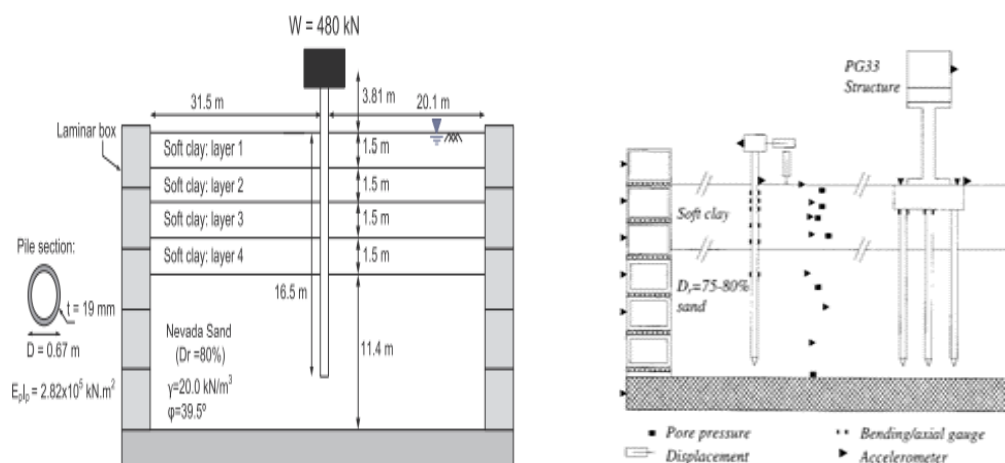
4.2.1. Hypothèse de calcul, géométrie du modèle et propriétés des matériaux

Hypothèse de calcul :

- ✓ La loi de comportement utilisée pour le sol étudié est celle de « la méthode de l'équivalent linéaire ».
- ✓ La loi de comportement utilisée pour le pieu est élastique linéaire.

4.2.2. Géométrie du modèle :

Le pieu a une longueur égale à 16.5m et un diamètre de 0.67 m. Il est modélisé par une loi de comportement linéaire élastique. Le sol est modélisé par la méthode de l'équivalent linéaire. Les caractéristiques physiques et mécaniques du pieu et du sol sont récapitulées dans la figure4.1.



couche	γ_{sat} (KN/m ³)	S _u (Kpa)
1	18.0	2.5
2	18.0	6.5
3	18.0	9.0
4	18.0	12.0

Figure4.1 Les caractéristiques physiques et mécaniques du pieu et du sol (wilson1998)

4.2.3. Le chargement du modèle

La charge sismique est appliquée à la base du système de sol-pieu en tant que l'historique du temps d'amplitude au niveau du substratum rocheux. Ce chargement dynamique est appliqué dans le sens horizontal et les réponses sont mesurées dans la direction d'agitation. Un mouvement de base typique appliqué dans la présente étude est montré dans la figure 4.2.

Tableau 4.2 présente les informations de test de Wilson. Csp5 évènement B (Wilson 1998) intéresse notre étude.

Tableau 4.2.les évènements dans la série Csp5.

Csp5 séries		
évènement	motion	a_{max} entrée de base(g)
A	Santa cruz	0.035
B	Santa cruz	0.12
C	Santa cruz	0.30
D	Santa cruz	0.60
E	Kobe	0.70

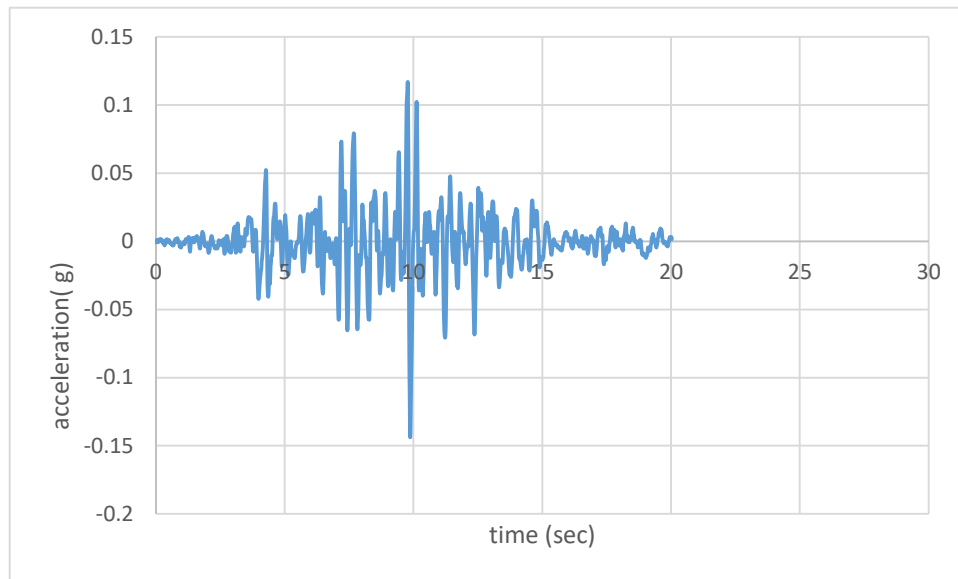


Figure 4.2 L'accélération de Santa Cruz appliquée à la base de système sol-pieu-structure.

4.3. Exemple de référence

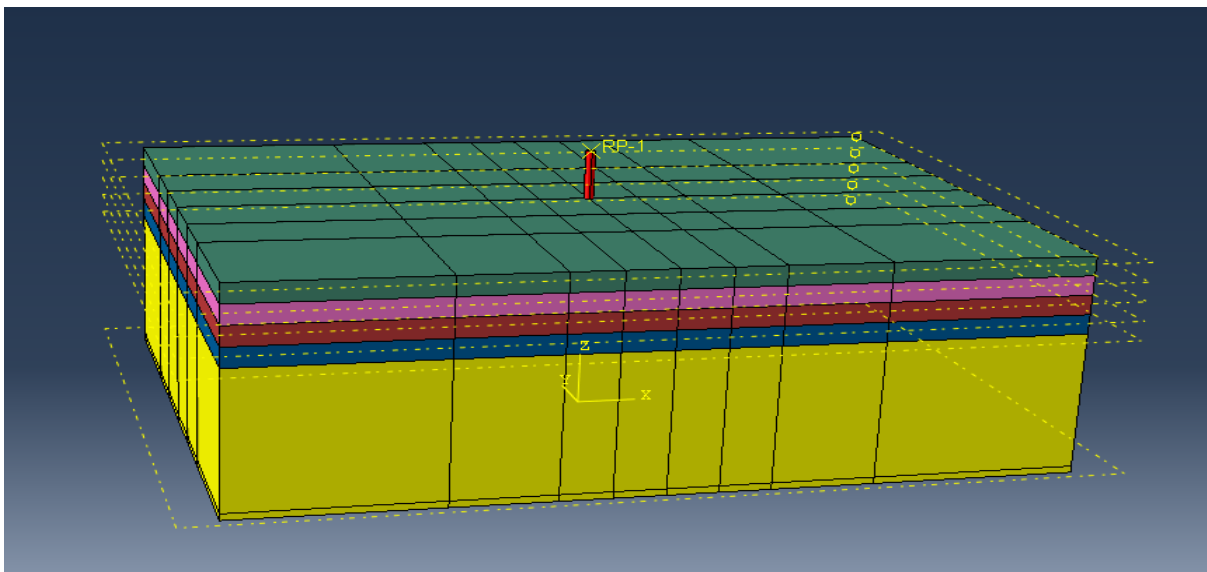


Figure 4.3 Le model globale utilisé en Abaqus

Le module de déformation à faible cisaillement des argiles dans le test de Wilson a été dérivé des mesures de Torvane disponibles, en utilisant l'équation $G = 200 S_u$ où S_u est la résistance au cisaillement non drainée (Bowles 1993). Les paramètres de la couche sableuse sous-jacente sont extraits des valeurs rapportées par Popescu et Prevost (1993) pour les sables du Nevada avec $D_r = 80\%$.

Tableau 4.3a. Propriétés du sol de la méthode équivalente linéaire.

Les couches	ρ_s (Kg/m ³)	E_s (MPa)	ν_s	coefficient de frottement à l'interface μ	Coefficient d'amortissement α	Coefficient d'amortissement β
Argile1	1800	341329.7	0.49	0.50	0.993996	0.00889
Argile2	1800	1494689	0.49			
Argile3	1800	1745440	0.49			
Argile4	1800	2195633	0.49			
sable	2000	50412428	0.3			

Tableau 4.3b. Propriétés du sol de modèle mohr coulomb.

Les couches	ρ_s (Kg/m ³)	E_s (MPa)	ν_s	Angle de frottement (°)	Angle de dilatation (°)	cohésion (KPa)	Coefficient d'amortissement α	Coefficient d'amortissement β
Argile1	1800	1490000	0.49	0	0	2.5	0.993996	0.00889
Argile2	1800	1494689	0.49	0	0	6.5		
Argile3	1800	1745440	0.49	0	0	9.0		
Argile4	1800	2195633	0.49	0	0	12.0		
sable	2000	50412428	0.3	39.5	33	0		

Tableau 4.4. Propriétés du pieu.

D(cm)	L_p (m)	ρ_p (Kg/m ³)	E_p (MPa)	ν_p	$E_p I_p$ (KN.m ²)
0.67m	16.5	7850	41700000000	0.25	2.82×10^5

Tableau 4.5 propriétés de la superstructure

Le poids de la superstructure 480KN

$\rho_s, E_s, \nu_s, \rho_p, E_p, \nu_p$, Sont la masse volumique, le module de Young et le coefficient de Poisson.

α, β sont les coefficients d'amortissement, D_p, L_p Est le diamètre et la longueur du pieu. Et $E_p I_p$ sont la rigidité à la flexion.

Coefficient de frottement à l'interface μ est : $\tan(\phi_{interface}) = 0.7 \tan(\phi_{sol}) \approx 0.50$. ϕ L'angle de frottement de sol (Wenyang Z et al.2017).

4.3.1. Caractéristiques du modèle Élément fini

Le pieu et le sol sont modélisés comme des éléments solides 3D. Le système sol-pieu est discrétisé en espace à l'aide des options de maillage du logiciel en éléments finis. Pour les éléments utilisés dans le maillage de système sol pieu sont représenté dans le tableau 4.6.

Tableau 4.6. Différents éléments utilisés dans la modélisation par ABAQUS.

Sol	C3D8R 8 nœuds
Pieu (élément solide)	C3D8R 8 nœuds

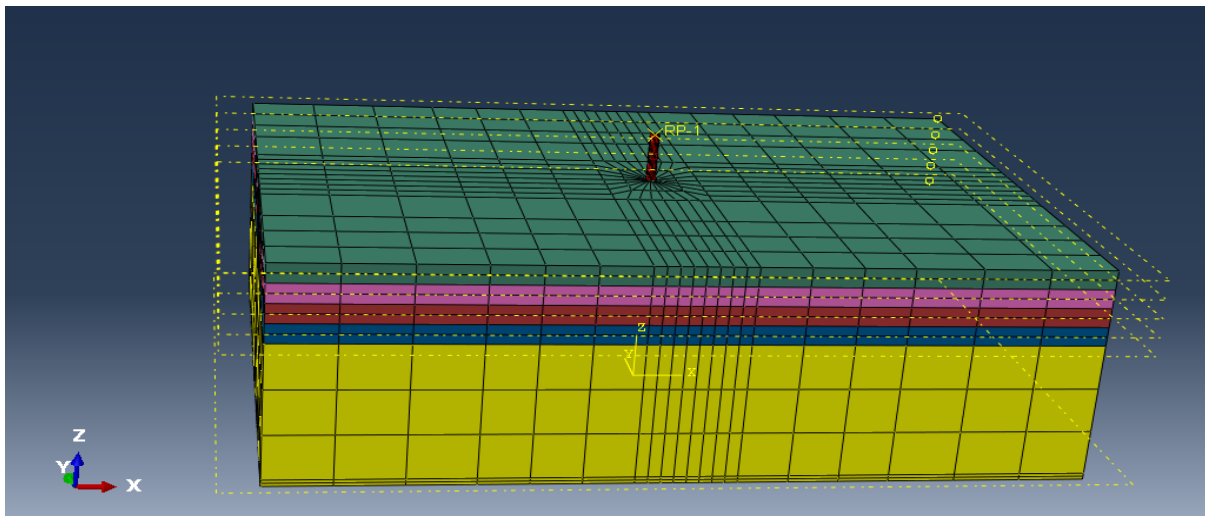


Figure 4.4. Maillage du système sol- pieu-structure (ABAQUS).

4.3.2. Chargement

Le chargement est appliqué, sous forme d'une accélération, à la base du massif de sol considérée comme rigide. Deux types de chargement sont utilisés dans ce travail : chargement statique (la gravité) et chargement sismique (Figure 4.5).

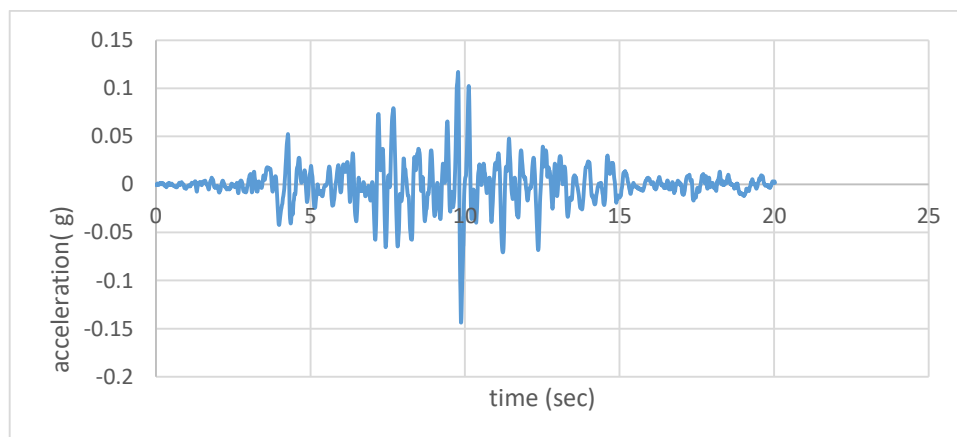


Figure4.5: le chargement utilise (séisme de santa Cruz événement b : $a_{max} = 0.12g$)

4.3.3 Les conditions aux limites :

Dans ces conditions aux limites latérales, les mouvements horizontaux sont autorisés tandis que les mouvements verticaux sont limités. Dans ce cas, la rupture active statique des limites latérales verticales doit être évitée en appliquant une pression de confinement latérale aux limites. Cependant, ces limites latérales doivent être situées à une distance suffisante de la zone d'intérêt pour dissiper autant d'énergie que possible, de sorte que l'onde réfléchie n'affecte pas la réponse dans la zone intercalaire. Ces conditions aux limites latérales ont été appliquées dans l'étape de chargement statique et étendue à l'étape de chargement dynamique. la figure 4.6 présente les conditions aux limites utilisées dans notre étude.

Les conditions aux limites de la base du modèle dépendent des conditions de chargement. Pendant l'étape de chargement statique, la base a été considérée comme fixe. Mais dans l'étape de chargement dynamique, elle est libre de se déplacer dans le sens horizontal. Pendant cette étape, la base a été secouée dans le sens horizontal.

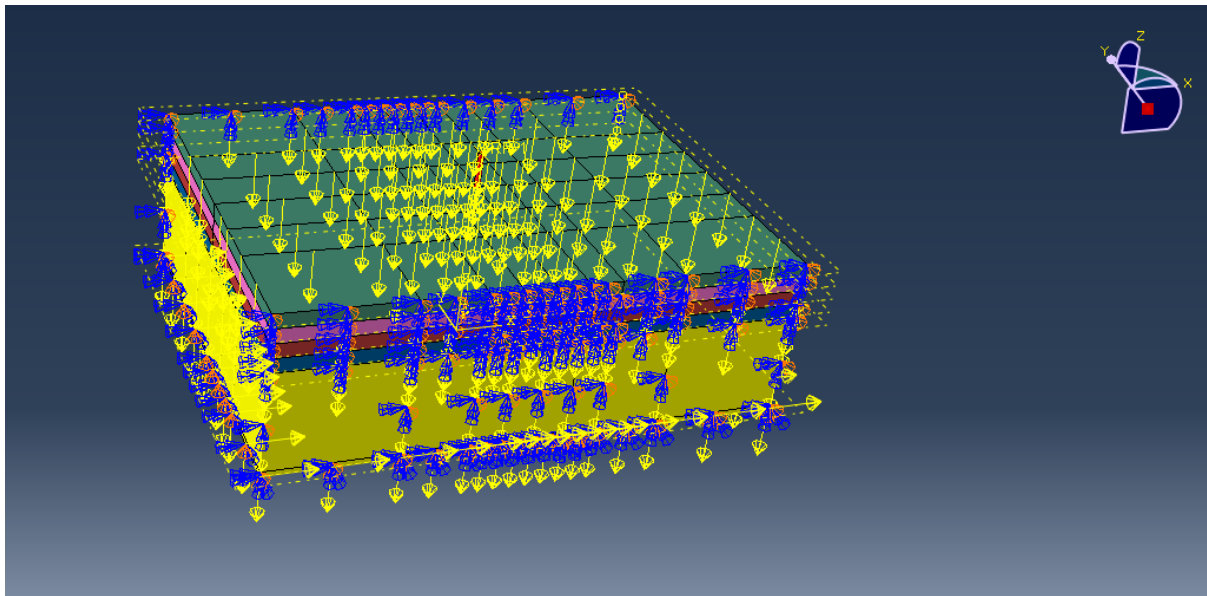


Figure4.6 le system sol-pieu avec les conditions aux limites.

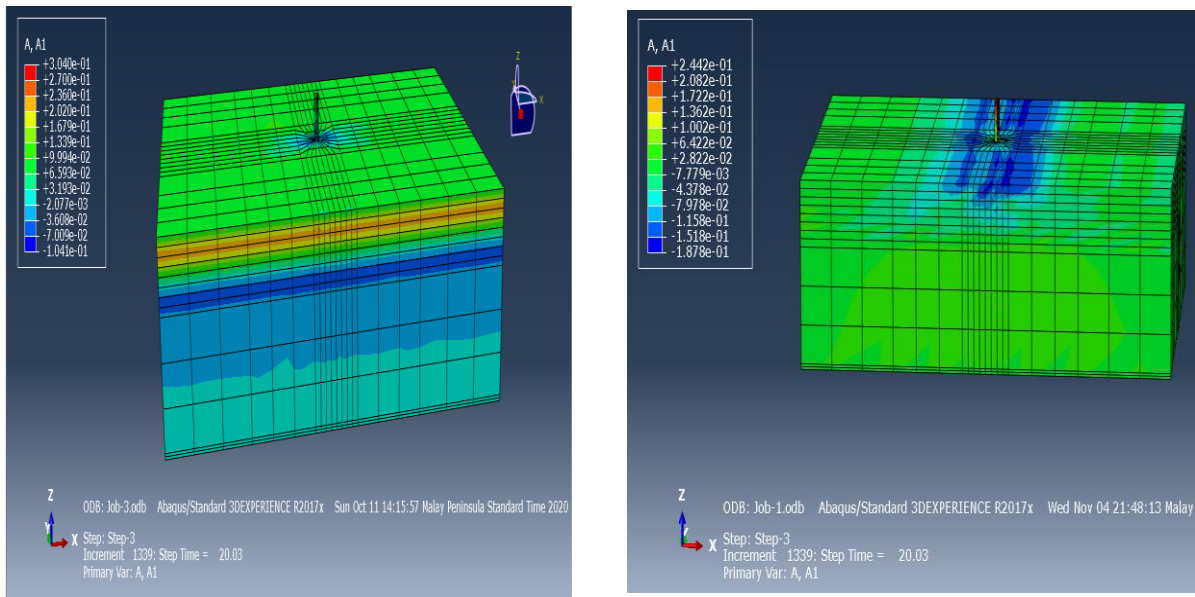
4.4. Résultats

Afin d'obtenir les résultats de la réponse d'accélération spectrale d'après l'Abaqus, comme ils sont présentés dans les figure 4.11 et 4.12, on a utilisé le logiciel DEEPSOIL pour convertir les diagrammes d'accélération à des courbes d'accélération spectrale. Pour le diagramme du moment de flexion, le long du plan horizontale à chaque profondeur du pieu, a été extrait avec la fonction intégrée « Free Body Cut » en Abaqus comme est présenté dans la figure4.13.

La figure 4.11 compare la réponse spectrale des mouvements mesurés et simulés à la surface du sol en champ libre dans le test de centrifugeuse. Le champ libre dans le modèle continu est considéré comme la distance supérieure à 8D. Il existe un bon accord entre les réponses spectrales mesurées et simulés dans toutes les périodes.

La figure 4.12 montre les spectres de réponse à l'accélération des mouvements calculés de la superstructure dans le test de centrifugeuse.

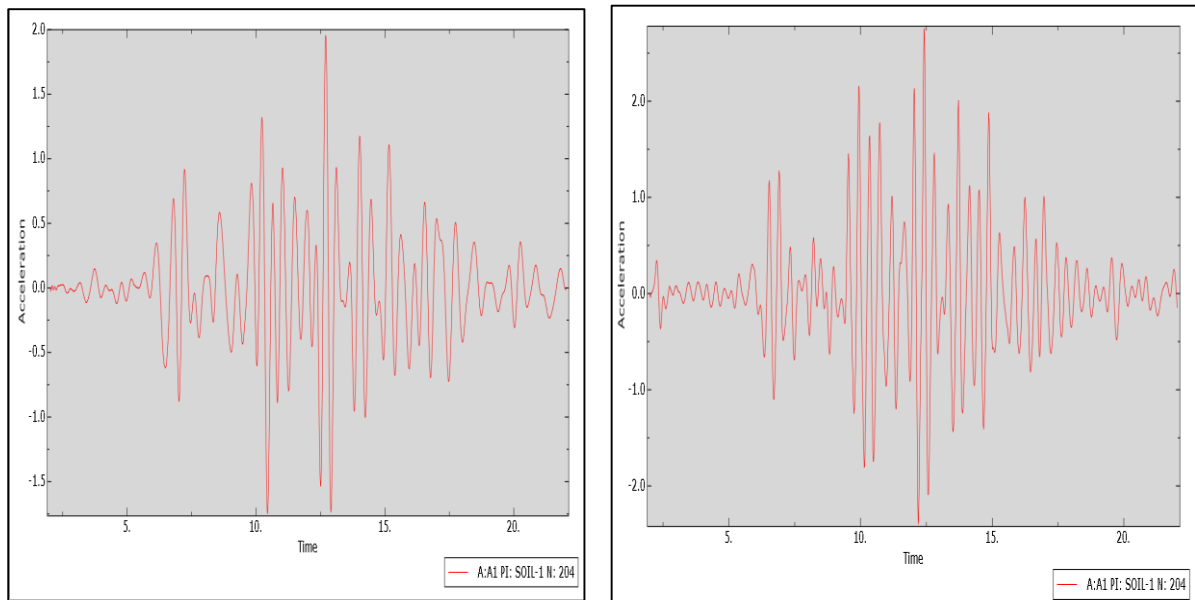
La figure 4.13 présente les profils de moment de flexion mesurés et simulés au moment du déplacement maximal de la tête de pieu dans l'essai de centrifugeuse.



(a)

(b)

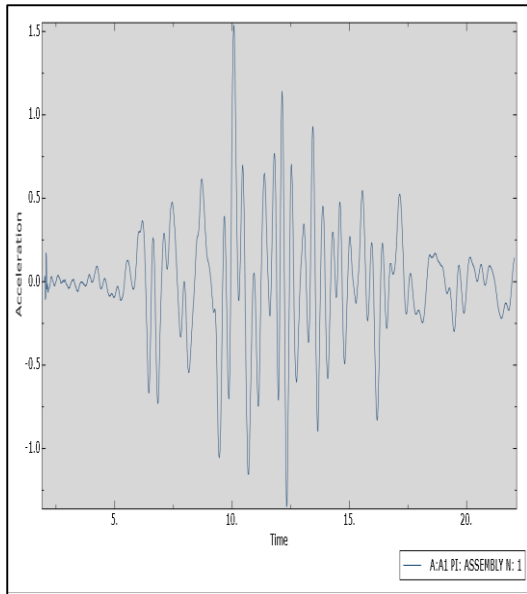
Figure4.7 .Accélération latérale A1 finale pour le modèle sol-pieu-superstructure Abaqus2017 :a) équivalent linéaire) Mohr Coulomb.



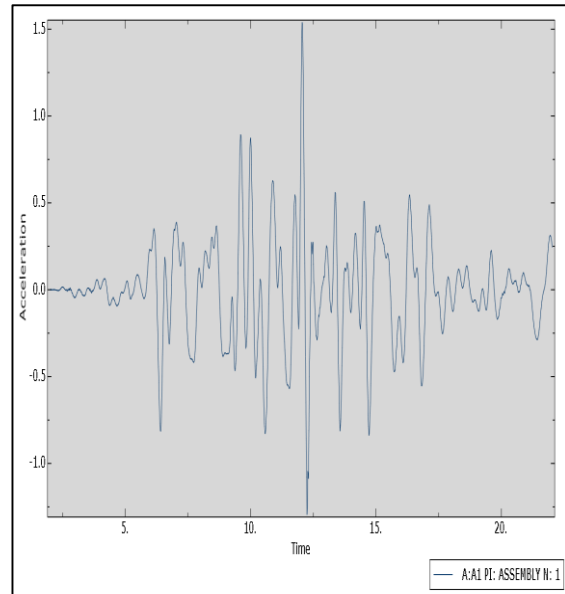
(a)

(b)

Figure4.8 .Accélération latérale A1 finale à la surface du sol Abaqus2017. a) équivalent linéaire) Mohr coulomb.

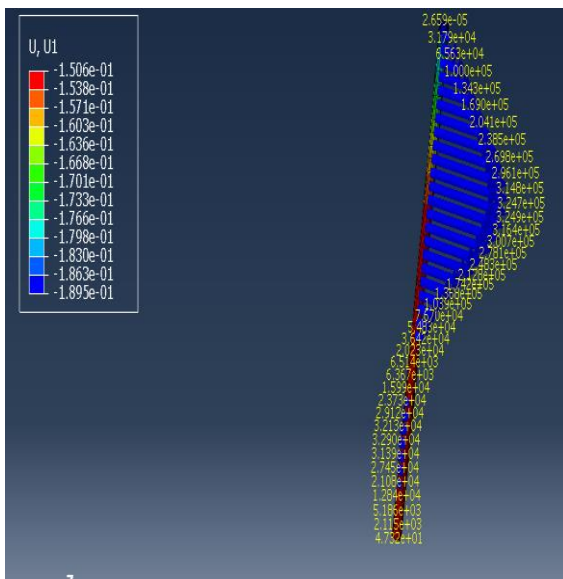


(a)

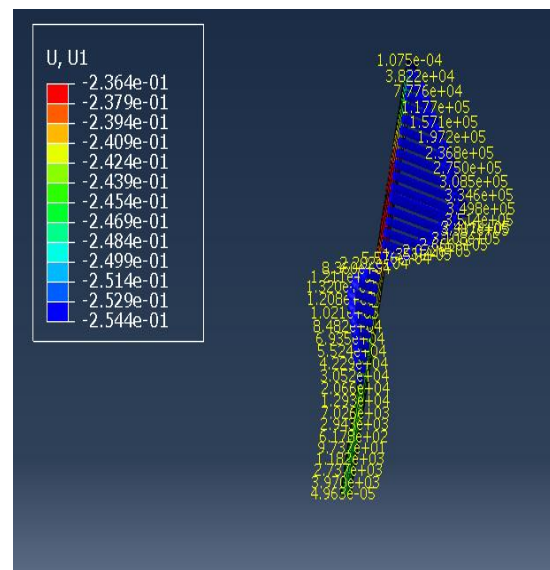


(b)

Figure 4.9 .Accélération latérale A1 finale à la superstructure Abaqus2017. a) équivalent linéaire b) Mohr coulomb.



(a)



(b)

Figure4.10.l'extraction du moment de la flexion maximale sur le long du pieu par l'option « free body cut » ABAQUS 2017 pour les deux modèles) équivalent linéaire, b) Mohr coulomb.

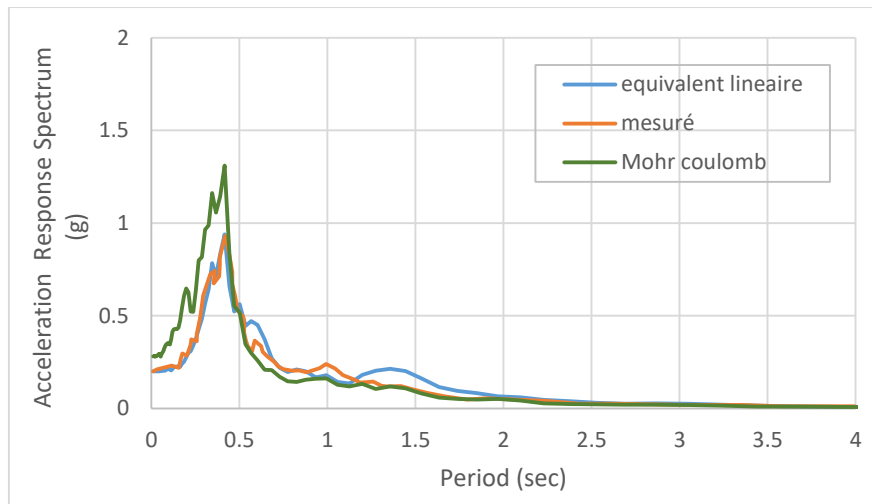


Figure 4.11. La réponse d'accélération spectrale (5% d'amortissement) à la surface du sol ; comparaison de réponse mesurée et de simulation.

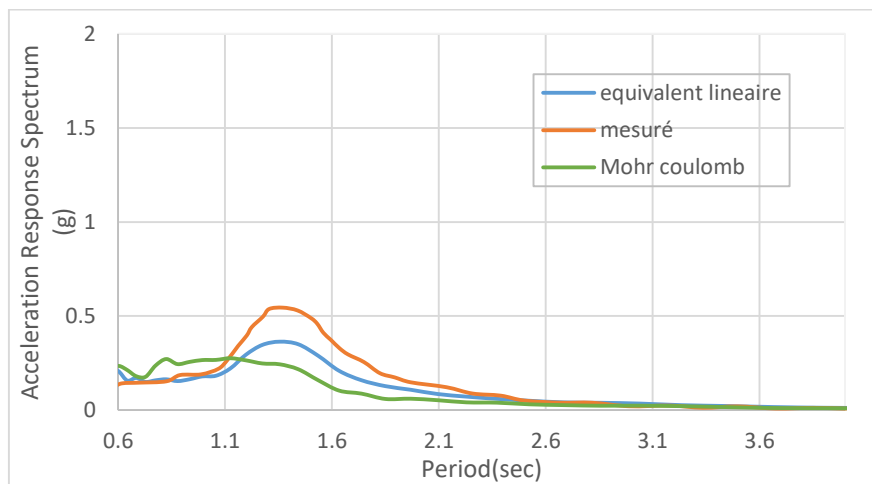


Figure 4.12. La réponse d'accélération spectrale (5% d'amortissement) à la superstructure ; comparaison de réponse mesurée et de simulation.

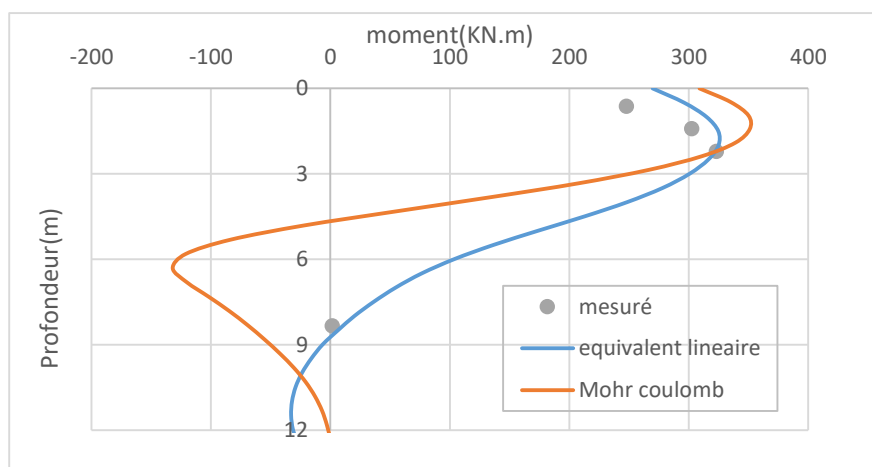


Figure 4.13 les profils de moment de flexion mesurés et simulés au moment du déplacement maximal de profondeur de pieu dans l'essai de centrifugeuse.

D'après les figures, on constate que la réponse à l'accélération prédite par la méthode de l'équivalent linéaire et le modèle de Mohr Coulomb est, généralement, en accord avec les données expérimentales, mais le modèle de Mohr Coulomb est inférieur à la méthode de l'équivalent linéaire pour simuler les réponses sismiques du système SSI, à la fois en termes d'accélération spectrale amortie à 5%. Il ressort de l'accélération spectrale que le modèle équivalent linéaire fonctionne de manière plus stable. Par conséquent, la méthode de modélisation est raisonnable, et la méthode de l'équivalent linéaire est plus capable de conduire l'analyse numérique du système SSI.

Comme indiqué, une correspondance très satisfaisante est observée entre les deux réponses spectrales dans les deux emplacements, confirmant la capacité de la méthode de l'équivalent linéaire à capturer l'ISPS non linéaire. La différence maximale entre les moments du déplacement maximal de pieu de la méthode de l'équivalent linéaire et d'expérimental est d'environ 1% et entre Mohr Coulomb et l'expérimental est 9 %. Par conséquent, la méthode de l'équivalent linéaire peut fournir une simulation réaliste du problème sismique pour SPSI avec une grande précision.

4.5. Étude paramétrique du pieu isolé sous chargement latéral dynamique

Afin de pouvoir mener une étude approfondie et efficace, et après avoir passé en revue les références précédentes dans le même domaine de notre étude, nous avons choisi ces paramètres suivants :

- l'effet de plasticité de sol.
- l'effet de la masse volumique de la couche sableuse.
- l'effet de la rigidité du pieu.

Et nous étudierons l'effet de ses paramètres sur :

- la Distribution de déplacement latéral final sur le long du pieu.
- L'évolution du moment de flexion le long du pieu.

4.5.1 L'effet de plasticité de sol :

4.5.1.1. Définition du modèle :

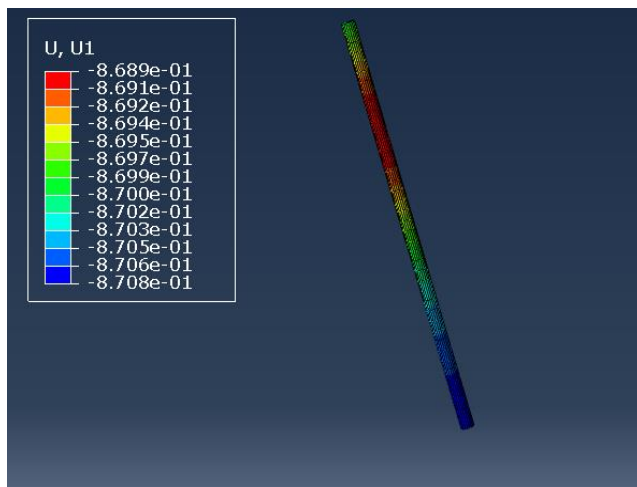
Dans cette partie, on s'intéresse à étudier l'effet de la plasticité du sol sur le comportement du pieu isolé sous chargement latéral dynamique. C'est pour cela qu'on considère le sol est élastique « linéaire » contrairement à ce qui est dit dans le modèle de référence non linéaire. Et nous conservons le reste des propriétés telles qu'elles sont dans le modèle de référence.

Les paramètres de sol : on utilise dans cette étude des propriétés élastiques pour le sol.

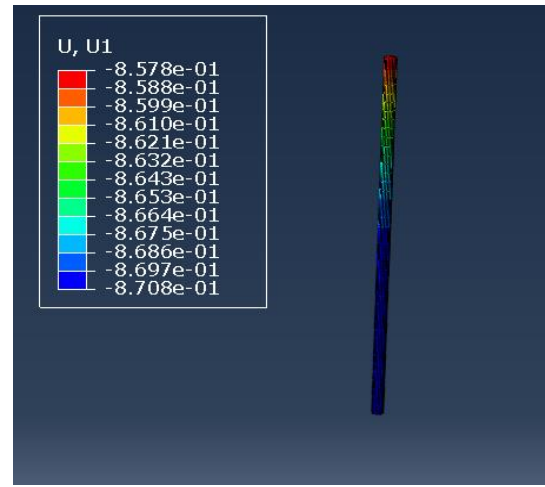
Tableau 4.7. Les paramètres des sols (argile et sable).

Caractéristiques de sol	Argile1	Argile2	Argile3	Argile4	sable
masse volumique du sol (kg/m ³)	1800	1800	1800	1800	2000
Module de Young: Es(MPa)	1490000	3874000	5364000	5364000	107000000
Coefficient de Poisson : ν_s	0.49	0.49	0.49	0.49	0.3

4.5.1.2. Discussion des résultats

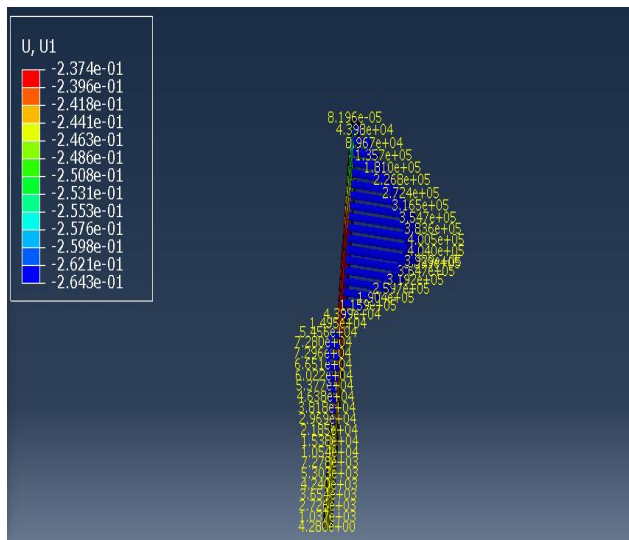


Sol non linéaire

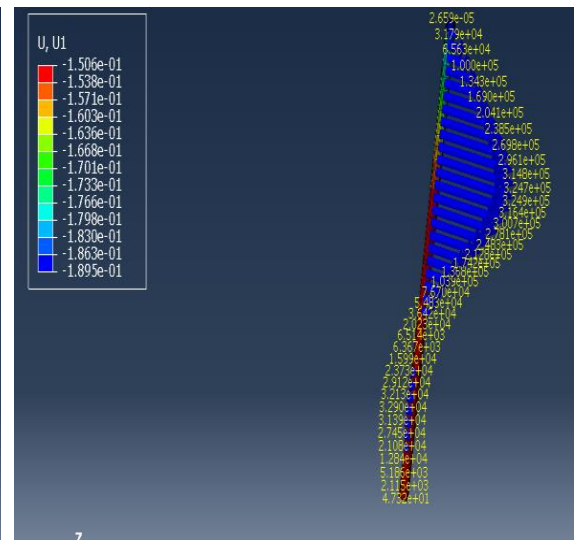


Sol linéaire

Figure 4.14. Distribution de déplacement latéral sur le long du pieu.



Sol linéaire



sol non linéaire

Figure 4.15. L'évolution du moment de flexion max le long du pieu.

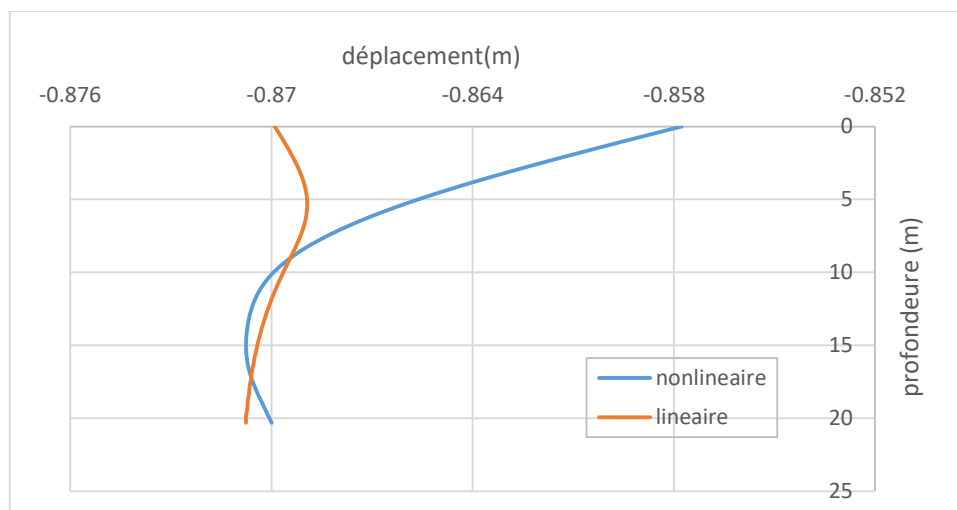


Figure 4.16. L'effet de la plasticité de sol sur le déplacement latéral le long du pieu.

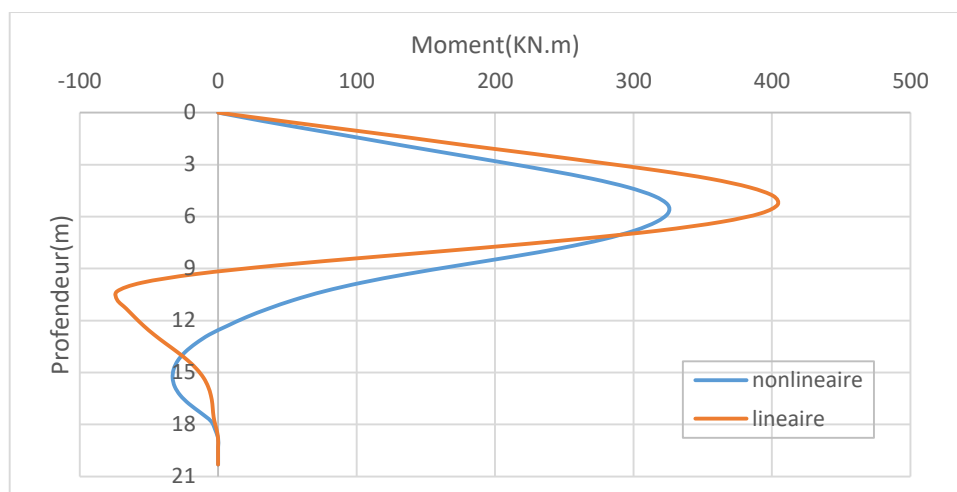


Figure 4.17. L'effet de la plasticité de sol sur le Moment fléchissant le long du pieu.

Tableau 4.8. Récapitulatif des résultats des déplacements et les moments de flexion du pieu.

Modèle de sol	Déplacement de pieu(m)	Moment de flexion max (KN.m)
non linéaire	-0.857	324.9
Linéaire	-0.869	404

Les figures 4.16 et 4.17 montrent le déplacement latéral du pieu et le moment de flexion, le long de pieu, à la fois pour un sol linéaire et non linéaire, lorsqu'une accélération d'entrée de 0,12 g est appliquée. Comme le sol était linéaire, la valeur maximale du moment de flexion a augmenté d'environ 24% et le déplacement maximal latéral de la tête de pieu a augmenté d'environ 2%.

4.5.2 L'effet de la masse volumique de la couche de sable

4.5.2.1. Définition du modèle

Dans cette partie on s'intéresse à étudier l'effet de la masse volumique de la couche de sable sur le comportement du pieu isolé sous chargement latéral dynamique. C'est pour cela, on considère le sol comme le modèle de référence non linéaire. Et nous changeront la masse volumique de sable.

Les paramètres de sol : on utilise dans cette étude des propriétés élastique pour le sol.

Tableau 4.9. Les paramètres des sols (argile et sable).

Caractéristiques de sol	Argile 1	Argile2	Argile3	Argile4	sable		
					1800	2000	2200
masse volumique du sol Kg/m ³	1800	1800	1800	1800	1800	2000	2200
Module de Young: Es(MPa)	14900 00	3874000	5364000	5364000	107000000		
Coefficient de Poisson : ν_s	0.49	0.49	0.49	0.49	0.3		

4.5.2.2. Discussion des résultats

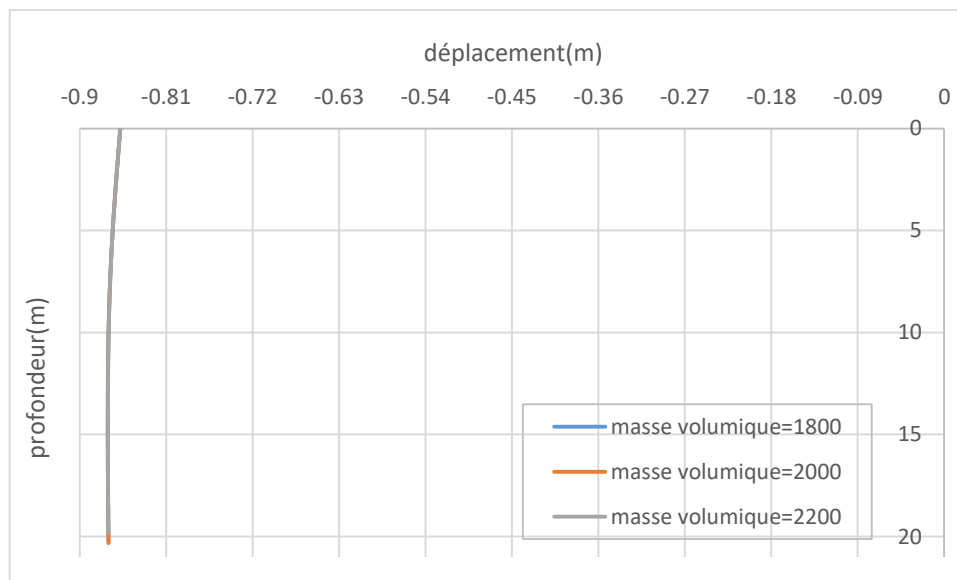


Figure 4.18. L'effet de la masse volumique de la couche de sable sur le déplacement latéral le long du pieu.

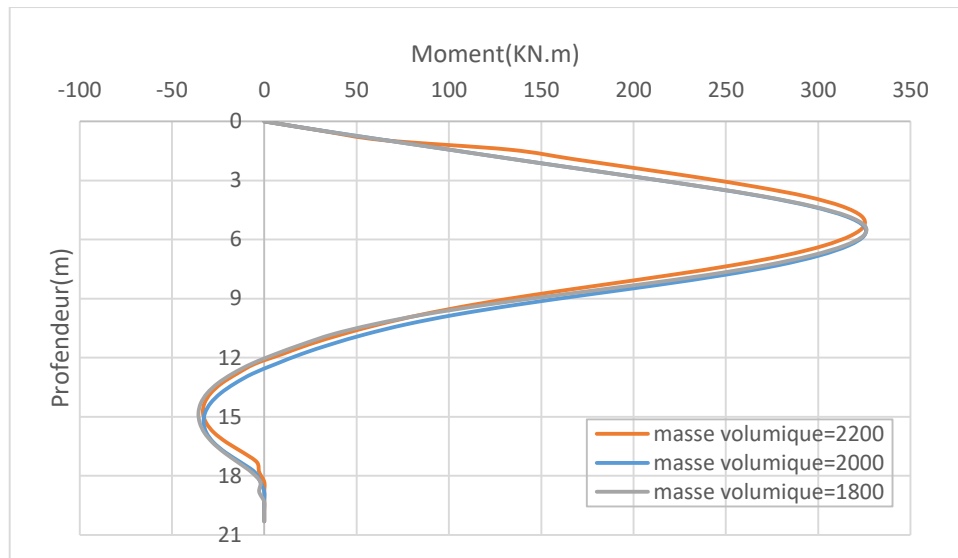


Figure 4.19. L'effet de la masse volumique de la couche de sable sur le Moment fléchissant le long du pieu.

Tableau 4.10. Récapitulatif des résultats des déplacements et les moments de flexion du pieu.

Modèle de sol	Déplacement de pieu (m)	Moment de flexion max (KN.m)
Masse volumique=1800 Kg/m ³	-0.857	325.4
Masse volumique=2000 Kg/m ³	-0.857	324.9
Masse volumique=2200 Kg/m ³	-0.857	324.9

Les figures 4.18 et 4.19 montrent le déplacement latéral du pieu et les enveloppes maximales du moment de flexion le long de pieu, à la fois pour une masse volumique de 1800, 2000 et 2200 Kg/m³ de sol lorsqu'une accélération d'entrée de 0,12 g est appliquée. Les figures et le tableau montrent que la masse volumique de la couche de sable n'affecte pas le moment et le déplacement de la couche de sable : le déplacement et le moment presque reste constant malgré le changement de la masse volumique.

4.5.3L'effet de la rigidité du pieu :

4.5.3.1. Définition du modèle

Les paramètres utilisés pour le sol sont les mêmes de modèle de référence. Le pieu est en acier avec les propriétés élastiques suivantes :

- ✓ La masse volumique $\rho_p = 7850 \text{ Kg/m}^3$.
- ✓ Coefficient de poisson $\nu_p = 0.30$
- ✓ Module de Young : $E_p = \text{variable (03 cas) } E_p \text{ (KPa) } = 317E+8(\text{référence}), 417E+8, 617E+8.$

4.5.3.2 Discussion des résultats

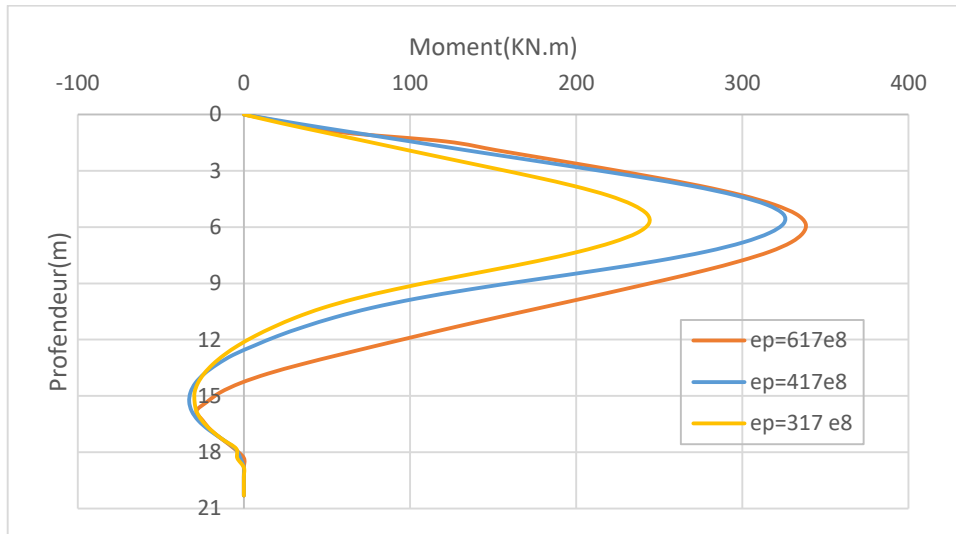


Figure 4.20. L'effet de la rigidité du pieu sur le Moment fléchissant le long du pieu.

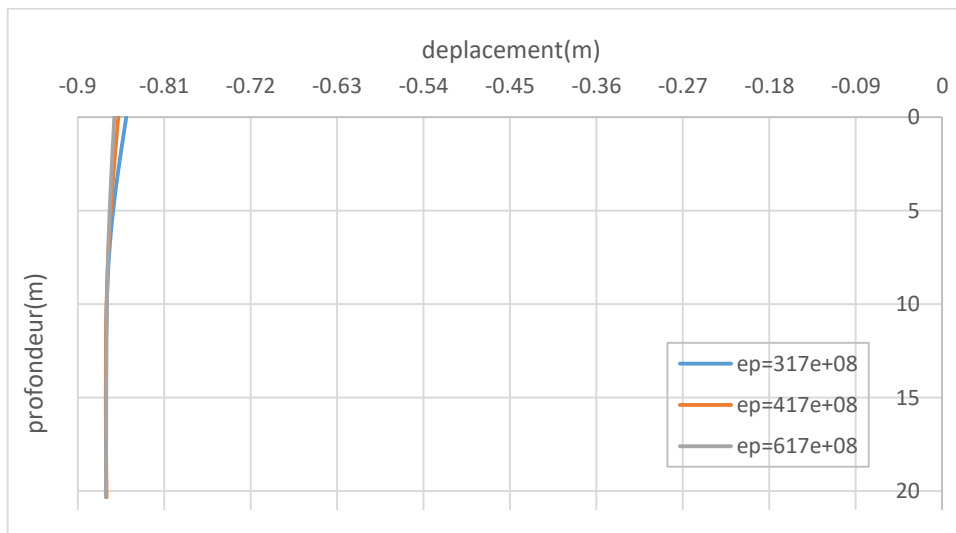


Figure 4.21. L'effet de la rigidité de pieu sur le déplacement latéral le long du pieu.

Tableau 4.11 : Récapitulatif des résultats des déplacements et les moments de flexion du pieu.

Modèle de sol	Déplacement de pieu (m)	Moment de flexion max (KN.m)
EP=317 ^e +8	-0.849	243.80
EP=417 ^e +8	-0.857	324.9
EP=617 ^e +8	-0.862	338.10

Les figures 4.20 et 4.21 montrent le déplacement latéral du pieu et les enveloppes maximales du moment de flexion le long de pieu, à la fois pour un pieu ayant un module d'élasticité de 317^e+8 , 417^e+8 et 617^e+8 lorsqu'une accélération d'entrée de 0,12 g est appliquée. Comme le pieu avait un module d'élasticité 317^e+08 , la valeur maximale du moment de flexion a augmenté d'environ 33% et 39% pour 417^e+8 , 617^e+8 respectivement, le déplacement maximal latéral de la tête de pieu a augmenté d'environ 2% pour $EP=617^e+8$.

4.6 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté une analyse tridimensionnelle du comportement du système sol-pieu-structure sous chargement dynamique avec le non linéarité de sol.

D'après les analyses présentées, nous pouvons conclure que :

La comparaison des simulations faite par la méthode présentée « équivalent linéaire » confirme la fiabilité de cette méthode et sa bonne adaptation pour les problèmes d'interaction sol-pieu-structure.

L'analyse paramétrique de la réponse d'un pieu isolé soumis à une charge dynamique latérale, a mis en évidence l'influence des différents paramètres sur la réponse du pieu. L'analyse des figures permet de conclure que la plasticité de sol et la rigidité du pieu affectent, le plus, le comportement du pieu. Par contre l'influence de la masse volumique de la couche de sable « la couche d'encastrement » n'affecte pas le comportement de pieu.

Chapitre 5

Analyse Numérique du
Comportement Dynamique de
Groupe des Pieux

5.1. Introduction

Le but d'une simulation est de reproduire un processus réel le plus fidèlement possible. Pour cela, le modèle numérique doit prendre en compte la physique du problème et les paramètres mécaniques.

Le but de ce travail est étudié l'influence de quelques paramètres (géométrique, mécanique ou géotechnique) sur le comportement du système sol- pieux- superstructure sous chargement latéral dynamique. Avant d'entamer l'étude paramétrique du modèle ABAQUS 3D, on va en premier lieu de le valider avec le test centrifuge dynamique de Wilson et al. (1997) et Curras et al. (2001) sur un groupe de pieux dans les argiles et couche de sable sous charge sismique.

5.2. Validation du Modèle ABAQUS 3D

5.2.1 Expériences De Centrifugeuse

Des tests ont été réalisés sur la centrifugeuse de 9 m de rayon à l'Université de Californie-Davis dans un conteneur à poutre de cisaillement flexible à une accélération centrifuge de 30 g. Tous les résultats présentés sont en unités prototypes, sauf indication contraire. Le profil de sol, modèles structurels et instrumentation pour les tests sont illustrés schématiquement sur la figure 5.1. La couche inférieure du sol était sable du Nevada fin et de qualité uniforme ($C_u = 1,5$, $D_{50} = 0,15$ mm) à une densité relative D_r d'environ 75–80%.

La couche supérieure du sol était de 6 m de boue de baie reconstituée normalement consolidée (limite de liquide '88, indice de plasticité '48). Les modèles structurels comprenaient une structure soutenue par un groupe de pieux (appelé structure PG33) et deux structures soutenues par des pieux simples. Le groupe de pieux pour PG33 se composait de neuf pieux espacés de quatre diamètres au centre dans un 3 x 3 grilles. Le chevêtre de pieux mesurait 7,3 x 7,3 m de plan, 2,3 m d'épaisseur, et avait une masse de 318 mg. PG33 avait une masse de superstructure de 468 mg centré à 10,7 m au-dessus du chevêtre de pieu.

La fréquence résonnante de la superstructure PG33 avec son chevêtre de pieu fixe contre le mouvement a été mesurée à 2 Hz (échelle de modèle à 60 Hz); le poteau prototype peut donc être représenté par une rigidité en flexion moyenne de $1,0 \times 10^7$ kN. m² sur 7,4 m hauteur de la colonne (du haut du chevêtre de pieu au bas de la masse de la superstructure).

Chaque pieu équivaut approximativement à 0,67m de diamètre tubulaire en acier et de 19 mm d'épaisseur le groupe de pieux a été installé à 1 g (avant de faire tourner la centrifugeuse) et est resté élastique pendant tous les tremblements de terre. Deux configurations de modèles de centrifugeuses, ci-après appelées conteneurs Csp4 et Csp5, ont chacune été secouées par cinq événements sismiques simulés, comme le résume le tableau 5.1. Notez qu'il n'y a que neuf événements différents au total car l'événement B événement A dupliqué dans Csp4 et les réponses enregistrées pour ces deux événements étaient essentiellement identiques.

Chaque événement était une version à l'échelle d'une histoire du temps préparée en filtrant et en intégrant des enregistrements de mouvements forts de Port Island en 1995 Séisme de Hyogoken-Nambu (Kobe) ou de Santa Cruz au tremblement de terre de Loma Prieta en 1989. Chaque tremblement de terre était séparé par un temps suffisant pour dissiper toute pression interstitielle excessive induite par une secousse. Le même modèle de sol a été utilisé dans les deux configurations, mais après tous les événements tremblants pour Csp4 ont été terminés, la

centrifugeuse a été centrifugée (arrêtée) et les structures à pieux uniques ont été déplacées (Boulangier et al. 1999).

Les détails du test et tous les historiques de temps sont disponibles dans les données les rapports de Wilson et al. (1997a, b). La résistance au cisaillement non drainée C_u de l'argile molle a été mesurée à l'aide d'une petite torvane immédiatement après la centrifugeuse arrêtée de tourner.

Le profil C_u est passé d'environ 1 à 13,4 kPa sur toute la profondeur de la couche d'argile. Ces résistances se sont avérées cohérentes avec le cisaillement normalisé non drainé ratios de résistance attendus pour normalement consolidés ou légèrement argile surconsolidée. La séquence des événements de tremblement de terre imposés aux modèles physiques produisent un historique de chargement dont on peut s'attendre à ce qu'il affecte progressivement les propriétés du sol et les et comportement de chargement axial des pieux et du chevron de pieux. Dans notre étude nous avons concernés juste pour PG33 à l'évènement Csp5 C.

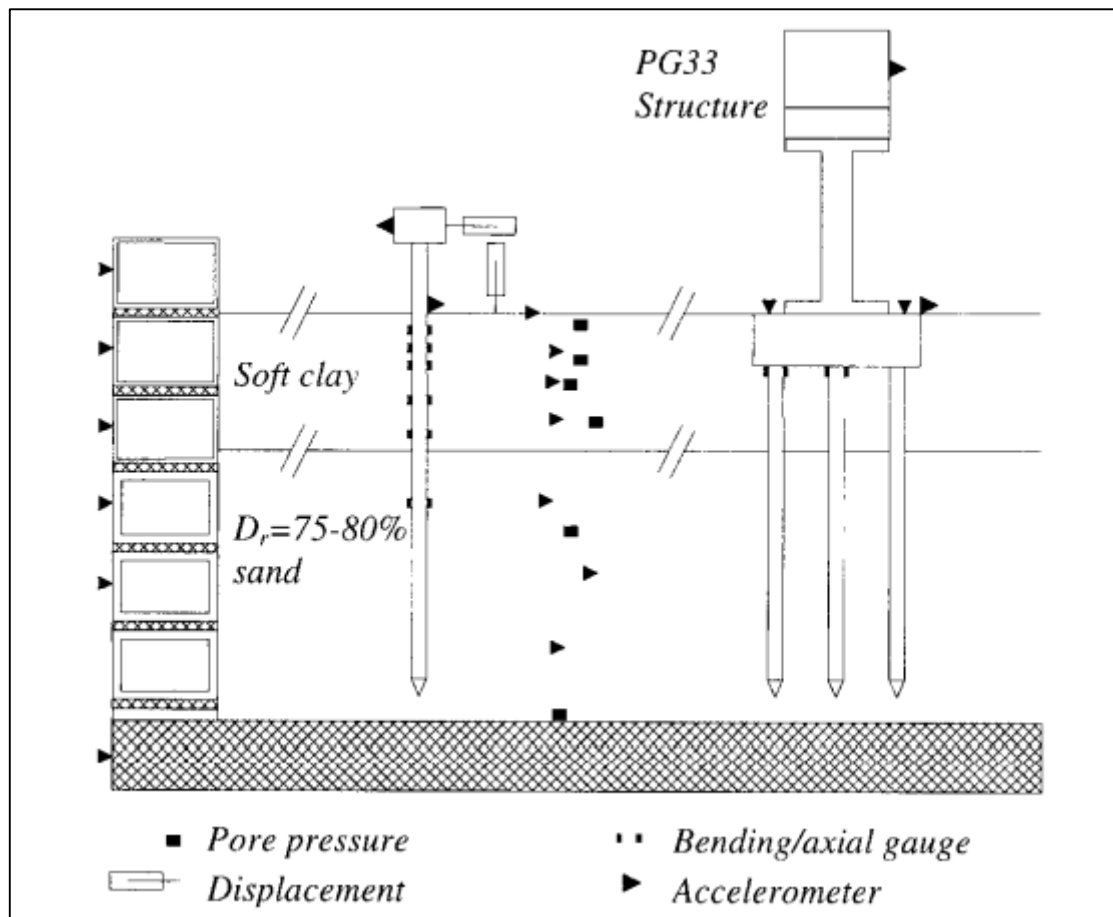


Figure 5.1. Schéma de l'essai centrifugeuse et l'Instrumentation.

Tableau 5.1. Les évènements de tremblement de terre dans les séries Csp4 et Csp5.

évènement	motion	a_{max} entrée à la base(g)
(a) Les séries Csp4		
A	Kobe	0.055 ^a
B	Kobe	0.055
C	Kobe	0.016
D	Kobe	0.20
E	Kobe	0.58
(b) Les séries Csp5		
A	Santa cruz	0.035
B	Santa cruz	0.12
C	Santa cruz	0.30
D	Santa cruz	0.60
E	Kobe	0.70
^a Événement B est un évènement répété, donc seulement l'évènement B est analysé.		

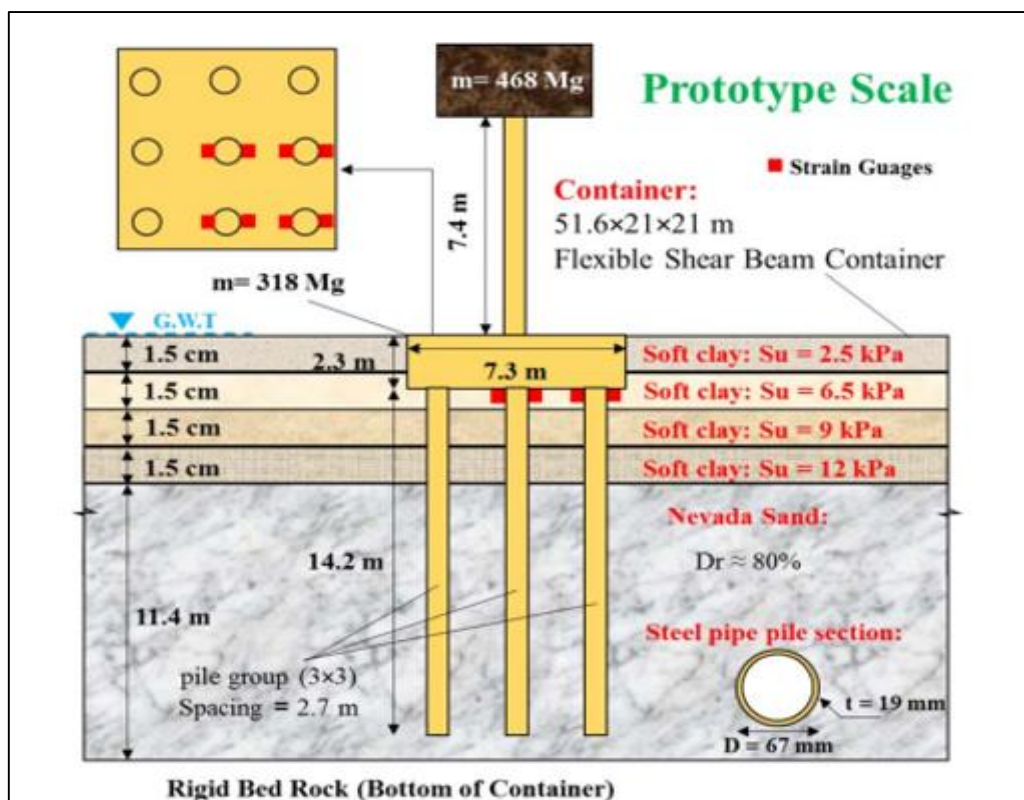
5.2.2. Hypothèse de calcul, géométrie du modèle et propriétés des matériaux

Hypothèse de calcul

- ✓ La loi de comportement utilisée pour le sol étudié est celle de « la méthode équivalent linéaire ».
- ✓ La loi de comportement utilisée pour les pieux est élastique linéaire.

5.2.3. Géométrie du modèle

Les pieux ont une longueur égale à 14.8m et un diamètre de 0.67 m. Il est modélisé par une loi de comportement linéaire élastique. Le sol est modélisé par la méthode équivalente linéaire. Les caractéristiques physiques et mécaniques du pieu et du sol sont récapitulées dans la figure 5.2 et tableau 5. 2.



couche	γ_{sat} (KN/m ³)	S _u (Kpa)
1	18.0	2.5
2	18.0	6.5
3	18.0	9.0
4	18.0	12.0

Figure5.2 les spécifications de l’essai centrifugeuse (échelle de prototype).

Tableau5.2 les spécifications de l’essai centrifugeuse (échelle de prototype).

système	Groupe des pieux PG33
La masse de la superstructure (tonnes)	468
Diamètre de pieu (m)	0.67
L’espace entre les pieux (m)	2.67
Les dimensions de chevêtre des pieux :	7.3x2.3
La masse de chevêtre des pieux (tonnes)	329

5.2.4. Le chargement du modèle

La charge sismique est appliquée à la base du système de sol-pieux-structure en tant que l'historique du temps d'amplitude au niveau du substratum rocheux. Ce chargement dynamique est appliqué dans le sens horizontal et les réponses sont mesurées dans la direction d'agitation. Un mouvement de base typique appliqué dans la présente étude est montré dans figure 5.5.

Tableau 5.3 présentes les informations de test de Wilson. Csp5 évènement C intéressé dans notre étude.

Tableau 5.3 les évènements dans la série Csp5.

Csp5 séries		
évènement	motion	$a_{max}base d'entée(g)$
A	Santa cruz	0.035
B	Santa cruz	0.12
C	Santa cruz	0.30
D	Santa cruz	0.60
E	Kobe	0.70

5.3. Exemple de référence

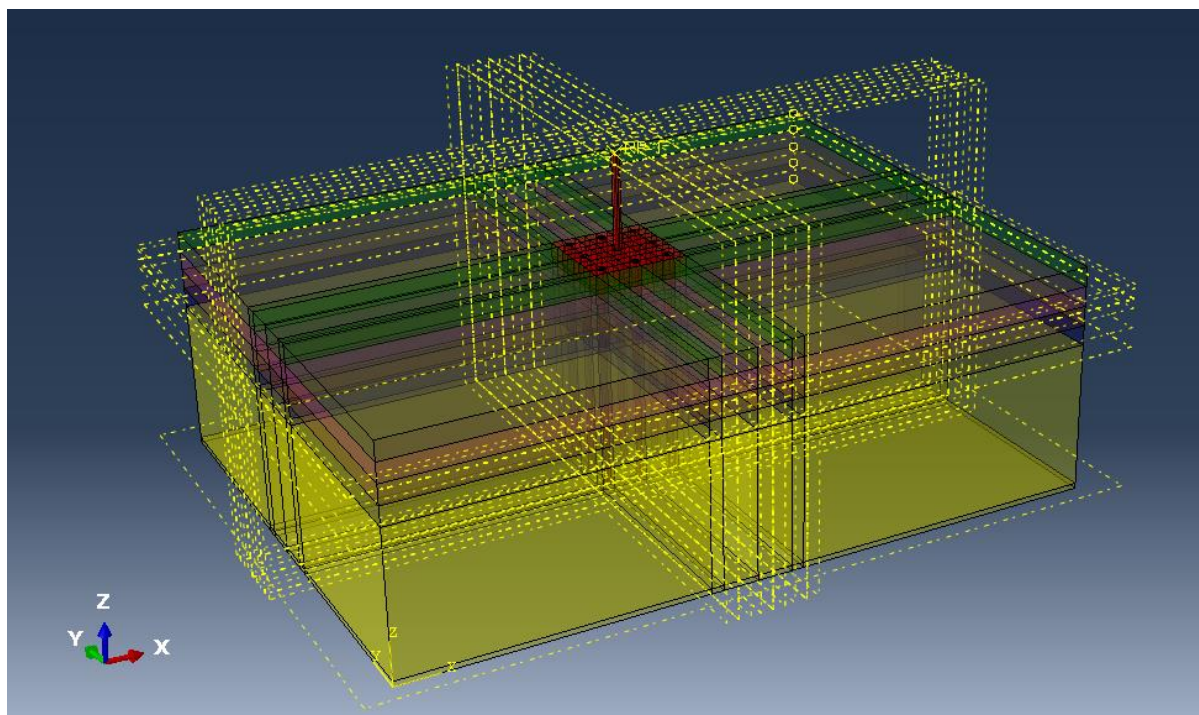


Figure 5. 3 le modèle globale modélisé par ABAQUS 3D.

Le module de déformation à faible cisaillement des argiles dans le test de Wilson a été dérivé des mesures de Torvane disponibles en utilisant l'équation $G = 200 Su$ où Su est la résistance

au cisaillement non drainée (Bowles 1993). Les paramètres de la couche sableuse sous-jacente sont extraits des valeurs rapportées par Popescu et Prevost 1993 pour les sables du Nevada avec $D_r = 80\%$.

Tableau 5.4a. Propriétés du sol de la méthode équivalente linéaire.

Les couches	$\rho_s(\text{Kg/m}^3)$	$E_s(\text{MPa})$	ν_s	coefficient de frottement à l'interface μ	Coefficient d'amortissement α	Coefficient d'amortissement β
Argile1	1800	341329.7	0.49	0.50	0.993996	0.00889
Argile2	1800	1494689	0.49			
Argile3	1800	1745440	0.49			
Argile4	1800	2195633	0.49			
sable	2000	50412428	0.3			

Tableau 5.4.b Propriétés du pieu.

D(cm)	$L_p(m)$	$\rho_p(\text{Kg/m}^3)$	$E_p(\text{MPa})$	ν_p	$E_p I_p(\text{KN.m}^2)$
0.67m	16.5	7850	41700000000	0.25	2.82×10^5

Tableau 5.4.c propriétés de chevêtres

$\rho_c(\text{Kg/m}^3)$	$E_c(\text{MPa})$	ν_c	$E_c I_c(\text{KN.m}^2)$
2628	41700000000	0.25	2.82×10^5

Tableau 5.4.d propriétés de la superstructure

Le poids de la superstructure 4680KN

$\rho_s, E_s, \nu_s, \rho_p, E_p, \nu_p, \rho_c, E_c, \nu_c$, (Sont la masse volumique, le module de Young et le coefficient de Poisson de sol, de pieu et de chevêtres respectivement.

α, β sont les coefficients d'amortissement, D_p, L_p Est le diamètre et la longueur du pieu. Et $E_p I_p, E_c I_c$, sont la rigidité à la flexion de pieu et de chevêtres.

Coefficient de frottement à l'interface μ est : $\tan(\phi_{interface}) = 0.7 \tan(\phi_{sol}) \approx 0.50$. ϕ L'angle de frottement de sol.

5.3.1. Caractéristiques du modèle Élément fini

Les pieux et le sol sont modélisés comme des éléments solides 3D. Le système sol-pieux-structure est discrétisé en espace à l'aide des options de maillage du logiciel en éléments finis. Pour les éléments utilisés dans le maillage de système sol-pieu sont représentés dans le tableau 5.5.

Tableau 5.5. Différents éléments utilisés dans la modélisation par ABAQUS.

Sol	C3D8R 8 nœuds
Pieu (élément solide)	C3D8R 8 nœuds

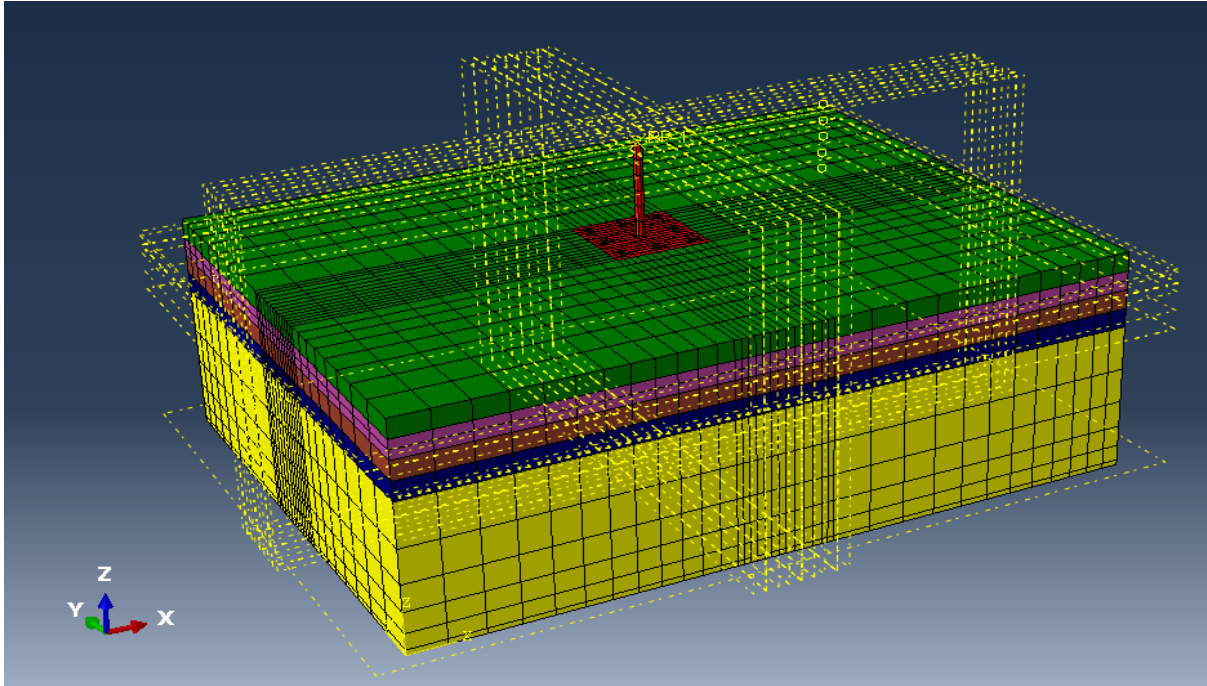


Figure 5.4. Maillage du système sol- pieu (ABAQUS).

5.3.2. Chargement

Le chargement est appliqué, sous forme d'une accélération, à la base du massif de sol considérée comme rigide. Deux types de chargement sont utilisés dans ce travail : chargement statique (la gravité) et chargement sismique (Figure 5.5).

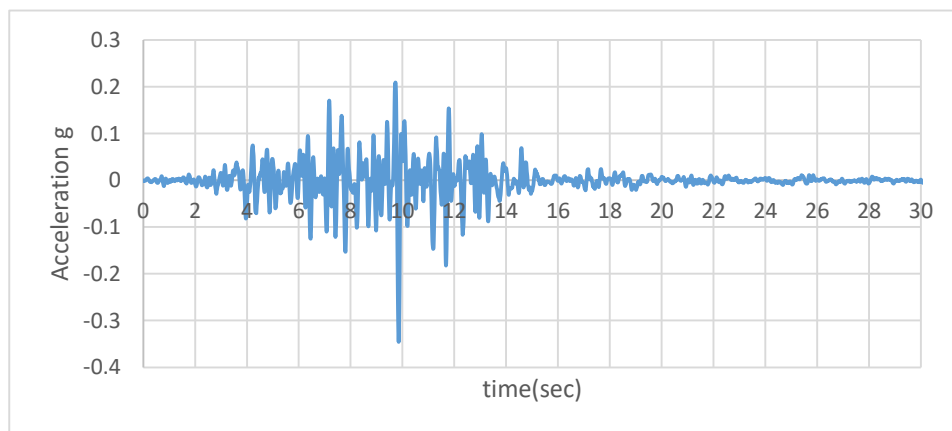


Figure 5.5: le chargement utilisé (séisme de Santa Cruz événement Csp5 événement c : $a_{max} = 0.30g$)

5.3.4 Les conditions aux limites :

Dans ces conditions aux limites latérales, les mouvements horizontaux sont autorisés tandis que les mouvements verticaux sont limités. Dans ce cas, la rupture active statique des limites latérales verticales doit être évitée en appliquant une pression de confinement latérale aux limites. Cependant, ces limites latérales doivent être situées à une distance suffisante de la zone d'intérêt pour dissiper autant d'énergie que possible, de sorte que l'onde réfléchie n'affecte pas la réponse dans la zone intercalaire. Ces conditions aux limites latérales ont été appliquées dans l'étape de chargement statique et étendue à l'étape de chargement dynamique. La figure 5.6 présente les conditions aux limites utilisées dans notre étude.

Les conditions aux limites de la base du modèle dépendent des conditions de chargement. Pendant l'étape de chargement statique, la base a été considérée comme fixe. Mais dans l'étape de chargement dynamique, il est libre de se déplacer dans le sens horizontal. Pendant cette étape, la base a été secouée dans le sens horizontal.

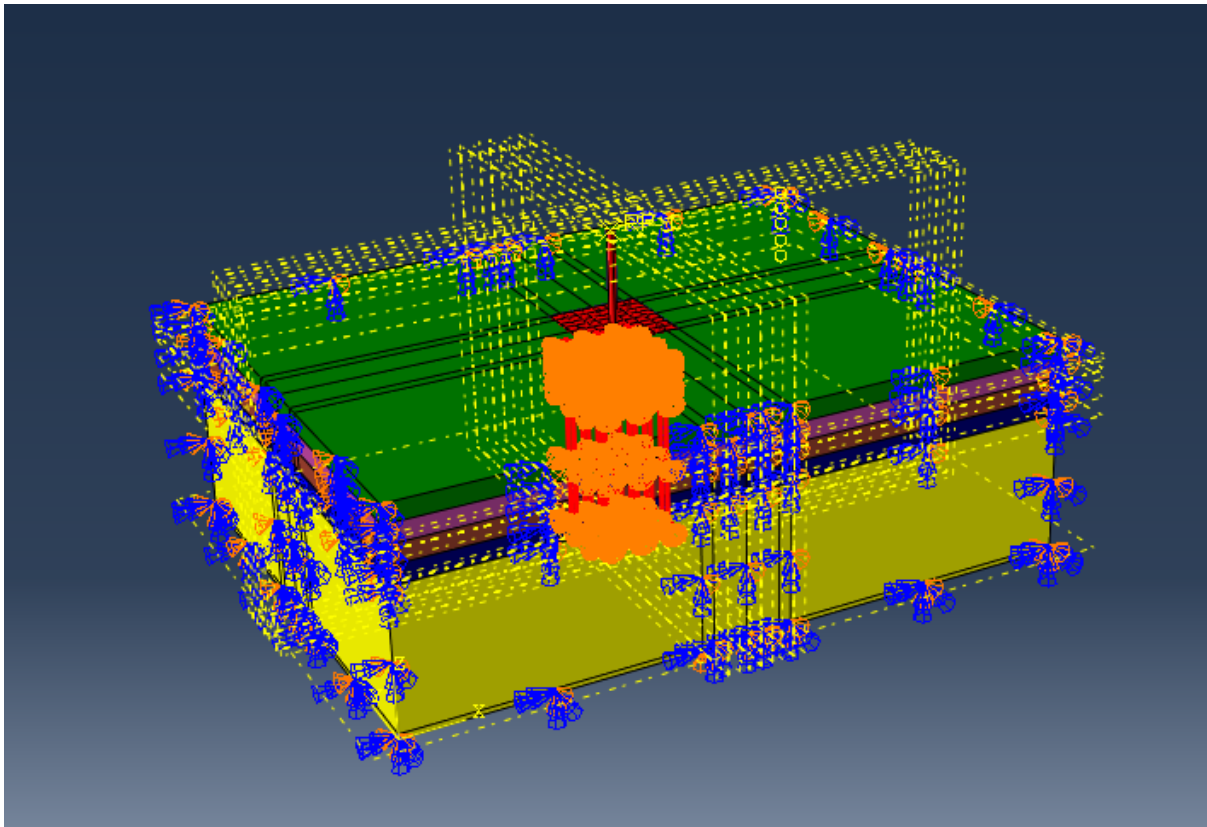


Figure 5.6 le système sol-pieu avec les conditions aux limites.

5.4 Résultats

La figure 5.8 compare la réponse spectrale des mouvements mesurés et simulés à la surface et à la base du sol en champ libre dans le test de centrifugeuse. Le champ libre dans le modèle continu est considéré comme la distance supérieure à $8D$. Il existe un bon accord entre les réponses spectrales mesurées et simulées dans toutes les périodes.

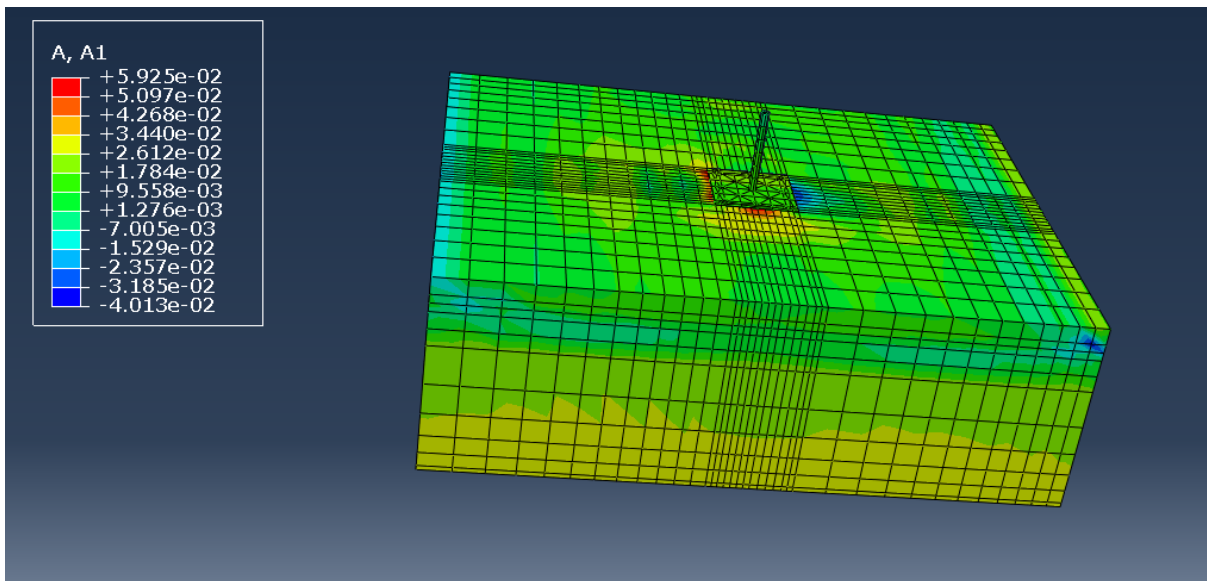


Figure5.7 .Accélération latérale A1 final pour le modèle sol-pieu-superstructure Abaqus2017.

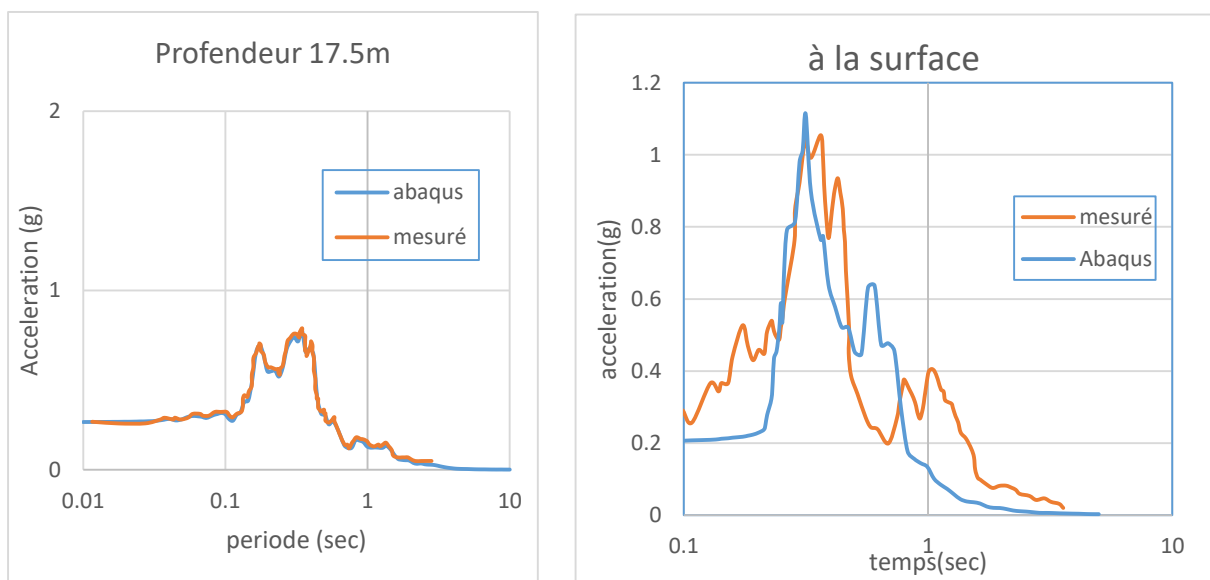


Figure5.8. La réponse spectrale d'accélération (5% d'amortissement) à différente profondeur pendant l'évènement C (Motion Santa Cruz) à Csp5; mesuré et simulé.

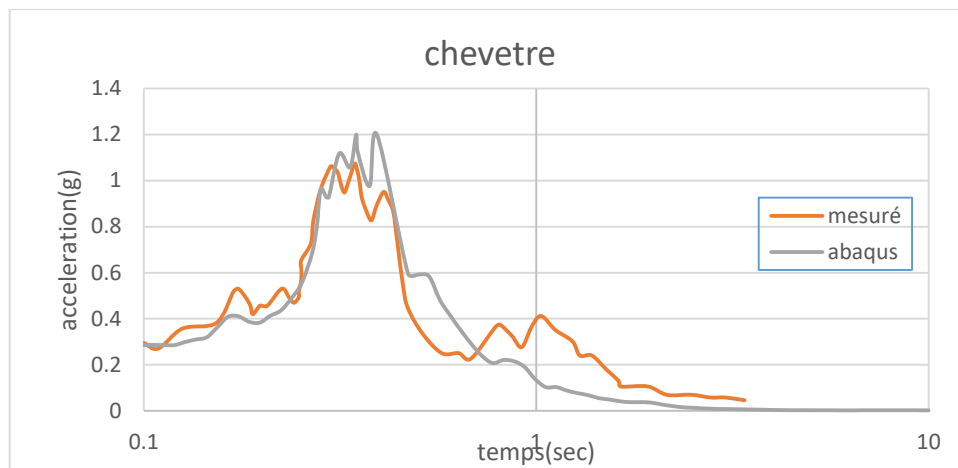


Figure5.9. La réponse spectrale d'Accélération (5% d'amortissement) en chevetre pendant Evénement C (Santa Cruz) en Csp5 : mesuré et simulé par Abaqus.

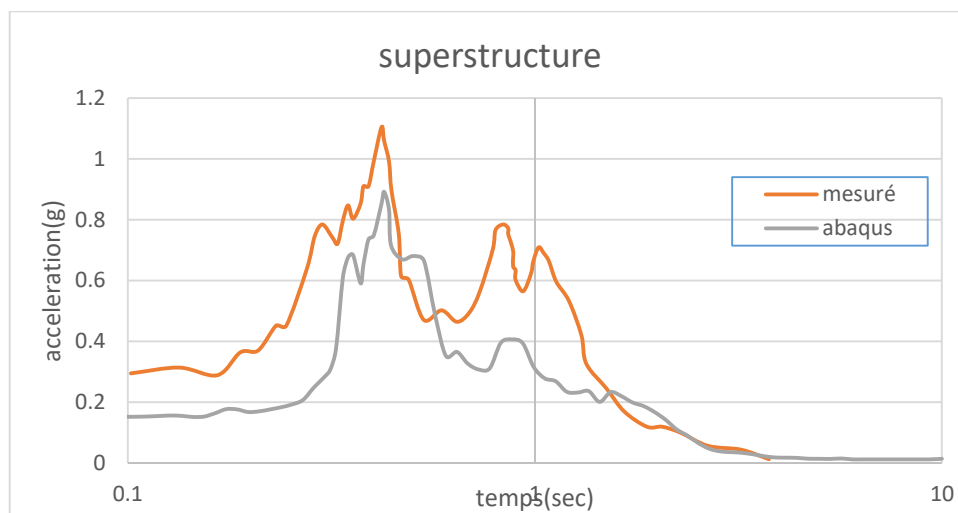


Figure5.10. La réponse spectrale d'Accélération (5% d'amortissement) à la superstructure pendant Evénement C (Santa Cruz) en Csp5 : mesuré et simulé par Abaqus.

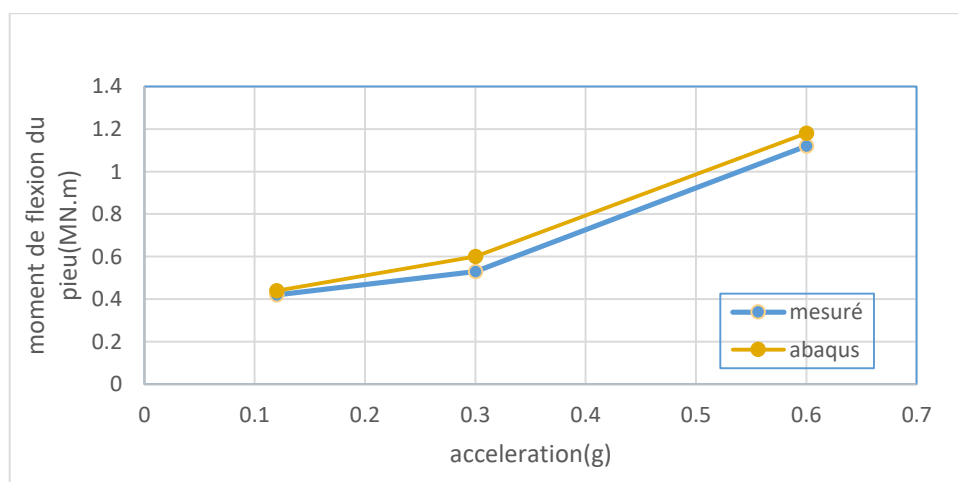


Figure 5.11 le moment maximal du pieu pendant Evénement C (Santa Cruz) en Csp5 : mesuré et simulé par Abaqus.

Comme indiqué, une correspondance très satisfaisante est observée entre les réponses spectrales dans les différents emplacements, confirmant la capacité de la méthode équivalente linéaire à capturer le SPSI non linéaire. La différence maximale entre le moment de flexion maximale du pieu numérique et expérimentale est d'environ 13%. Par conséquent, la méthode équivalente linéaire peut fournir une simulation réaliste du problème sismique pour SPSI avec une grande précision.

5.5. Étude paramétrique du groupe du pieu sous chargement latéral dynamique

Dans la suite, nous présentons les résultats de l'analyse paramétrique effectuée. En particulier, nous examinons l'influence de l'espacement entre les pieux et l'influence de PGA « accélération maximale du sol ».

5.5.1 L'effet de PGA :

Afin d'analyser l'influence de l'accélération maximale du sol PGA sur la réponse sismique du système sol –pieux- structure tel que le moment maximal du pieu, le déplacement horizontal de la superstructure et le déplacement horizontal du chevêtre, les simulations numériques ont été réalisées avec différentes valeurs de PGA de tremblement de terre **Santa Cruz**.

Le tableau 5.6 et les figures 5.12, 5.13, 5.14 donnent les résultats de la comparaison de la réponse du système pour différents PGA.

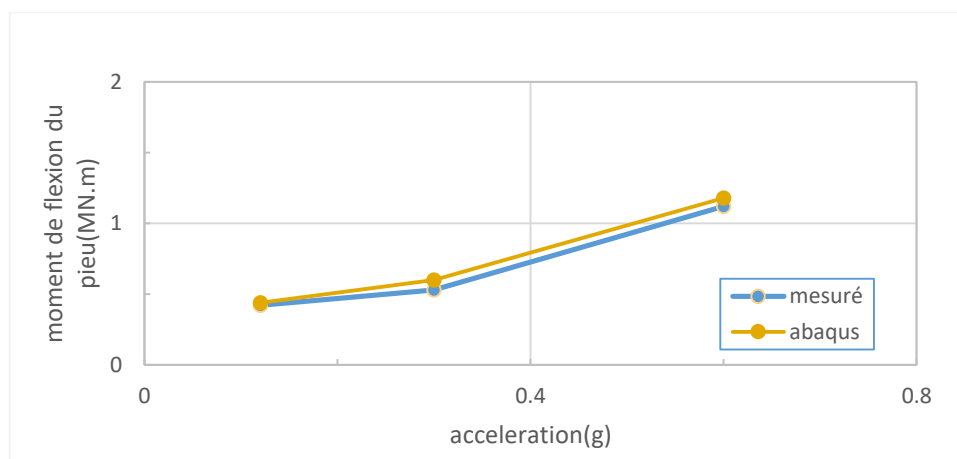


Figure5.12 l'effet de PGA sur le moment maximal de pieu.

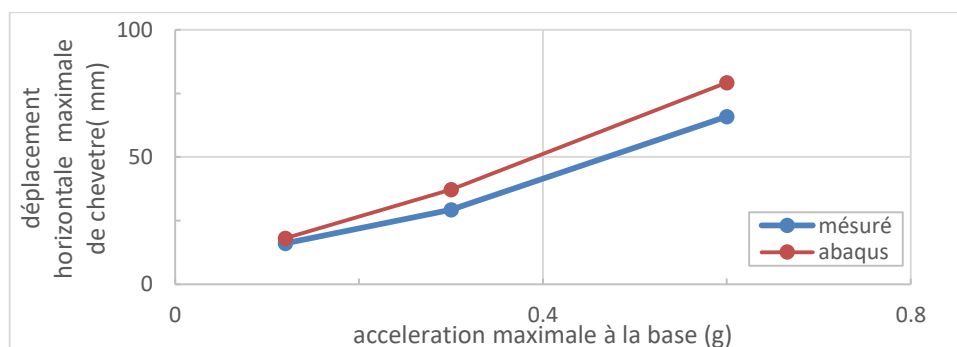


Figure5.13 l'effet de PGA sur le déplacement horizontal maximal de chevêtre.

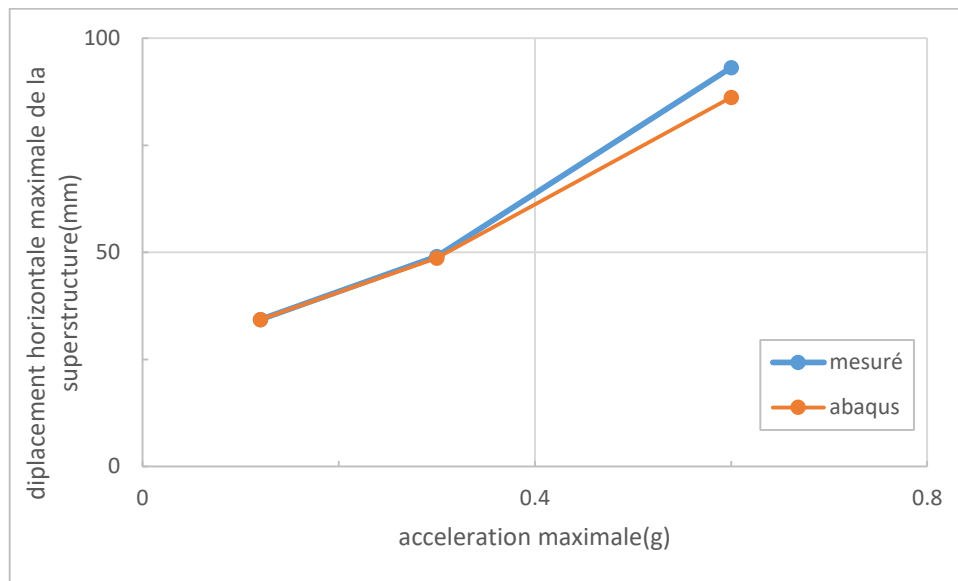


Figure5.14 l’effet de PGA sur le déplacement horizontal maximal de la superstructure.

Tableau 5.6 l’influence de a_{max} à la base sur le comportement sol-pieu-structure.

a_{max} à la base	Moment de flexion maximale de pieu (MN.m)	Déplacement de chevêtre (mm)	Déplacement de la superstructure (mm)
a_{max} à la base=0.12g	0.44	18.12	34.29
a_{max} à la base=0.30g	0.60	37.21	48.7
a_{max} à la base=0.60g	1.18	79.26	86.2

Les résultats numériques et expérimentaux ont comparé pour trois évènements de tremblement de terre « santa Cruz a_{max} à la base=0.12g ,0.30g et 0.60g ».les valeurs maximales des réponses structurale (numérique et mesuré) sont figuré versus accélération maximale d’entré dans les figure 5.12, 5.13 et5.14. Les résultats sont présentés pour le déplacement horizontal de la superstructure et de chevêtre, le moment maximal du pieu. En général, une très bonne concordance entre les réponses maximales structurales numériques et expérimentales.

La figure précédente (5.12), représente l’effet de PGA sur le moment maximal du pieu et d’après les résultats obtenus, on constate que le moment de flexion maximum augmente avec l’augmentation de l’accélération maximale appliqué à la base de sol de 37 %.

La figure précédente (5.13), représente l’effet de PGA sur le déplacement maximal de chevêtre et d’après les résultats obtenus, on constate que le déplacement maximal augmente avec l’augmentation de l’accélération maximale appliqué à la base de sol de23 %.

La figure précédente (5.14), représente l'effet de PGA sur le déplacement maximal de superstructure et d'après les résultats obtenus, on constate que le déplacement maximum augmente avec l'augmentation de l'accélération maximale appliqué à la base de sol de 40 %.

5.5.2 L'effet de l'espacement

Afin d'analyser l'influence de l'espacement pieu-pieu sur la réponse sismique du système, les simulations numériques ont été réalisées avec des valeurs de l'espacement pieu-pieu ($S=1.7, 2.7, \text{ et } 3.7$ m).

Le tableau 5.7 et les figures 5.15, 5.16 et 5.17 donnent les résultats de la comparaison de la réponse du système pour différents espacements.

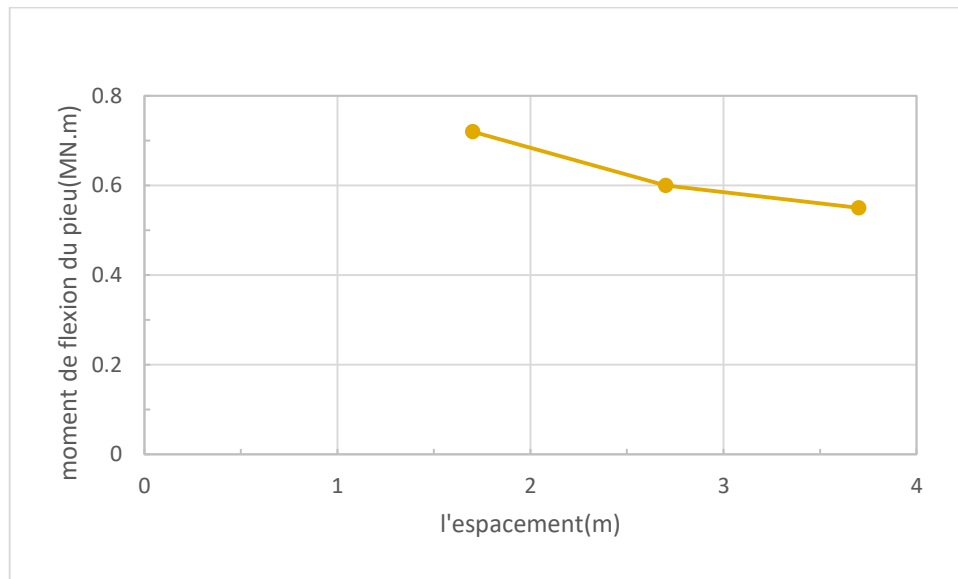


Figure 5.15 l'effet de l'espacement sur le moment maximal de pieu.

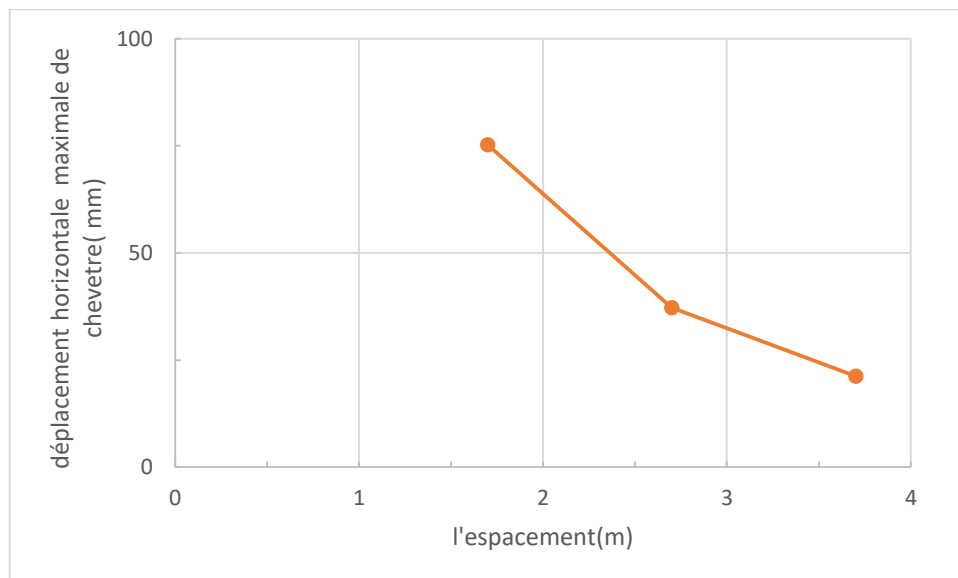


Figure 5.16 l'effet de l'espacement sur le déplacement de chevêtre.

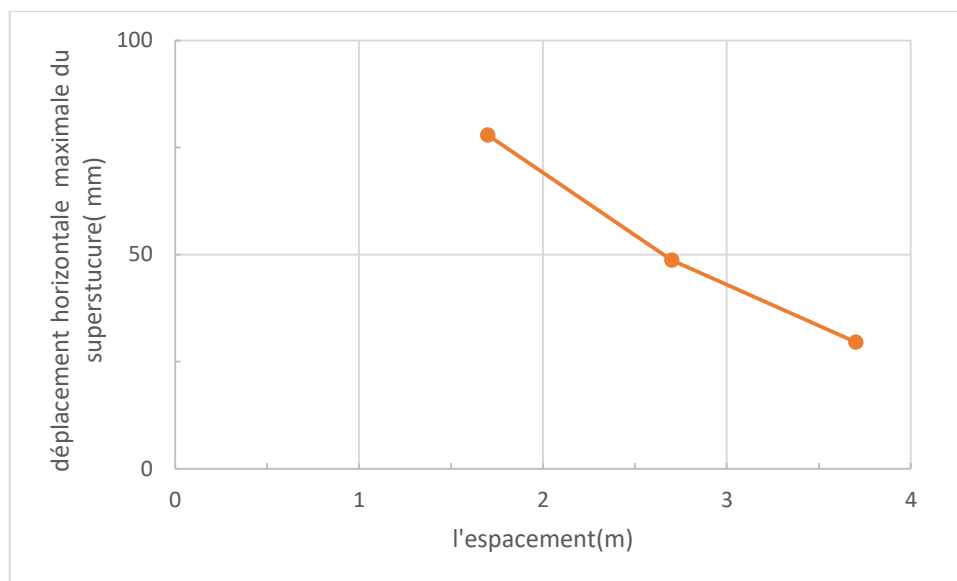


Figure 5.17 l'effet de l'espacement sur le déplacement de la superstructure.

Tableau 5.7 l'influence de l'espacement sur le comportement de système sol-pieu-structure.

espacement (m)	Moment de flexion maximale de pieu (MN.m)	Déplacement de chevêtre (mm)	Déplacement de la superstructure (mm)
S=1.7	0.72	75.26	77.9
S=2.7	0.60	37.21	48.7
S=3.7	0.55	21.2	29.6

Les résultats numériques et expérimentaux ont comparé pour trois valeurs d'espacements. Les résultats sont présentés pour le déplacement horizontal de la superstructure et de chevêtre, le moment maximal du pieu.

La figure précédente (5.15), représente l'effet de l'espacement sur le moment maximal du pieu et d'après les résultats obtenus, on constate que le moment de flexion maximal diminue avec l'augmentation de l'espacement de 17 %.

La figure précédente (5.16), représente l'effet de l'espacement sur le déplacement maximal de chevêtre et d'après les résultats obtenus, on constate que le déplacement maximal diminue avec l'augmentation de l'espacement de 54 %.

La figure précédente (5.17), représente l'effet de l'espacement sur le déplacement maximal de superstructure et d'après les résultats obtenus, on constate que le déplacement maximal diminue avec l'augmentation de l'espacement de 48 %. Ces résultats sont concordants avec les résultats de l'étude tridimensionnelle réalisée par Hassen Alsaleh (2007) et Mohand Alfach (2010).

5.6 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté une analyse du comportement du sol-pieu-structure sous chargement sismique avec le non linéarité de sol. D'après les analyses présentées nous pouvons conclure que :

La méthode équivalente linéaire et le programme ABAQUS peuvent fournir une simulation réaliste du problème sismique pour ISPS avec une grande précision.

La variation de l'espacement affecte la réponse de système sol-pieu-structure, les résultats montrent que le moment de flexion maximum de pieu, le déplacement maximum de la superstructure et le déplacement maximum de cheville diminuent avec l'augmentation de l'espacement.

Conclusion générale

Conclusion générale

Au cours de ce travail, nous nous sommes intéressés à la modélisation numérique globale du problème d'interaction sol-pieu-structure sous chargement latéral et d'interaction sol-pieu-structure et groupe de pieux sous charge dynamique. Les travaux de recherche dans le cadre de cette thèse ont été menés, en utilisant une modélisation tridimensionnelle en éléments finis. Les effets des principaux paramètres sont analysés comme l'effet de la charge axiale, le diamètre de pieu, le rapport d'acier longitudinal et la longueur de pieu dans différents types de sable pour le cas de pieu isolé sous charge latérale. Ainsi que la plasticité de sol, la rigidité de pieu, la densité de la couche d'encastrement pour le pieu isolé sous charge dynamique et l'effet de l'accélération maximale d'entrée de séisme et l'espacement pour le groupe de pieu sous charge dynamique tout en tenant compte du comportement non linéaire de sol. Les résultats des simulations effectuées sont en bon accord avec les observations post-sismiques et les essais centrifugeuses.

Au cours de ce travail, des simulations ont été faites par le modèle SAP2000 (validation en statique) avec le modèle de Kampitsis et al. (2015) ainsi qu'avec le code de calcul ABAQUS par (validation en dynamique) avec les essais centrifugeuse de pieu isolé et le groupe de pieu de Wilson et al. (1998). Une bonne concordance des résultats a été trouvée.

Dans la plupart des cas, la capacité latérale du système fixe est faible par rapport à la capacité latérale du système ISPS lors de l'augmentation de la charge axiale, du diamètre du pieu, du rapport longitudinal d'acier et de la longueur du pieu dans tous les types de sable. La charge axiale et le type de sable influencent la capacité latérale dans le système ISP plus que dans l'ISPS. Le diamètre du pieu dans ISPS et ISP influence la capacité latérale. Le rapport longitudinal de l'acier influence la capacité latérale dans le système ISP, mais dans le système ISPS, son effet apparaît uniquement dans le sable meuble. La capacité latérale n'est pas influencée par la longueur du pieu. Le moment de flexion ultime et le déplacement latéral au sommet du poteau augmentent avec l'augmentation de la charge axiale, et celle du rapport longitudinal de l'acier, mais ils ne sont pas affectés par l'augmentation de la longueur du pieu. De plus, la profondeur équivalente à la fixité est affectée par l'augmentation uniquement du diamètre du pieu et du type de sols sableux. La formation et la position des rotules plastiques sont affectées par le type de sable, le niveau de charge axiale, le diamètre du pieu, le rapport longitudinal d'acier et la longueur du pieu.

La comparaison des simulations faites par la méthode présentée « équivalent linéaire » confirme la fiabilité de cette méthode et sa bonne adaptation pour les problèmes d'interaction sol-pieu-structure. L'analyse paramétrique de la réponse d'un pieu isolé soumis à une charge dynamique latérale, a mis en évidence l'influence des différents paramètres sur la réponse du pieu. L'analyse des figures permet de conclure que la plasticité du sol, la rigidité du pieu affectent le plus le comportement du pieu. Par contre l'influence de la densité de la couche de sable « la couche d'encastrement » n'affecte pas le comportement de pieu.

La variation de PGA de l'espacement affecte la réponse de système sol-pieu-structure, les résultats montrent que le moment de flexion maximal de pieu, le déplacement maximal de la superstructure et le déplacement maximal de cheville augmente avec l'augmentation de PGA et diminuent avec l'augmentation de l'espacement.

PERSPECTIVES

Pour conclure ce travail, il est utile de dresser une liste des sujets qui pourraient être élaborés dans les futures recherches :

- Faire une étude de l'influence de choix des lois de comportement pour le sol sur la modélisation.
- Etude expérimentale du comportement des pieux soumis à un séisme.
- Il serait également intéressant de prévoir la réalisation d'analyse non linéaire dynamique dans SAP2000. Et de pouvoir comparer le modèle SAP2000 à un modèle par élément finis(Abaqus) et à des données expérimentales.

REFERENCES

1. ABAQUS CAE 2017. Standard User's Manual. Version 2017.
2. Abghari A. And Chai, J. (1995) « Modeling Of Soil-Pile-Superstructure Interaction In The Design Of Bridge Foundations » Performance Of Deep Foundations Under Seismic Loading, John Turner, Ed., Geotechnical Special Publication No. 51, ASCE, New York,N.Y., Pp. 45-59.
3. Ahmad, S., and Mamoon, S. M. (1991) « Seismic Response of Piles to Obliquely- Incident Waves », Proc. 2nd Int. Conf. Recent Advances Geotech. Earthq. Engng Soil Dyn. St Louis 1, Pp. 805-814.
4. Ahn, J.H., Yoon, J.H., Kim, J.H., Et Al., (2011). « Evaluation on the Behavior of Abutment Pile Connection in Integral Abutment Bridge. » Journal of Constructional Steel Research 67 (7), 1134e1148.
5. AL Fach, M. (2007), Thèse De Doctorat «Modélisation Tridimensionnelle Du Comportement Sismique Du Système Sol-Pieux-Pont : Prise En Compte Des Non-Linéarités Du Sol Et Du Béton», Université Des Sciences Et Technologies De Lille 1, Laboratoire De Mécanique De Lille.
6. Alsaleh, H. (2007), Thèse De Doctorat « Modélisation Non-Linéaire En Tr De L'interaction Sol-Micropieux-Pont Sous Chargement Sismique », Université Des Sciences Et Technologies De Lille 1, Laboratoire De Mécanique De Lille.
7. Amin Rahmani, Mahdi Taiebat , W.D. Liam Finn And Carlos E. Ventura (2018)« Evaluation Of P-Y Springs For Nonlinear Static And Seismic Soil-Pile Interaction Analysis Under Lateral Loading» Soil Dynamics And Earthquake Engineering 115 (2018) 438–447. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.07.049>.
8. Amirata Taghavi,And Kanthasamy K.Muraleetharan,(2017) «Analysis Of Laterally Loaded Pile Groups In Improved Soft Clay. » International Journal of Geomechanics/Volume 17issue 4-April2017.
9. Anastasopoulos, I., Georgarakos, P., Georgiannou, V., Drosos, V., and Kourkoulis, R. (2010). «Seismic performance of bar mat-reinforced soil retaining wall: shaking table testing versus numerical analysis with modified kinematic hardening constitutive model». Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 30, 1089- 1105.
10. Ashour,M,Gary Norris And Patrick Pilling(2002) «Strain Wedge Model Capability Of Analysing Behaviour Of Laterally Loaded Isolated Piles ,Drilled Shafts , And Pile Groups. » Journal of Bridge Engineering/Volume 7issue 4-July 2002. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1084-0702\(2002\)7:4\(245\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0702(2002)7:4(245)).
11. Badoni, D. & Makris, N. (1995). « Nonlinear response of single piles under lateral inertial and seismic loads». Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 15, 29–43.
12. Baguelin, F., Jezequel, J., (1972) « Etude Expérimentale Du Comportement De Pieux Sollicités Horizontalement, » Bulletin De Liaison Des Laboratoires Des Ponts Et Chaussées No. 62, Pp.129-170.
13. Banerjee P And Davies T. (1978) « The Behavior Of Axially And Laterally Loaded Single Piles Embedded In Non-Homogeneous Soils » Géotechnique, London, 28 (3), P309- 326.
14. Bardet J.P., Idriss, I.M., O'Rourke, Adachi, N., Hamada, M., And Ishihara, K., (1996)

- « North America-Japan Workshop on the Geotechnical Aspects of the Kobe, Loma Prieta, and Northridge Earthquake », Report No. 98-36 to National Science Foundation, Air Force Office of Scientific Research, And Japanese Geotechnical Society. Osaka, Japan.
15. Basack S. (2008) «A Boundary Element Analysis of Soil-Pile Interaction under Lateral Cyclic Loading in Soft Cohesive Soil ». *Asian Journal of Civil Engineering*. Vol. 9, No 4, Pp.379-390.
 16. Bentley, K.J., Naggar, M.H.E., (2000) « Numerical Analysis of Kinematic Response of Single Piles. » *Canadian Geotechnical Journal*, 2000. 37(6): p. 1368–1382.
 17. Blaney G.W., Kausel E.G, Roesset J.M (1976) « Dynamic Stiffness Of Piles » 2nd International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Blacksburg, Virginia, ASCE, Vol. 2, Pp. 1001-1012.
 18. Boulanger, R. W., Curras, C. J., Kutter, B. L., Wilson, D. W., and Abghari, A. (1999). «Seismic soil-pile-structure interaction experiments and analyses». *J. Geotech and Geoenviron. Engrg. ASCE*, 125(9), 750–759.
 19. Bowles J. (1996) « Foundation Analysis and Design ». Fifth Edition. Mcgraw Hill, New York.
 20. Bowles JE. (1993) «Foundation analysis and design». 5th edition The McGraw-Hill Companies, Inc.; 1993. [iSBN: 0-07-912247-7].
 21. Brown D., Morrison C. And Reese L. (1988) « Lateral Load Behavior of Pile Group in Sand » *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 114 (11), Pp. 1261-1276.
 22. Butterfield, R and Banerjee, P. K. (1971) « The Elastic Analysis of Compressible Piles and Pile Groups » *Geotechnique*, Vol. 21, 43-60.
 23. C. Plumelle (2004/2005), «Fondations Profondes, Chapitre18», CNAM-Paris-Géotechnique.
 24. C. S. GOIT and M. SAITOH (2016) « Experimental Approach on the Pile-To-Pile Interaction Factors and Impedance Functions of Inclined Piles». *Géotechnique* [[Http://Dx.Doi.Org/10.1680/Jgeot.15.P.192](http://dx.doi.org/10.1680/Jgeot.15.P.192)].
 25. Carbonari, S., Dezi, F., Leoni, G., (2011) «Linear soil–structure interaction of coupled wall– frame structures on pile foundations». *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2011. 31(9): p. 1296–1309.
 26. Cheng Lan, Bruno Briseghella, Luigi Fenu, Junqing Xue, And Tobia Zordan (2017) « The Optimal Shapes Of Piles In Integral Abutment Bridges». *J. Traffic Transp. Eng. (Engl. Ed.)* 2017; 4 (6): 576-593.
 27. Christina J. Curras, Ross W. Boulanger, Bruce L. Kutter, and Daniel W. Wilson, Members (2001) « DYNAMIC EXPERIMENTS AND ANALYSES OF A PILE-GROUP-SUPPORTED STRUCTURE»*J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 2001.127:585-596.
 28. Chuan Luo, Xun Yang, Changbao Zhan, Xianlong Jin And Zhenkun Ding (2016) « Nonlinear 3D Finite Element Analysis Of Soil–Pile–Structure Interaction System Subjected To Horizontal Earthquake Excitation”. *Soil Dynamics And Earthquake Engineering* 84 (2016) 145–156. [Http://Dx.Doi.Org/10.1016/J.Soildyn.2016.02.005](http://dx.doi.org/10.1016/J.Soildyn.2016.02.005).
 29. Chung Y., (2000) « Etude Numérique De L’interaction Sol-Pieu-Structure Sous Chargement Sismique » Thèse De Doctorat, Université Des Sciences Et Technologie De Lille.
 30. Clough, R. W., Bensuka, K. L., & Lin, T. Y. (1966). FHA, « Study of Seismic Design Criteria for High Rise Building», Washington D.C.U.S, Federal Housing Administration, HUD TS-3.

31. Das, B. M. (1983). «Fundamentals of soil dynamics», Elsevier, New York.
32. Desai, C.S., Christian, J.T., (1977) «Numerical Methods in Geotechnical Engineering». 1977: McGraw-Hill Book Company.
33. Dicleli, M., Albhaisi, S., (2004). «Estimation Of Length Limits For Integral Bridges Built On Clay». *Journal Of Bridge Engineering* 9 (6), 572e581.
34. Dobry, R. And Gazetas, G. (1988) « Simple Method for Dynamic Stiffness and Damping of Floating Pile Groups » *Geotechnique*, Vol. 38, No. 4, 557-574.
35. Dou, H., And Byrne, P.M. (1996) « Dynamic Response Of Single Piles And Soil-Pile Interaction », *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 33, Pp. 80-96.
36. DTU 13.11,1988.
37. Dynamic modelling with QUAKE/w 2007, an engineering methodology fourth edition, G.-S.I. Ltd, Editor. 2009.
38. E. Kementzetzidis, A. V. Metrikine, W. G. Versteijlen and Federico Pisanò (2020) «Frequency Effects in the Dynamic Lateral Stiffness of Monopiles in Sand: Insight from Field Tests and 3D FE Modelling». Doi: 10.1680/Jgeot.19.Ti.024.
39. Elgamal (2003), « Reese's Stiff Clay Below Water Table »
[Http://Geotechnic.Ucsd.Edu](http://Geotechnic.Ucsd.Edu).
40. El-Naggar M. H, Novak, M. (1996). « Nonlinear Analysis for Dynamic Lateral Pile Response». *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 15(4), 223–244.
41. Fascicule N°62 ttre v (1993) regle technique de conception et de calcul des fondations des ouvrages de genie civil – cahier des clauses techniques générales applicable aux marches publics de travaux . Ministre de l'Equipement du logement et de transport.
42. FEMA-356. (1997). « Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Washington, DC».
43. G. Philipponnat (1979), « Méthode Pratique De Calcul D'in Pieu Isolé A L'aide Du Pénétrromètre Statique» Pp1-10.
44. Gazetas, G. (1983) « Analysis Of Machine Foundation Vibrations: State Of The Art », *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, Vol. 2, No. 1, Pp. 2-41.
45. Gazetas, G. And Dobry, R., (1984) « Horizontal Response of Piles in Layered Soil », *Journal of the Geotech. Eng., ASCE*, Vol. 110, No. 1, Pp. 20-40.
46. Gazetas, G. And Mylonakis, G. (1998) « Seismic Soil-Structure Interaction: New Evidence And Emerging Issues », *Emerging Issues Paper, Geotechnical Special Publication No 75, ASCE*, Vol III., Pp. 1119-1174.
47. Gohl B. (1991) «Response of Pile Foundations to Simulated Earthquake Loading: Experimental and Analytical Results» [Ph.D. Dissertation]. University Of British Columbia; 1991.
48. Gerolymos, N. (2012). «A macro-element model for nonlinear static and dynamic response of piles». Technical Report for PEVE 2008 Research Project (Contract Number 65/1694). Laboratory of Soil Mechanics, NTUA.
49. Giannakos, S. (2013). «Contribution to the static and dynamic lateral response of piles». (Doctoral Dissertation, National Technical University of Athens, 2013).
50. Guillermo A. Lo Pez Jime Nez, Daniel Dias and Orienne Jenck (2018) « Effect of the Soil–Pile–Structure Interaction in Seismic Analysis: Case of Liquefiable Soils». *Acta Geotechnica* <https://doi.org/10.1007/S11440-018-0746-2>.

51. Guillermo Alfonso Lopez Jiménez (2019) Thèse De Doctorat «Static and Dynamic Behavior of Pile Supported Structures in Soft Soil». Préparée Au Sein Du Laboratoire 3SR Dans l'École Doctorale IMEP2. Université Grenoble Alpes.
52. Hadjadji (1993) «Analyse Du Comportement Expérimental De Pieux Sous Chargements Horizontaux » Thèse De Doctorat De l'Ecole Nationale Des Ponts Et Chaussées.
53. Haiping Yuan Andying Li (2016) « Downdrag Force Analysis for Seismic Soil–Pile–Structure Interaction» *Geotech Geol Eng.* DOI 10.1007/S10706-016-0089-4.
54. Hashash, Y.M.A., Park, D., (2002) «Viscous damping formulation and high frequency motion propagation in non-linear site response analysis». *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2002. 22: p. 611–624.
55. Hazzar, L., Hussien, M. N., and Karray, M. (2016). «Numerical Investigation of the Lateral Response of Battered Pile Foundations. »*Int. J. Geotech. Eng.*, In Press.
56. Hazzar, L., Hussien, M. N., and Karray, M. (2017). «On The Behaviour of Pile Groups under Combined Lateral and Vertical Loading. » *Ocean Eng.*, 131(Feb), 174–185.
57. Hazzar, L., Karray, M., Bouassida, M., and Hussien, M. N. (2013). «Three Dimensional Modeling of a Pile Group under Static Lateral Loading Using».
58. Hirose.H. T. Nakano. And Y. Miyamoto (2017). « LATERAL SOIL RESISTANCE OF EACH PILE IN PILE GROUP BY SHAKING TABLE TESTS AND ITS SIMULATION ANALYSIS» 16th World Conference On Earthquake, 16WCEE 2017 Santiago Chile, January 9th To 13th 2017 Paper N° 2731.
59. J.Visuvasam · S. S. Chandrasekaran (2019) « Efect Of Soil–Pile–Structure Interaction On Seismic Behaviour Of RC Building Frames».
60. J.Wang, D. Zhou, T. Ji and Sh. Wang (2017) «Horizontal Dynamic Stiffness and Interaction Factors of Inclined Piles». *Int. J. Geomech.*, 2017, 17(9): 04017075. DOI: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000966.
61. Jeong-Gon Ha · Kil-Wan Ko · Seong-Bae Jo · Heon-Joon Park · Dong-Soo Kim(2018) « Investigation Of Seismic Performances Of Unconnected Pile Foundations Using Dynamic Centrifuge Tests» *Bulletin Of Earthquake Engineering* <https://doi.org/10.1007/S10518-018-00530-Y>.
62. Kagawa, T. And Kraft, L. M., Jr., (1980) « Seismic P-Y Response of Flexible Piles », *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 106, No. GT8, Pp. 899-918.
63. Kampitsis, A. E., Giannakos, S., Gerolymos, N., and Sapountzakis, E. J. (2015). «Soil-pile interaction considering structural yielding: numerical modeling and experimental validation». *Engineering Structures*, 99, 319-333.
64. Kausel, E., Roesset, J.M., And Waas, G. (1975) « Dynamic Analysis Of Footings On Layered Media » *Proc. ASCE, Engrg. Mech. Division*, No. EM5.
65. Kobayashi, K., Nakamura, S., Sato, K., Yoshida, N., And Yao,S. (1991) « Soil-Pile Interaction In Liquefied Sand Layer », *Fifth International Conference On Soil Dynamics And Earthquake Engineering*, Karlsruhe, Germany, Pp. 351-361.
66. Lei Zhanga, Siang Huat Goh, Huabei Liu (2017) « Seismic Response Of Pile-Raft-Clay System Subjected To A Long-Duration Earthquake: Centrifuge Test And Finite Element Analysis» *Soil Dynamics And Earthquake Engineering* 92 (2017) 488–502.
67. Liu, L. And Dobry, R. (1995) « Effect of Liquefaction on Lateral Response of Piles by Centrifuge Model Tests », *National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER) Bulletin*, Vol. 9, No. 1, January, Pp. 7-11.

68. Liyanapathirana, D.S., Poulos, H. G.,(2005) «Seismic Lateral Response of Piles in Liquefying Soil» *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2005. 131(12): p. 1466-1479.
69. Luco, J.E. (1974) « Impedance Functions for a Rigid Foundation on a Layered Medium» *Nuclear Engrg. And Design*, Vol. 31, Pp. 204-217.
70. Lysmer, J.,And R.L.Kuhlemeyer.(1975)«Finite Dynamic Model For Infinite Media»*J.Eng.Mech.*,95(EM4),Pp.859-877.
71. Lysmer, J., Ostadan, F., Tabatabaie, M., Vahdani, S. & Tajirian, F. (1988) « SASSI - A System for Analysis of Soil-Structure Interaction » User's Manual. Berkeley: University Of California, Berkeley 1988.
72. M Ch. Capatti,G. Tropeano, M. Morici, S. Carbonari, F. Dezi, G. Leoni, F. Silvestri(2017) « Implications Of Non-Synchronous Excitation Induced By Nonlinear Site Amplification And Of Soil-Structure Interaction On The Seismic Response Of Multi-Span Bridges Founded On Piles. » *Bull Earthquake Eng DOI 10.1007/S10518-017-0165-Z*.
73. M. Abbas, (2012) Introduction au logiciel ABAQUS.
74. M. Rouholamin & S. Bhattacharya Et D. Lombardi,(2015) «Winkler Springs (P-Y Curves) For Liquefied Soil From Element Tests» *Geomechanics From Micro To Macro – Soga Et Al. (Eds) © 2015 Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-1-138-02707-7*.
75. M. Sartor « Eléments finis » Notes de cours –Chapitre 1.
76. Maheshwari, B.K., Truman, K. Z., Naggar, M. H., Gould, P. L., (2004) « Three-Dimensional Nonlinear Analysis for Seismic Soil-Pile-Structure Interaction. » *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2004. 24(4): p. 343-356.
77. Maheshwari, Truman, El-Naggar, Gou Ld (2004) « Three-Dimensional Finite Element Nonlinear Dynamic Analysis Of Pile Groups For Lateral Transient And Seismic Excitations »*Can. Geotech. J. Vol. 41*.
78. Maheshwari, Truman, Gould And El-Naggar (2005) « Three-Dimensional Nonlinear Seismic Analysis Of Single Piles Using Finite Element Model: Effects Of Plasticity Of Soil», *International Journal Of Geomechanics*, ASCE /ISSN 1532- 3641/2005/1-35–44.
79. Mahmoud N. Hussien, Tetsuo Tobita, Susumu Iai And Mourad Karray (2016) « Soil-Pile-Structure Kinematic And Inertial Interaction Observed In Geotechnical Centrifuge Experiments». *Soil Dynamics And Earthquake Engineering* 89 (2016) 75–84.
80. Makris .Nbadoni, D., Delis, E., And Gazetas, G. (1994) « Prediction Of Observed Bridge Response with Soil-Pile-Structure Interaction » *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 120, No. 10, Pp. 2992-3011.
81. Makris, N and Gazetas, G., (1992) « Dynamic Pile-Soil-Pile Interaction, Part II: Lateral and Seismic Response » *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 21, Pp.145-162.
82. Makris, N., Gazetas, G., And Delis, E., (1996) « Dynamic Soil-Pile-Foundation-Structure Interaction : Records And Predictions », *Géotechnique* 46, No. 1, Pp. 33-50.
83. Makris, N. & Gazetas, G. (1992). « Dynamic Pile-Soil- Pile Interacion Part II. Lateral and Seismic Response». *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 21(2), 145–162.
84. Matlock, H. & Reese, L. C. (1960) «Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles». *J. Soil Mech. Fdn. Div., Am. Soc. Civ. Engrs.* 86, No. SM5, 63-91, 1960.
85. Matlock, H. (1970). « Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay». Presented at the Second Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, Vol 1, pp 577–588.

86. Matlock, H. (1970). «Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay». 2nd Offshore Technology Conference, Houston Texas.
87. Matlock, H., Foo, S. H. C., Bryant, L. M. (1978). « Simulation of lateral pile behavior under earthquake motion». Proceedings of the Specialty Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, ASCE (pp. 600–619) Pasadena.
88. Meimon, Y., Baguelin, F., and Jezequel, J., (1986) « Pile Groupe Behaviour under Longtime Lateral Monotonic and Static Loading, » Int. Conf. On Numerical Methods in Offshore Piling, France, Pp.286-302.
89. Meyerhof G., Mathur S. And Vamsankar A. (1981) « Lateral Resistance and Deflections of Rigid Walls and Piles in Layered Soils » Canadian Geotechnics Journal, Ottawa, 18 (2), Pp.159-170.
90. Meymand, P. J., (1998) « Shaking Table Scale Model Tests Of Nonlinear Soil-Pile-Structure Interaction in Soft Clay », Ph. D. Dissertation, University Of California, Berkeley.
91. Miura, F. (2002). « Some Typical Examples Of Damage To Pile Foundation By The 1995 Hyogoken Nambu Earthquake», International Workshop On Micropiles - IWM 2002, Session VI, Detailed Seismic Design And Performance Issues ,Venice May 29- June 2,2002 Italy.
92. Miyamoto, Y., Miura, K., Scott, R., and Hushmand, B., (1992) « Pile Foundation Response in Liquefiable Soil Deposit during Strong Earthquakes, Centrifuge Test for Pile Foundation Model and Correlation Analysis », Journal of Struct. Constr. Engng. AIJ. , No.439, Pp. 49-63.
93. Mizuno, H., Iiba, M. And Kitagawa, Y., (1984) « Shaking Table Testing Of Seismic Building-Pile-Two-Layered-Soil Interaction », Proc. 8th World Conference On Earthquake Engineering, San Francisco, Vol. III, Pp. 649-656.
94. Mohsen Bagheri, Mehdi Ebadi Jamkhaneh, And Bijan Samali(2018) « Effect Of Seismic Soil–Pile–Structure Interaction On Midand High-Rise Steel Buildings Resting On A Group Of Pile Foundations». Int. J. Geomech., 2018, 18(9): 04018103.
95. Navid Yeganeh, Behzad Fatahi(2019) «Effects Of Choice Of Soil Constitutive Model On Seismic Performance Of Moment-Resisting Frames Experiencing Foundation Rocking Subjected To Nearfield Earthquakes». Soil Dynamics And Earthquake Engineering 121 (2019) 442–459. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.03.027>.
96. Nogami, T. (1983). «Dynamic group effect in axial responses of grouped piles». Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 109(2), 228–243.
97. Novak, M. And Aboul-Ella, F., (1978) « Impedance Functions Of Piles In Layered Media », Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 104, No. EM6, Pp. 643-661.
98. Novak, M., Mitwally, H., (1988) «Transmitting boundary for axisymmetrical dilation problems. » Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 1988. 114(1): p. 181-187.
99. Omed Azeza, Rizgar Hummadib And Ahmed Hasan(2019) « Effect Of Embedded Length On Laterally Loaded Capacity Of Pile Foundation» American Scientific Research Journal For Engineering, Technology, And Sciences (ASRJETS) (2019) Volume 56, No 1, Pp 182-192.
100. P. He (2006), « modélisation numérique du comportement mécanique sur pente des dispositifs géosynthétiques » Thèse de doctorat, l'université Bordeaux 1.
101. P. Misirlis, M. Anthi, N. Gerolymos, G. Gazetas(2019) «Pile—Soil Kinematic Interaction Considering Soil Nonlinearity And Group Effects».

102. P. Reiffsteck (2010), «Cours Fondation Des Ouvrages, Laboratoire Central Des Ponts Et Chaussées».
103. Park, D., and Hashash, Y. M. A. (2003). «Soil damping formulation in nonlinear time domain site response analysis. » *J. Earthquake Eng.*, 8(2), 249–274.
104. Park, D., Hashash, Y.M.A., (2004) « soil Damping Formulation in Nonlinear Time Domain Site Response Analysis». *Journal of Earthquake Engineering*, 2004. 8(2): p. 249-274.
105. Park, R., & Paulay, T. (1975). « Reinforced concrete structures. NY: Wiley».
106. Patra N. And Pise P. (2001). « Ultimate Lateral Resistance of Pile Groups in Sands». *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, June, Pp.481-487.
107. Penzien, J. (1970) « Soil-Pile Foundation Interaction » *Earthquake Engineering*, Ch. 14, Prentice-Hall, Pp.349-381.
108. Philipp Michel, Christoph Butenweg and Sven Klinkela, (2018) « Pile-Grid Foundations of Onshore Wind Turbines Considering Soil-Structure Interaction under Seismic Loading». *Soil Dynamics And Earthquake Engineering* 109 (2018) 299–311. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.03.009>.
109. Philippe Reiffsteck (2009) *Cours Fondation des ouvrages, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*.
110. Plaban Deb, Sujit Kumar Pal (2019) « Numerical Analysis of Piled Raft Foundation under Combined Vertical and Lateral Loading». *Ocean Engineering* 190 (2019) 106431.
111. Popescu R, Prevost JH. (1993) «Centrifuge validation of a numerical model for dynamic soil liquefaction». *Soil Dyn Earthq Eng* 1993; 12:73–90.
112. “ Pile Foundations Subjected To Horizontal
113. Poulos H. (1971) « Behavior of Laterally Loaded Piles. II: Pile Groups ». *Journal of Soil Mechanics and Foundations Div. ASCE*, 97 (5), Pp. 733-751.
114. Poulos H. (1972) « Behavior of Laterally Loaded Piles. III: Socketed Piles ». *Journal of Soil Mechanics and Foundations Div. ASCE*, 98 (4), Pp. 341-360.
115. Poulos H. And Davis E. (1990) « Pile Foundation Analysis and Design ». Robert Krieger Publishing Company. Florida.
116. Poulos H. And Davis E. (1990) « Pile Foundation Analysis and Design ». Robert Krieger Publishing Company. Florida.
117. Radoslaw, L., Michalowski, F., (2005) «Coefficient of Earth Pressure at Rest. » *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2005. 131(11): p. 1429–1433.
118. Rajib Saha, Animesh Pandey and Richi Prasad Sharma (2019). « An Experimental Study On Seismic Soil-Pile Foundation-Structure Interaction In Soft Clay» © Springer Nature Singapore Pte Ltd. 2019 B. Adimoolam And S. Banerjee (Eds.), *Soil Dynamics And Earthquake Geotechnical Engineering, Lecture Notes In Civil Engineering 15*, https://doi.org/10.1007/978-981-13-0562-7_17.
119. Ramachandran, J. (2005) «Analysis of Pile Foundations under Seismic Loading». 2005;: <http://www.scribd.com/doc/16098897/Analysis-of-Pile-Foundations-Under-SeismicLoading>.
120. Ramin, K., & Fereidoonfar, M. (2015). « Finite element modeling and nonlinear analysis for seismic assessment of off-diagonal steel braced RC frame. » *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 9(1), 89–118.
121. Randolph M. (1994) « Design Methods For Pile Groups And Piled Rafts » XIII *International Symposium of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, New Delhi,

- India, Pp.61-82.
122. Rayleigh, J.W.S., Lindsay, R.B., «the Theory of Sound 1945», New York: Dover Publications.
 123. Reese, L. C., Cox, W. R. & Koop, F. D. (1974). «Field testing and analysis of laterally loaded piles in sand». Proceedings of the VI Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 2(OTC 2080): 473–485.
 124. Reese, L., William, R... Cox.And Frankis D.Koop (1974). «Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand ».Offshore Technology Conference, Dallas, Texas75206.
 125. Ruoshi Xu and Behzad Fatahi (2018) « Effects Of Pile Group Configuration on the Seismic Response of Buildings Considering Soil-Pile-Structure Interaction». T. Qiu Et Al. (Eds.): GSIC 2018, Proceedings of Geoshanghai 2018 International Conference: Advances In Soil Dynamics and Foundation Engineering, Pp. 279–287, 2018. https://doi.org/10.1007/978-981-13-0131-5_31.
 126. S. Carbonaria, M. Moricia, F. Dezib, F. Garaa And G. Leonic (2017) « Soil-Structure Interaction Effects In Single Bridge Piers Founded On Inclined Pile Groups». Soil Dynamics And Earthquake Engineering 92 (2017) 52–67.
 127. Sadek, M. (2003), Thèse De Doctorat «Etude Numérique Du Comportement Des Micropieux Sous Chargement Sismique : Analyse De L'effet De Groupe Et De L'inclinaison », Université Des Sciences Et Technologies De Lille 1, Laboratoire De Mécanique De Lille.
 128. Salah Messioud, Daniel Dias And Badreddine Sbartaï(2019) «Influence Of The Pile Toe Condition On The Dynamic Response Of A Group Of Pile Foundations». International Journal of Advanced Structural Engineering (2019) 11:55–66 <https://doi.org/10.1007/S40091-019-0217-5>.
 129. SAP2000, Version 8. (2002). «Basic Analysis Reference». Computers and Structures, Inc., Berkeley.
 130. Seed HB, Idriss IM. (1969) « Influence of soil conditions on ground motion during earthquakes. » J Soil Mech Found Div 1969; 95:99–137.
 131. Seed, R., Dickenson, S., Riemer, M., Bray, J., Sitar, N., Mitchell, J., Idriss, I., Kayen,R., Kropp, A., Harder, L. Jr., And Power, M. (1990) « Preliminary Report On T Geotechnical Aspects of the October 17, 1989 Loma Prieta Earthquake » Rpt. No.UCB/EERC-90/05, Earthquake Eng. Research Ctr., Univ. Of California.
 132. Shahnwaz Ahmed , Md. Rehan Sadique , Mudassir Ali Khan And Vishwas A. Sawant(2020) « Numerical Analysis Of Behavior Of Single Pile In Layered Soil Against Lateral Load» S. Kumar Shukla Et Al. (Eds.), Advances In Sustainable Construction Materials And Geotechnical Engineering, Lecture Notes In Civil Engineering 35, https://doi.org/10.1007/978-981-13-7480-7_14.
 133. Shahrour I., Et Ata N. (1995). « Calcul Des Groupes De Micropieux A L'aide De La Méthode Des Modules De Réaction (P-Y) ». Rapport Interne Du P. N. Forever No. FO/94/10.
 134. Shahrour I., Et Ata N. (1996). « Construction Numérique Des Courbes De Réaction (P-Y) Pour Les Groupes De Micropieux : Vérification Sur Les Calculs Tridimensionnels». Rapport Interne Du P. N. Forever No FO/95/07.
 135. Shahrour I., Et Ata N. (1997). «Etude Du Comportement Des Micropieux Sous Chargement Latéral Avec Prise En Compte Du Couplage Fluide-Squelette ». Rapport Interne Du P. N. Forever No FO/96/06.

136. Sreya Dhar, Ali Güney Özcebe, Kaustubh Dasgupta ,Arindam Dey, Roberto Paolucci Lorenza Petrini(2016) « NONLINEAR DYNAMIC SOIL-STRUCTURE INTERACTION EFFECTS ON THE SEISMIC RESPONSE OF A PILE-SUPPORTED INTEGRAL BRIDGE STRUCTURE». Sixth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics August 1 – 6, 2016, IIT Roorkee Extension Centre, 20 Knowledge Park II, Greater Noida, India.
137. Stefano Stacul, Nunzianta Squeglia. (2018) « KIN SP: A Boundary Element Method Based Code For Single Pile Kinematic Bending In Layered Soil». *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 10 (2018) 176e187. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2017.11.004>.
138. Sun Yong Kwon and Mintaek Yoo (2020) «Study on the Dynamic Soil-Pile-Structure Interactive Behavior in Liquefiable Sand by 3D Numerical Simulation». *Appl. Sci.* 2020, 10, 2723; Doi: 10.3390/App10082723.
139. Tabatabaie, R. (1982) « The Flexible Volume Method For Dynamic Soil-Structure Interaction Analysis » Ph.D. Dissertation. Berkeley: University Of California.
140. Tabesh, A. (1997) « Lateral Seismic Analysis of Piles », Ph.D. Thesis, University Of Sydney.
141. Tanumaya Mitra, Kalyan Kumar Chattopadhyay and Ambarish Ghosh (2020) «Study on Effect of Ground Improvement on Lateral Load Carrying Capacity of Pile Using Developed Simplified Soil–Pile Stiffness Matrix». *Indian Geotech J* <https://doi.org/10.1007/S40098-020-00422-6>.
142. Tazoh, T., Shimizu, K. & Wakarara, T., (1987) « Seismic Observations and Analysis of Grouped Piles », In *Dynamic Response of Pile Foundations – Expériment, Analysis, and Observation*, Geotech. Spec. Pub. 11, ASCE, Pp. 1-20.
143. Towhata, I., (2008) «Geotechnical Earthquake Engineering». 2008: Springer-Verlag Berlin Heidelberg.
144. Vasiliki G. Terzi & George D. Manolis(2020) « Model Reduction For Structural Health Monitoring Accounting For Soil-Structure-Interaction». *STRUCTURE AND INFRASTRUCTURE ENGINEERING* <https://doi.org/10.1080/15732479.2020.1768272>.
145. Vucetic, M., and Dobry, R. (1991). «Effect of soil plasticity on cyclic response». *J. Geotech. Engrg.* 10.1061/ (ASCE) 0733-9410(1991)117: 1(89), 89–107.
146. Wass, G. And Hartmann, H.G. (1981). «Pile Foundations Subjected To Horizontal Dynamic Loads», European Simulation Meeting. “Modelling and Simulating Of Large Scale Structural Systems.” Capri, Italy, P.17.
147. Wenyang Z, Elnaz E, Ertugrul Taciroglu (2017) «Validation of a three-dimensional constitutive model for nonlinear site response and soil-structure interaction analyses using centrifuge test data». *Int J Numer Anal Meth Geomech.* 2017; 1–20.DOI: 10.1002/nag.2702.
148. Wilson DW, Boulanger RW, Kutter BL. (1997) « Soil–pile–superstructure interaction at soft or liquefiable soil sites-centrifuge data report for Csp5». Reprot No. UCD/CGMDR-97/06, Ctr for Geotech Modeling, Dept Civ Envir Eng, University of California, Davis, California: 1997b .
149. Wilson DW. (1998) « Soil Pile Superstructure Interaction In Liquefying Sand And Soft Clay» [Ph.D. Dissertation]. University Of California at Davis; 1998.

150. Xing Liu, Rui Wang and Jian-Min Zhang (2018) «Centrifuge Shaking Table Tests On 4x4 Pile Groups in Liquefiable Ground» *Acta Geotechnica* <https://doi.org/10.1007/S11440-018-0699-5>.
151. Yunxiu Dong, Zhongju Feng, Jingbin He, Huiyun Chen, Guan Jiang, And Honghua Yin (2019) « Seismic Response Of A Bridge Pile Foundation During A Shaking Table Test». *Hindawi Shock and Vibration* Volume 2019, Article ID 9726013, 16 Pages <https://doi.org/10.1155/2019/9726013>.
152. Zhi Yong Ai, Yuan Feng Chen, Xiao Bing Jiang (2017) « Behavior of Laterally and Vertically Loaded Piles in Multi-Layered Transversely Isotropic Soils» *Applied Mathematical Modelling* 51 (2017) 561–573.
153. Zhiyan Jiang, And Jeramy C. Ashlock (2018) « Prediction of Three-Dimensional Dynamic Soil-Pile Group Interaction in Layered Soil by Boundary Element Analysis and Seismic Cone Penetration Tests». *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics V* GSP 292.