

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

Faculté des Sciences de l'Ingénieur

Département de Génie Civil

# MEMOIRE DE MAGISTER

Spécialité : Construction

EVALUATION DE LA REPONSE CYCLIQUE AXIALE D'UN PIEU  
ISOLE DANS LE SABLE

Par

**MOHAMMED KHOUAOUCI**

Devant le jury composé de :

Z. ZITOUNI	Maître de conférence, U. de Blida	Président
H. AFRA	Directeur de recherches, CNERIB	Examineur
K. GRINE	Maître de conférence, U. de Blida	Examineur
A. BOUAFIA	Professeur, U. de Blida	Rapporteur

Blida, Septembre 2009

## RESUME

Ce mémoire traite de la réponse cyclique axiale d'un pieu isolé dans le sable. Dans la première partie, une synthèse des différentes méthodes de calcul des pieux sous chargement monotone et cyclique est faite. La deuxième partie présente le principe de modélisation physique en chambre d'étalonnage, ainsi que le dispositif expérimental utilisé. Une interprétation des résultats de quelques essais réalisés par BEKKI H. en chambre d'étalonnage de l'ENPC (France) est menée, afin d'étudier la dégradation du frottement latéral et de la résistance en pointe au cours du chargement cyclique. La troisième partie montre les résultats d'une étude paramétrique faite suite à une modélisation numérique par éléments finis à l'aide du logiciel PLAXIS dans le cas du chargement monotone et du chargement cyclique. Dans la dernière partie, on a présenté une analyse par superposition modale du système sol/pieu en vue de la détermination des fréquences propres, ainsi que le coefficient d'amplification dynamique. Un programme en langage Fortran, adopté PILDYN, a été mis au point. Enfin, des conclusions et des recommandations qui découlent de ce travail sont présentées.

**Mots clés :** Pieu, Chargement monotone, Cyclique, Eléments finis, Superposition modale, Chambre d'étalonnage.

## **ABSTRACT**

This dissertation deals with the cyclic axial response of a single pile in sand. In the first part are summarized several pile foundation design methods under monotonic or cyclic loads.

The second part presents the concept of the physical modeling in calibration chamber, as well as a description of the experimental devices. The experimental results obtained in the calibration chamber of the ENPC (France) are interpreted in order to study the degradation of the skin friction as well as the tip resistance under cyclic loading.

The third part presents the results of a parametric study using the finite element method on the basis of the software PLAXIS, under monotonic and cyclic loading.

In the last part, was presented a modal analysis of the pile/soil system in order to evaluate the natural frequencies in addition to the dynamic amplification coefficient. A Fortran program, called PILDYN, was written and validated for this purpose.

At the end, many findings and recommendations were highlighted.

**Key words:** Pile, Monotonic loading, Cyclic, Finite element method, Calibration chamber, modal analysis.

## ملخص

تقدم هذه المذكرة دراسة السلوك الدوري المحوري لوتد معزول في تربة رملية .

يحتوي الجزء الأول على دراسة ببليوغرافية للعديد من الطرق الهندسية لتصميم الأساسات الوتدية تحت إجهاد سكوني دوري .

يقدم الجزء الثاني شرحاً لمبدأ المحاكاة الفيزيائية لغرفة المعايرة وكذا وصفاً لأهم المعدات التجريبية المستعملة. تم تحليل بعض النتائج التجريبية المحصل عليها في غرفة المعايرة في ENPC بفرنسا، مما سمح بدراسة تدهور إجهاد الاحتكاك الجانبي وكذلك تدهور الضغط الناظمي على قاعدة الوتد عند الإجهاد الدوري.

أما الجزء الثالث فيقدم نتائج دراسة وسيطية باستعمال طريقة العناصر المنتهية، من خلال البرنامج PLAXIS، وذلك لدراسة الإجهاد السكوني أو الدوري .

وفي الجزء الأخير، نقدم نتائج دراسة اهتزاز نظام وتد – تربة وذلك لحساب النبضات الخاصة بذلك النظام وكذلك معامل التضخيم الديناميكي . وقد قمنا بإعداد برنامج فورتران سمي PILDYN لحساب تلك المقادير .

وفي الأخير، نتقدم المذكرة بنتائج عديدة وتوصيات للأبحاث.

**الكلمات المفتاحية:** وتد، إجهاد سكوني، دوري، غرفة المعايرة، طريقة العناصر المنتهية.

## REMERCIEMENTS

Ce travail, réalisé au laboratoire de géotechnique au sein du département de Génie Civil de l'Université SAAD DAHLEB de BLIDA sous la direction du professeur A. BOUAFIA, à qui je tiens à adresser tous mes sincères remerciements et profondes reconnaissances pour son suivi et importants conseils durant la réalisation de cette thèse.

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements pour tous les enseignants du département de Génie Civil, spécialement à ceux qui ont contribué à ma formation. Je remercie aussi Monsieur H. BEKKI, Chargé de cours à l'Université de Tiaret pour son aide, en particulier dans l'interprétation des résultats expérimentaux.

Je voudrais remercier également les membres de jury qui ont eu la gentillesse d'assister à la soutenance et pour l'honneur qu'ils m'ont accordé d'avoir accepté l'évaluation de ce mémoire.

Je voudrais remercier particulièrement Monsieur A.ATTAR, K.GRINE, Z.ZITOUNI, S.KENAI, M.BEN SAIBI, N. BOURAHLA, M.ABED pour leurs aides précieuses, leurs encouragements et soutien durant les trois années d'étude en post-graduation.

Que toutes les personnes, qui d'une façon ou d'une autre, m'ont apporté leurs concours trouvent ici le témoignage de ma reconnaissance.

Enfin, je tiens à rendre hommage à mes parents qui m'ont épaulé tout au long de ces années de travail, ainsi que tous les membres de la famille pour leur soutien, tant moral que technique.

## LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX

Figure 1.1 : Courbe de chargement axial d'un pieu	17
Figure 1.2 : Schéma du dispositif utilisé dans l'essai de chargement statique sur pieu	19
Figure 1.3 : Détermination pratique de la charge de fluage $Q_c$	21
Figure 1.4 : Exemples de mécanismes de rupture selon les théories classiques	25
Figure 1.5 : Schéma du principe de la méthode transfert de charges	28
Figure 1.6 : Barre encastrée portant sur son extrémité libre une masse concentrée pour schématiser le pieu travaillant en pointe	30
Figure 1.7 : Solution de l'équation (1.43) (d'après RICHART et <i>al.</i> 1970)	32
Figure 1.8 : Fréquences de résonance pour des oscillations verticales d'un pieu travaillant en pointe et ancré dans un substratum rocheux et supportant une charge $W$ (d'après RICHART, 1962)	34
Figure 1.9 : Modèle analytique d'un pieu flottant. (a) Système sol-pieu, (b) modèle du système mécanique (MAXWELL et <i>al.</i> , 1969)	36
Figure 1.10 : Pieu vertical et notations	38
Figure 1.11 : Paramètres $S_{w1}$ , $S_{w2}$ , $C_{w1}$ , et $C_{w2}$ selon NOVAK, 1977	42
Figure 1.12 : Simulation du modèle du pieu ; (a) modèle réel, (b) modèle proposé, (b1) élément radial, (b2) élément fini	44
Figure 1.13 : Schéma de la plaque circulaire sous chargement vertical harmonique dans un milieu poroelastique	46
Figure 1.14 : Comparaison des résultats de cette approche avec la solution de KAYNIA et KAUSEL (1991)	47
Figure 1.15 : Diagramme de stabilité cyclique d'après POULOS, 1988	50
Figure 1.16 : Exemple d'un pieu en acier dans l'argile	51
Figure 1.17 : Diagramme de stabilité cyclique pour un pieu foré dans l'argile avec un nombre de cycles $N = 100$	52
Figure 1.18 : Déplacements (a) et déformations (b) du sol autour d'un pieu foncé dans le cas d'un massif sableux (ROBINSKI & MORRISON (1964) et VESIC (1965))	57

Figure 1.19 : Zones de déformations du sol lors du fonçage de modèles de pieux dans du sable; (a) déplacements verticaux observés (b) zones de sol compacté ① et de sol refoulé ② autour des pieux et (c) zones de déplacements horizontaux du sol (SHAKIREV <i>et al.</i> , 1996)	57
Figure 1.20 : Mobilisation du frottement latéral et de la résistance en pointe en fonction du mode de mise en place (FORAY <i>et al.</i> , 1989)	58
Figure 1.21 : (a) Evolution du coefficient de pression latérale avec l'arrachement statique : sable lâche et sable dense (Puech <i>et al.</i> 1979)	60
Figure 1.21 (b) Evolution du coefficient de contrainte latérale avec l'arrachement statique : sable lâche et sable dense (PUECH <i>et al.</i> 1979)	60
Figure 1.22 : Vue d'ensemble de la chambre d'étalonnage du CERMES (ENPC), France	63
Figure 1.23 : Conditions aux limites applicables en chambre d'étalonnage (figure d'après BALACHOWSKI, 1995)	64
Figure 2.1: Schéma de principe de la chambre d'étalonnage	67
Figure 2.2: Photo et schéma du micropieu modèle instrumenté	69
Figure 2.3 : Vue du groupe de cinq inclusions modèle non instrumenté (a) verticales et (b) inclinées (réseau)	69
Figure 2.4 : Courbe granulométrique du sable de Fontainebleau	70
Figure 2.5 : Variables influençant la densité du massif lors de la pluviation (DUPLA, 1995)	72
Figure 2.6 : Photos du dispositif de pluviation	72
Figure 2.7 : Fabrication de l'éprouvette :(a) remplissage du réservoir ; (b) pluviation du sable ; (c) échantillon après arasage ; (d) après démoulage ; (e) la cellule et l'embase supérieur ; (f) mise en place du couvercle et des tiges	74
Figure 2.8: Matériel utilisé pour l'application des contraintes sur le sol	75
Figure 2.9: Systèmes de pilotage pour l'application des charges et l'acquisition des résultats	75
Figure 2.10 : (a) Schéma de principe de fonctionnement de l'ensemble du dispositif d'essai en chambre d'étalonnage ;(b) : Partie du bâti du chargement, la cellule et le modèle de micropieu déjà installé	76
Figure 2.11 : Essais sur le modèle de micropieu instrumenté : (a) fonçage ; (b) chargement	77
Figure 3.1 : Courbe d'enfoncement du pieu dans le massif #13 (Effort en tête)	80
Figure 3.2 : Courbe d'enfoncement du pieu dans le massif #13 (Résistance en pointe)	80
Figure 3.3 : Courbe d'enfoncement du pieu dans le massif #13 ( Frottement latéral)	81

Figure 3.4 : Courbe typique de l'essai sur le massif # M13 :(a) Chargement monotone ; (b) 1 <sup>ère</sup> séquence du chargement cyclique; (c) 2 <sup>ème</sup> séquence du chargement cyclique	82
Figure 3.5 : Courbe de mobilisation de l'effort en tête (a), de la résistance en pointe (b) et du frottement latéral (c) lors d'un essai cyclique à déplacement contrôlé	84
Figure 3.6 : Courbes de mobilisation de l'effort en tête (a), de la pression en pointe (b) et du frottement latéral (c) lors d'un essai cyclique à déplacement contrôlé	88
Figure 3.7 : Evolution des facteurs de dégradation au cours du chargement cyclique: (a) effort en tête ; (b) résistance en pointe ; (c) frottement latéral (cas où $\rho_c = \pm 0,5$ mm)	89
Figure 4.1 : Exemple du maillage utilisé	96
Figure 4.2 : Présentation du modèle 3D et du modèle axisymétrique utilisés	97
Figure 4.3 : Principe de l'ajustement hyperbolique	102
Figure 4.4 : Courbes de chargement pour D/B=5	103
Figure 4.5 : Courbes de chargement pour D/B=10	103
Figure 4.6 : Courbes de chargement pour D/B=20	104
Figure 4.7 : Courbes de chargement pour D/B=50	104
Figure 4.8 : Courbes de variation de l'indice de tassement $I_v$ en fonction de K et D/B	105
Figure 4.9: Courbes de chargement pour un élancement D/B=50 ; K=100, 300 et 500	106
Figure 4.10: Courbe donnant la variation du tassement en tête et en pointe : D/B=50 ; K=100 ; maillage R=25,5m et H=100m	106
Figure 4.11 : Déplacement vertical du pieu pour D/B=10 et K=5000	107
Figure 4.12 : Déplacement horizontal du pieu pour D/B=10 et K=5000	107
Figure 4.13 : Variation du tassement en fonction du temps lors du chargement dynamique pour K=100 : (a) sans amortissement et (b) avec amortissement	108
Figure 4.14 : Variation du tassement en fonction du temps lors du chargement dynamique pour K=500 : (a) sans amortissement et (b) avec amortissement	108
Figure 4.15 : Variation du tassement en fonction du temps lors du chargement dynamique pour K=10 <sup>4</sup> : (a) sans amortissement et (b) avec amortissement	109
Figure 4.16 : Variation du tassement en fonction du temps lors du chargement dynamique pour K=5x10 <sup>4</sup> : (a) sans amortissement et (b) avec amortissement	109

Figure 4.17: Variation du tassement en fonction du temps lors du chargement dynamique pour $K=100$ : (a) sans amortissement et (b) avec amortissement	109
Figure 4.18: Variation du tassement en fonction du temps lors du chargement dynamique pour $K=500$ : (a) sans amortissement et (b) avec amortissement	110
Figure 4.19: Variation du tassement en fonction du temps lors du chargement dynamique pour $K=10^4$ : (a) sans amortissement et (b) avec amortissement	110
Figure 4.20: Variation du tassement en fonction du temps lors du chargement dynamique pour $K=5 \times 10^4$ : (a) sans amortissement et (b) avec amortissement	110
Figure 4.21: Variation du tassement en fonction du temps lors du chargement dynamique pour $K=100$ : (a) sans amortissement et (b) avec amortissement	111
Figure 4.22: Variation du tassement en fonction du temps lors du chargement dynamique pour $K=500$ : (a) sans amortissement et (b) avec amortissement	111
Figure 4.23: Variation du tassement en fonction du temps lors du chargement dynamique pour $K=10^4$ : (a) sans amortissement et (b) avec amortissement	111
Figure 4.24 : Courbes de variation du facteur de tassement $I_v$ en fonction de la compressibilité $K$ pour une modélisation par SAP2000 et par PLAXIS	113
Figure 4.25 : Variation du coefficient d'amplification en fonction de $K$ et $D/B$	117
Figure 4.26: Exemple de variation du coefficient d'amplification dynamique en fonction du rapport de fréquences pour différentes valeurs de l'amortissement dans le cas d'un oscillateur simple	118
Figure 5.1 : Principe de la théorie de transfert de charges	122
Figure 5.2 : Résolution graphique de l'équation aux valeurs propres	125
Figure 5.3 : Organigramme général du programme PILDYN	132
Figure 5.4 : Représentation des résultats du programme PILDYN pour $\bar{\omega} = 0$ rad/s	134
Figure 5.5 : Représentation des résultats du programme PILDYN pour $\bar{\omega} = 314$ rad/s	134
Tableau 1.1 : Valeurs des coefficients intervenant dans le calcul de $K_v^s$	54
Tableau 2.1: Caractéristiques du sable de Fontainebleau utilisé	70
Tableau 2.2 : Caractéristiques de l'essai réalisé	76
Tableau 4.1 : Propriétés des matériaux utilisés dans la modélisation	100
Tableau 4.2 : Valeurs du facteur $I_v$ dans le cas du chargement monotone	105
Tableau 4.3 : Amplitude du 1 <sup>er</sup> cycle en fonction de la compressibilité $K$ pour $D/B=10$	114

Tableau 4.4 : Amplitude du 1 <sup>er</sup> cycle en fonction de la compressibilité K pour D/B=20	115
Tableau 4.5: Amplitude du 1 <sup>er</sup> cycle en fonction de la compressibilité K pour D/B=50	115
Tableau 4.6: Valeurs du coefficient d'amplification dynamique en fonction de la compressibilité K pour D/B=10	116
Tableau 4.7: Valeurs du coefficient d'amplification dynamique en fonction de la compressibilité K pour D/B=20	117
Tableau 5.1 : Comparaison entre le tassement donné par le programme PILDYN et celui calculé manuellement	133

## TABLE DES MATIERES

ملخص .....	2
RESUME .....	3
ABSTRACT .....	4
REMERCIEMENTS .....	5
TABLE DES MATIERES .....	6
LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX .....	9
INTRODUCTION .....	14
CHAPITRE 1 ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE .....	16
1.1. Introduction .....	16
1.2. Définitions- Notion de la charge limite et charge de fluage .....	16
1.3. Méthodes d'évaluation de la capacité portante d'un pieu .....	18
1.3.1. Interprétation de l'essai de chargement statique sur pieu .....	18
1.3.2. A partir des essais in situ .....	21
1.3.3. Théorie classique des corps rigides – plastiques .....	24
1.3.4. Théorie de l'expansion d'une cavité sphérique .....	25
1.4. Méthodes d'évaluation du tassement des fondations profondes.....	26
1.4.1. Les méthodes empiriques .....	26
1.4.2. Les méthodes d'élasticité.....	27
1.4.3. Les méthodes des courbes t-z, q-z (ou théorie de transfert des charges) .....	28
1.4.4. Méthode des éléments finis .....	29
1.5. Comportement des pieux sous chargement dynamique.....	29
1.5.1. Pieux sous vibrations verticales.....	29

1.5.2. Analyse dynamique des pieux sous vibrations verticales d'après NOVAK .....	37
1.5.3. Evaluation de la réponse dynamique d'un pieu en utilisant des éléments hybrides (NOORZAD et MASSOUMI) .....	43
1.5.4. Diagramme de stabilité cyclique (POULOS, 1988) .....	48
1.6. Modélisation du chargement harmonique axial par la méthode de GAZETAS .....	52
1.7. Paramètres influençant le comportement d'une fondation profonde isolée .....	55
1.8. Modélisation physique en chambre d'étalonnage.....	61
1.8.1. Introduction.....	61
1.8.2. Principe de modélisation en chambre d'étalonnage .....	62
1.8.3. Les conditions aux limites applicables en chambre d'étalonnage .....	63
1.9. Conclusion .....	64
CHAPITRE 2 PRESENTATION DES DISPOSITIFS EXPERIMENTAUX .....	65
2.1. Introduction .....	65
2.2. Présentation de la chambre d'étalonnage du CERMES .....	65
2.3. Pieux d'essai .....	67
2.4. Matériau sol utilisé .....	70
2.5. Instrumentation et acquisition des résultats expérimentaux .....	73
2.6. Caractéristiques de l'essai réalisé .....	77
2.7. Conclusion .....	78
CHAPITRE 3 INTERPRETATION DES RESULTATS EXPERIMENTAUX.....	79
3.1. Introduction.....	79
3.2. Analyse de l'installation du pieu par fonçage.....	79
3.3. Etude du comportement du pieu sous chargement monotone .....	82
3.4. Comportement du pieu sous chargement cyclique .....	85
3.4.1. Introduction.....	85
3.4.2. Etude du comportement du pieu lors d'un essai cyclique à déplacement contrôlé	85
3.5. Conclusion .....	90
CHAPITRE 4 MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS DU COMPORTEMENT MONOTONE OU CYCLIQUE D'UN PIEU ISOLE .....	92
4.1. Introduction.....	92

4.2. Présentation du logiciel PLAXIS version 8.2 avec module dynamique.....	92
4.3. Définition du modèle axisymétrique pieu/sol.....	93
4.3.1. Présentation du modèle.....	94
4.3.2. Etude paramétrique par éléments finis (logiciel PLAXIS version 8.2 avec module dynamique) .....	98
4.4. Conclusion.....	118
CHAPITRE 5 ANALYSE PAR SUPERPOSITION MODALE EN CAS D'UN SOL HOMOGENE.....	120
5.1. Introduction.....	120
5.2. Présentation de la méthode de superposition modale .....	120
5.3. Principe de la méthode de superposition modale .....	121
5.4. Evaluation du tassement du pieu sous charge dynamique axiale par la méthode de superposition modale .....	121
5.5. Mise en équation.....	122
5.6. Programmation de la solution obtenue .....	131
5.7. Vérification du programme PILDYN.....	133
5.8. Conclusion.....	134
CONCLUSION .....	135
APPENDICE A : LISTE DES SYMBOLES .....	137
REFERENCES.....	140

## INTRODUCTION

Les fondations superficielles sont limitées au cas de surcharges relativement modérées correspondant à des structures légères. Dans le cas d'ouvrages lourds (tours, ponts,...), on a en général recours aux fondations profondes qui permettent de traverser les couches superficielles relativement compressibles et transmettre les surcharges venant de la superstructure vers des horizons plus résistants, en mobilisant l'effort en pointe et le frottement latéral le long du fût du pieu.

Les pieux sont soumis, en plus des sollicitations statiques permanentes, à des sollicitations cycliques de natures différentes : vibrations des machines, le vent, la houle sur les plateformes *offshore*, les chocs (battage, impact) ...etc. L'expérience montre que l'application de ces sollicitations cycliques, même de faibles amplitudes, peut fortement altérer l'état du matériau constitutif du pieu au bout d'un certain nombre de cycles, et il est important d'étudier le comportement correspondant à ce phénomène connu souvent sous le nom de "dégradation cyclique". A cela vient s'ajouter le phénomène de résonance qui nécessite une attention particulière vis-à-vis de la pulsation d'excitation.

Le présent travail, qui s'inscrit dans le cadre d'une coopération entre l'université de Blida et le CERMES (Centre d'Enseignement et de Recherche en Mécanique des Sols) à l'ENPC (France), vise à étudier le comportement des pieux soumis à des chargements cycliques par différentes méthodes, en particulier la méthode de transfert de charge, la méthode de superposition modale ainsi que la méthode des éléments finis (logiciel PLAXIS V 8.2 avec module dynamique). Une interprétation des résultats expérimentaux de quelques essais cycliques réalisés en chambre d'étalonnage du CERMES sur des modèles réduits de pieux est faite.

Le présent mémoire se divise en cinq chapitres.

Le premier chapitre est consacré à une synthèse bibliographique, traitant les méthodes de calcul des pieux sous chargement monotone et cyclique, où on a exposé le concept théorique et les principales relations et formules obtenues. Une description succincte du principe de modélisation physique en chambre d'étalonnage est résumée en fin de ce chapitre.

Le dispositif expérimental ainsi que les procédures d'essai associées sont exposés dans le second chapitre. On a présenté la chambre d'étalonnage utilisée au CERMES et ses équipements divers : les pieux d'essai, le matériau utilisé ainsi que la méthodologie d'instrumentation et d'acquisition des résultats.

Le troisième chapitre est réservé à l'interprétation des résultats de quelques essais réalisés en chambre d'étalonnage du CERMES par BEKKI H. dans le cadre de sa thèse de Doctorat en cours. Les courbes résultantes des phases de fonçage, de chargement monotone et de chargement cyclique ont été analysées.

On a étudié dans le quatrième chapitre la modélisation numérique par éléments finis du comportement monotone et cyclique du pieu. Une étude paramétrique par le biais du logiciel PLAXIS est faite en variant les paramètres adimensionnels influençant le tassement du pieu dans le cas du chargement monotone et dans le cas d'un chargement harmonique, permettant ainsi de déduire le facteur d'amplification dynamique.

Le dernier chapitre traite la méthode de superposition modale en cas d'un sol homogène. Un résumé du développement mathématique et des principales formules retrouvées est exposé. Ensuite, un programme en langage FORTRAN de la solution de cette méthode a été établi.

Ces cinq chapitres sont complétés par une conclusion générale, soulevant les principaux résultats obtenus et les perspectives de futures recherches.

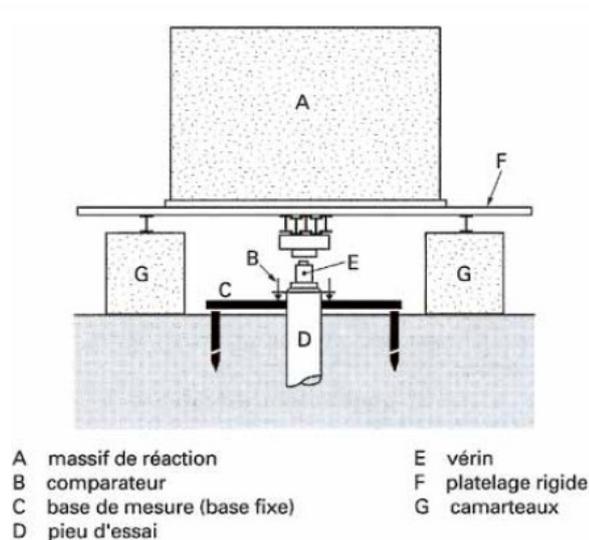


Figure 1.2 : Schéma du dispositif utilisé dans l'essai de chargement statique sur pieu [1]

### ***b. Appareillage***

L'appareillage nécessaire à la réalisation d'un tel essai comprend habituellement :

- Un dispositif de réaction : massif-poids constitué de cuves remplies de gravillons ou poutres de réaction avec ancrages (pieux voisins pouvant être sollicités à l'arrachement ou tirants précontraints) ;
- Un dispositif de chargement : vérin hydraulique transmettant l'effort au pieu par l'intermédiaire d'une rotule et d'une plaque de répartition ;
- Un dispositif de mesures :
  - Mesure des charges : à l'aide de manomètres branchés sur le circuit d'alimentation du vérin ;
  - Mesure des déplacements en tête : à l'aide de comparateurs ;
  - Mesure des efforts à différents niveaux du fût : à l'aide d'extensomètres placés à différentes profondeurs.

Il est recommandé de laisser s'écouler un délai de repos entre 1 à 4 semaines entre la mise en place du pieu et l'essai de chargement.

### ***c. Préparation de l'essai***

L'essai consiste à appliquer en tête du pieu un effort axial de compression selon un programme défini et mesurer le déplacement axial de la tête du pieu.

#### ***d. Types d'essais***

On distingue deux (02) types d'essai statique de compression axiale :

1. *Essai à la rupture (ou essai préalable)*, qui doit être réalisé sur un pieu qui ne peut, en principe, être utilisé pour la fondation de l'ouvrage. Le programme d'essai comporte deux cycles de chargement-déchargement :

- Le premier cycle comprend un chargement jusqu'à  $0,5 Q_{\max}$  par cinq (05) paliers de  $0,1 Q_{\max}$ , chacun étant maintenu pendant une durée de 5 min.
- Le second cycle se fait avec un chargement jusqu'à  $0,5 Q_{\max}$  ou jusqu'à la rupture du sol, par cinq (05) paliers de 60 min. Le déchargement se fait par quatre (04) paliers maintenus pendant 5 min chacun. La charge  $0,5 Q_{\max}$  est donnée comme suit :

$$Q_{\max} = 1,3 \cdot Q_L \text{ et } Q_{\max} \leq 0,9 Q_G \quad (1.5)$$

$Q_G$  : charge limite élastique des matériaux constitutifs du pieu ;

$Q_L$  : charge limite estimée approximativement à partir des données géotechniques (la méthode pressiométrique ou pénétrométrique).

2. *L'essai de contrôle*, réalisé au cour des travaux sur un pieu de l'ouvrage. Son but est de vérifier la qualité du pieu avant sa mise en service. Dans ce cas, le programme d'essai ne comporte qu'un seul cycle. Le chargement se fait par palier de  $0,2 Q_1$  jusqu'à  $Q_1$ . Chaque palier est maintenu à charge constante pendant 1 h. Le déchargement se fait par paliers de  $0,2 Q_1$  maintenu pendant 5 min.

L'effort maximal  $Q_1$  est fixé en fonction de l'effort axial de compression appliqué au pieu en service, soit :

$$Q_1 \leq 1,3 Q_{ELS} \quad (1.6)$$

#### ***e. Exploitation des résultats***

- Charge de fluage

La charge de fluage  $Q_c$  correspond à l'intersection des deux parties linéaires de la courbe donnant la vitesse d'enfoncement  $v$  (prise entre 30 et 60 min) fonction de la charge en tête  $Q$  (figure 1.3).

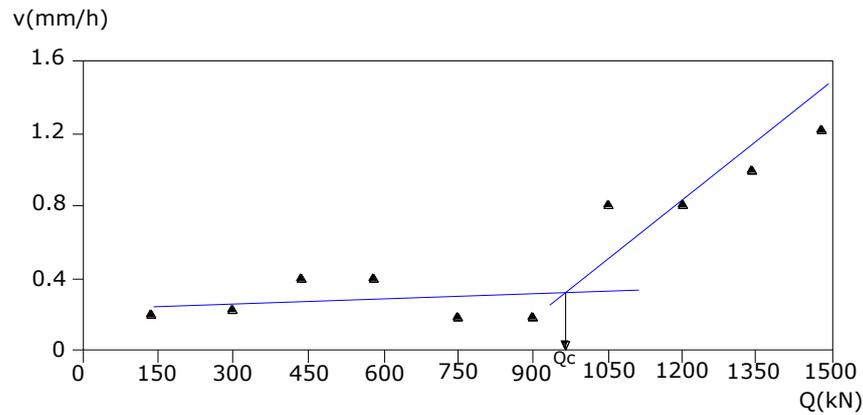


Figure 1.3 : Détermination pratique de la charge de fluage  $Q_c$

- Charge limite

Elle est donnée par l'abscisse de l'asymptote de la courbe de la figure 1.1, lorsque cette asymptote est nettement apparente. Dans le cas échéant,  $Q_l$  correspondra à un enfoncement de la tête de  $\frac{B}{10}$  (ou  $\frac{B_e}{10}$  lorsque la section transversale du pieu n'est ni circulaire, ni carrée, ni rectangulaire).

### 1.3.2. A partir des essais *in situ*

#### 1.3.2. 1. Méthode pressiométrique du LCPC

Cette méthode, adoptée par le Laboratoire Centrale des Ponts & Chaussées (LCPC), se base sur le principe de remplacer le sol hétérogène par un autre homogène équivalent caractérisé par une pression limite équivalente  $P_{le}^*$  entourant le pieu ayant une fiche équivalente  $D_e$ . Cette pression limite équivalente nette représente la moyenne des valeurs mesurées dans une zone voisine de la pointe du pieu [3]. La résistance en pointe est donnée par conséquent comme suit :

$$q_l = k_p \cdot P_{le}^* \quad (1.7)$$

Le facteur de portance pressiométrique  $k_p$  est donné en fonction de la nature du sol et du mode d'installation du pieu dans le sol [3].

Le frottement latéral limite  $q_s$  est donné par des courbes en fonction de la pression limite nette. Il dépend de la nature du sol et du mode d'installation du pieu dans le sol [3].

La charge verticale limite totale représente la somme de la charge de pointe et celle du frottement latéral comme suit :

$$Q_l = Q_p + Q_s = S \cdot q_l + P \cdot \int_0^D q_s(z) \cdot dz \quad (1.8)$$

$S$  étant la section du pieu et  $P$  le périmètre du fût.

### 1.3.2. 2.Méthode pénétrométrique du LCPC

Par analogie à la méthode pressiométrique, la résistance en pointe d'un pieu isolé est donnée par la formule suivante :

$$q_l = k_c \cdot q_{ce} \quad (1.9)$$

Avec :

$q_{ce}$  : résistance pénétrométrique équivalente.

Le facteur de portance pénétrométrique  $k_c$  est donné en fonction de la nature du sol et du mode d'installation du pieu par le fascicule 62 [3].

Le frottement latéral  $q_s$  à la profondeur  $z$  est égal à la résistance pénétrométrique à cette profondeur, divisée par un facteur  $\beta$ , sans dépasser une valeur maximale  $q_s^{\max}$  [3], [5].

### 1.3.2. 3.Méthodes de calcul à partir de l'essai de pénétration standard

#### 1.3.2. 3.1.Méthode de Meyerhof

##### a. Terme de pointe

MEYERHOF [2] a établi l'expression suivante du terme de pointe en fonction du nombre de coups :

$$q = \frac{1}{2} N D \quad (\text{T /ft}^2) \quad (1.10)$$

Qui est équivalent à :

$$q = 0,15 N D \quad (q \text{ exprimé en MPa et } D \text{ en m}) \quad (1.11)$$

Selon l'auteur, cette expression n'est pas confirmée par l'expérience, et il propose par contre d'adopter la relation suivante :

$$q = 4 N \text{ (T /ft}^2\text{)} \quad (1.12)$$

Ou encore :

$$q = 0,4 N \text{ (MPa)} \quad (1.13)$$

A noter que pour  $\frac{D}{B} < 10$ , on peut interpoler linéairement de la semelle superficielle au cas du pieu [2].

#### b. Frottement latéral

MEYERHOF [2] a établi la formule suivante [2] :

$$f = \frac{1}{1000} ND \text{ (T /ft}^2\text{)} \quad (1.14)$$

Soit encore :

$$f = 0,33 ND \text{ (} f \text{ en kPa en D en m)} \quad (1.15)$$

Mais, identiquement au terme de pointe, cette expression n'est pas vérifiée par l'expérience ce qui a ramené l'auteur à la remplacer par la relation ci-dessous :

il a signalé pour le terme en pointe

$$f = \frac{N}{50} \text{ (T /ft}^2\text{)} \quad (1.16)$$

Soit :

$$f = 2 N \text{ (en kPa)} \quad (1.17)$$

Pour les pieux lisses (pieux métalliques ou pieux battus préfabriqués), il est conseillé d'adopter pour expression du frottement latéral, la moitié de la valeur précédente [2].

#### 1.3.2. 3.2. Autre méthode utilisée en pratique

La résistance en pointe est supposée proportionnelle au nombre de coups N :

$$q_1 = k_s \cdot N \quad (1.18)$$

$k_s$  : facteur de portance, ayant la dimension d'une contrainte.

De la même façon, la contrainte limite  $q_s$  du frottement latéral est aussi proportionnelle au nombre  $N$  comme indiqué par la formule suivante :

$$q_s = n_s \cdot N \quad (1.19)$$

$n_s$  : facteur de frottement latéral, ayant la dimension d'une contrainte.

$N$  : Nombre de coups représentatifs au niveau de la pointe [3].

#### 1.3.2. 4. Méthodes de calcul à partir de l'essai au pénétromètre dynamique

Le pénétromètre dynamique lourd ne permet pas de procéder à un calcul fiable de la charge admissible du pieu [5]. On peut introduire directement le terme de pointe dynamique dans les formules du pénétromètre statique en utilisant des corrélations entre ces deux essais ( $q_c \approx q_d$ ) mais ces méthodes corrélatives sont toutefois très dangereuses et doivent être utilisées avec prudence [2].

#### 1.3.3. Théorie classique des corps rigides – plastiques

Les théories classiques du calcul de la charge axiale limite d'un pieu reposent sur l'hypothèse du comportement rigide-plastique du sol, supposé partout en état de rupture dans une certaine zone autour du pieu. Les efforts résistants unitaires, à savoir la résistance en pointe  $q_l$  et le frottement latéral limite  $q_s$ , ne dépendent, d'après ces théories, que des caractéristiques mécaniques de rupture du sol mesuré au laboratoire (cohésion  $c$  et angle de frottement interne  $\phi$ ) [1].

La charge verticale limite reprise par le pieu est donnée d'une manière générale par :

$$Q_L = S \cdot q_l + P \int q_s(z) \cdot dz \quad (1.20)$$

Les paramètres  $S$  et  $P$  sont la surface et le périmètre du pieu respectivement. Les expressions des termes de la résistance en pointe  $q_l$  et du frottement latéral  $q_s$  diffèrent suivant les auteurs et les mécanismes de rupture proposés.

Il faut toutefois signaler que ces méthodes sont de moins en moins utilisés, notamment grâce au développement des méthodes empiriques basées sur les résultats d'essais *in-situ* et les résultats d'essais de pieux en vraie grandeur, méthodes jugées opérationnelles et plus

fiables [1]. Néanmoins, le lecteur est invité à consulter les références bibliographiques [2] et [6] où il trouvera plus de détails concernant les expressions de  $q_l$  et  $q_s$ .

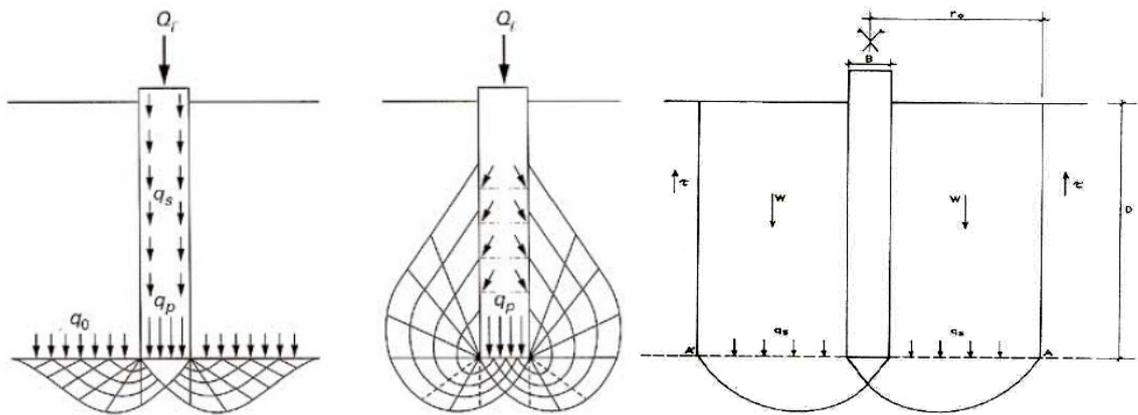


Figure 1.4. Exemples de mécanismes de rupture selon les théories classiques

#### 1.3.4. Théorie de l'expansion d'une cavité sphérique

Les théories classiques utilisées pour la prédiction de la portance des fondations profondes ne tiennent pas compte des propriétés de compressibilité des sols. Des études expérimentales ont montré que la résistance en pointe dans deux sols ayant le même angle de frottement, mais des propriétés de déformation différentes n'est pas forcément la même. Donc, les caractéristiques de cisaillement (angle de frottement et cohésion) ne sont pas les seuls paramètres affectant la résistance en pointe. De ce fait, l'utilisation des méthodes faisant intervenir la déformabilité du sol a connu un succès considérable.

Toutes ces méthodes reposent, en général, sur l'analogie de la déformation du sol sous une fondation profonde avec l'expansion d'une cavité sphérique. Cette idée a été développée pour la première fois par BISHOP, HILL et MOTT (1945) pour l'étude de poinçonnement d'un métal, et a été appliquée pour la première fois dans le calcul de la capacité portante des pieux au sol cohérent par GIBSON (1950) et SKEMPTON (1951) [6].

SKEMPTON et al. (1953) ont proposé de relier la capacité portante d'une fondation à une profondeur donnée à la pression limite  $p_s$  de l'expansion d'une cavité sphérique située à la même profondeur dans un sol suivant une loi de comportement élastoplastique, comme suit :

$$q_l = N_q \cdot q \quad (1.21)$$

$$\text{Tel que } N_q = \frac{P_s}{\gamma \cdot D} (1 - \cotg \alpha \cdot \tg \varphi) \quad (1.22)$$

Avec :

$\alpha$  : demi angle de la pointe du pieu, égal souvent à  $45^\circ$  ;

$\varphi$  : angle de frottement interne du sol sous la pointe du pieu ;

Le paramètre  $P_s$  est donné par l'expression suivante :

$$P_s = \gamma \cdot D \cdot \left[ \frac{3}{1+2N} \frac{E}{6p_0(1+\nu)} \frac{1+2N}{1-N} \right]^{\frac{2}{3}(1-N)} \quad (1.23)$$

$$\text{Et } N = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (1.24)$$

## 1.4. Méthodes d'évaluation du tassement des fondations profondes

### 1.4.1. Les méthodes empiriques

Ces méthodes permettent d'estimer approximativement le tassement en se basant sur les constatations faites sur des pieux réels. On présente ci-après celles qui sont utilisées le plus souvent en pratique.

- *Recommandation de VESIC (1977)*, qui donne le tassement en tête du pieu dans un sol pulvérulent :

$$v_0 = \frac{B}{100} + \Delta L \quad (1.25)$$

$\Delta L$  : raccourcissement élastique du pieu.

- *Méthode de MEYERHOF (1956)*, utilisée pour différents types de sols, permet de donner le tassement comme suit :

$$v_0 = \frac{B}{30 \cdot F_s} + \Delta L \quad (1.26)$$

En général,  $F_s$  est pris égal à 3.

- *Méthode de FRANK (1995)*, qui permet d'estimer le tassement en tête d'un pieu isolé par les relations suivantes :

$$v_0 = 0,6 \% \cdot B \text{ pour un pieu foré ;}$$

$v_0 = 0,9 \% \cdot B$  pour un pieu battu, en considérant que la charge verticale est égale à  $0,7 \cdot Q_c$ .

#### 1.4.2. Les méthodes d'élasticité

On considère dans ces méthodes que le sol est un massif élastique isotrope. Plusieurs auteurs, à savoir POULOS (1968), BANERJEE & BUTTERFIELD (1978) et RANDOLPH (1978), ont proposés des méthodes basées sur la solution fondamentale de MINDLIN (1936) du problème d'une force verticale enterrée dans un massif élastique semi-infini. Le tassement en tête du pieu est donné en général par :

$$v_0 = \frac{Q \cdot I_v}{E(D) \cdot B} \quad (1.27)$$

$E(D)$  : module d'élasticité du sol à la base du pieu;

$D$  : fiche du pieu ;

$B$  : diamètre du pieu.

$I_v$  : facteur de tassement. Il dépend de la compressibilité relative sol /pieu  $K = E_p / E$ , de l'élançement du pieu  $D/B$  et du coefficient de Poisson  $\nu$ .  $E_p$  représente le module d'élasticité du pieu.

Une formulation analytique du facteur de tassement, établie par RANDOLPH et WORTH (1978) pour le cas d'un sol homogène et un sol de GIBSON, est donnée comme suit :

$$I_v = 4 \cdot (1 + \nu) \cdot \frac{1 + \frac{8}{\pi \cdot \zeta \cdot \lambda \cdot (1 - \nu)} \frac{D \tanh(\mu \cdot D)}{B \cdot \mu \cdot D}}{\frac{4}{(1 - \nu) \cdot \zeta} + \frac{4 \cdot \pi \cdot \beta}{\alpha} \frac{D \tanh(\mu \cdot D)}{B \cdot \mu \cdot D}} \quad (1.28)$$

Les expressions des facteurs  $\alpha, \beta, \zeta, \lambda$  et  $\mu$  sont donnés en fonction de  $E, E_b, \nu, D$  et  $B$  [3].

Par soucis de simplification, les valeurs de  $I_v$  sont résumées dans des tableaux pour le cas d'un sol homogène et celui de GIBSON [3].

On peut citer d'autres méthodes qui se basent sur l'élasticité pour la détermination du tassement des pieux à savoir la méthode de POULOS et DAVIS (1980), méthodes de RANDOLPH et WROTH (1978), méthodes de BANERJEE et BUTTERFIELD (1971) et la méthode de CHRISTOULAS (1976) [6].

### 1.4.3. Les méthodes des courbes t-z, q-z (ou théorie de transfert des charges)

L'interface sol /pieu est discrétisé en une infinité de ressorts indépendants qui reprennent les contraintes de frottement latéral  $\tau$  et les pressions verticales  $q_p$  à la base du pieu en ignorant la continuité du sol (Figure 1.5). Le transfert de charges du pieu au sol se fait par le biais de ces ressorts, les courbes de transfert de charge décrivent alors la relation entre la résistance unitaire transférée au sol qui entour le pieu et le déplacement relative du pieu par rapport au sol dans chaque couche. On suppose que les contraintes mobilisées à l'interface sol/pieu, à une profondeur donnée, sont proportionnelles aux tassements correspondants, telles que :

$$\tau(z) = B_0(Z) \cdot v(Z) \quad (1.29)$$

$$q_p = R_0 \cdot \frac{v(D)}{B} \quad (1.30)$$

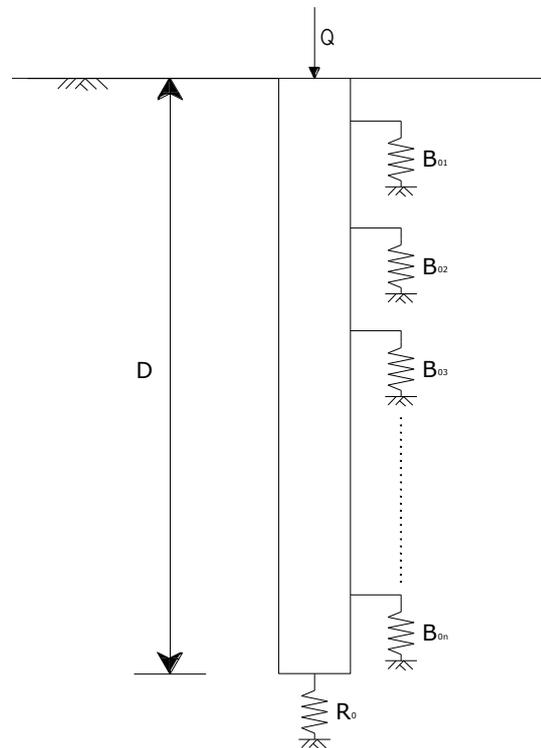


Figure 1.5 : Schéma du principe de la méthode transfert de charges

L'équilibre d'une tranche infinitésimale du pieu se traduit par l'équation différentielle suivante :

$$\frac{d^2 v}{dz^2} - a^2 \cdot v = 0 \quad (1.31)$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{4.B_0}{E_p \cdot B}} \quad (1.32)$$

Dans le cas d'un sol caractérisé par  $B_0$  constant avec la profondeur, le tassement en tête du pieu est donné par :

$$v_0 = \frac{4.Q}{\pi.B} \cdot \frac{1 + \frac{R_0 \cdot \tanh(\alpha.D)}{a.B.E_p}}{R_0 + a.B.E_p \cdot \tanh(\alpha.D)} \quad (1.33)$$

Dans le cas d'un pieu incompressible ( $\frac{E_p}{E} = \infty$ ), le tassement se réduit à la formule suivante :

$$v_0 = \frac{4.Q}{\pi.B} \cdot \frac{1}{(R_0 + 4.D.B_0)} \quad (1.34)$$

Certains auteurs ont recommandé des corrélations entre les paramètres  $B_0$  et  $R_0$  et le module d'élasticité du sol [3].

#### 1.4.4. Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis (M.E.F.) est actuellement très utilisée dans les calculs géotechniques pour simuler des configurations compliquées et permettre de manipuler un nombre important de paramètres (caractéristiques du sol, lois de comportement,...etc.). Malgré sa grande puissance inspirée du développement des micro-ordinateurs, l'utilisation de la M.E.F. nécessite de donner une attention particulière à l'introduction des données et à l'interprétation des résultats obtenus pour se rapprocher au maximum du comportement réel du sol et mieux tenir compte de l'interaction sol/pieu.

### 1.5. Comportement des pieux sous chargement dynamique

#### 1.5.1. Pieux sous vibrations verticales [7]

BARKAN (1962) propose la détermination de la rigidité sol-pieu à partir d'un chargement cyclique vertical similaire à un chargement cyclique sur une plaque. La relation entre la charge  $P$  et le tassement élastique  $z_l$  est une droite ayant l'équation suivante :

$$P = k.z_l \quad (1.35)$$

$k$  étant le coefficient de résistance élastique du pieu. Il dépend des propriétés du sol, des caractéristiques du pieu (longueur,...etc.) et de la durée que le pieu a resté dans le sol. A titre d'exemple, la résistance élastique d'un pieu aura des valeurs différentes pendant et parfois après l'opération de forage, surtout dans le cas des argiles molles.

La fréquence propre d'un pieu sous vibrations verticales est donnée par :

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (1.36)$$

Où  $m$  représente la masse du pieu et la charge statique sur le pieu. On traite séparément les deux cas de figures suivants :

- Pieu travaillant en pointe ;
- Pieu frottant ;

a) Pieu travaillant en pointe

Il s'agit de pieux forés dans un sol mou, et ancrés dans un substratum rocheux. Il n'aura pas de déformation de la base du pieu en lui appliquant un chargement dynamique. Le pieu est alors considéré comme une barre élastique encastrée à une extrémité, et dont on fixe une masse  $m$  à l'autre extrémité libre (figure 1.6).

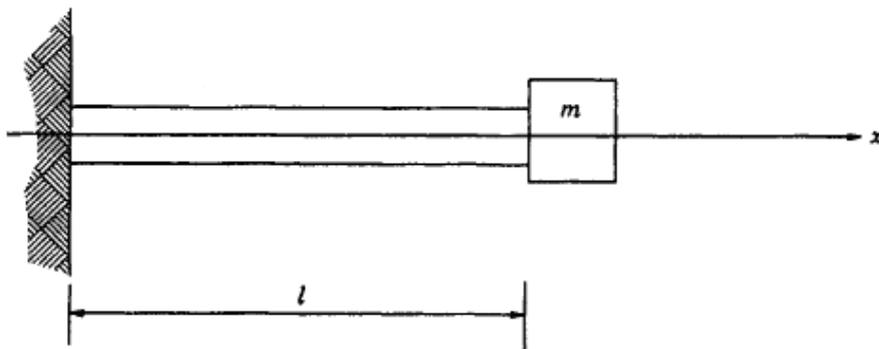


Figure 1.6 : Barre encastrée portant sur son extrémité libre une masse concentrée pour schématiser le pieu travaillant en pointe

Si aucune masse n'est attachée à la tête, on aura à faire à une colonne résonante ayant pour pulsation de résonance (PRAKASH et PURI, 1988) :

$$\omega_n = \frac{(2n-1)\pi v_r}{2l} \quad (1.37)$$

$\omega_n$ : Pulsation propre (rad / sec) ;

$V_r$ : vitesse de l'onde longitudinale qui se propage dans la barre ;

$E_p$  : Module d'élasticité du pieu ;

$\rho = \frac{\gamma}{g}$  : Densité du matériau qui constitue le pieu ;

$l$  : Longueur du pieu.

Pour  $n=1$ , on trouve rapidement :

$$f_1 = \frac{v_r}{4l} = \frac{1}{4l} \sqrt{\frac{E_p}{\rho}} \quad (1.38)$$

Avec :

$f_n$  = la fréquence propre de la barre en Hz.

Le déplacement  $u$  (=  $f(x,t)$ ) d'une barre en vibration est donné par :

$$u = U (A \cos \omega_n t + B \sin \omega_n t) \quad (1.39)$$

Dans le cas où le poids du pieu est négligeable devant la masse supportée, la fréquence propre est obtenue en appliquant les conditions aux limites à une barre de masse nulle en vibration :

$$U = 0 \text{ à } x = 0$$

L'équation différentielle en fonction de  $x$  et  $t$  est donnée par :

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = -\omega_n^2 U (A \cos \omega_n t + B \sin \omega_n t) \quad (1.40)$$

$U$  est une fonction de  $x$ , définissant le déplacement, et  $A$  et  $B$  sont des constantes d'intégration.

Pour une excitation longitudinale sur la barre, le déplacement est nul à l'extrémité fixe, et une force égale à l'inertie de la masse concentrée est exercée sur la barre. L'équation de l'équilibre dynamique s'écrira alors :

$$F = \frac{\partial u}{\partial x} SE = -m \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (1.41)$$

En remplaçant l'équation (1.40) dans (1.41) on aura :

$$\frac{\partial u}{\partial x} SE_p = m\omega_n^2 U \quad (1.42)$$

A la fin, on obtient :

$$SE \frac{\omega_n l}{V_r} \cos \frac{\omega_n l}{V_r} = \omega_n^2 m \sin \frac{\omega_n l}{V_r} \quad (1.43 a)$$

Qui peut être simplifiée sous la forme suivante :

$$\frac{Sl\gamma}{W} = \frac{\omega_n l}{V_r} \tan \frac{\omega_n l}{V_r} \quad (1.43 b)$$

Avec :

*S.l. γ* : Poids de la barre ;

*W* : Poids de la masse ajoutée.

La solution de l'équation (1.43) est donnée sur la figure 1.7, à partir de laquelle la fréquence propre en vibrations verticales peut être déterminée.

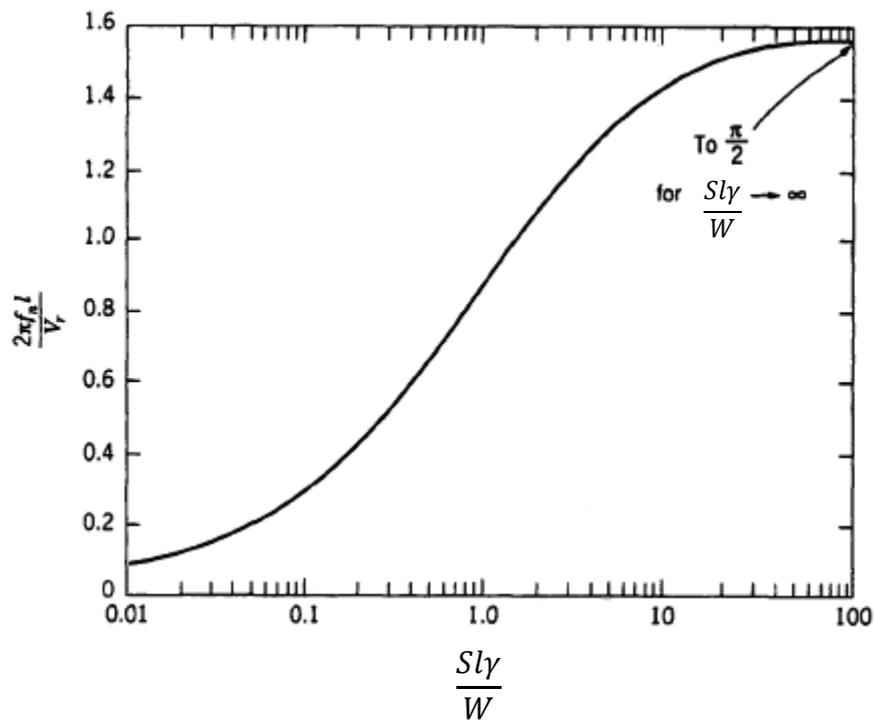


Figure 1.7 : Solution de l'équation (1.43) (d'après RICHART et al. 1970)

Afin d'illustrer l'influence du chargement axial sur la fréquence de résonance des pieux ancrés dans la roche, RICHART (1961) a introduit l'effet de la charge axiale, la longueur du pieu et le type de matériau constitutif du pieu (figure 1.8). Les trois courbes en haut de ce diagramme illustrent les fréquences de résonance de pieux non chargés en acier, en béton et en bois respectivement, calculées à partir de l'équation (1.43).

On constate que pour une longueur donnée, la fréquence de résonance diminue quand le chargement vertical augmente (figure 1.8).

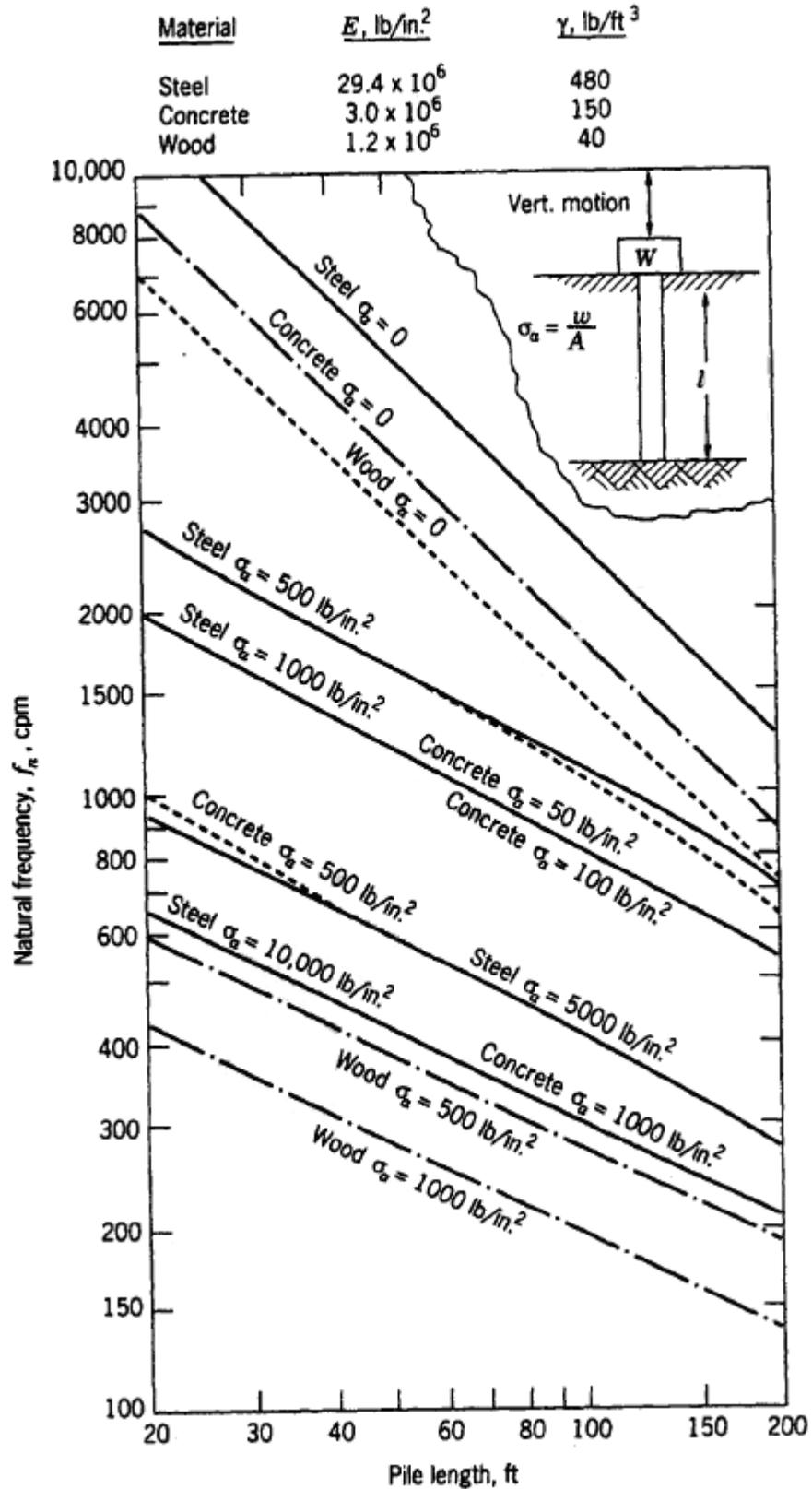


Figure 1.8 : Fréquences de résonance pour des oscillations verticales d'un pieu travaillant en pointe et ancré dans un substratum rocheux et supportant une charge  $W$  (d'après RICHART, 1962).

b) Pieux frottants (ou flottants)

Dans le cas des pieux frottants, et contrairement à ceux travaillant en pointe, l'analyse est différente. Parmi les méthodes utilisées pour déterminer la réponse des pieux flottants sous charges verticales, on cite celles qui sont utilisées le plus souvent en pratique à savoir :

1. L'analyse tridimensionnelle, en utilisant la méthode des éléments finis (M.E.F.) par exemple, qui considère la propagation des ondes à travers le pieu et le sol.
2. Une analyse de la réponse d'un système composé par une masse, un ressort et un amortisseur schématisant le système sol-pieu.
3. Une analyse élastique dans laquelle on suppose que la propagation des ondes élastiques se fait uniquement horizontalement.

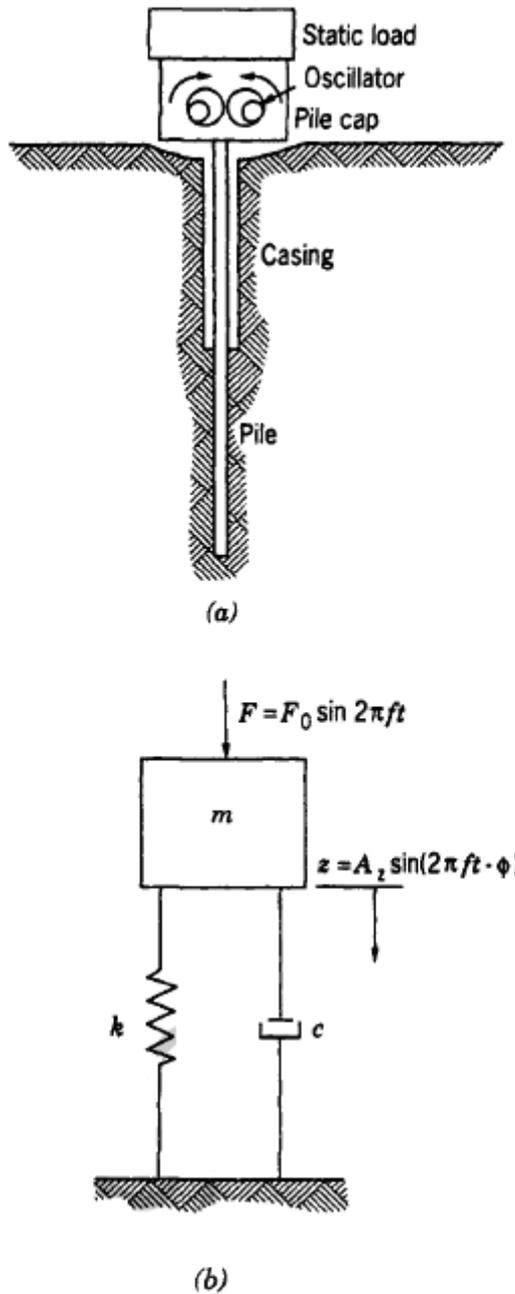
L'analyse tridimensionnelle est relativement onéreuse pour être utilisée à chaque fois. Dans le cas de pieux supportant les fondations des turbogénérateurs des stations nucléaires, où les tolérances sont très restreintes, de telles méthodes sont utilisées.

La solution des équations d'une onde unidimensionnelle n'a pas été utilisée pour la résolution du problème de la réponse du pieu sous vibrations verticales (POULOS et DAVIS, 1986). Des auteurs tels que BARKAN (1962) et MAXWELL et *al.* (1969) utilisent le système masse-ressort-piston, alors que d'autres chercheurs (MADHAV et RAO, 1971) utilisent plutôt un modèle à deux degrés de liberté.

La dernière approche, qui stipule que le sol est composé de couches horizontales infiniment épais, donne une réponse meilleure pour les vibrations verticales des pieux que celle obtenue par MAXWELL et *al.* (1969).

- Modèle masse-ressort-piston de MAXWELL :

Dans la figure 1.9.a, on a schématisé le pieu en vibration alors que son modèle à un degré de liberté est donné par la figure 1.9.b. La solution d'un tel système est donnée par PRAKASH (1981) et PRAKASH et PURI (1988).



$c$  : coefficient d'amortissement  
 $k$  : constante effective du ressort  
 $m$  : masse équivalente du système  
 $f$  : force périodique d'excitation  
 $f_0$  : magnitude de la force d'excitation  
 $t$  : temps  
 $z$  : déplacement périodique  
 $A_z$  : amplitude du déplacement  
 $\Phi$  : déphasage entre  $F_0$  et  $z$   
 $f$  : Fréquence (Hz)

Figure 1.9 : Modèle analytique d'un pieu flottant. (a) Système sol-pieu, (b) modèle du système mécanique (MAXWELL et *al.*, 1969).

$$Z_0 = \frac{F_0}{\sqrt{(k - m\omega^2)^2 + (c\omega)^2}} \quad (1.44)$$

La masse  $m$  représente l'ensemble de la masse de l'oscillateur, le casque du pieu et la charge statique au-dessus du sol.

### 1.5.2. Analyse dynamique des pieux sous vibrations verticales d'après NOVAK

Les principales hypothèses utilisées par NOVAK pour l'analyse dynamique des pieux sous vibrations verticales sont (NOVAK, 1974 et 1977a) :

- ❖ La section du pieu est circulaire, et le matériau du pieu à un comportement élastique linéaire ;
- ❖ Le pieu est de type " *flottant* " avec une parfaite connexion entre le pieu et le sol ;
- ❖ Le mouvement est petit et l'excitation est harmonique.

Sur la figure 1.10, on représente un pieu élastique sous vibrations verticales complexes  $w(z,t)$  (NOVAK, 1977) tel que :

$$w(z, t) = w(z)e^{i\omega t} \quad (1.45)$$

Avec :

$w(z)$ : amplitude complexe à la profondeur  $z$  ;

$$i^2 = -1$$

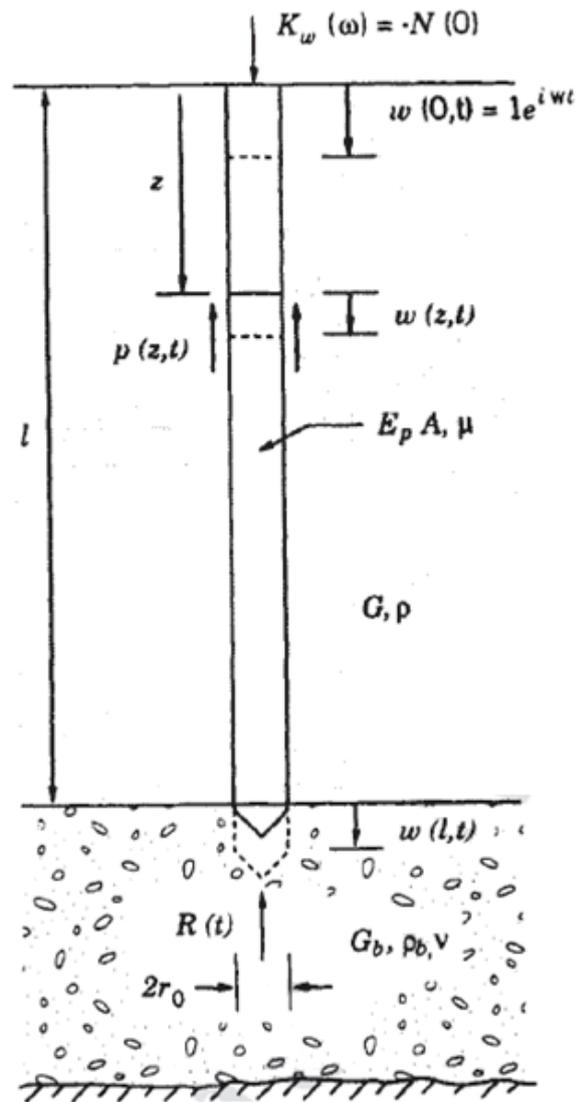


Figure 1.10 : Pieu vertical et notations

$\omega$  : fréquence angulaire ;

$t$ : temps.

Le mouvement du sol est repris par sa réaction le long du pieu et une réaction concentrée à la tête. La réaction du sol apparait dans l'équation du mouvement d'un élément  $dz$ .

La réaction répartie qui réagit sur l'élément  $dz$  du pieu à la profondeur  $z$  est donnée par (BARANOV, 1967 ; PRAKASH et PURI, 1988) :

$$p(z,t)dz = G(S_{\omega 1} + iS_{\omega 2})w(z,t)dz \quad (1.46)$$

Où  $G$  est le module de cisaillement autour du pieu et :

$$S_{\omega 1} = 2\pi a_0 \frac{J_1(a_0)J_0(a_0) + Y_1(a_0)Y_0(a_0)}{J_0^2(a_0) + Y_0^2(a_0)} \quad (1.47)$$

$$S_{\omega 2} = \frac{4}{J_0^2(a_0) + Y_0^2(a_0)} \quad (1.48)$$

Avec :

$J_0(a_0), J_1(a_0)$  : Fonctions de BESSEL du 1<sup>er</sup> espèce;

$Y_0(a_0), Y_1(a_0)$  : Fonctions de BESSEL du 2<sup>ème</sup> espèce ;

$S_{\omega 1}$  et  $S_{\omega 2}$  : fonctions de la fréquence adimensionnelle;

$$a_0 = \frac{r_0 \omega}{V_s}$$

$r_0$  : rayon du pieu

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

$\rho$  : densité massique du sol.

En introduisant les réactions du sol définies par l'équation (1.46), l'équation différentielle des vibrations axiales amorties d'un pieu est donnée par :

$$m_1 \frac{\partial^2 w(z,t)}{\partial t^2} + c \frac{\partial w(z,t)}{\partial t} - E_p S \frac{\partial^2 w(z,t)}{\partial z^2} + G(S_{\omega 1} + iS_{\omega 2})w(z,t) = 0 \quad (1.49)$$

Avec :

$m_1$  : masse du pieu par unité de longueur ;

$c$  : coefficient d'amortissement du pieu ;

$E_p$  : module d'Young du pieu ;

$S$  : section du pieu.

L'équation (1.49) se réduit à une équation différentielle classique du mouvement harmonique donnée par l'équation suivante :

$$w(z)[-m_1 \omega^2 + ic\omega + G(S_{\omega 1} + iS_{\omega 2}) - E_p S \frac{\partial^2 w(z)}{\partial z^2}] = 0 \quad (1.50)$$

La solution générale de cette équation est ainsi donnée par :

$$w(z) = B \cos \mathfrak{A} \frac{z}{l} + C \sin \mathfrak{A} \frac{z}{l} \quad (1.51)$$

Où :

$l$  : longueur du pieu ;

$B, C$  : constantes d'intégration.

Le paramètre de fréquence complexe  $\mathfrak{A}$  est donné par :

$$\mathfrak{A} = l \sqrt{\frac{1}{E_p A} [m_1 \omega^2 - G S_{\omega 1} - i(c\omega + G S_{\omega 2})]} \quad (1.52)$$

Notons que :

$$\mathfrak{A}_0 = l \sqrt{\frac{m_1 \omega^2}{E_p S}} \quad K = \frac{l^2 G}{E_p S} \quad (1.53)$$

Qui pour un pieu de section circulaire devient :

$$\mathfrak{A}_0 = \frac{1}{r_0} \sqrt{\frac{\rho_p G}{\rho E_p}} a_0 = \frac{1}{r_0} \frac{V_s}{V_c} a_0 \quad (1.54)$$

$$K = \frac{1}{\pi} \frac{G}{E_p} \left( \frac{1}{r_0} \right)^2 = \frac{1}{\pi} \frac{\rho}{\rho_p} \left( \frac{V_s}{V_c} \frac{1}{r_0} \right)^2 \quad (1.55)$$

Et

Avec :

$$V_c = \sqrt{\frac{E_p}{\rho_p}} : \text{vitesse de l'onde longitudinale ;}$$

$\rho_p$  : densité massique du pieu ;

$$a = \mathfrak{A}_0^2 - K S_{\omega 1} \quad b = -K \left( c\omega \frac{1}{G} + S_{\omega 2} \right) \quad (1.56)$$

Et

$$r = \sqrt{(a^2 + b^2)} \quad \tan \phi = \frac{b}{a} \quad (1.57)$$

Le paramètre de fréquence  $\mathfrak{A}$  est donné conventionnellement par :

$$\mathcal{A} = \mathcal{A}_1 + i\mathcal{A}_2 \quad (1.58)$$

Avec :

$$\mathcal{A}_1 = \sqrt{r} \cos \frac{\phi}{2} \quad \mathcal{A}_2 = \sqrt{r} \sin \frac{\phi}{2} \quad (1.59)$$

Les constantes d'intégration  $B$  et  $C$  sont données par les conditions aux limites.

A la tête du pieu, le mouvement harmonique avec l'amplitude unitaire est supposé égale à

$w(0,t) = 1.e^{i\omega t}$ . Cela permet de conclure la première condition à la limite suivante :

$$w(0) = 1 \quad (1.60)$$

Le mouvement du pieu génère une réaction concentrée du sol  $R(t)$  à sa base, qui aura la forme  $R(t) = R e^{i\omega t}$ , et dont son amplitude  $R$  est donnée par :

$$R = -G_b r_0 (C_{\omega 1} + iC_{\omega 2}) w(l) \quad (1.61)$$

Avec :

$G_b$  : module de cisaillement du sol sous la base du pieu ;

$w(l)$  : amplitude complexe de la base du pieu ;

$C_{\omega 1}$ , et  $C_{\omega 2}$  : paramètres adimensionnels qui dépendent de la fréquence  $a_0$  et du coefficient de Poisson  $\nu$ .

Quand  $G_b$  est très grand ( $G_b \rightarrow \infty$ ), le mouvement de la base tend à disparaître, correspondant ainsi au cas d'un pieu travaillant en pointe. Dans le cas où le sol et le pieu ont des modules de cisaillement très proches ( $G_b \rightarrow G$ ), le pieu devient flottant. La réaction du sol répartie  $P(z,t)$  contribue dans la rigidité et l'amortissement du système dans les deux cas (pieu travaillant en pointe ou flottant) mais à différents degrés.

Les expressions polynômiales des paramètres  $C_\omega$  sont données par les expressions suivantes :

Pour  $\nu = 0,25$  on a :

$$C_{\omega 1} = 5,33 + 0,364 a_0 - 1,41 a_0^2 \quad (1.62 a)$$

$$C_{\omega 2} = 5,06 a_0 \quad (1.62 b)$$

Pour  $\nu = 0,5$  on a :

$$C_{\omega 1} = 8,00 + 2,18 a_0 - 12,63 a_0^2 + 20,73 a_0^3 - 16,47 a_0^4 + 4,458 a_0^5 \quad (1.62 \text{ c})$$

$$C_{\omega 2} = 7,414 a_0 - 2,98 a_0^2 + 4,324 a_0^3 - 1,782 a_0^4 \quad (1.62 \text{ d})$$

Les paramètres  $C_\omega$  et  $S_\omega$  sont donnés sur la figure 1.11 en fonction de la fréquence adimensionnelle. La force axiale positive (de traction) est donnée par :

$$N(Z) = E_p S \frac{\partial w(z)}{\partial z} = E_p S \frac{\pi}{l} \left( -B \sin \frac{\pi z}{l} + C \cos \frac{\pi z}{l} \right) \quad (1.63)$$

En égalisant la force dans le pieu avec la réaction du sol donnée par l'équation (1.61), on aura la condition à la limite pour  $z=l$ , alors :

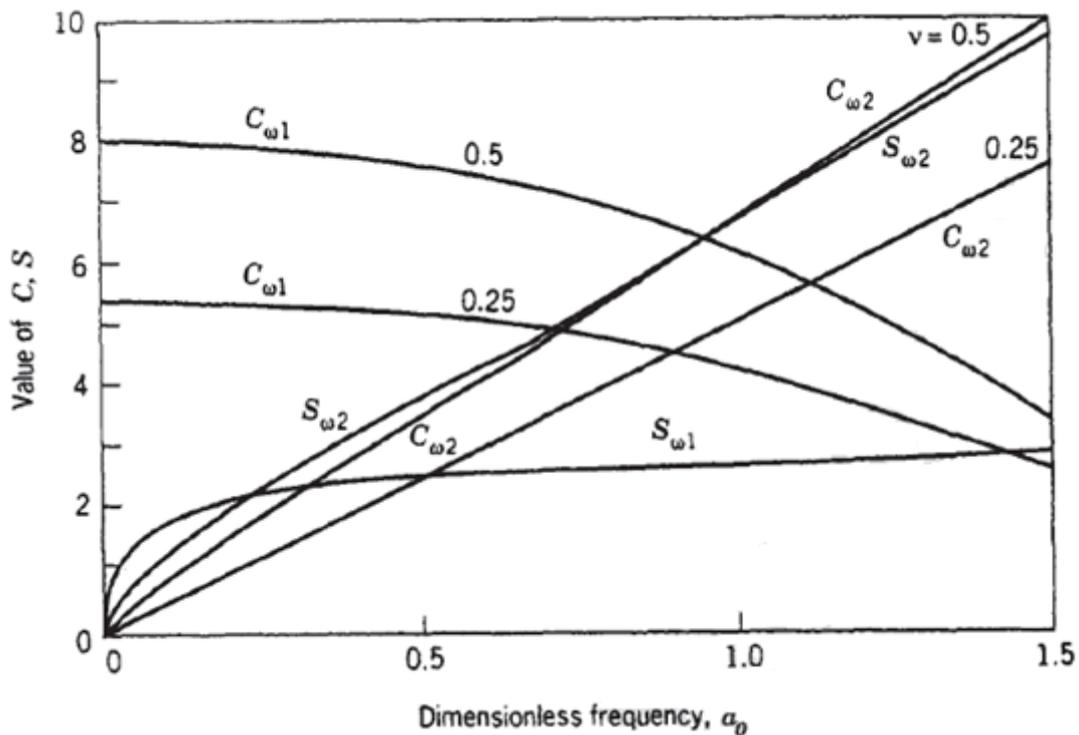


Figure 1.11 : Paramètres  $S_{\omega 1}$ ,  $S_{\omega 2}$ ,  $C_{\omega 1}$ , et  $C_{\omega 2}$  selon NOVAK, 1977

$$E_p S \frac{\pi}{l} (-B \sin \frac{\pi}{l} + C \cos \frac{\pi}{l}) = -G_b r_0 (C_{\omega 1} + i C_{\omega 2}) (B \cos \frac{\pi}{l} + C \sin \frac{\pi}{l}) \quad (1.64)$$

A partir des équations (1.60) et (1.61) on obtient :

$$B = 1 \quad (1.65)$$

La deuxième constante d'intégration est obtenue à partir de l'équation (1.64) :

$$C(\vartheta) = \frac{K' \vartheta \sin \vartheta - (C_{\omega 1} + i C_{\omega 2}) \cos \vartheta}{K' \vartheta \cos \vartheta + (C_{\omega 1} + i C_{\omega 2}) \sin \vartheta} \times 1 \quad (1.66)$$

Et

$$K' = \frac{E_p S}{G_b l r_0} \quad (1.67)$$

Pour un pieu circulaire,  $K'$  devient :

$$K' = \pi \frac{r_0 E_p}{l G_b} = \pi \frac{r_0 \rho}{l \rho_p} \left( \frac{V_c}{V_b} \right)^2 \quad (1.68)$$

A partir des constantes d'intégration, l'amplitude du déplacement du pieu devient :

$$w(z) = l \cos \vartheta \frac{z}{l} + C(\vartheta) \sin \vartheta \frac{z}{l} = w_1 + i w_2 \quad (1.69)$$

Tel que  $C(\vartheta)$  est donné par l'équation (1.64).

L'amplitude réelle du mouvement est donnée par :

$$w(z) = \sqrt{w_1^2 + w_2^2} \quad (1.70)$$

Et l'angle de déphasage est donné par :

$$\varnothing(z) = a \tan \frac{w_2}{w_1} \quad (1.71)$$

### 1.5.3. Evaluation de la réponse dynamique d'un pieu en utilisant des éléments hybrides (NOORZAD et MASSOUMI.) [10]

#### 1.5.3.1. Introduction

NOORZAD et MASSOUMI [10] ont proposé une approche basée sur la solution de HANCUNO (1973) du problème de la réponse dynamique d'un système sol-pieu, en considérant le pieu comme une barre massique divisée en pièces assemblées, et le sol comme étant un massif élastique semi infini. Ce travail représente une continuation des travaux de KONAGAI et MATSUMOTO (1984), qui ont modifié l'approche de HANCUNO en remplaçant la solution dynamique de MINDLIN (1964) par celle de KELVIN en la combinant à une technique qui satisfait approximativement les conditions aux limites de contraintes libres en surface.

### 1.5.3.2. Modèle mathématique et formulation de la solution

On considère dans ce modèle le pieu comme étant une rangée de disques rigides, représentant la propagation de l'onde du pieu vers le sol voisin. Les disques rigides sont connectés, dans le cas d'une excitation verticale, par des barres linéaires alors que dans le cas d'une excitation horizontale ou flexionnelle, cette connectivité est assurée par des éléments poutres (figure 1.12).

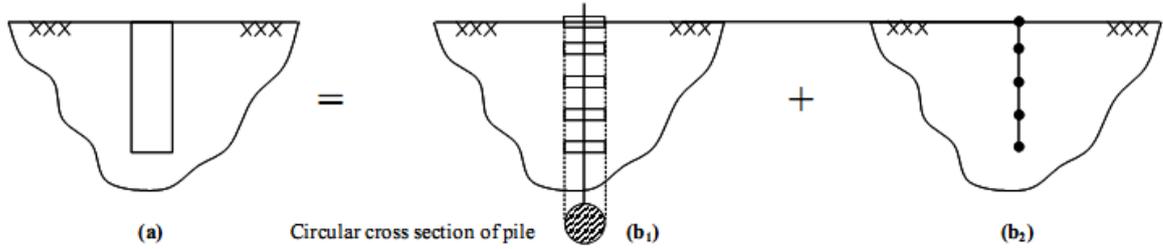


Figure 1.12 : Simulation du modèle du pieu ; (a) modèle réel, (b) modèle proposé, (b1) élément radial, (b2) élément fini

La rigidité dynamique du pieu ancré dans le sol peut être obtenue analytiquement en calculant la rigidité dynamique des disques rigides encastrés (donnée par NOORZAD et KONAGAI, 1994), assemblés par des éléments poutres.

#### a. Rigidité dynamique verticale de la plaque circulaire

Le disque circulaire est considéré comme une plaque rigide de masse négligeable, encastrée dans un milieu poroélastique (figure 1.13). La rigidité dynamique des disques rigides est déterminée à travers les équations données ci-dessous avec leurs conditions aux limites correspondantes. Plus de détails sont donnés par NOORZAD et KONAGAI (1994).

$$\mu^* \nabla^2 u_j + (\lambda^* + \mu^* + Q_f) u_{i,ij} + Q_f w_{i,ij} = \rho \ddot{u}_j + \rho_f \ddot{w}_j \quad (1.72 a)$$

$$Q_f (u_{i,ij} + w_{i,ij}) = \rho_f \ddot{u}_j + \frac{\rho_f}{n} \ddot{w}_j + b \dot{w}_j \quad (1.72b)$$

Avec :

$u_i$  : composante du déplacement de la phase solide ;

$w_i$  : composante du déplacement relative de la phase liquide par rapport à la phase solide ;

$$\lambda^* = \lambda(1 + 2i\beta) ; \quad \mu^* = \mu(1 + 2i\beta)$$

$\lambda$  et  $\mu$  : coefficients de *Lamé* du sol en conditions drainées ;

$\beta$  : coefficient d'amortissement hystérésis ;

$i = \sqrt{-1}$  ;

$Q_f$ : compressibilité du fluide, donnée par :  $Q_f = \frac{P_a k_f}{(P_a + (1-s)k_f)n}$

$k_f$ : module d'élasticité de la phase fluide ;

$n$  : porosité du sol ;  $s$  : degré de saturation ;  $P_a$  : pression de l'air ;

$\rho_f$  et  $\rho_s$  : densités des phases fluide et solide respectivement ;

$b = \frac{g \rho_f n}{k}$  avec :

$g$  : accélération de la gravité terrestre ;

$k$  : coefficient de perméabilité du sol ;

Deux états de conditions aux limites sont associés aux équations (1.72 a) et (1.72 b):

A  $z=-h$  (contrainte libre et conditions drainées) :

$$(\sigma_{zz})_I = 0 ; (\sigma_{rz})_I = 0 ; (p)_I = 0 \quad (1.73)$$

$p$ : pression de la phase fluide.

Le demi-espace est divisé en deux zones (I et II), illustrées à la figure 1.13.

A  $z=0$  :

$$(u_z)_I = (u_z)_{II}, (u_r)_I = (u_r)_{II}, (w_z)_I = (w_z)_{II}, (w_r)_I = (w_r)_{II}, (\sigma_{zz})_I - (\sigma_{zz})_{II} = f(r),$$

$$(p)_I = (p)_{II}, (\sigma_{rz})_I = (\sigma_{rz})_{II} \quad (1.74)$$

$$\text{Et } f(r) = \frac{P_0}{2\pi r_0} \left(1 - \frac{r^2}{r_0^2}\right)^{\frac{1}{2}} \quad (1.75)$$

$p_0$  : amplitude de la charge dans le disque encastré, transformée de la charge dynamique de la tête du pieu vers le point mentionné du même pieu.

$r_0$  : rayon du disque.

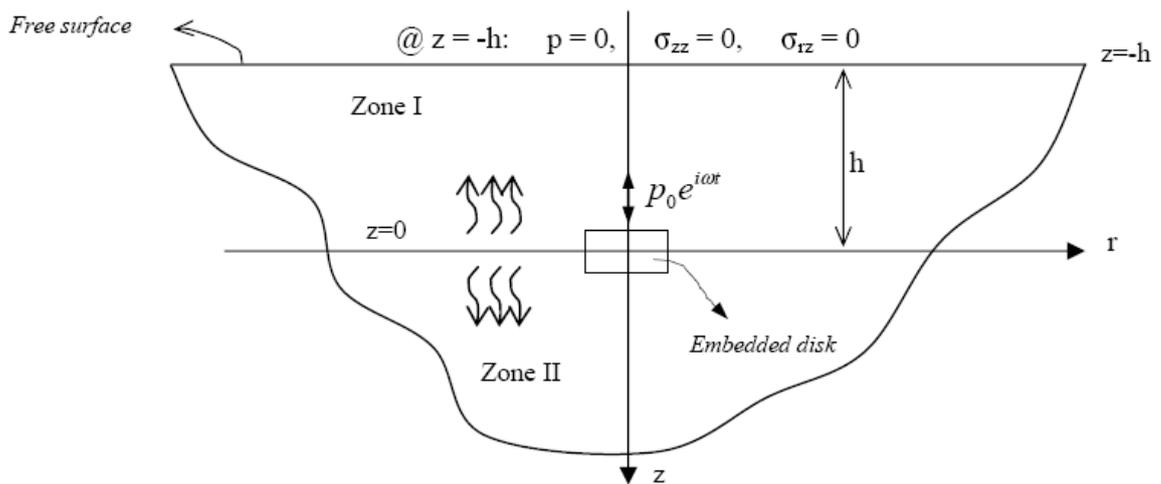


Figure 1.13 : Schéma de la plaque circulaire sous chargement vertical harmonique dans un milieu poroélastique

*b. Rigidité dynamique verticale du pieu*

En résolvant l'équation dynamique de la barre dans le domaine fréquentiel, la rigidité dynamique du pieu est donnée par :

$$[K_p] = \frac{E_p S \xi}{\sin(\xi L)} \begin{bmatrix} \cos(\xi L) & -1 \\ -1 & \cos(\xi L) \end{bmatrix} \quad (1.76)$$

$$\text{Avec : } \xi = \left( \frac{m \omega^2}{E_p S} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$m$  : masse par unité de longueur du pieu ;

$E_p$  : module d'élasticité du pieu ;

$S$  : section du pieu.

$\omega$  : fréquence d'excitation.

La solution en déplacement peut être donnée comme suit :

$$[F_p] = [K_p]\{u\} \text{ et } [F_s] = [K_s]\{u\} \quad (1.77)$$

$[F_p]$  et  $[F_s]$  : force transmise par le pieu et par le sol respectivement.

D'après la figure 1.12, l'équation d'équilibre suivante peut être écrite :

$$[F] = [F_p] + [F_s] \quad (1.78)$$

[F] : force externe.

En remplaçant l'équation (1.77) dans (1.78) on trouvera :

$$[F] = [K]\{u\} \text{ avec } [K] = [K_p] + [K_s] \quad (1.79)$$

$K_p$  et  $K_s$  : rigidités relatives du pieu et du disque respectivement.

### c. Validation

Les équations établis dans l'approche évoquée supra ont été vérifiés en comparant les résultats obtenus avec les solutions exactes développées par d'autres chercheurs, a savoir KAYNIA et KAUSEL (1991) pour le cas d'un pieu isolé ancré dans le sol (figure 1.14). [10]. Une bonne concordance est observée entre les résultats obtenues par cette méthode et la solution existante ; la différence, qui est remarquable dans le cas des fréquences élevées, peut être due aux multiples simplifications faites.

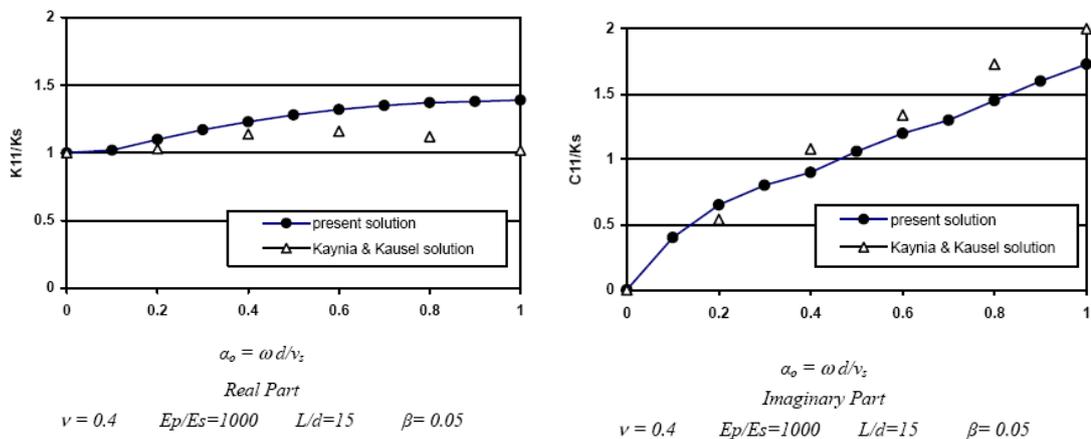


Figure 1.14 : Comparaison des résultats de cette approche avec la solution de KAYNIA et KAUSEL (1991)

Cette approche a été complétée par une étude paramétrique pour permettre d'étudier l'influence des différents paramètres sur les résultats, en particulier le type de sol (mou ou ferme), la perméabilité et la porosité. On a constaté que dans le cas d'un sol mou, la fonction d'impédance du pieu ne change pas pour différentes valeurs du coefficient de perméabilité. Par contre, pour un sol ferme, l'effet de la perméabilité sur la fonction d'impédance est plus remarquable.

Finalement, cette méthode, de par sa simplicité, offre une alternative aux solutions rigoureuses.

#### 1.5.4. Diagramme de stabilité cyclique (POULOS, 1988)) [8]

##### 1.5.4.1. Notion du diagramme de stabilité cyclique pour les pieux chargés axialement

Dans le but de définir des critères de dimensionnement pour les pieux soumis à des chargements cycliques, POULOS (1988) a introduit un diagramme qui permet de synthétiser la réponse d'un pieu soumis à ce type de chargement.

Ce diagramme, défini pour un nombre de cycles  $N$  fixé, est composé de trois zones (figure 1.15), dans lesquelles le pieu se comporte différemment :

- Zone A : présentant une région cycliquement stable, où la charge cyclique n'influe pas la capacité portante axiale du pieu.
- Zone B : une région cycliquement en équilibre métastable, dans laquelle le chargement cyclique cause une certaine dégradation dans la capacité portante axiale du pieu, sans qu'il rentre en rupture, en deçà d'un certain nombre de cycles.
- Zone C : une région d'instabilité cyclique, dans laquelle le chargement cyclique cause une importante réduction de la capacité portante du pieu conduisant à la rupture à moins d'un certain nombre de cycles.

L'auteur estime que le pieu atteint la rupture sous chargement cyclique (et donc il le classe dans la zone instable) quand l'accumulation des déplacements permanents dépassent  $1/10$  du diamètre [9].

Le diagramme de stabilité permet notamment de mettre en évidence le caractère défavorable de ce type de chargement par rapport au chargement monotone ; la rupture pouvant se produire pour des efforts appliqués inférieurs à ceux nécessaires à l'obtention de la rupture dans le cas monotone.

##### 1.5.4.2. Construction du diagramme de stabilité cyclique

La limite supérieure du diagramme de stabilité cyclique, schématisée sur la figure 1.15 par une paire de droites FC et TF, représentent en effet les combinaisons entre les charges normale et cyclique, causant la rupture s'il n'y aura pas de dégradation dans la capacité portante. Ces droites sont définies par les relations suivantes :

- Rupture en compression (droite FC) :

- pour  $P_0 = Q_c$ , la rupture est obtenue pour  $P_c = 0$  ;
- pour  $P_0 = 0$ , la rupture est obtenue pour  $P_c = Q_c$ .

On obtient ainsi pour la compression :

$$\frac{P_0}{Q_c} + \frac{P_c}{Q_c} = 1 \text{ (ou bien } P_0 + P_c = Q_c \text{)} \quad (1.80)$$

- Rupture en traction (droite TF)

- pour  $P_0 = Q_t$ , la rupture est obtenue pour  $P_c = 0$  ;
- pour  $P_0 = 0$ , la rupture est obtenue pour  $P_c = Q_t$ .

La droite limite en traction s'écrit donc :

$$\frac{P_0}{Q_c} - \frac{P_c}{Q_c} = -\frac{Q_t}{Q_c} \text{ (ou bien } P_0 - P_c = -Q_t \text{)} \quad (1.81)$$

Avec :

$P_0$  : charge moyenne ;

$P_c$  : amplitude de chargement cyclique;

$Q_c$  : capacité portante statique en compression ;

$Q_t$  : capacité portante statique en traction ;

Comme  $Q_c$  est généralement supérieure à  $Q_t$ , le pique du diagramme (représenté par le point F) est décalé à droite de l'origine. De ce fait, l'amplitude maximale de la charge cyclique est atteinte quand la charge verticale est de compression, et dont la valeur est égale à  $(Q_c - Q_t)/2$ . Par conséquent, les combinaisons de charges qui se situent à droite du point F causent une rupture du pieu en compression, alors que celles se trouvant à gauche donnent lieu à des ruptures en traction.

Quand la dégradation de la capacité portante aura lieu, la charge cyclique maximale qui peut être atteinte sans rupture est obtenue à une charge moyenne égale à  $(Q_c - Q_t)/2$ , qui peut être considérée comme un niveau de charge principal optimum.

Dans le cas des pieux ayant une grande capacité portante en pointe (ce qui signifie que  $Q_c$  est plus grande que  $Q_t$ ), il est possible d'améliorer les performances cycliques du pieu en augmentant la charge principale.

Un diagramme de stabilité cyclique, comme celui schématisé sur la figure 1.15, représente le comportement du pieu pour un nombre spécifié de cycles  $N$  ; en augmentant  $N$ , les limites des zones stable et métastable vont déplacés, avec une augmentation de la zone instable C.

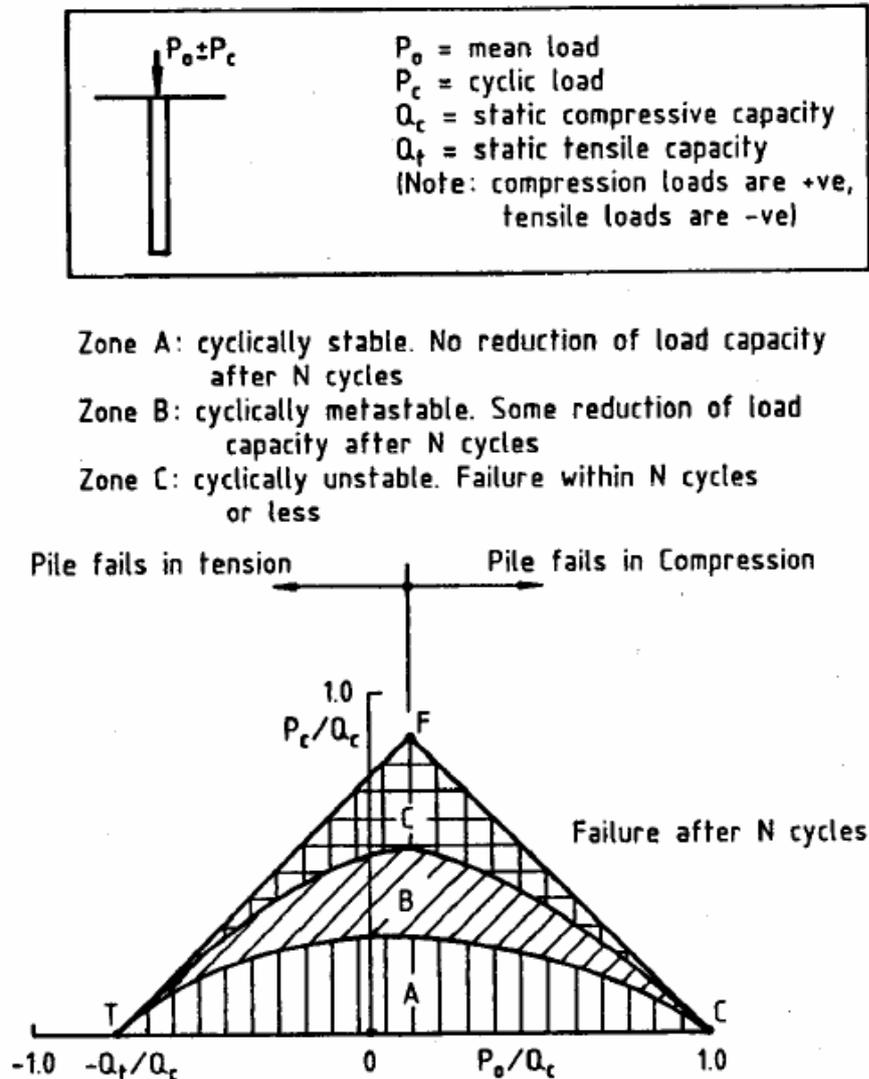


Figure 1.15 : Diagramme de stabilité cyclique d'après POULOS, 1988 [8]

#### 1.5.4.3. Exemple de diagramme de stabilité cyclique

Afin de concrétiser les notions citées supra, un exemple de diagramme de stabilité cyclique est donné sur la figure 1.17. D'autres exemples de diagrammes de stabilité résultant des essais de chargement réalisés *in situ* et en laboratoire sont résumés dans la référence [9].

Le pieu étudié dans cet exemple est un tube en métal, foncé dans une argile normalement consolidée dans laquelle la résistance au cisaillement et le module d'élasticité augmentent

linéairement avec la profondeur. Les caractéristiques du pieu sont mentionnées sur la figure 1.16.

La figure 1.17 exprime la relation chargement-déplacement sous une charge statique, qui montre une relation linéaire, avec une charge statique limite en compression de  $Q_c = 51,3$  MN et en traction de  $Q_t = 47,7$  MN. La figure 1.17 exprime le diagramme de stabilité cyclique du pieu sous 100 cycles de chargement uniforme.

On remarque que pour les paramètres choisis, la charge cyclique maximale qui peut être supportée pour un nombre de cycles de 100 est d'environ  $0,48 Q_c$ , qui correspond à une charge verticale optimale de  $(Q_c - Q_t)/2$ .

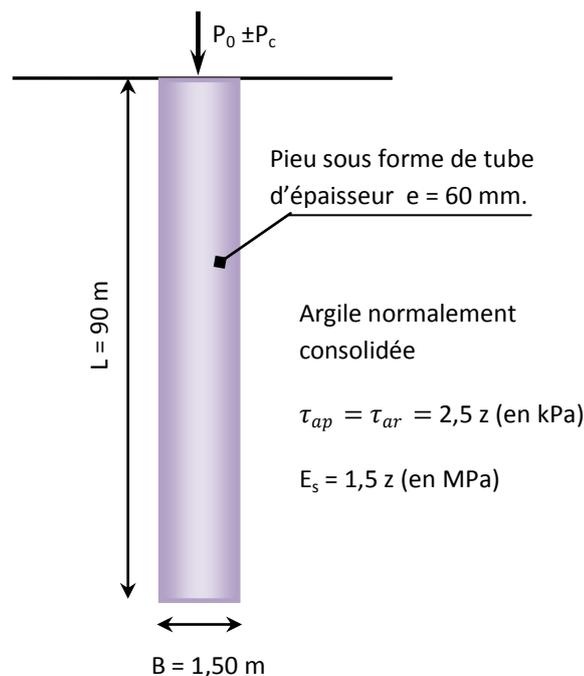


Figure 1.16 : Exemple d'un pieu en acier dans l'argile

Une assez bonne concordance a été enregistrée en comparant les résultats obtenus par POULOS avec quelques essais sur des pieux sous chargement cyclique axial.

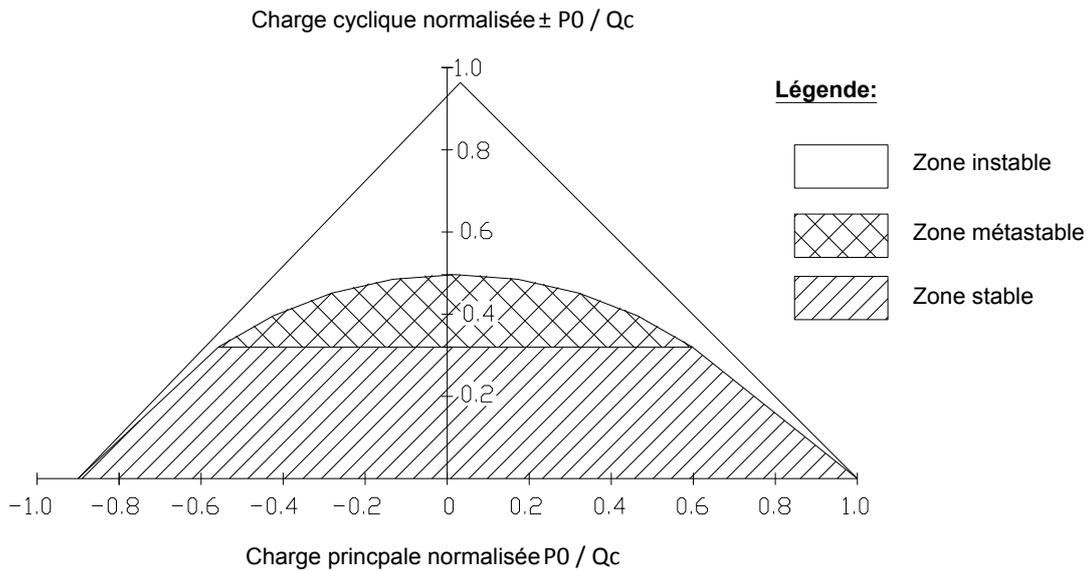


Figure 1.17 : Diagramme de stabilité cyclique pour un pieu foré dans l'argile avec un nombre de cycles  $N = 100$ .

#### 1.6. Modélisation du chargement harmonique axial par la méthode de GAZETAS [12]

On se limitera ci-après aux travaux de recherche de GAZETAS, qui ont contribué à la compréhension de l'interaction dynamique pieu-sol-pieu sous un chargement harmonique. Ces travaux sont basés sur la modélisation du problème par éléments finis linéaires.

Les résultats de modélisation du problème de chargement axial harmonique d'un pieu, par la méthode des éléments finis, menée par GAZETAS (1991), ont montré qu'en deçà d'un certain élancement  $D/B$  du pieu, la rigidité dynamique est égale à la raideur statique du pieu pour des profils constant et parabolique du module de déformation. Ce fait se manifeste aussi pour un profil linéaire, quel que soit l'élancement :

- Profil constant de  $E_s(z)$ :

$$k_v = 1 \quad \text{pour } D/B < 15 \quad (1.82)$$

$$k_v = 1 + \sqrt{a_0} \quad \text{pour } D/B \geq 50 \quad (1.83)$$

- Profil parabolique de  $E_s(z)$ :

$$k_v = 1 \quad \text{pour } D/B < 20 \quad (1.84)$$

$$k_v = 1 + \frac{1}{3} \sqrt{a_0} \quad \text{pour } D/B \geq 50 \quad (1.85)$$

- Profil linéaire de  $E_s(z)$ :

$$k_v = 1 \quad (1.86)$$

A rappeler que  $k_v$ , appelé coefficient d'impédance, représente le rapport entre la raideur dynamique et la raideur statique.

Pour des valeurs intermédiaires de l'élancement, il est possible d'interpoler les valeurs de  $k_v$  [12].

L'évaluation de la raideur statique peut se faire à partir de méthodes citées dans la bibliographie.

La méthode de GAZETAS (1991), applicable aux pieux flottants donne la raideur statique vis à vis du chargement axial qui dépend de l'élancement du pieu, de la compressibilité relative pieu-sol, du diamètre du pieu, ainsi que du module de déformation du sol. Elle est donnée comme suit :

$$K_v^s = aE_{sD}B\left(\frac{D}{B}\right)^b K_p^c \quad (1.87)$$

Les coefficients  $a$ ,  $b$  et  $c$  sont donnés au tableau 1.1 pour trois distributions du module de déformation du sol en fonction de la profondeur.  $E_{sD}$  est le module de déformation du sol à la base du pieu et  $K_p$  est la compressibilité relative pieu/sol, évaluée comme étant le rapport du module d'élasticité  $E_p$  du pieu à celui du sol à la base du pieu.

A noter que l'amortissement géométrique ne se manifeste qu'au delà d'un certain seuil de fréquence. Le coefficient  $C_p^v$  de l'amortisseur, intervenant dans la partie imaginaire de la fonction d'impédance en tête du pieu, a été formulé comme suit :

- Profil constant de  $E_s(z)$ :

$$C_p^v = \frac{3}{2} a_0^{-0.2} \pi \rho B D r_d V_s \quad \text{pour } f > 1.5f_r \quad (1.88)$$

$$C_p^v = 0 \quad \text{pour } f \leq f_r \quad (1.89)$$

- Profil parabolique de  $E_s(z)$ :

$$C_p^v = \frac{3}{4} a_0^{-0.25} \pi \rho B D r_d V_{sH} \quad \text{pour } f > 1.5f_r \quad (1.90)$$

$$C_p^v = 0 \quad \text{pour } f \leq f_r \quad (1.91)$$

- Profil linéaire de  $E_s(z)$ :

$$C_p^v = \frac{2}{3} a_0^{-0.33} \pi \rho B D r_d V_{sH} \text{ pour } f > 1.5f_r \quad (1.92)$$

$$C_p^v = 0 \quad \text{pour } f \leq f_r \quad (1.93)$$

La fréquence seuil  $f_r$  est donnée en fonction de la *célérité analogique*  $V_{la}$  de LYSMER, pour une couche épaisse de  $H$ , comme suit [12]:

$$f_r = \frac{V_{la}}{4H} = 3.4 \frac{V_s}{4\pi(1-\nu)H} \quad (1.94)$$

Tableau 1.1 : Valeurs des coefficients intervenant dans le calcul de  $K_v^s$

Profil de $E_s(z)$	a	b	c
Constant	1.90	0.67	$-\frac{(D/B)}{K_p}$
Linéaire	1.80	0.55	$-\frac{(D/B)}{K_p}$
Parabolique	1.90	0.60	$-\frac{(D/B)}{K_p}$

Le coefficient  $r_d$  est un paramètre adimensionnel tenant compte des effets de la compressibilité relative pieu/sol et de son élancement sur l'amortissement, et est donné par:

-Profil constant de  $E_s(z)$  :

$$r_d = 1 - e^{-\left[ \frac{K_p}{\left[ \frac{D}{B} \right]^2} \right]} \quad (1.95)$$

- Profil parabolique de  $E_s(z)$  :

$$r_d = 1 - e^{-\left[ -1.5 \frac{K_p}{\left[ \frac{D}{B} \right]^2} \right]} \quad (1.96)$$

- Profil linéaire de  $E_s(z)$  :

$$r_d = 1 - e^{-\left[ -2 \frac{K_p}{\left[ \frac{D}{B} \right]^2} \right]} \quad (1.97)$$

La compressibilité relative  $K_p$  est définie dans ce cas comme étant le rapport du module d'Young du pieu  $E_p$ , à celui du sol à la base de la couche étudiée (c'est à dire à la profondeur  $H$ ). La célérité  $V_{sH}$  est aussi calculée à la base de la couche.

La fréquence adimensionnelle est définie en faisant intervenir la célérité  $V_{sH}$  :

$$a_0 = \frac{\omega}{V_{sH}} B \quad (1.98)$$

## 1.7. Paramètres influençant le comportement d'une fondation profonde isolée [9]

### 1.7.1. Mode d'installation des pieux

Il existe différentes méthodes d'installation des pieux. En France par exemple, on peut distinguer cinq catégories de fondations profondes (Fascicule n°62 Titre V, 1993) : pieux façonnés à l'avance (le plus souvent battus), pieux à tube battus en place, pieux forés, puits et micropieux.

On présente tout d'abord l'influence des différentes méthodes d'installation sur le sol au voisinage du pieu (déformations, déplacements, densification), ainsi que sur la capacité portante du pieu.

ROBINSKI & MORRISON (1964) ont effectué une série d'essais sur des modèles de pieux foncés dans un sable lâche et ont visualisé les déplacements du sol autour du modèle par radiographie. Ils ont constaté des déplacements importants et une densification du sol sous la pointe qui sont suivis par un déplacement du sol vers le bas (direction de fonçage) à proximité du fût (figure 1.18 (a)). Le mouvement des grains est quantifiable jusqu'à une

distance de 3 ou 4 diamètres de pieu dans la direction latérale et de 2,5 ou 3,5 diamètres de pieu sous de la pointe. VESIC (1965) a transformé ces déplacements en déformations et on peut ainsi observer des déformations de compression pour le sol au dessous de la pointe et des déformations de traction pour le sol situé au dessus (figure 1.18 (b)).

Dans le but de mieux comprendre la cinématique des mouvements du sol, SHAKHIREV et al. (1996) ont présenté une étude sur le comportement d'un massif sableux lors du fonçage d'un pieu, qui a permis d'arriver aux conclusions suivantes :

(1) à proximité du pieu de section constante, les déplacements verticaux du sol sont toujours dirigés vers le bas et, à une certaine distance du fût, le mouvement est plutôt ascendant (figure 1.19 (a)) ;

(2) le phénomène (1) se traduit par la formation de deux zones (figure 1.19 (b)). La zone (1) est une zone compactée à proximité immédiate du pieu qui augmente avec la profondeur. Elle est entourée par la zone (2), qui est la zone d'inversion des déplacements verticaux et de refoulement du sol. De plus, les déplacements horizontaux du sol (figure 1.19 (c)) entraînent également la formation d'une zone comprimée qui est semblable à la zone comprimée dans la direction verticale.

(3) l'état de contrainte est étudié par l'intermédiaire de l'examen des zones de déformation, qui permet d'observer que lors du fonçage, des contraintes verticales et horizontales de compression apparaissent tant au niveau du fût qu'au dessous de la pointe.

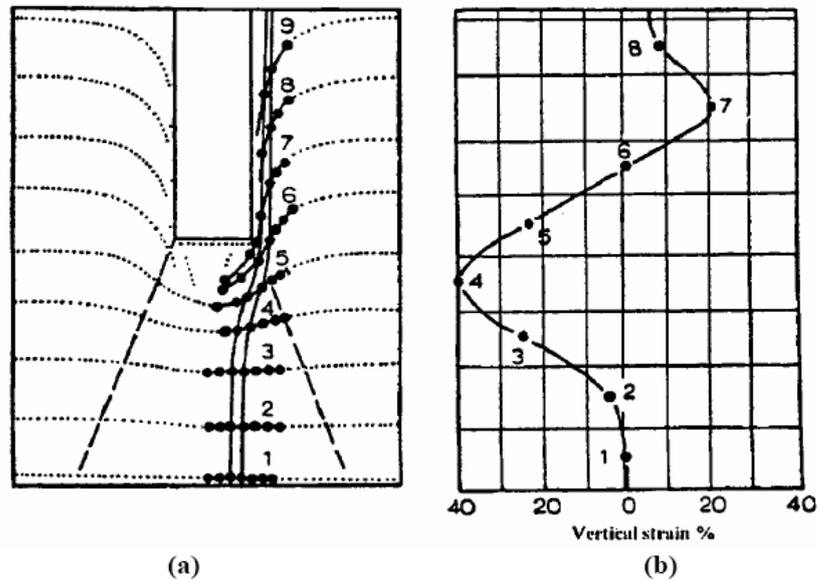


Figure 1.18 : Déplacements (a) et déformations (b) du sol autour d'un pieu foncé dans le cas d'un massif sableux (ROBINSKI & MORRISON (1964) et VESIC (1965)) [9]

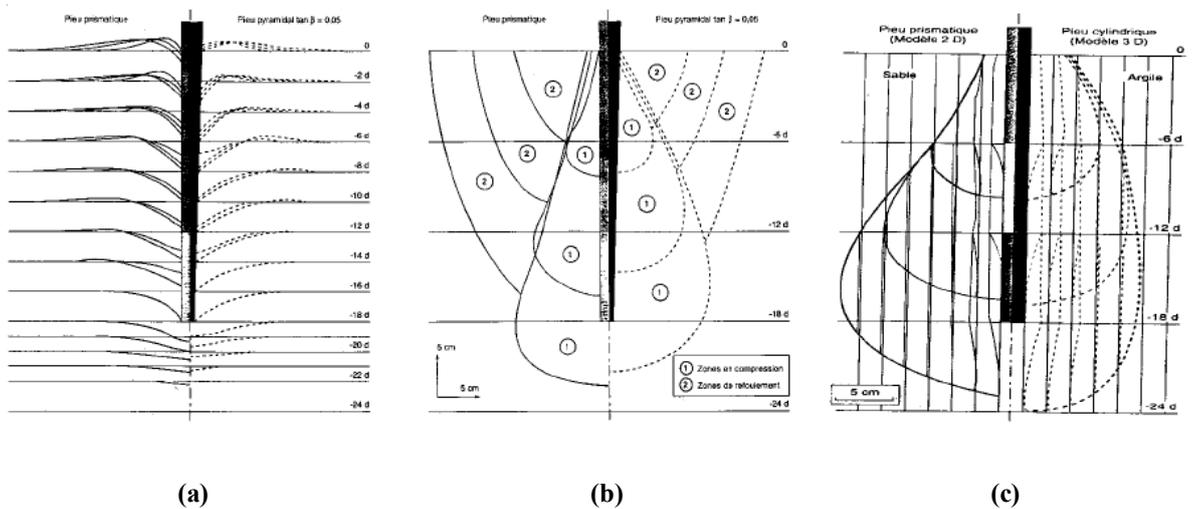


Figure 1.19 : Zones de déformations du sol lors du fonçage de modèles de pieux dans du sable; (a) déplacements verticaux observés (b) zones de sol compacté ① et de sol refoulé ② autour des pieux et (c) zones de déplacements horizontaux du sol (SHAKIREV *et al.*, 1996) [9]

D'autres aspects plus complexes qui manifestent entre autres ainsi que le comportement de l'interface sol-pieu ne sont pas abordés dans cette thèse, néanmoins ils sont expliqués en détail dans la référence [9].

En ce qui concerne le forage, peu de données expérimentales existent. Le comportement des pieux forés gravitaires est souvent considéré comme étant équivalent à celui des pieux moulés en laboratoire (mode d'installation non refoulant), c'est à dire mis en place avant la mise en place du sol. Néanmoins, de nombreuses techniques de forage (perforateur R-SOL, forage avec pression d'injection, etc...) produisent des phénomènes de refoulement analogues à ceux produits lors du fonçage.

La méthode de fabrication d'un pieu ou d'un micropieu peut donc avoir une influence significative sur sa réponse mécanique. En effet, dans le cas de modes d'installation entraînant un refoulement du sol (battage, fonçage), les grandes déformations du sol occasionnées peuvent entraîner des modifications de l'état de contraintes du sol au voisinage de la pointe et du fût.

FORAY *et al.* (1989) ont effectué des essais en chambre d'étalonnage afin de mettre en évidence l'influence du mode d'installation sur la capacité portante des pieux dans les sables. Les inclusions, instrumentées, ont été installées par moulage, fonçage et battage, puis chargées. Les résultats en termes de frottement latéral moyen ( $f_s$ ) et de résistance en pointe ( $q_p$ ) sont présentés sur la figure 1.20 (a) et (b). L'influence de la procédure d'installation sur les résultats est déterminante. En effet, on constate que le frottement latéral et la résistance en pointe les plus faibles sont obtenus pour l'inclusion moulée. Ces figures mettent aussi en évidence l'influence de la contrainte verticale.

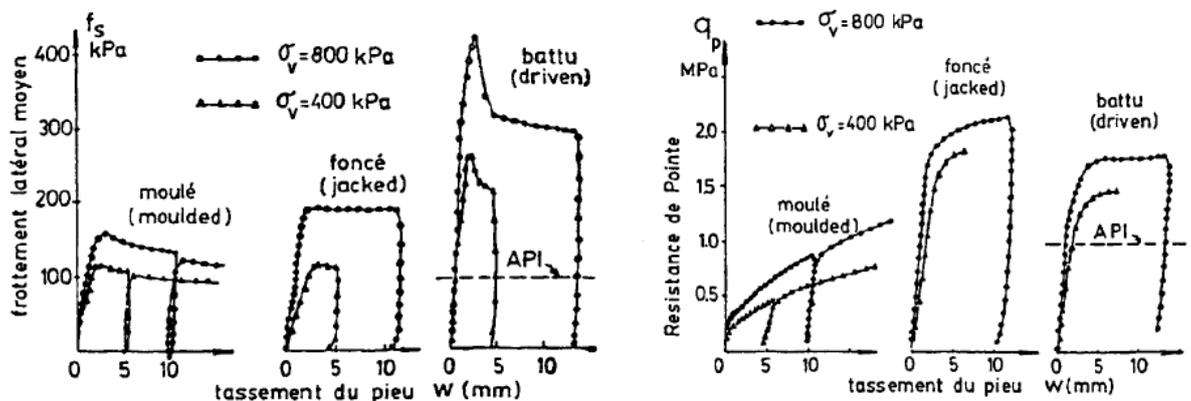


Figure 1.20 : Mobilisation du frottement latéral et de la résistance en pointe en fonction du mode de mise en place (FORAY *et al.*, 1989) [9]

### 1.7.2. Indice de densité et contrainte de consolidation

PUECH *et al.* (1979) ont réalisé des essais d'arrachement monotone sur un pieu modèle moulé dans un sable et ceci pour deux indices de densité (0,20 et 0,70). La figure 1.21 (a) présente l'évolution du coefficient  $K$  au cours de l'arrachement. On observe une augmentation de ce coefficient  $K$  (et donc de la contrainte normale), par rapport au coefficient  $K_0$  au cours de l'arrachement, de l'ordre de 300 % et 800 % pour les densités faible et forte respectivement. Cette augmentation de la contrainte horizontale en cours d'arrachement est expliquée par le fait que le sol a tendance à augmenter de volume, tendance qui va se trouver empêchée par le massif environnant. Le phénomène de dilatance du sable est d'autant plus important que la densité est élevée et que la contrainte est faible. FRANCIS (1997) a également étudié, grâce à une étude réalisée en chambre d'étalonnage, l'influence de la contrainte de consolidation ainsi que l'influence de l'indice de densité sur le frottement latéral, et a montré des résultats similaires à ceux présentés ci-dessus.

En ce qui concerne la résistance en pointe, de nombreux essais ont été effectués en chambre d'étalonnage (SCHMERTMANN (1978), BALDI *et al.* (1981), HOULSBY and HITCHMAN (1988), CANOU (1989), etc...). La figure 1.21 (b) synthétise les résultats d'essais réalisés en chambre d'étalonnage par HOULSBY *et al.* (1988). Ces auteurs montrent que la résistance en pointe ( $q_c$ ) augmente avec l'indice de densité et qu'elle dépend davantage de la contrainte effective horizontale ( $\sigma'_h$ ) que de la contrainte effective verticale ( $\sigma'_v$ ).

De même, FRANCIS (1997) a trouvé des résultats similaires pour l'influence de la contrainte de consolidation et de l'indice de densité sur la résistance en pointe.

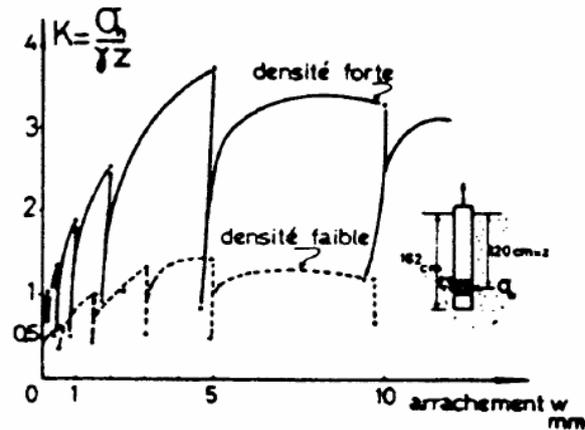


Figure 1.21 : (a) Evolution du coefficient de pression latérale avec l'arrachement statique : sable lâche et sable dense (Puech *et al.* 1979) [9]

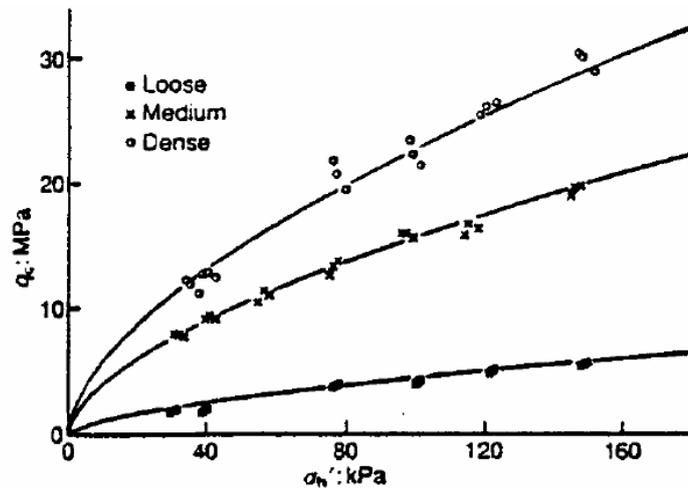


Figure 1.21 (b) Evolution du coefficient de contrainte latérale avec l'arrachement statique : sable lâche et sable dense (PUECH *et al.* 1979) [9]

### 1.7.3. Traction et compression

De nombreuses études ont permis d'observer que le frottement latéral limite mesuré en compression est souvent différent de celui mesuré en traction. FEDA (1976) a attribué ce phénomène à l'effet de l'histoire du chargement et aux différentes techniques de mise en place. L'auteur a trouvé que le rapport entre le frottement latéral moyen mesuré en traction le long du fût et celui mesuré en compression est égal à l'unité dans le cas des pieux moulés et à 1/2 et 2/3 dans le cas de pieux battus et foncés.

#### 1.7.4. Inclinaison des pieux

Quand les efforts horizontaux prévus sont assez importants en tête de pieu, l'emploi des pieux inclinés est plus adéquat (moment fléchissant important). AWAD et PETRASOVITS (1968) ont effectué une étude sur le comportement des pieux isolés (battus) verticaux et inclinés soumis à des chargements verticaux et inclinés, en compression, dans un sol pulvérulent dense. Ils ont trouvé que, pour les pieux inclinés soumis à un chargement vertical, la charge maximale était obtenue pour une inclinaison du pieu de  $22,5^\circ$ . De même, CHATTOPADHYAY et PISE (1989) ont étudié le comportement mécanique des pieux inclinés soumis à des chargements verticaux, en arrachement et ont trouvé que, pour trois rapports L/D de pieux, le maximum de capacité portante était obtenu pour une inclinaison de pieux comprise entre  $15^\circ$  et  $22,5^\circ$ .

#### 1.7.5. Vitesse de chargement

L'influence de la vitesse de chargement est également un paramètre à prendre en compte, celle-ci pouvant avoir une influence sur le comportement de l'interface sol-pieu et du sol autour de la pointe. On présente, ici, quelques éléments relatifs à l'influence de la vitesse sur la capacité portante des pieux.

En ce qui concerne la résistance en pointe, il a été montré (DAYAL et ALLEN (1975), JURAN & TUMAY (1989), DE GENNARO (1999)) que la vitesse de chargement avait peu d'influence. Par contre, en ce qui concerne le frottement latéral, DE GENNARO (1999) a effectué une étude expérimentale en chambre d'étalonnage et a montré que lorsque la vitesse de chargement augmentait de  $0,1 \text{ mm/min}$  à  $100 \text{ mm/min}$ , le frottement mobilisé sur le modèle de pieu diminuait.

### 1.8. Modélisation physique en chambre d'étalonnage

#### 1.8.1. Introduction

Les dispositifs expérimentaux de type chambre d'étalonnage (ou chambre de calibration) sont apparus il y a presque 50 ans, dans le domaine de la recherche en mécanique des sols. Ce sont des équipements originellement introduits pour étalonner des sondes d'essais in situ

(pénétrètres). Suivant leurs dimensions, on peut distinguer deux classes d'équipements, les chambres de grande taille et les chambres de taille plus réduite ( $\phi < 0,6$  m) (DUPLA, 1995).

L'utilisation des chambres d'étalonnage est devenue de plus en plus répandue dans l'étude des fondations profondes. L'avantage de ces dispositifs d'essai est de pouvoir réaliser des études paramétriques suffisamment complètes sur des expérimentations, au lieu de réaliser des expériences *in situ* qui demandent une mise en œuvre beaucoup plus importante et par conséquent un coup élevé. Ces études paramétriques peuvent ensuite permettre de cibler de manière optimale les quelques expériences que l'on peut se permettre de réaliser en vraie grandeur.

### 1.8.2. Principe de modélisation en chambre d'étalonnage

Les simulations physiques en laboratoire peuvent être décrites de la manière suivante : dans des massifs de sol suffisamment grands pour représenter un massif semi-infini, des inclusions instrumentées simulent des pieux. Dans le cas de la centrifugeuse, on simule un massif semi-infini dans lequel on installe des modèles réduits de pieux.

La chambre d'étalonnage permet de reconstituer, par pluviation, des massifs de sable de dimensions relativement importantes. Le massif de sol simule une tranche élémentaire de sol aux conditions initiales données (profondeur et indice de densité) et les inclusions instrumentées simulent le comportement de la « tranche » de pieu correspondante. Ainsi, la chambre d'étalonnage permet de tester une tranche élémentaire du pieu et du sol environnant, à paramètres constants. De plus, il est possible d'imposer des conditions aux limites en contrainte ou en déplacement.



Figure 1.22 : Vue d'ensemble de la chambre d'étalonnage du CERMES (ENPC), France  
(d'après H. BEKKI)

### 1.8.3. Les conditions aux limites applicables en chambre d'étalonnage

En chambre d'étalonnage, les conditions aux limites sont appliquées à une distance finie sur un massif de sol de dimension aussi finie. Le respect de quelques conditions relatives à la taille de l'inclusion et du massif peut nous permettre de faire l'hypothèse d'un massif de sol semi-infini. Quatre (04) conditions aux limites sont principalement utilisées (figure 1.23).

La condition BC1 consiste à maintenir les contraintes horizontales et verticales constantes. En ce qui concerne la condition BC2, il s'agit de bloquer les déformations du massif à sa périphérie. La condition BC3 correspond à l'état de contraintes existant dans un massif de sol horizontal indéfini (état  $K_0$ ). La condition BC4 consiste à maintenir une contrainte horizontale constante et à bloquer les déformations verticales en partie supérieure et inférieure du massif.

Une description plus détaillée des équipements utilisés pour la modélisation en chambre d'étalonnage est donnée dans le chapitre suivant.

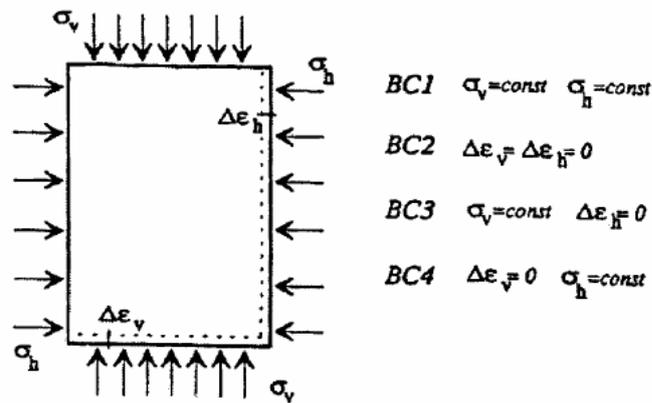


Figure 1.23 : Conditions aux limites applicables en chambre d'étalonnage (figure d'après BALACHOWSKI, 1995) [9]

### 1.9. Conclusion

On a présenté dans ce chapitre une synthèse bibliographique des différentes méthodes de calcul des pieux isolés chargés axialement. Un résumé des méthodes les plus utilisées en pratique pour l'évaluation de la capacité portante et du tassement des pieux isolés sous chargement monotone et harmonique. Une introduction à la technique de modélisation physique dans la chambre d'étalonnage a été faite en fin de ce chapitre.

On exposera dans le chapitre suivant le dispositif expérimental ainsi que les procédures d'essai associées utilisés en chambre d'étalonnage.

## CHAPITRE 2

### PRESENTATION DES DISPOSITIFS EXPERIMENTAUX

#### 2.1. Introduction

La chambre d'étalonnage du CERMES (Centre d'Enseignement et de Recherche en Mécanique des Sols) à l'ENPC a été initialement développée dans le cadre d'une collaboration entre l'Université de CLARKSON, l'Université de la Louisiane, aux Etats-Unis, et le CERMES. Elle a tout d'abord été utilisée avec une application au pressiomètre cyclique. Puis, le système a été complété avec en particulier le développement d'un dispositif de fonçage et de chargement afin de pouvoir étudier le comportement des pieux. Récemment, des modifications ont été apportées afin de l'adapter à des applications telles que l'étude des réseaux d'inclusions (inclinées), ainsi que pour l'étude du comportement des pieux sous chargement cyclique.

On présentera dans ce chapitre les principaux composants de la chambre d'étalonnage utilisé dans le CERMES ainsi une description succincte de la procédure d'essai suivie.

#### 2.2. Présentation de la chambre d'étalonnage du CERMES

Le dispositif de la chambre d'étalonnage du CERMES (figure 2.1) permet de reconstituer et de mettre sous contrainte des massifs de sol d'un diamètre de 524 mm et d'une hauteur de 700 mm à 1000 mm. La technique de fabrication des massifs de sable consiste à la mise en place du sable à l'intérieur d'une membrane en caoutchouc, de 2 mm d'épaisseur, grâce

à un moule de maintien. Elle est assez résistante pour supporter des contraintes importantes de consolidation et pour assurer une bonne étanchéité du massif de sable. Le sol est placé entre deux embases (supérieure et inférieure). Les embases intègrent un système de drainage, recouvert d'un plastique poreux. Une double enceinte latérale et un couvercle supérieur permettent la consolidation. La mise sous contrainte des massifs est réalisée grâce à une pression d'eau latérale appliquée par l'intermédiaire de la membrane et une pression verticale appliquée grâce au piston inférieur, qui constitue la base du dispositif, une fois que l'embase supérieure et le couvercle sont en contact. Le piston a une course de 300 mm et est composé d'un cylindre creux sur lequel vient se poser l'embase inférieure du massif (pièce n°4). L'étanchéité entre l'embase et l'intérieur du piston est assurée par un joint torique, qui est comprimé par le poids de l'embase et du massif.

La contrainte verticale est appliquée après que le contact entre l'embase supérieure du massif (pièce n°2) et le couvercle (pièce n°1) soit réalisé. On peut en particulier appliquer des états de contrainte isotropes ou anisotropes au massif, avec, en particulier, des rampes du type  $K_0$ , grâce à un système de double paroi à contre-pression (pièce n°3). On peut monter jusqu'à des pressions maximales (verticale et horizontale) de 1 MPa, permettant de simuler des profondeurs déjà importantes.

Dans la gamme des faibles niveaux de contraintes, il est possible de descendre à des valeurs de 40 – 50 kPa pour simuler de faibles profondeurs.

Des modifications ont toutefois été apportées sur la chambre d'étalonnage de base afin d'adapter le dispositif à l'étude du comportement des pieux sous chargement cyclique.

L'équipement complet de la chambre d'étalonnage du CERMES comprend trois éléments principaux : la chambre d'étalonnage et ses équipements périphériques, le dispositif d'installation et de chargement des modèles de pieux et les sondes instrumentées [9].

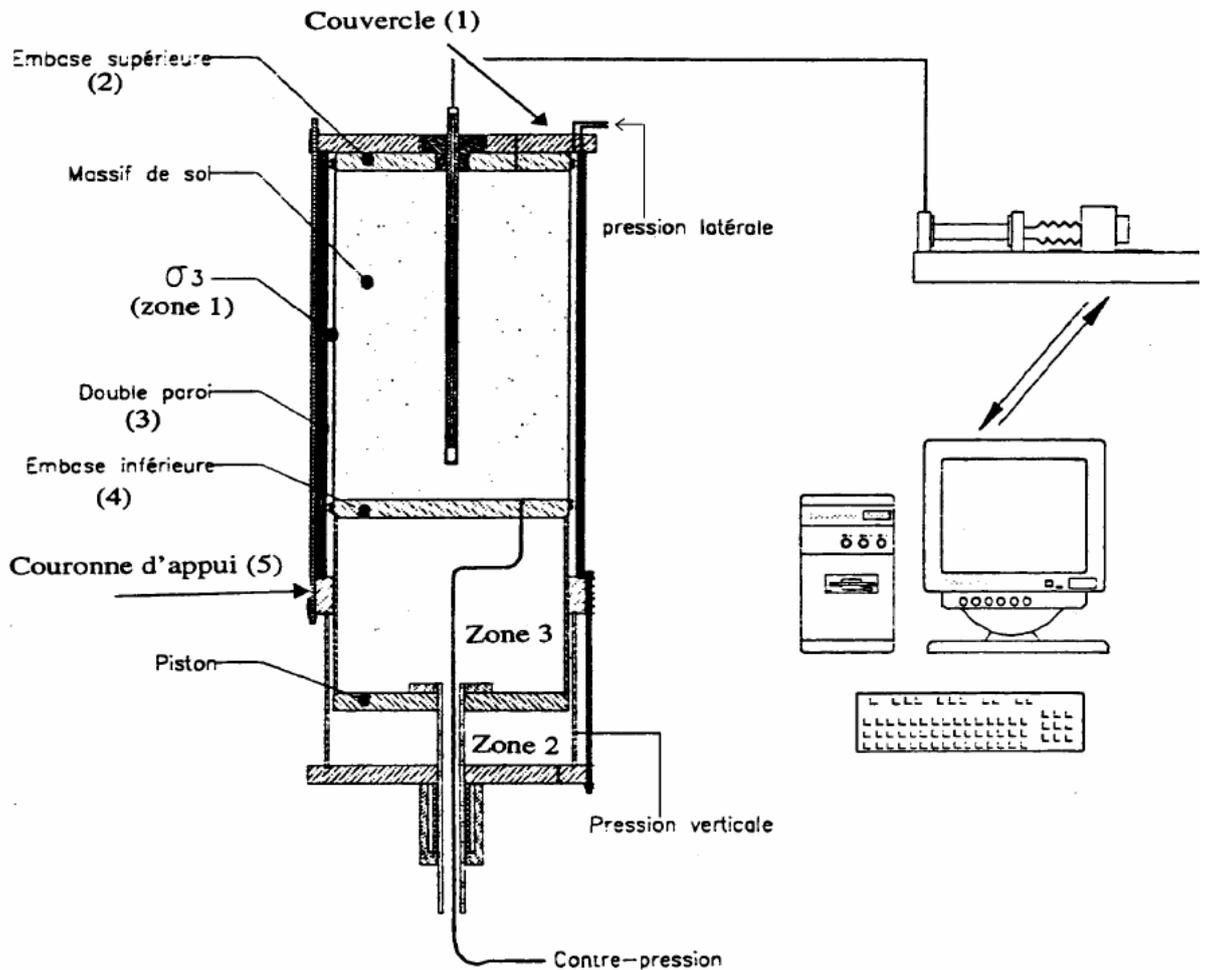


Figure 2.1: Schéma de principe de la chambre d'étalonnage [9]

### 2.3. Pieux d'essai

Les pieux d'essai sont montés sur l'embase supérieur, qui a subi des modifications permettant d'étudier le comportement des modèles de pieux isolés et en groupe pour deux modes d'installation, le fonçage et le moulage. Une étude particulière a également été effectuée dans le cas des réseaux d'inclusions (inclinées) [9].

#### 2.3.1. Mode d'installation des modèles de pieux

Les pieux utilisés pour la modélisation en chambre d'étalonnage peuvent être installés par fonçage ou par moulage (ce dernier correspond au cas où le sol, autour de pieu, est peu remanié après installation). L'étude des réseaux de pieux est aussi possible.

### 2.3.2. Les pieux modèles instrumentés et non instrumentés

En pratique, deux types de sondes ou de modèles peuvent être utilisés :

(a) Le premier est un modèle instrumenté de 20 mm de diamètre et de longueur 735 mm (figure 2.2). La sonde est équipée d'un capteur d'effort en pointe et d'un manchon de frottement instrumenté, permettant ainsi d'avoir accès, sur le même modèle, à la courbe de mobilisation de la résistance en pointe ainsi qu'à celle du frottement latéral (frottement latéral moyen sur le manchon de 20 cm), mesurées de manière indépendante. Le rapport entre le diamètre de la chambre et le diamètre du modèle est de 26,4.

Le capteur d'effort miniature en pointe a une capacité de 5 kN et une précision de  $\pm 25$  N (soit 0,5 %). Le second capteur, placé sur un corps d'épreuve instrumenté (manchon de frottement), constituant un capteur d'effort en lui-même de capacité  $\pm 4$  kN et une précision de  $\pm 10,8$  N (soit 0,27%) pour le premier modèle et de  $\pm 24$  N (soit 0,6 %) pour le second modèle. Le bas du manchon de frottement est situé à 6 diamètres de la pointe (120 mm), ce qui permet d'avoir des mesures découplées et indépendantes de ces deux paramètres.

Pour assurer le contact entre le vérin de chargement et les inclusions, deux adaptateurs ont été fabriqués. Ce sont des capteurs d'effort qui vont nous permettre de mesurer les efforts en tête.

(b) Le second type de modèle d'inclusions est un modèle de diamètre  $\Phi 10$  mm et de longueur 550 mm non instrumenté, et a été utilisé dans le cadre de l'étude des réseaux (inclusions inclinées).

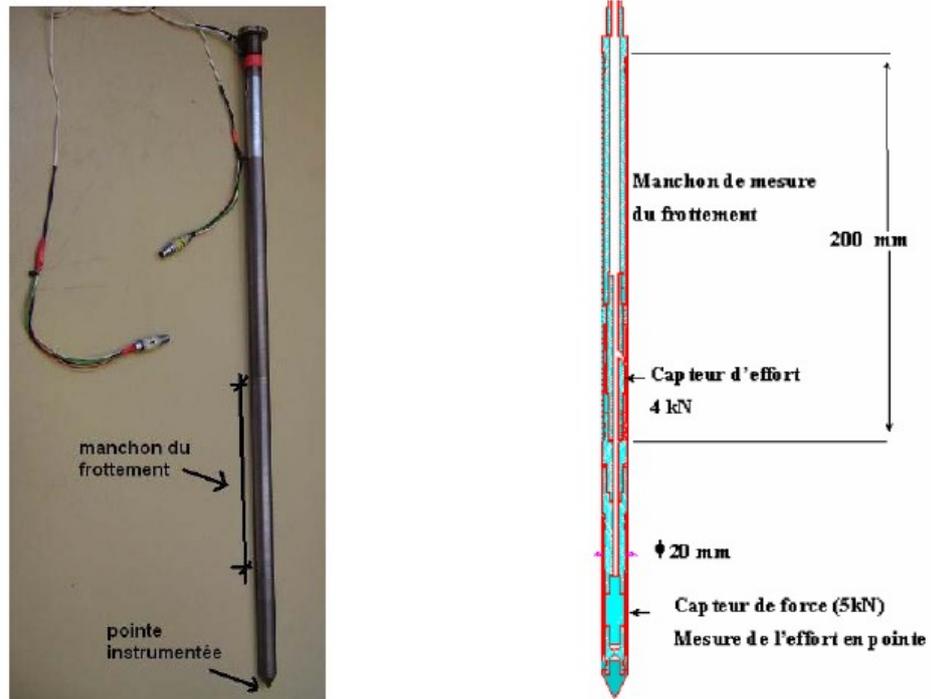


Figure 2.2: Photo et schéma du pieu modèle instrumenté [9]



(a)



(b)

Figure 2.3 : Vue du groupe de cinq inclusions modèle non instrumenté (a) verticales et (b) inclinées (réseau) [9]

## 2.4. Matériau sol utilisé

### 2.4.1. Caractéristiques du sable utilisé

Le sol utilisé est un sable de Fontainebleau pur, essentiellement siliceux, avec des grains sub-arrondis. Les caractéristiques, qui sont données par le fournisseur, sont présentées ci-dessous.

Tableau 2.1: Caractéristiques du sable de Fontainebleau utilisé [9]

Sable	$D_{50}$ (mm)	$e_{max}$	$e_{min}$	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_{dmin}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )
NF	0,20	0,94	0,54	2,65	1,33	1,73

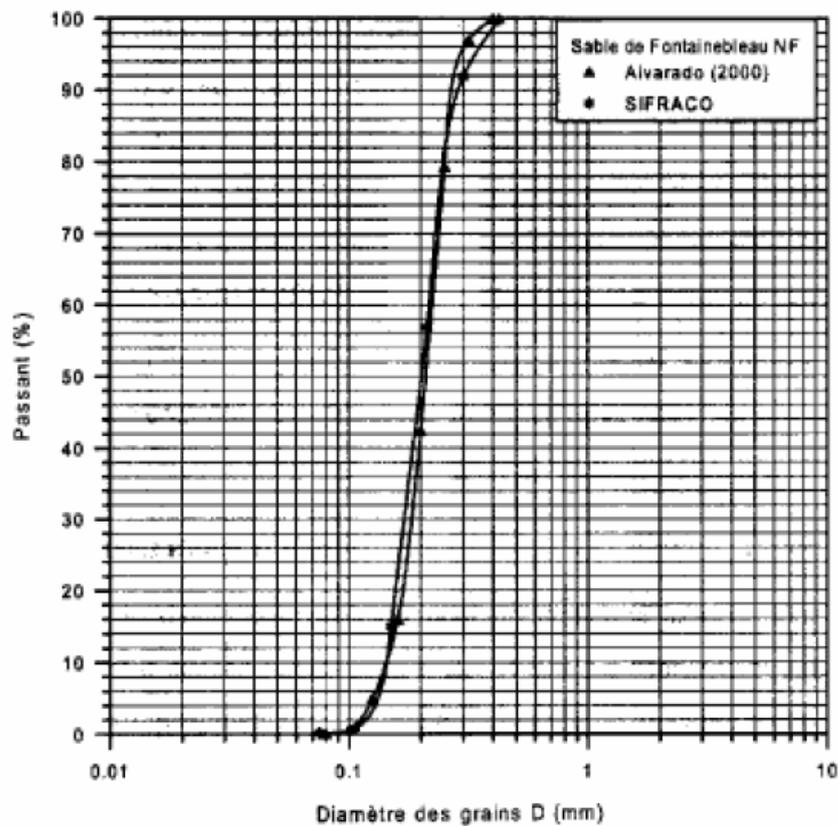


Figure 2.4 : Courbe granulométrique du sable de Fontainebleau [9]

### 2.4.2. Dispositif de pluviation du sable

Le système de pluviation dans l'air – ou sous l'eau – est le moyen le plus simple et celui qui se rapproche le plus du dépôt naturel et, en ce moment, le plus utilisé pour la réalisation de massifs de sable de grandes dimensions. L'utilisation d'un dispositif de pluviation (figures 2.5, 2.6) pour la mise en oeuvre du sable permet l'obtention de massifs de sable suffisamment homogènes et à densité contrôlée. La méthode de pluviation du sable est amplement utilisée pour les essais en chambre d'étalonnage et en centrifugeuse. Elle fait appel à des dispositifs assez variés et est fondée sur le fait que la densité du sable obtenue après pluviation dépend en grande partie du débit de sable et de la hauteur de pluviation.

Le système de pluviation est composé de trois parties distinctes :

- Un réservoir qui contient le sable qui va être mis en place. Son volume varie en fonction du nombre de pluviations nécessaire pour reconstituer l'éprouvette.
- Une rehausse, qui permet de gérer la hauteur maximale de chute de sable. La vitesse des particules, juste avant leur dépôt, influence la densité du matériau. Une particule donnée atteint une vitesse limite après avoir parcouru une certaine distance verticale, que l'on appelle hauteur limite. La densité du matériau sera indépendante de la hauteur de chute du sable, si celle-ci est toujours supérieure à cette hauteur limite. La hauteur de chute maximale est égale à la hauteur de la rehausse moins celle du diffuseur.
- Un diffuseur, qui comprend au moins deux tamis parallèles horizontaux dont l'écartement est réglable. Il est utilisé pour disperser les jets de sable tombant du réservoir (plaques perforées) en une pluie de sable uniforme. Lors de la pluviation, le diffuseur remonte à vitesse constante en fonction du débit du sable. On garde ainsi, pendant toute la durée de la pluviation, une distance constante entre le diffuseur et le sable déjà déposé, qui correspond à la hauteur de pluviation de sable. On obtient de cette façon une éprouvette homogène (DUPLA, 1995).

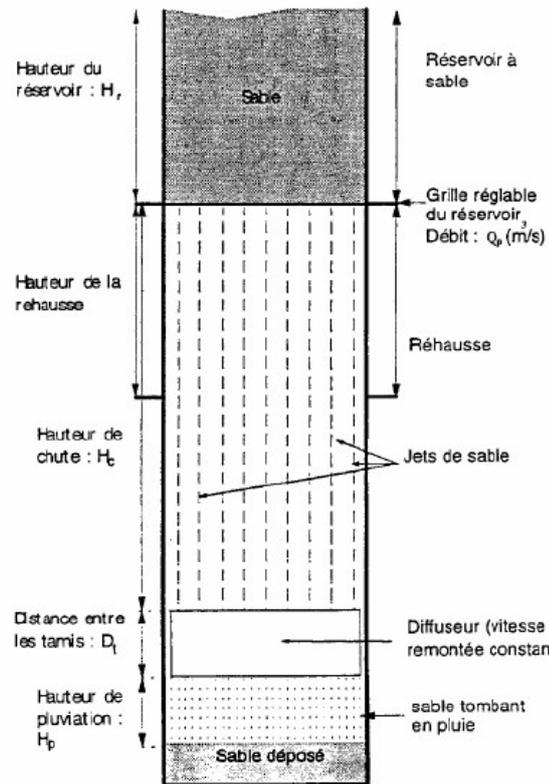


Figure 2.5 : Variables influençant la densité du massif lors de la pluviation (DUPLA, 1995)



Figure 2.6 : Photos du dispositif de pluviation (d'après BEKKI H.)

## 2.5. Instrumentation et acquisition des résultats expérimentaux

### 2.5.1. Essais d'étalonnage

Avant de commencer les essais prévus, il est nécessaire d'effectuer une série d'essais d'étalonnage:

- Etalonnage de la sonde instrumentée
- Etalonnage du dispositif de pluviation
- Etalonnage de la courbe granulométrique du sable utilisé

### 2.5.2. Procédure d'essai

La procédure d'essai de chargement de pieux modèles en chambre d'étalonnage comporte les opérations successives suivantes :

- fabrication du massif de sable à la densité voulue ;
- mise sous contrainte du massif ;
- installation de l'inclusion par fonçage ;
- réalisation de l'essai de chargement et acquisition des données ;
- démontage de l'essai ;

#### 2.5.2.1. Préparation du massif

La procédure de la préparation du massif comprend les étapes suivantes :

- a. Mise en place de la membrane en caoutchouc sur l'embase inférieure.
- b. Mise en place du moule et application du vide.
- c. Pose du pluviateur sur le moule.
- d. Remplissage du réservoir de sable, puis pluviation.
- e. Mise en place de l'embase supérieure, et démoulage.
- f. Mise en place de la cellule ensuite le couvercle.
- g. Remplissage de la cellule avec de l'eau et mise sous contrainte du massif



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)

Figure 2.7 : Fabrication de l'éprouvette :(a) remplissage du réservoir ; (b) pluviation du sable ; (c) échantillon après arasage ; (d) après démoulage ; (e) la cellule et l'embase supérieur ; (f) mise en place du couvercle et des tiges (d'après BEKKI H.)



Figure 2.8: Matériel utilisé pour l'application des contraintes sur le sol (d'après BEKKI H.)



Figure 2.9: Systèmes de pilotage pour l'application des charges et l'acquisition des résultats (d'après BEKKI H.)

### 2.5.2.2. Installation du pieu et essai de chargement

#### a) Le dispositif d'installation et de chargement des modèles de pieux

Ce dispositif mécanique (figures 2.10 a, 2.10 b) est composé d'un bâti de 4 colonnes équipé de deux vérins hydrauliques : un vérin longue course (1 m), situé à la partie supérieure du bâti et installé à l'avant sur deux colonnes, pour assurer les opérations de mise en place des inclusions, et un servovérin positionné sur la traverse principale du bâti et destiné à réaliser les opérations de chargement des inclusions.

Le bâti de chargement est équipé à sa base de deux rails qui permettent le déplacement en translation de la chambre d'étalonnage selon les opérations à réaliser, c'est-à-dire la mise en place du massif, la mise en place des inclusions et le chargement.

- Mise en place des inclusions : ce dispositif est placé sur une traverse bloquée sur deux montants. Il comprend un vérin de fonçage de grande course (1 m) et de

capacité 100 kN en compression et de 70 kN en traction, qui est contrôlé en déplacement. La vitesse de déplacement du vérin est réglable en montée et en descente entre 0,1 et 100 mm par seconde. C'est ce vérin qui assure les opérations de mise en place des inclusions par fonçage dans le massif.

- **Chargement des modèles de pieux :** ce dispositif est constitué d'un système MTS composé d'un ensemble contrôlé par une électronique d'asservissement. Cette dernière est un système Teststar constitué par un contrôleur digital, un logiciel d'acquisition pour essais de matériaux, un système de pilotage et un module de conditionnement pour les capteurs.

Sur la figure 2.10 b, on peut voir le bâti de chargement, la cellule et le modèle de pieu. La photo est prise après le fonçage et pendant le chargement du pieu.

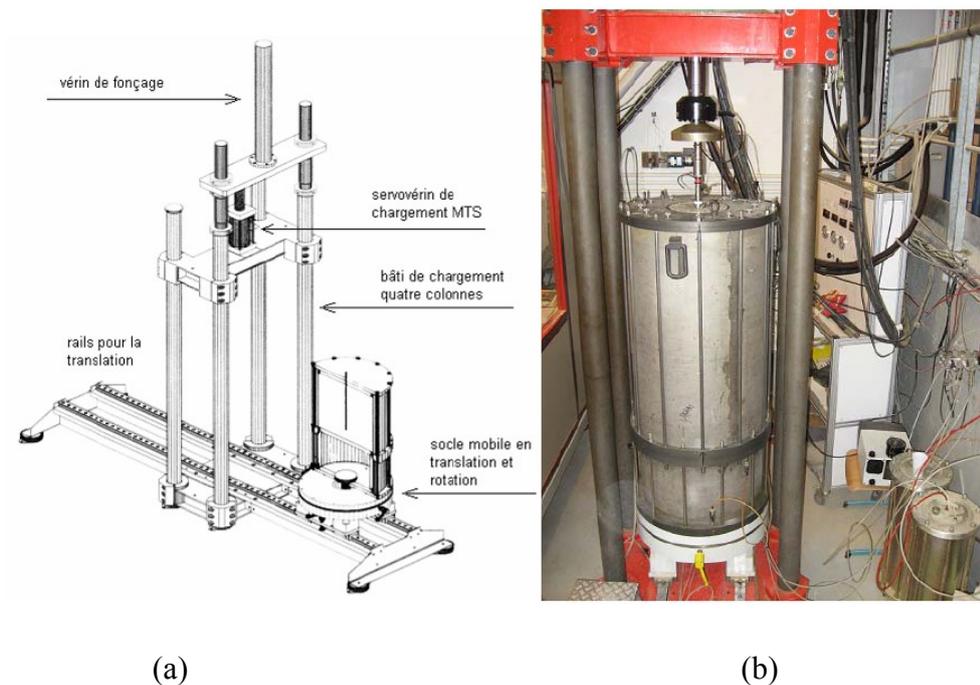


Figure 2.10 : (a) Schéma de principe de fonctionnement de l'ensemble du dispositif d'essai en chambre d'étalonnage ;(b) : Partie du bâti du chargement, la cellule et le modèle de pieu déjà installé [9]

#### b) Essais de fonçage et chargement du modèle du pieu

L'ensemble est déplacé sous le vérin de fonçage en alignant la pièce de guidage avec l'axe du vérin, ensuite on commence le fonçage du modèle. La verticalité de l'inclusion est assurée grâce à un système à rotule entre le vérin et la tête de l'inclusion. Une fois le

niveau de fonçage atteint, l'ensemble est positionné sous le servovérin et on programme le logiciel de contrôle pour commencer l'essai de chargement proprement dit.



(a)



(b)

Figure 2.11 : Essais sur le modèle de pieu instrumenté : (a) fonçage ; (b) chargement (d'après BEKKI H.)

### 2.5.2.3. Démontage de l'essai

Pour démonter l'essai, les opérations suivantes sont exécutées:

- a. Annulation des contraintes appliquées et vidange de la cellule.
- b. Enlèvement du couvercle puis l'embase supérieure.
- c. Pesée du sable et nettoyage.

### 2.6. Caractéristiques de l'essai réalisé

Les caractéristiques de l'essai à interpréter sont présentées dans le tableau 2.2.

La Légende utilisée pour le tableau indique les spécifications suivantes :  
 essai de type CM : chargement monotone; DC : en déplacement contrôlé; f : la fréquence;  
 N : le nombre de cycles;  $\rho_c$  : amplitude du déplacement cyclique.

Tableau 2.2 : Caractéristiques de l'essai réalisé

Type d'essai	$I_D$ Au moule	$\sigma_v$ (kPa)	$\sigma_h$ (kPa)	$K_0$	F (Hz)	N	$\rho_c$ (mm)
CM	0,40	125	50	0,40	-	-	-
Cycl à DC					0,03	100	0,50 ; 1

### 2.7. Conclusion

Dans ce chapitre, on a présenté la chambre d'étalonnage utilisée au CERMES et ses équipements divers : les pieux d'essai, le matériau utilisé ainsi que la méthodologie d'instrumentation et d'acquisition des résultats. D'un projet de recherche à l'autre, la chambre d'étalonnage du CERMES connaît des améliorations permettant d'étudier différentes dispositions d'inclusions (réseaux d'inclusions, inclusions inclinés...etc). Dans le chapitre suivant on présentera quelques résultats d'un essai type réalisé en chambre d'étalonnage pour voir l'intérêt de ce procédé de modélisation.

## CHAPITRE 3

### INTERPRETATION DES RESULTATS EXPERIMENTAUX

#### 3.1. Introduction

Dans ce chapitre on s'intéressera à l'interprétation d'une partie des essais réalisés au CERMES par BEKKI H. dans le cadre de sa thèse de Doctorat en cours traitant du comportement cyclique des pieux à l'aide des essais réalisés en chambre d'étalonnage. Il a été prévu initialement de participer à ces essais, mais le changement du programme de déplacement des chercheurs dans le cadre du CMEP ne l'a pas permis.

En premier lieu, on analyse la phase de fonçage du pieu dans le massif de sol. Ensuite, on interprétera les courbes résultant de la phase de chargement cyclique, à savoir la courbe de chargement en tête, mobilisation de l'effort en tête et celle du frottement latéral. Enfin, on analyse la dégradation de l'effort maximum en tête et du frottement latéral après deux séquences cycliques d'amplitudes différentes suite à un chargement cyclique à déplacement contrôlé.

#### 3.2. Analyse de l'installation du pieu par fonçage

La figure 3.1 présente la courbe de fonçage en tête du modèle de pieu, de diamètre B égal à 20 mm pour le massif #13. L'indice de densité est égal à 0,40 pour cet essai et les contraintes de consolidation verticale et horizontale sont respectivement de 125 kPa et 50 kPa.

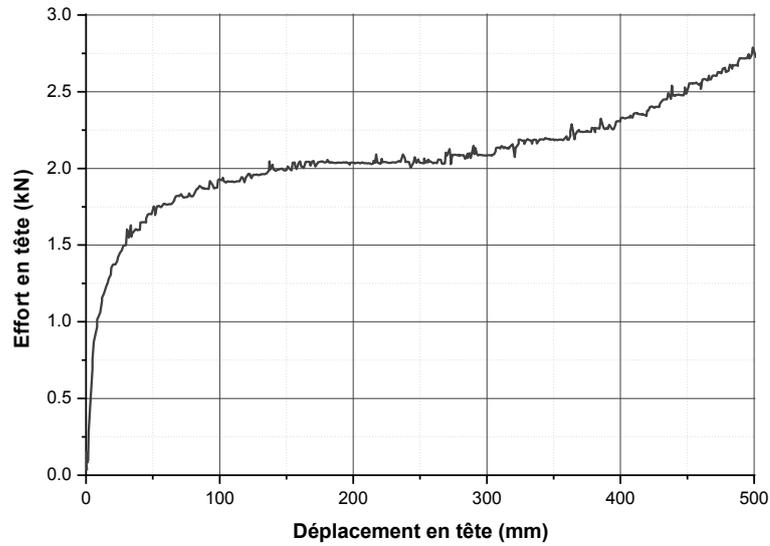


Figure 3.1 : Courbe d'enfoncement du pieu dans le massif #13 (Effort en tête)  
(d'après BEKKI H.)

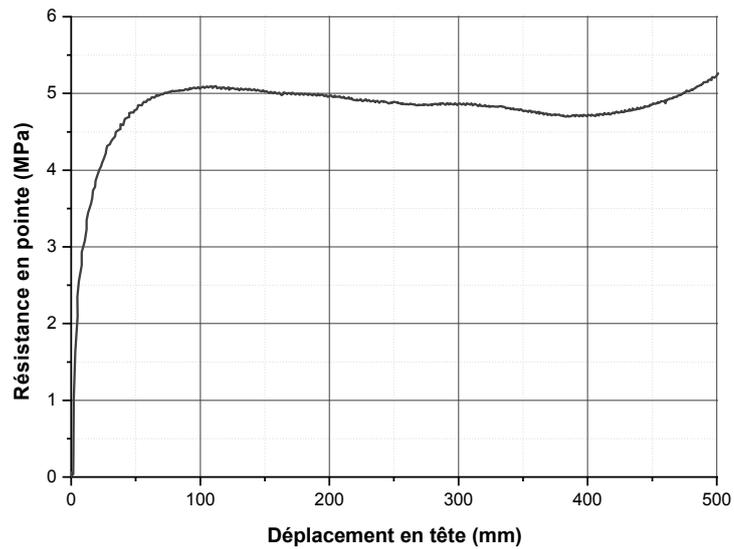


Figure 3.2 : Courbe d'enfoncement du pieu dans le massif #13 (Résistance en pointe)  
(d'après BEKKI H.)

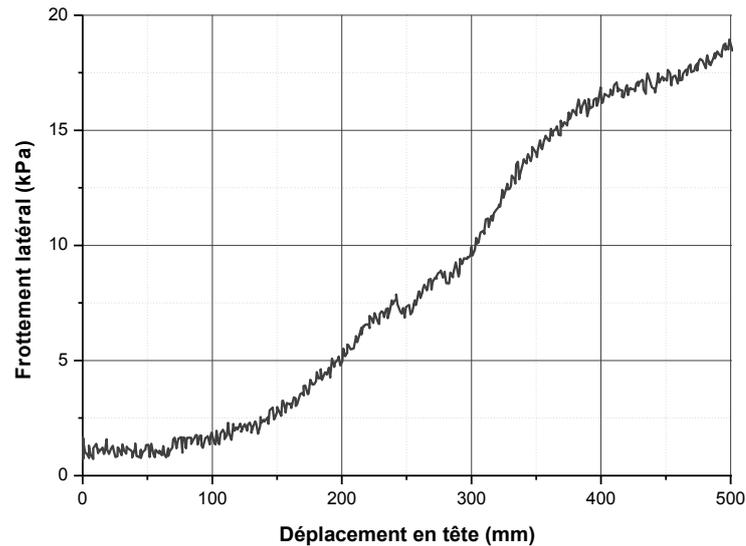


Figure 3.3 : Courbe d'enfoncement du pieu dans le massif #13 (Frottement latéral)  
(d'après BEKKI H.)

En analysant les courbes données par les figures 3.1, 3.2 et 3.3, on peut distinguer trois (03) phases :

- La première est caractérisée par la même allure des courbes donnant l'effort en tête et la résistance en pointe en fonction de l'enfoncement en tête (figures 3.1 et 3.2). Une augmentation rapide et proportionnelle à l'enfoncement du pieu en tête est enregistrée, justifiée par le début de contact de la tête du pieu avec le massif de sol. Le frottement latéral est non mobilisé dans cette phase, du fait que le manchon n'a pas encore pénétré dans le massif de sol, l'effort total résulte seulement de la pointe.
- La deuxième phase est marquée par une valeur constante de la résistance en pointe et le début d'augmentation du frottement latéral proportionnellement à l'enfoncement en tête, rendant compte de l'augmentation progressive de la surface frottante dans le massif, et cela pour une valeur du déplacement en tête d'environ 120 mm (correspondant à la distance entre le bas du manchon et la pointe du pieu).
- Dans la troisième phase, on constate que la courbe d'enfoncement en tête (qui représente en effet la somme de l'effort en pointe et du frottement latéral) et celle du frottement latéral continuent à évoluer après la pénétration totale du manchon (de 200 mm de longueur) contrairement à la résistance en pointe qui enregistre un

palier obtenu après 10 cm d'enfoncement. Pour l'effort en pointe, l'enregistrement d'une valeur constante indique que le sol a mobilisé le maximum de sa résistance en pointe.

Selon LE KOUBY [9], le processus d'installation par refoulement du sol permet de vérifier la bonne homogénéité du massif par l'intermédiaire de la stabilisation de la résistance en pointe. On constate aussi une stabilisation en fin de fonçage du frottement latéral.

### 3.3. Etude du comportement pieu sous chargement monotone

La figure 3.4 ci dessous récapitule les phases de chargement monotone et celle du chargement cyclique à déplacement contrôlé (DC).

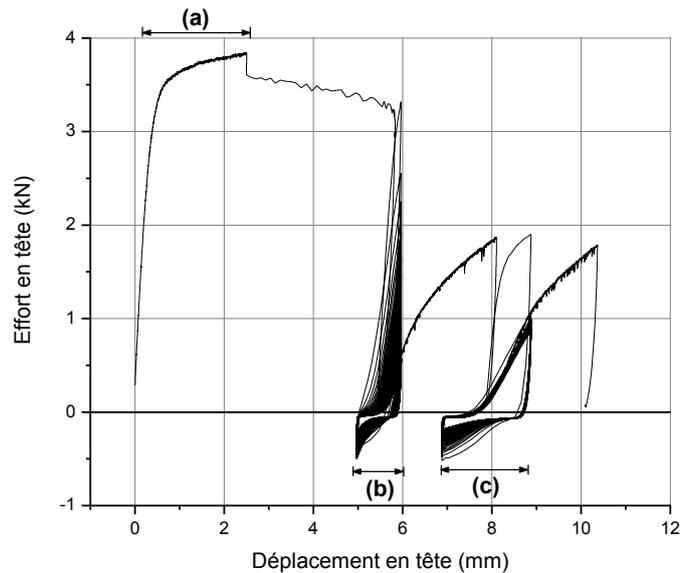


Figure 3.4 : Courbe typique de l'essai sur le massif # M13 :(a) Chargement monotone ; (b) 1<sup>ère</sup> séquence du chargement cyclique; (c) 2<sup>ème</sup> séquence du chargement cyclique (d'après BEKKI H.)

Après l'installation du pieu par fonçage, on commence la phase de chargement. En premier lieu, le pieu est chargé jusqu'à un déplacement contrôlé fixé (2 mm en général). Dans le massif # M13, et pour des raisons liées à l'expérimentation, le chargement monotone a été mené jusqu'à un déplacement contrôlé de 2,5 mm (d'après BEKKI H).

On présente ci-dessous les résultats de l'essai de chargement correspondant au massif # 13. Les figures 3.4 ((a), (b) et (c)) montrent les résultats en terme de l'effort en tête, de

résistance en pointe et de frottement latéral. La courbe de l'effort en tête comporte trois phases successives distinctes (figure 3.4 (a)) :

- une première phase quasi-linéaire, traduisant un comportement élastique linéaire du sol jusqu'à un enfoncement d'environ 0,40 mm (0,020B), qui correspond à une charge égale à 80% de la charge à la rupture ;
- une deuxième phase marquée par une non-linéarité croissante rendant compte d'une irréversibilité de plus en plus grande du comportement du système sol-pieu ;
- une troisième phase correspondant à la rupture. La charge de rupture est atteinte pour un enfoncement de 1,82 mm (0,090B), ce qui est en bonne concordance avec le critère de rupture correspondant au tassement en tête de 0,1B adoptée généralement pour les fondations profondes.

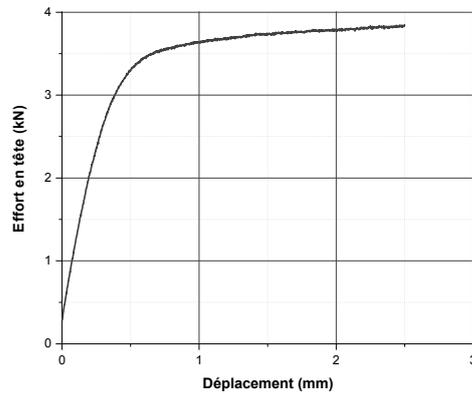
On présente sur les figures 3.4 (b) et (c) les courbes correspondantes de mobilisation de la résistance en pointe et du frottement latéral au cours de cet essai. On remarque que les deux grandeurs se mobilisent à partir d'une valeur résiduelle, positive dans le cas de la résistance en pointe et négative dans le cas du frottement latéral. Ces valeurs résiduelles traduisent la réaction du sol suite à l'enfoncement d'une inclusion par refoulement. La résistance en pointe résiduelle est la contrainte exercée par le sol pour faire remonter le pieu (positif) et le frottement latéral résiduel est la résistance, le long du fût, de ce même sol à la remontée de pieu.

En ce qui concerne la courbe de résistance en pointe, celle-ci est composée de trois zones distinctes : une première partie linéaire de faible ampleur, jusqu'à un déplacement de 0,18 mm, correspondant ainsi à une résistance de 50% de celle du pic. La deuxième partie non linéaire qui se termine par un palier horizontal définissant la troisième zone. Cette courbe traduit initialement un comportement élastique linéaire qui devient rapidement élastoplastique ; la résistance en pointe tend à la fin vers une valeur constante.

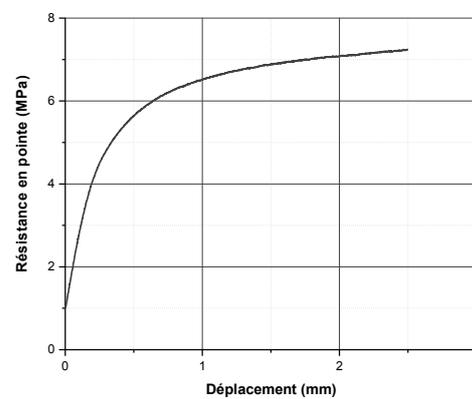
Contrairement à la courbe de résistance en pointe, la courbe de frottement latéral, qui démarre d'une valeur négative, présente une première partie linéaire jusqu'à 90% de la valeur au pic pour un déplacement d'environ 0,40 mm (0,020B), suivie d'une légère courbure aboutissant à un palier horizontal remarquable à partir d'un déplacement de 0,60 mm (0,060B), au-delà duquel la valeur du frottement latéral demeure constante signifiant que le sol a mobilisé le maximum de frottement possible.

On remarque que, lorsque la rupture a été atteinte, la charge se maintient à une valeur parfaitement constante (palier), rendant compte d'un problème stationnaire de plasticité

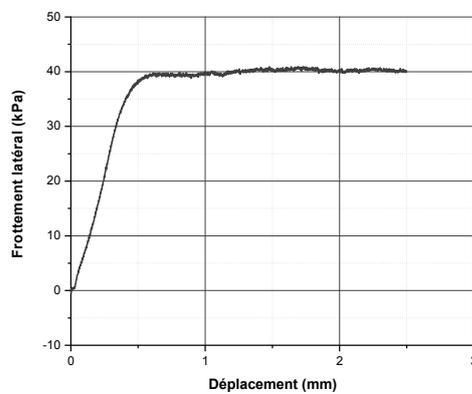
parfaite à l'interface (valeurs constantes de résistances en pointe ( $q_p$ ) et de frottement latéral ( $q_s$ ), dans un matériau homogène). La surface de frottement active n'évoluant pas avec le fonçage.



(a)



(b)



(c)

Figure 3.5 : Courbe de mobilisation de l'effort en tête (a), de la résistance en pointe (b) et du frottement latéral (c) lors d'un essai cyclique à déplacement contrôlé (d'après BEKKI H.)

## Conclusions partielles

La résistance en pointe augmente jusqu'à la fin du fonçage alors que la résistance par frottement latérale augmente jusqu'à une valeur constante pour un déplacement d'environ 0,03B, et cela pour un déplacement à la rupture de 0,1B.

### 3.4. Comportement du pieu sous chargement cyclique

#### 3.4.1. Introduction

Le dimensionnement des pieux requiert la prise en compte de l'effet des sollicitations cycliques sur la capacité portante axiale. Ces effets se caractérisent le plus souvent par une dégradation de la capacité portante et une accumulation des déplacements permanents croissante avec le nombre de cycles. Les déplacements accumulés peuvent atteindre des valeurs de l'ordre de 10% du diamètre du pieu.

Deux mécanismes semblent donc contribuer à la rupture des pieux sous chargement cyclique axial :

- l'accumulation des déplacements permanents avec augmentation de l'amplitude du chargement cyclique.
- La dégradation cyclique de la capacité portante liée à celle de la résistance en pointe et du frottement latéral.

Ces deux mécanismes peuvent être simulés sur des modèles de pieux en laboratoire à l'aide de deux types d'essai :

- Des essais à force contrôlée pour l'étude de la stabilité de la structure (accumulation de déplacement permanent).
- Des essais à déplacement contrôlé pour l'étude de la dégradation de la capacité portante.

On s'est intéressé, dans ce travail, aux aspects les plus importants liés au comportement des pieux sous chargement cyclique en étudiant le cas d'un pieu isolé installé par fonçage et soumis à un chargement cyclique à déplacement contrôlé.

#### 3.4.2. Etude du comportement du pieu lors d'un essai cyclique à déplacement contrôlé

Dans le cadre des essais à déplacement contrôlé, il a été étudié surtout le cas des essais symétriques ( $\pm p_c$ ) qui est le cas le plus défavorable en terme de dégradation [9].

### 3.4.2.1. Programme expérimental

Dans le but d'étudier la dégradation de la capacité portante du pieu et notamment celle relative au frottement latéral, un certain nombre d'essais à différentes amplitudes de déplacement en utilisant deux procédures ont été réalisés. La procédure généralement suivie est la suivante : un chargement monotone sur le modèle à déplacement contrôlé (0,1 mm/min) est effectué jusqu'à un enfoncement de 2 mm. Ensuite, le chargement cyclique à déplacement contrôlé correspondant à un nombre de cycles donné est lancé. La troisième phase consiste à effectuer un rechargement monotone dans les mêmes conditions que le premier chargement. Les différences observées entre le premier et le deuxième chargement monotone constituent un moyen pour évaluer la dégradation induite par le chargement cyclique. Celle-ci est quantifiée par un facteur de dégradation. Ceci constitue la première procédure utilisée. Une seconde procédure a été utilisée, et consiste en une succession de séquences cycliques à déplacement contrôlé avec, pour chacun des cas, un rechargement monotone après chaque séquence cyclique. Cette dernière procédure n'est pas traitée dans ce mémoire.

### 3.4.2.2. Résultats typiques

La figure 3.6 (a) présente l'évolution de l'effort en tête en fonction du déplacement. Les figures 3.6 (b) et (c) présentent la réponse du pieu en termes de frottement latéral et de pression en pointe.

Une première constatation est l'ampleur de la dégradation des efforts provoqués par le chargement cyclique, et ceci autant au niveau du frottement latéral que de la pression en pointe. La forte dégradation se développe dès le premier cycle, en plus de la dégradation enregistrée d'une séquence cyclique à l'autre.

En effet, le frottement latéral diminue d'une valeur de 35 kPa jusqu'à une valeur de 32 kPa au premier cycle. En ce qui concerne la pression en pointe, la diminution est beaucoup plus accentuée, où elle passe d'une valeur de 5,8 MPa à la fin du premier cycle à une valeur de 3,8 MPa à la fin du second cycle (diminution d'environ 35 %). Ensuite, les diminutions sont moins marquées.

Les figures 3.7 (b) et (c) présentent l'évolution des facteurs de dégradation relatifs au frottement latéral et à la pression en pointe, pour les valeurs maximales mobilisées de ces

grandeurs sur chaque cycle. Chaque point correspond au rapport entre l'effort maximum mesuré lors du premier cycle et la valeur maximale mesurée lors du cycle  $i$ .

Ces facteurs de dégradation intermédiaires se définissent de la manière suivante :

$$\Delta_{f,i} = \frac{f_{s,max,i}}{f_{s,max,1}}$$

$$\Delta_{q,i} = \frac{q_{p,max,i}}{q_{p,max,1}}$$

Avec :

$f_{s,max,i}$  : Frottement latéral maximum mesuré lors du cycle  $i$ ,

$f_{s,max,1}$  : Frottement latéral maximum mesuré lors du premier cycle ,

$q_{p,max,i}$  : Pression en pointe maximale mesurée lors du cycle  $i$ ,

$q_{p,max,1}$  : Pression en pointe maximale mesurée lors du premier cycle ,

Les facteurs de dégradation  $D_\tau$  et  $D_q$  se définissent de la manière suivante :

$$D_\tau = \frac{f_{s,\rho_c}}{f_{s,pal}}$$

$$D_q = \frac{q_{p,\rho_c}}{q_{p,pal}}$$

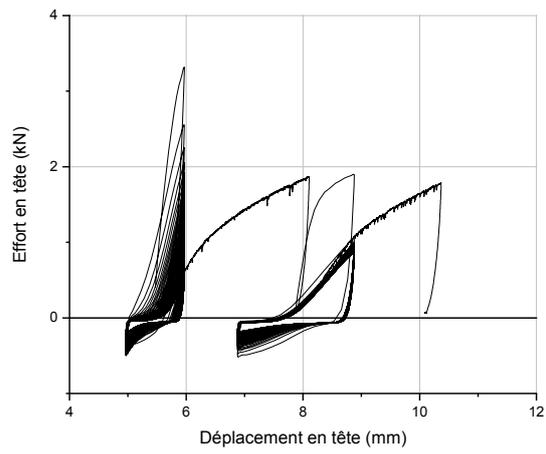
Avec :

$f_{s,\rho_c}$  : Frottement latéral limite mesuré sur le pieu isolé lors du chargement monotone effectué après application de l'amplitude de déplacement  $\rho_c$ .

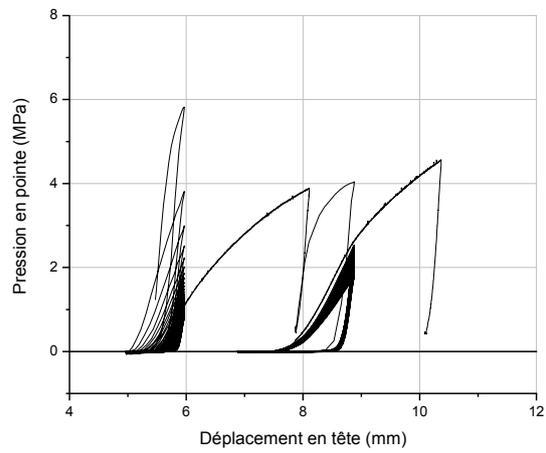
$f_{s,pal}$  : Frottement latéral limite mesuré sur le pieu isolé lors du chargement monotone initial.

$q_{p,\rho_c}$  : Résistance en pointe limite mesurée sur le pieu isolée lors du chargement monotone effectué après application de l'amplitude de déplacement  $\rho_c$ .

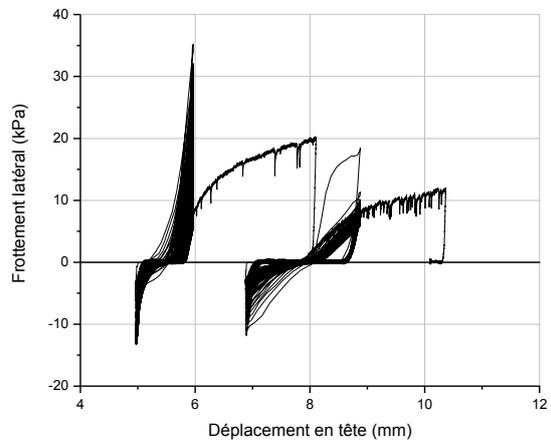
$q_{p,pal}$  : Résistance en pointe limite mesurée sur le pieu isolée lors du chargement monotone initial.



(a)

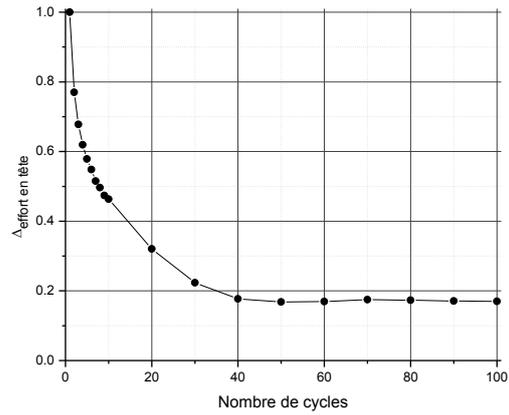


(b)

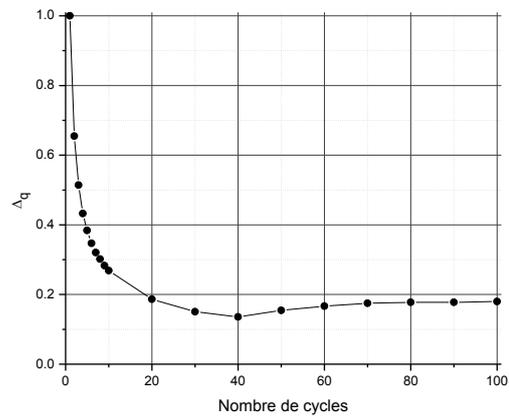


(c)

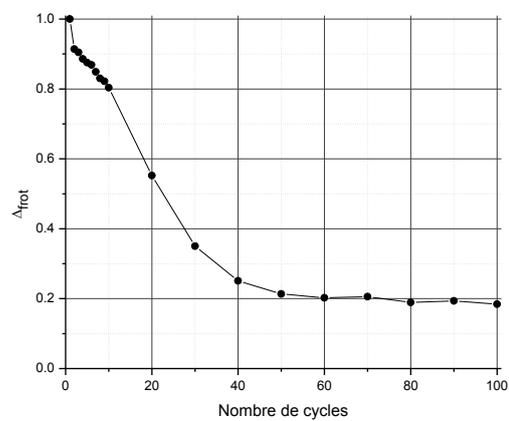
Figure 3.6 : Courbes de mobilisation de l'effort en tête (a), de la pression en pointe (b) et du frottement latéral (c) lors d'un essai cyclique à déplacement contrôlé (d'après BEKKI H.)



(a)



(b)



(c)

Figure 3.7 : Evolution des facteurs de dégradation au cours du chargement cyclique : (a) effort en tête ; (b) résistance en pointe ; (c) frottement latéral (cas où  $\rho_c = \pm 0,5 \text{ mm}$ ) (d'après BEKKI H.)

En étudiant les facteurs de dégradation relatifs au frottement latéral et à la résistance en pointe de la première séquence cyclique ( $p_c = \pm 0,5$  mm), on remarque que pour celui de la pression en pointe, une diminution rapide est constatée dès les premiers cycles, où il passe de la valeur 1 au premier cycle à 0,38 après 10 cycles (chute de 62 %), puis la diminution continue avec un taux plus faible jusqu'à un nombre de cycles d'environ 40 cycles au-delà duquel une stabilisation est manifestée pour une valeur du facteur de dégradation oscillant autour de 0,16.

Pour le frottement latéral, la diminution dans le facteur de dégradation est moins accentuée et avec un taux relativement constant.

On constate aussi que la dégradation se stabilise à la même valeur (0,2) pour la pression en pointe et le frottement latéral au-delà de 50 cycles environ.

### 3.5. Conclusion

On a présenté dans ce chapitre le principe de réalisation des essais en chambre de calibration ainsi que les résultats typiques de quelques essais. Afin de généraliser les résultats il faut réaliser une campagne expérimentale poussée. En absence de cette dernière, les quelques essais qu'on a interprété ont permis de déduire les conclusions partielles suivantes :

- Lors du fonçage du pieu on enregistre une augmentation de la pression en pointe et du frottement latéral jusqu'à la stabilisation ;
- Pendant la phase de chargement monotone, la résistance en pointe augmente jusqu'à la fin du fonçage alors que la résistance par frottement latérale augmente jusqu'à une valeur constante pour un déplacement d'environ  $0,03B$  ;
- Pour la phase de chargement cyclique, on constate l'ampleur de la dégradation des efforts provoqués par le chargement cyclique, et ceci autant au niveau du frottement latéral que de la pression en pointe. La forte dégradation se développe dès le premier cycle, d'un cycle à l'autre en plus de la dégradation enregistrée d'une séquence cyclique à l'autre. Pour les facteurs de dégradation cyclique, on constate une diminution rapide dès les premiers cycles pour la pression en pointe tandis que pour le frottement latéral, la diminution est moins accentuée et avec un taux relativement constant. En plus, les deux grandeurs se stabilisent à la même valeur.

Le chapitre suivant traitera la modélisation numérique par éléments finis à l'aide du logiciel PLAXIS V 8.2 (avec module dynamique) du comportement d'un pieu isolé soumis à un chargement vertical monotone et cyclique. Une étude paramétrique sera présentée permettant de déduire l'influence des différents paramètres sur le comportement du pieu.

## CHAPITRE 4

### MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS DU COMPORTEMENT MONOTONE OU CYCLIQUE D'UN PIEU ISOLE

#### 4.1. Introduction

Ce chapitre est consacré à l'analyse du comportement d'un pieu isolé soumis à un chargement vertical monotone et cyclique dans un massif de sol, par le biais d'un calcul non linéaire par éléments finis en utilisant le logiciel PLAXIS V 8.2 (avec module dynamique). On présentera dans ce qui suit une introduction au programme d'éléments finis PLAXIS, ensuite, on définit le modèle axisymétrique pieu/sol ainsi que le type d'éléments, la nature du maillage et les conditions aux limites qui devront être adéquates pour la modélisation du problème.

On étudiera par la suite, l'effet de la compressibilité relative pieu/sol et de l'élancement sur le tassement du pieu isolé soumis au chargement vertical dans un sol homogène.

La dernière étape de ce chapitre vise, suite à l'application d'un chargement harmonique, à déterminer le coefficient d'amplification dynamique du tassement. Une étude paramétrique est faite pour conclure sur l'influence de certains paramètres sur les résultats.

#### 4.2. Présentation du logiciel PLAXIS version 8.2 avec module dynamique

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou

axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. L'interface d'utilisation de PLAXIS comporte quatre (04) sous programmes à savoir :

– Le programme "*INPUT*" :

L'utilisateur doit commencer par la génération du modèle numérique et spécifier les propriétés des matériaux, les conditions aux limites, la loi de comportement du sol, les chargements et la génération d'un maillage approprié.

– Le programme "*CALCULATION*" :

Les calculs proprement dits sont effectués grâce à ce programme. Il est toutefois nécessaire de définir au préalable le type de calculs à réaliser. Ce programme distingue un calcul plastique, une analyse de consolidation et une analyse de variables de Lagrange actualisées. Le processus de calcul peut être divisé en plusieurs étapes. Pour chaque étape, une procédure d'itérations est effectuée jusqu'à fin de calcul.

– Le programme "*OUTPUT*" :

Ce dernier contient tous les éléments qui permettent de voir les résultats des données générées et des calculs effectués.

Le programme "*CURVES*" :

Il sert à générer des courbes de chargement – déplacement, des chemins de contrainte ou de déformation de points choisis dans la géométrie [11].

#### 4.3. Définition du modèle axisymétrique pieu/sol

Une modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui permet de se rapprocher le plus possible du comportement réel d'un problème physique, en tenant compte le plus correctement possible de toutes les propriétés mécaniques et géométriques du système à étudier.

La disponibilité du logiciel PLAXIS nous a permis de traiter le problème du pieu isolé soumis à des charges verticales non seulement monotones mais aussi bien cycliques, une tâche assurée grâce au module dynamique. On présentera dans ce qui suit le modèle et les éléments utilisés avec les dimensions adoptées pour l'analyse.

### 4.3.1. Présentation du modèle

#### 4.3.1.1. Modélisation de la pénétration du pieu dans le sol

Une modélisation rigoureuse des états de contraintes et de déformations générées dans le sol par la pénétration d'un objet cylindrique est difficile à mettre en œuvre, car celle-ci doit faire intervenir les grands déplacements, et les glissements à l'interface sol/pieu.

En utilisant une loi de comportement non linéaire combinée à l'introduction des éléments d'interface, on essayera de réaliser un modèle qui se rapproche du problème réel.

#### 4.3.1.2. Modélisation du matériau constituant le pieu

Les pieux utilisés en génie civil sont généralement fabriqués en bois, en béton ou en métal. Les caractéristiques élastiques de ces matériaux sont donc en général beaucoup plus élevées que celle des sols ou des roches meubles.

Le pieu peut être en première approximation considéré comme rigide par rapport au sol.

#### 4.3.1.3. Choix du modèle axisymétrique pieu/sol

Le comportement du pieu isolé chargé verticalement peut être modélisé par un système axisymétrique dont l'axe de symétrie est celui du pieu. Cela traduit le fait que les points diamétralement opposés, subissent les mêmes états de contraintes et de déformations.

Donc, en tenant compte de la symétrie axiale du problème, on doit étudier le demi-plan où le pieu et le massif du sol entouré sont représentés par des éléments triangulaires à 15 nœuds, prédéfinis par PLAXIS. Dans notre étude, on applique un déplacement imposé en tête du pieu sous forme d'incrément jusqu'à une valeur de  $B/10$  et on obtient un effort correspondant  $Q$  pour chaque incrément. L'effort total de calcul du pieu est donc égal à  $2.\pi.Q$ .

Le nombre d'éléments ainsi que le nombre de nœuds diffèrent d'un cas à l'autre en fonction de l'élanement  $D/B$ .

A titre d'exemple, on cite les cas suivants pour le cas du chargement monotone:

- $D/B = 5$  : le maillage contient 2132 éléments avec 17417 nœuds.
- $D/B = 10$  : le maillage contient 2101 éléments avec 17227 nœuds.
- $D/B = 20$  : le maillage contient 3007 éléments avec 24675 nœuds.
- $D/B = 50$  : le maillage contient 2878 éléments avec 23913 nœuds.

Dans le cas du chargement dynamique, on a constaté que le temps de calcul dépend essentiellement du maillage choisi. De ce fait, on a adopté un maillage moins dense que

celui utilisé dans le cas du chargement monotone afin d'aboutir à un temps de calcul "raisonnable" (a titre d'exemple, pour  $D/B=10$  et  $K=100$ , et en utilisant le même maillage choisi dans le cas du chargement monotone, il faut un temps de calcul de plus de trois jours pour obtenir les résultats !)

Les limites verticale et horizontale du maillage ont été fixées de telle façon qu'au-delà de ces limites, les déplacements des nœuds en tête du pieu se stabilisent et ne varient plus avec les dimensions du maillage. Dans ce mémoire, on n'a pas fait une étude de dimensionnement pour choisir ces limites mais on a utilisé les dimensions du maillage trouvées par N. YAÏCH ACHOUR [6] dans le cadre de son mémoire de magistère, du fait qu'elle a travaillé sur le même thème, et donc la présente thèse représente une continuation de ces travaux.

Comme tout calcul par éléments finis, des conditions en déplacements ou en contraintes doivent être imposées aux frontières du maillage (conditions aux limites). Ces dernières sont appliquées automatiquement par PLAXIS en choisissant les blocages standards (*Standard fixities*). Dans le cas du chargement dynamique, on ajoute les frontières absorbantes (*Absorbent boundaries*), qui permettent d'empêcher la réflexion des ondes qui perturbe le comportement de l'ouvrage.

Par ailleurs, on s'intéresse surtout aux comportements de la pointe, de la tête et de l'interface sol/pieu. Il serait judicieux de serrer le maillage dans ces zones pour avoir plus de nœuds et plus d'éléments, et donc avoir des résultats plus détaillés avec un maximum de points à interpréter notamment près de la tête et de la pointe du pieu. Le maillage du modèle est moins dense en dehors de ces zones, comme le schématise la figure 4.1.

En plus, on a utilisé des éléments d'interface pour modéliser la rugosité qui existe à l'interface sol/pieu.

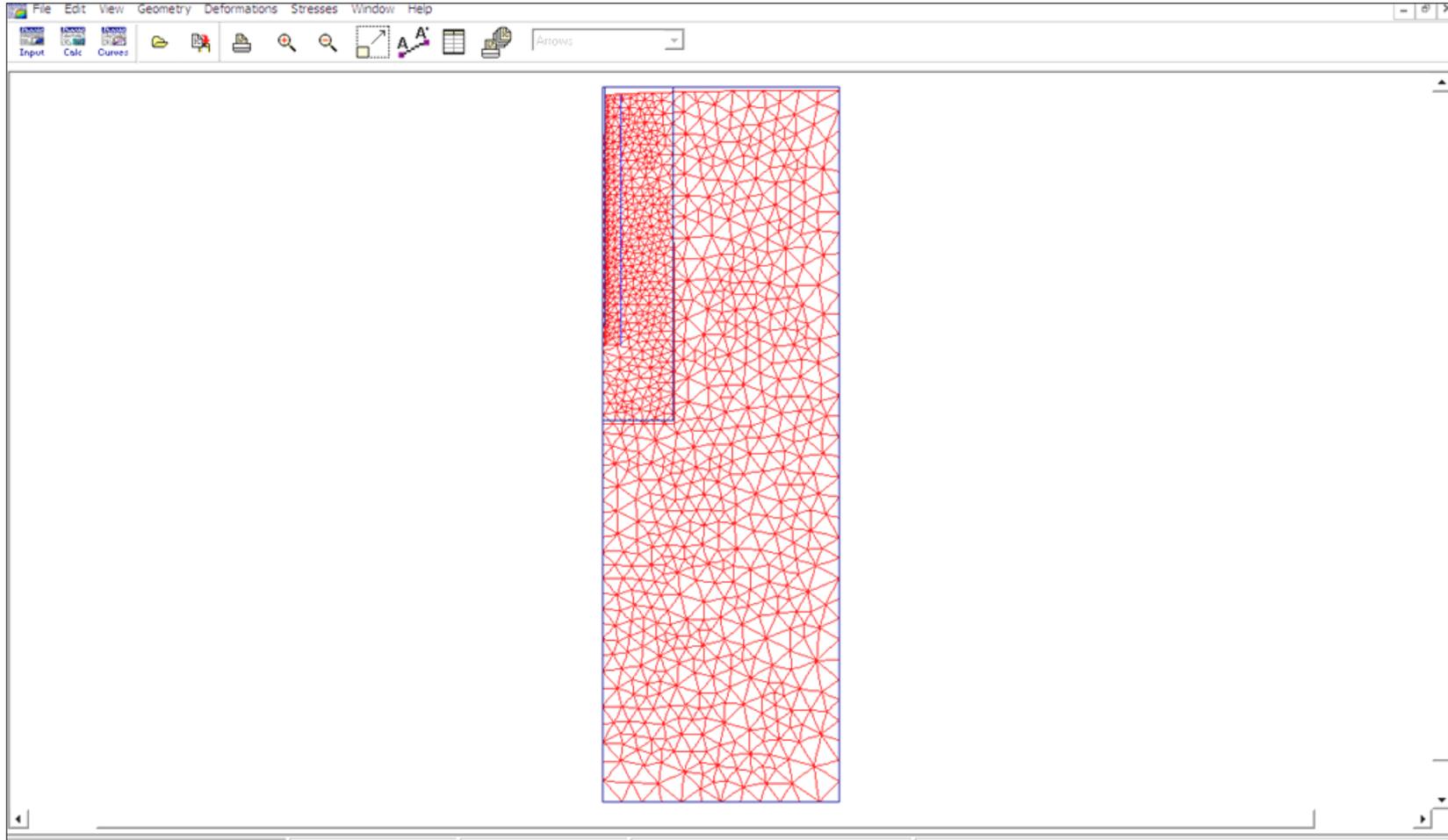


Figure 4.1 : Exemple du maillage utilisé

Les dimensions de la zone raffinée sont les suivantes :

- Horizontalement :  $4B$ .
- Verticalement :  $3B$ .

Ces dimensions sont supposées suffisantes pour couvrir la zone d'influence du pieu. Théoriquement, la zone d'influence pour les fondations profondes s'étale sur  $3B$  au dessous de la base de la fondation, alors qu'horizontalement, le choix de  $4B$  permet d'éviter le problème d'interférence de deux pieux adjacents, c'est-à-dire l'effet du groupe.

#### 4.3.1.4. Dimensionnement du maillage

Le modèle utilisé présente une symétrie par rapport à l'axe de chargement, uniquement un demi-plan a été étudié (figure 4.2).

Dans ce modèle, on a utilisé les limites du maillage qui ont été trouvées dans la référence [6] et qui sont égales à  $R \approx 25,5B$  dans la direction horizontale et  $(D+h)$  dans la direction verticale,  $h$  étant égale à 2 fois la fiche du pieu  $D$ .

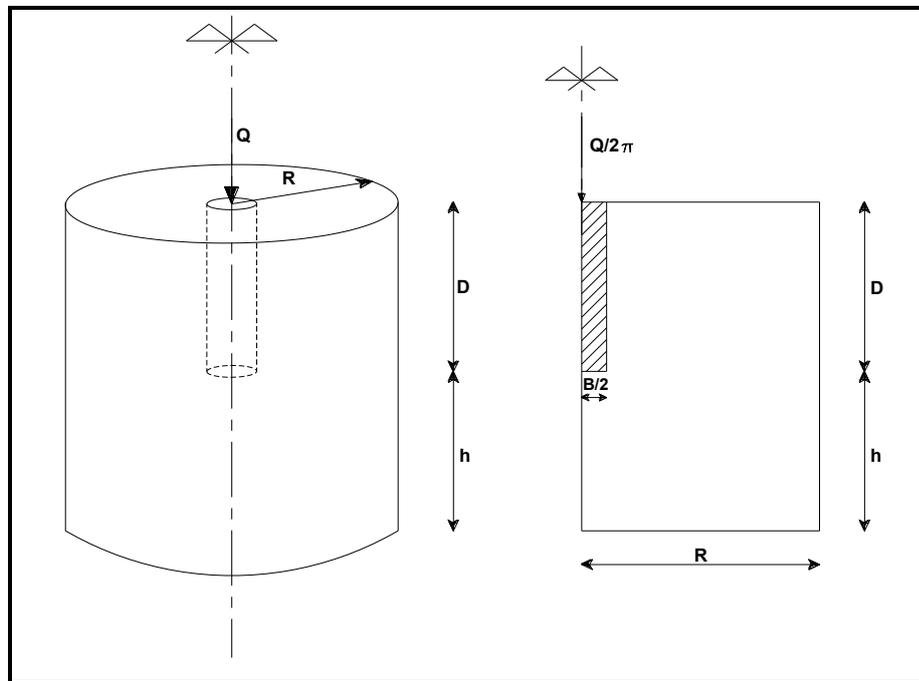


Figure 4.2 : Présentation du modèle 3D et du modèle axisymétrique utilisés

#### 4.3.2. Etude paramétrique par éléments finis (logiciel PLAXIS version 8.2 avec module dynamique)

La détermination du tassement des pieux sous la charge de service est un problème complexe, à cause de multiples facteurs dont certains sont difficiles à déterminer pour les besoins de calcul, en particulier :

- la loi de comportement réel du sol qui reste toujours difficile à simuler,
- les propriétés de l'interface sol/pieu (rugosité du fût),
- le mode de travail du pieu (en pointe, flottant ou autre),
- le mode de mise en place du pieu. L'évolution de charge dans le pieu est très différente selon qu'on a un pieu moulé en place ou un pieu battu.

Une étude paramétrique du tassement est menée pour préciser les effets des paramètres clefs dans la manifestation du tassement du pieu et cela pour un sol homogène caractérisé par un module  $E_s$ .

##### 4.3.2. 1. Analyse dimensionnelle

Pour analyser la variation du tassement d'un pieu isolé soumis à des charges verticales, on a recours à chercher des grandeurs adimensionnelles qui sont souvent déterminées par le théorème des  $\pi$  de VASHY BUCKINGHAM, à partir de plusieurs variables physiques du problème.

##### **a- Cas du chargement statique**

Dans le cas du chargement monotone, la relation générale décrivant le comportement d'un pieu aux petits déplacements est de la forme suivante :

$$f(Q, B, D, E_p, E_s, \nu_p, \nu_s, V_0, B_0, R_0) = 0 \quad (4.1)$$

Elle se transforme à l'aide du théorème des  $\pi$  à la relation adimensionnelle suivante :

$$g(\pi_1, \pi_2, \pi_3, \pi_4, \pi_5, \pi_6, \pi_7) = 0 \quad (4.2)$$

Où :

$$\pi_1 = \frac{D}{B} : \text{l'élancement relatif du pieu,} \quad (4.3)$$

$$\pi_2 = K = \frac{E_p}{E_s} : \text{la compressibilité relative pieu/sol en cas de sol homogène,} \quad (4.4)$$

$$\pi_3 = \nu_s : \text{coefficient de Poisson du sol,} \quad (4.5)$$

$$\pi_4 = \nu_p : \text{coefficient de Poisson du pieu,}$$

$\pi_5 = \frac{B_0.B}{E_s}$  : c'est un facteur en fonction de la pente initiale de la courbe ( $\tau$ - $v$ ) en cas du sol homogène, (4.6)

$\pi_6 = \frac{R_0}{E_s}$  facteur en fonction de la pente initiale de la courbe ( $q_p$ - $v/B$ ) en cas de sol homogène, (4.7)

$\pi_7 = I_v = \frac{v_0.E_s.B}{Q}$  : facteur d'influence du tassement en cas de sol homogène. (4.8)

#### **b- Cas du chargement dynamique :**

Pour le cas du chargement dynamique, l'analyse dimensionnelle donne les mêmes termes en  $\pi$ , sauf que le facteur d'influence de tassement dans le cas statique  $I_v$  est remplacé par le terme suivant :

$\pi_7 = I_v^0 = \frac{U_0.E_s.B}{Q_0}$  : facteur d'influence de l'amplitude du tassement. (4.9)

$U_0$  : amplitude du tassement dans le cas dynamique.

En plus, on ajoute un autre terme tenant compte du comportement dynamique du sol :

$\pi_8 = a_0 = \frac{\bar{\omega}.B}{V_s}$  : fréquence adimensionnelle. (4.10)

Dans ce cas, on se base essentiellement sur la variation de l'amplitude du tassement en tête du pieu  $U_0$  avec l'élanement  $D/B$  et la compressibilité relative  $K$  pour une valeur constante de la fréquence adimensionnelle  $a_0$ .

Tableau 4.1 : Propriétés des matériaux utilisés dans la modélisation

Paramètre	Symbole	Sable	Pieu	Unité
Model du matériau	Modèle	Mohr-Coulomb	Elastique linéaire	-
Type de comportement	Type	Non drainé	Non poreux	-
Poids volumique au dessus de la nappe	$\gamma_{unsat}$	17	25	kN/m <sup>3</sup>
Poids volumique au dessous de la nappe	$\gamma_{sat}$	20	-	kN/m <sup>3</sup>
Module d'Young	$E_{ref}$	15	Variable	MN/m <sup>2</sup>
Coefficient de Poisson	$\nu$	0, 33	0, 15	-
Cohésion	C	1	-	kN/m <sup>2</sup>
Angle de frottement	$\varphi$	30	-	°
Angle de dilatance	$\psi$	0	-	°
Rugosité de l'interface	$R_{inter}$	0,7	1,0 (Rigid)	-

#### 4.3.2. 2. Définitions des paramètres de l'étude

##### a) L'élanement relatif du pieu D/B

On doit étudier le comportement du pieu en fonction de l'élanement qui est défini par le rapport de la fiche du pieu D, et de son diamètre B. Pour cette étude on a pris quatre différentes valeurs de D/B afin de montrer l'influence de ce paramètre et qui sont : 5, 10, 20 et 50.

Dans le cas dynamique, on élimine le cas de D/B=5, qui représente un puits (fondation plutôt semi-profonde) et dont l'étude est beaucoup plus complexe.

##### b) La compressibilité pieu/sol K

Ce terme est défini comme étant le rapport du module de déformation du pieu et celui du sol. Pour décrire l'influence de ce paramètre, plusieurs valeurs ont été prises et qui sont : 100, 300, 500, 5000,  $10^4$ ,  $5 \times 10^4$ ,  $10^5$ ,  $10^7$ . Ces valeurs sont obtenues en fixant les caractéristiques du sol étudié, et en variant le module d'Young du pieu de telle sorte à obtenir les compressibilités citées précédemment.

Dans le cas dynamique, on utilise uniquement les valeurs de compressibilité relative suivantes : 100, 500,  $10^4$   $5 \times 10^4$ . En effet, on a réduit le nombre de paramètres à étudier dans le cas dynamique, suite au temps de calcul requis.

c) Facteur de tassement  $I_v$

Afin d'étudier la variation du tassement en fonction de l'élanement relatif D/B et de la compressibilité K, on doit étudier le terme adimensionnel  $I_v$ .

d) Fréquence adimensionnelle  $a_0$

Ce terme est utilisé seulement dans le cas dynamique pour étudier l'influence de la pulsation d'excitation sur le tassement du pieu. Dans notre cas, on a fixé la valeur la fréquence adimensionnelle  $a_0$  pour simuler l'opération du vibrofonçage du pieu, dans laquelle la fréquence de chargement est couramment de 50 Hz.

4.3.2.3. Présentation des résultats

**a) Cas du chargement statique (monotone)**

Le facteur d'influence de tassement  $I_v$  est défini par la relation suivante :

$$I_v = \frac{v_0 \cdot E_s \cdot B}{Q}$$

$v_0$  : tassement en tête du pieu,

$E_s$  : module d'Young du sol,

$B$  : diamètre du pieu,

$Q$  : charge verticale en tête du pieu.

Il faut rappeler que dans notre cas, pour calculer le facteur d'influence de tassement  $I_v$ , on a fixé dans la modélisation numérique un tassement en tête égal au maximum à B/10, ce qui correspond conventionnellement à la charge limite du pieu. On obtient ainsi par ajustement hyperbolique de la courbe de chargement du pieu. Cette méthode considère que la courbe à l'équation suivante :

$$y = \frac{x}{a+b \cdot x} \text{ avec :}$$

$x \rightarrow 0$  on a  $y = \alpha \cdot x$

$x \rightarrow \infty$  on a  $y=y_1$

L'équation devient alors :

$$y = \frac{x}{\frac{1}{\alpha} + \frac{x}{y_1}}$$

$\alpha$  représente la pente de la partie linéaire et  $y_1$  la valeur de la capacité portante  $q_1$ . Le facteur d'influence de tassement est donné comme suit :

$$I_v = \frac{E_s \cdot B}{\alpha}$$

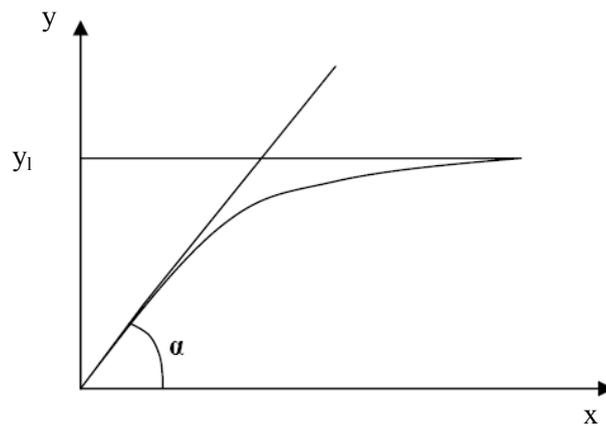


Figure 4.3 : Principe de l'ajustement hyperbolique

Ci-dessous sont données les courbes de chargement pour différentes valeurs de l'élancement  $D/B$  et de la compressibilité pieu/ sol  $K$ .

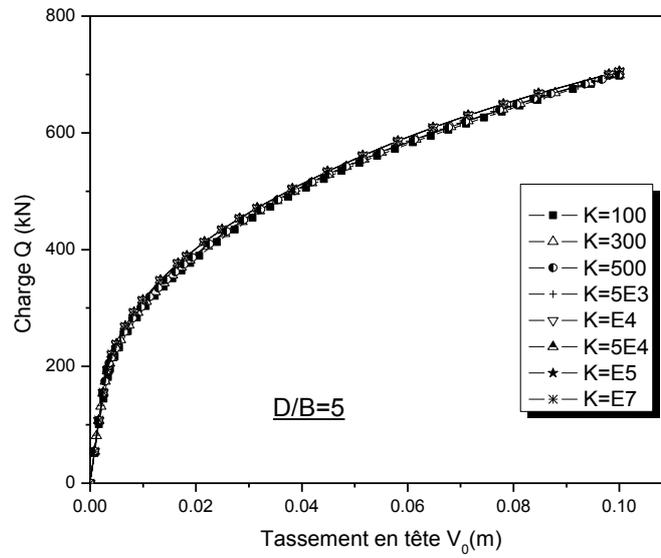


Figure 4.4 : Courbes de chargement pour  $D/B=5$

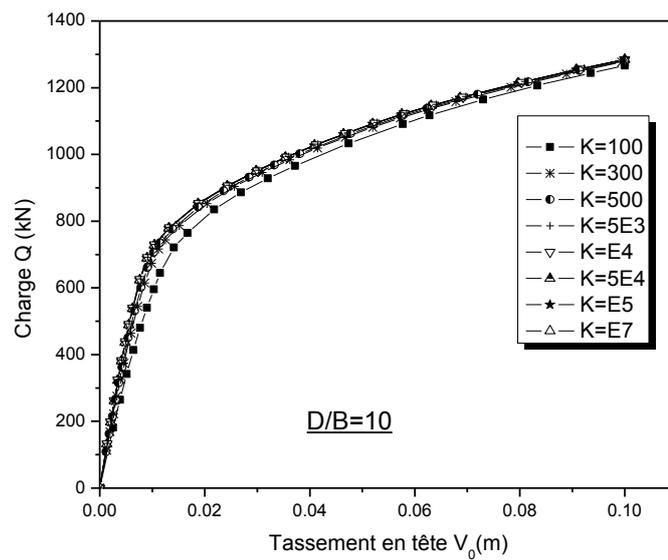


Figure 4.5 : Courbes de chargement pour  $D/B=10$

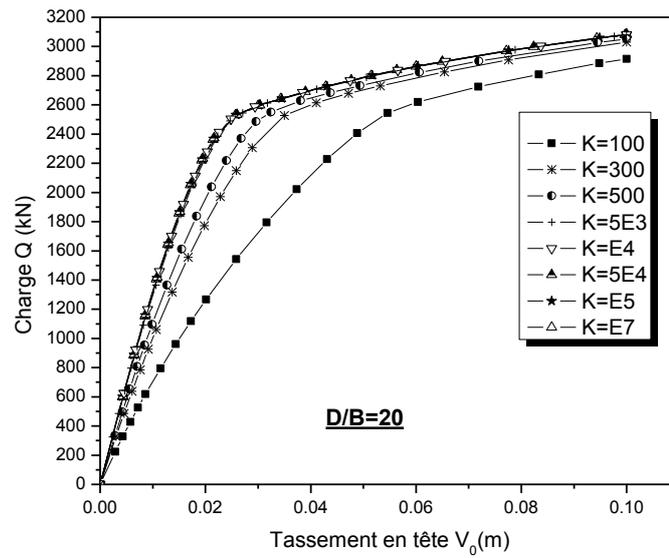


Figure 4.6 : Courbes de chargement pour  $D/B=20$

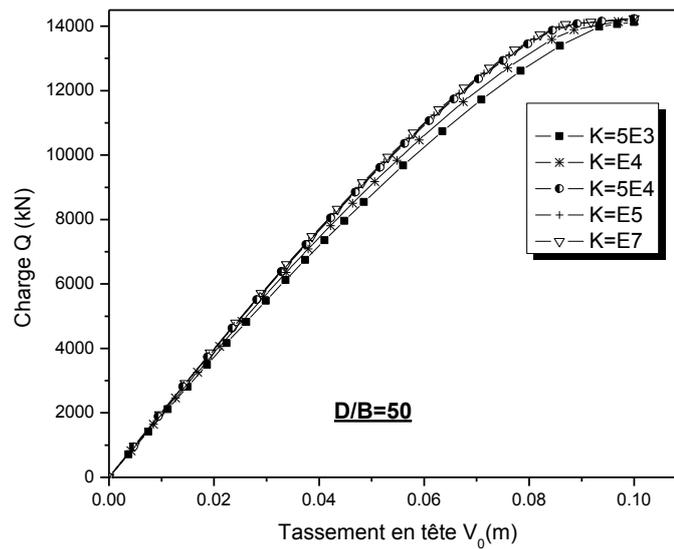
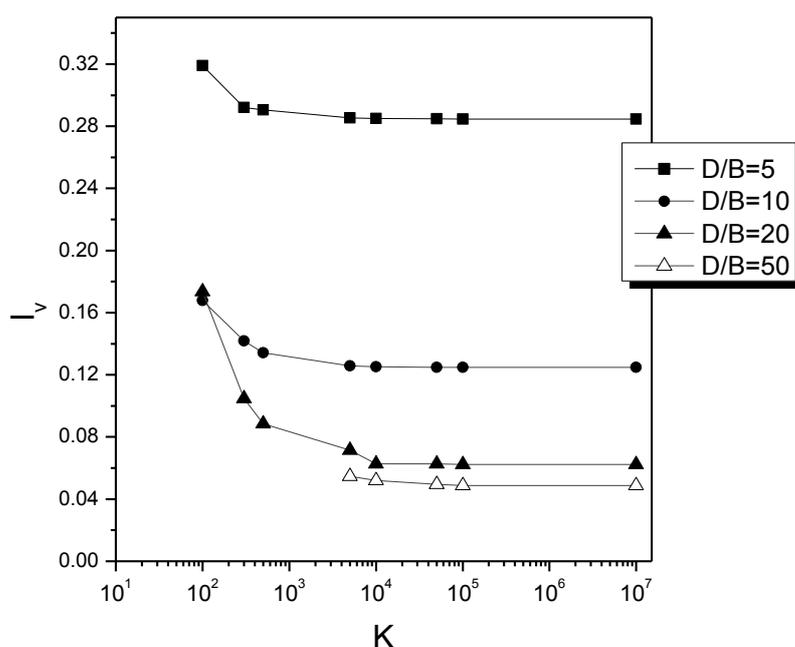


Figure 4.7 : Courbes de chargement pour  $D/B=50$

Les valeurs de  $I_v$  calculées, ainsi que les graphes correspondants, sont regroupées dans le tableau 4.2 et la figure 4.8. ci-dessous.

Tableau 4.2 : Valeurs du facteur  $I_v$  dans le cas du chargement monotone

$\begin{matrix} K \\ D/B \end{matrix}$	100	300	500	5000	$10^4$	$5 \times 10^4$	$10^5$	$10^7$
5	0.3191	0.2920	0.2905	0.2855	0.2851	0.2847	0.2847	0.2847
10	0.1678	0.1419	0.1343	0.1257	0.1253	0.1248	0.1248	0.1248
20	0.1735	0.1047	0.0884	0.0715	0.0627	0.0626	0.0624	0.0624
50	*	*	*	0.0546	0.0521	0.0495	0.0487	0.0488

Figure 4.8 : Courbes de variation de l'indice de tassement  $I_v$  en fonction de K et D/B

Dans le cas où  $D/B = 50$ , et pour les valeurs de K égales à 100, 300 et 500, les remarques suivantes ont été enregistrées :

- L'allure de la courbe de chargement est une droite, contrairement à l'allure hyperbolique typique qui tend vers une asymptote horizontale donnant la capacité portante du pieu (figure 4.6) ;
- Le tassement en tête est très différent de celui en pointe (environ 10 fois plus grand) pour le cas de pieu compressible ( $K=100, 300$  et  $500$ ) ;

En variant les dimensions du maillage dans les deux directions, les mêmes résultats ont été constatés. Par contre, en substituant le tassement imposé de  $B/10=0,1$  m par des valeurs plus grandes, et ceci pour  $K=100$ , on a remarqué que la courbe de chargement du pieu commence à prendre son allure typique (voir figure 4.10).

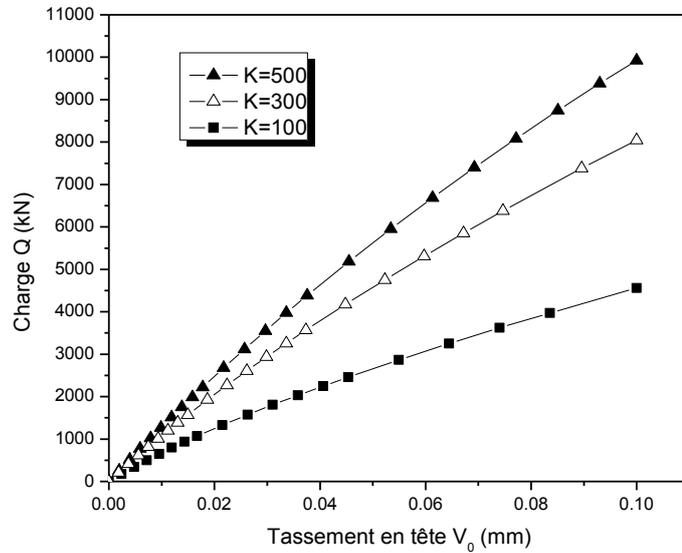


Figure 4.9: Courbes de chargement pour un élancement  $D/B=50$  ;  $K=100, 300$  et  $500$

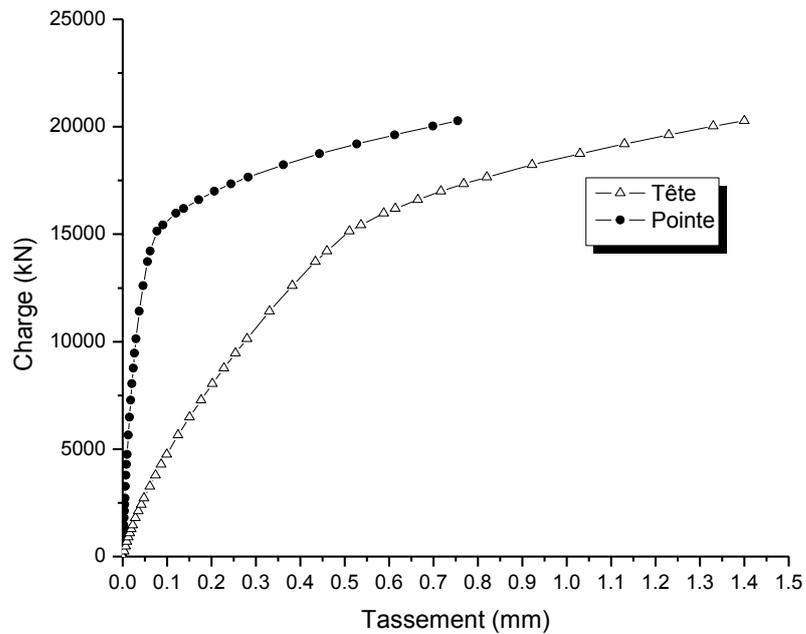


Figure 4.10: Courbe donnant la variation du tassement en tête et en pointe :  $D/B=50$  ;  $K=100$  ; maillage  $R=25,5$ m et  $H=100$ m

La figure 4.10 montre le poinçonnement du sol sous la pointe du pieu avec un refoulement dans sa périphérie manifesté par un déplacement horizontal (figure 4.11). Ce mécanisme de rupture du pieu correspond bien aux mécanismes exposés dans l'étude bibliographique.

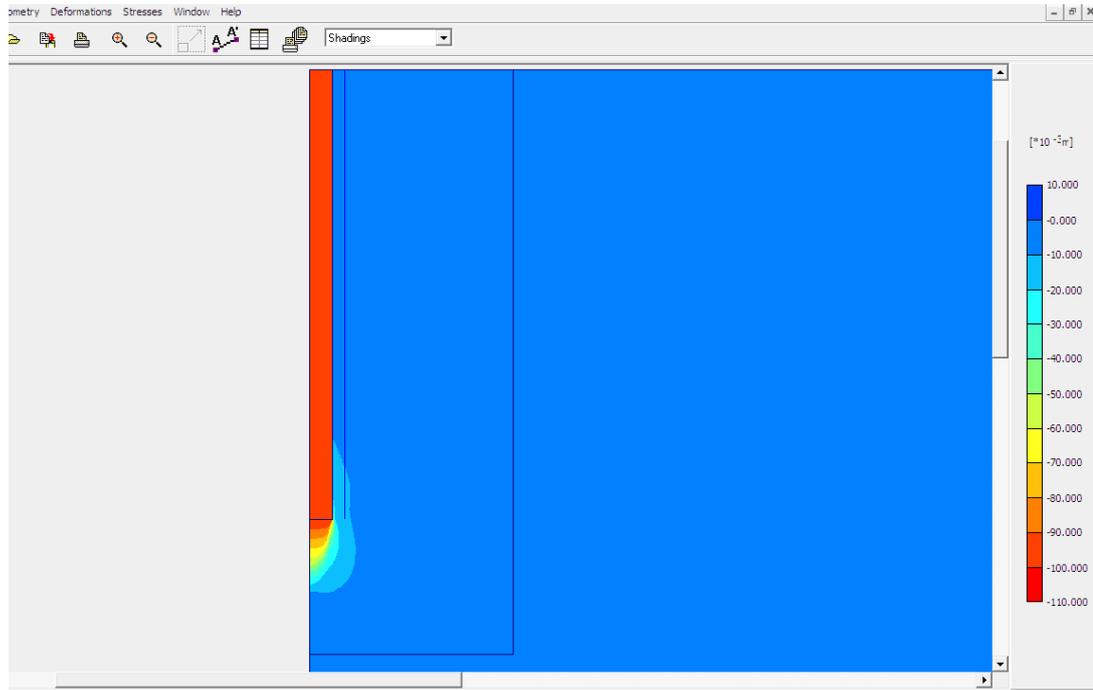


Figure 4.11 : Déplacement vertical du pieu pour  $D/B=10$  et  $K=5000$

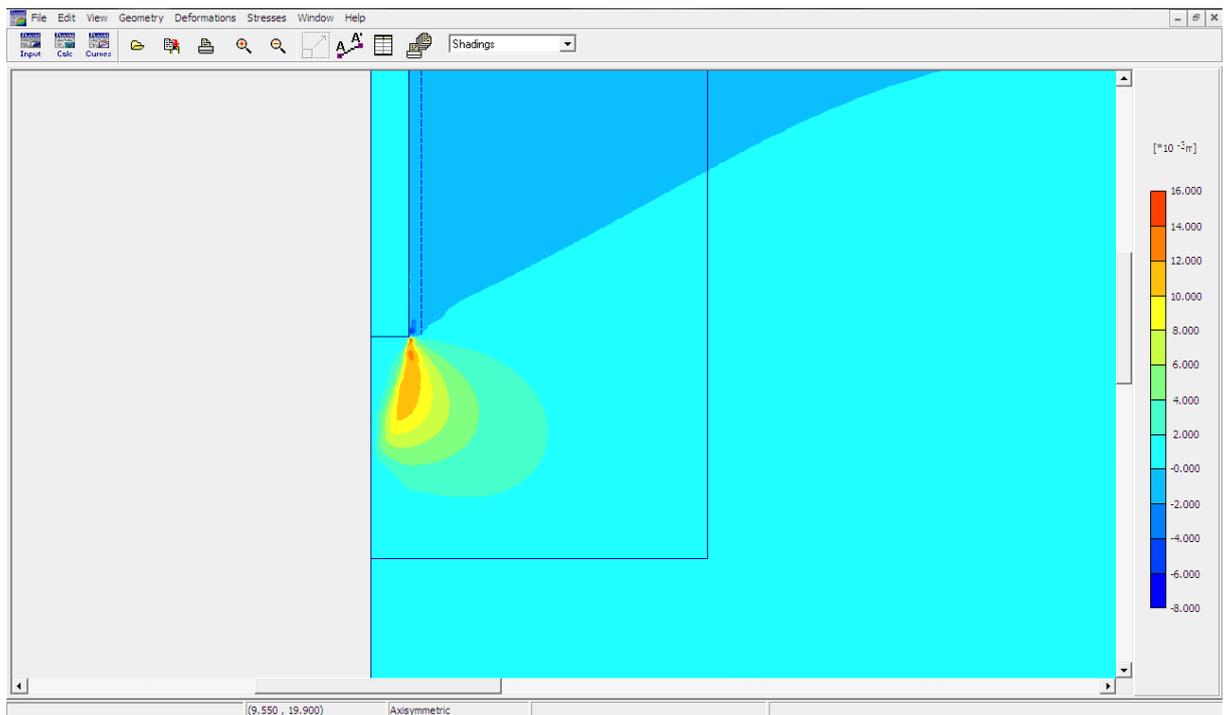


Figure 4.12 : Déplacement horizontal du pieu pour  $D/B=10$  et  $K=5000$

### b) Cas du chargement dynamique

On présente ci-après les résultats du chargement dynamique du pieu pour différentes valeurs de l'élanement  $D/B$  et de la compressibilité pieu/sol  $K$  pour le cas amorti ou non amorti. Le chargement cyclique utilisé est de la forme  $Q(t) = Q_0 \cdot \sin \bar{\omega} \cdot t$  avec :

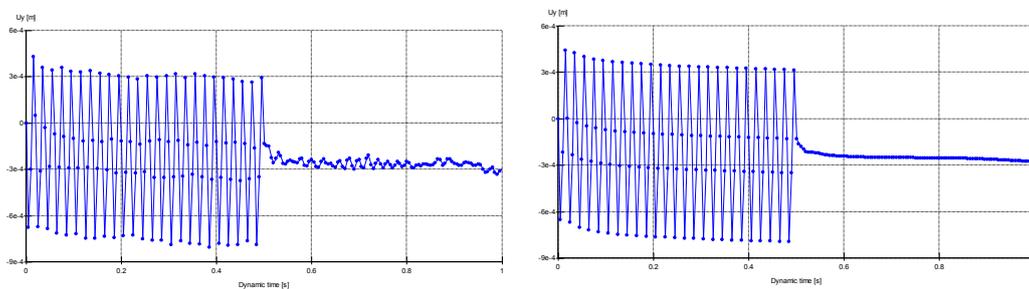
$Q_0$  : amplitude du chargement, fonction de  $D/B$  ;

$\bar{\omega}$  : pulsation d'excitation (égale à 314 rad/s dans notre cas).

On rappelle que dans le cas amorti, on a introduit les coefficients d'amortissement de Rayleigh, qu'on note ici  $\alpha_{am}$   $\beta_{am}$  avec les valeurs suivantes :

$\alpha_{am} = 0,001$  et  $\beta_{am} = 0,01$ .

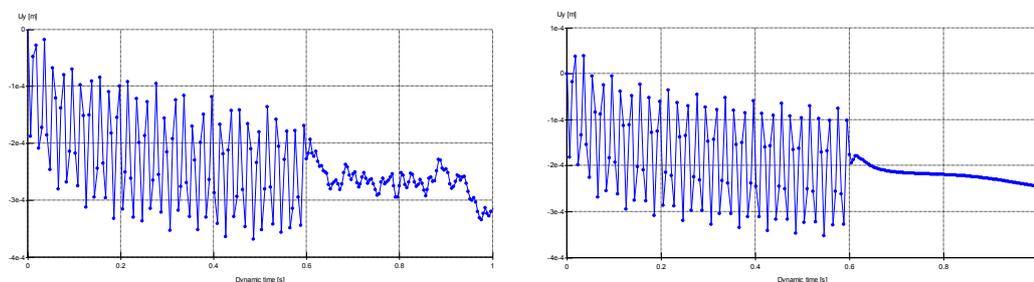
$D/B=10$



(a)

(b)

Figure 4.13 : Variation du tassement en fonction du temps lors du chargement dynamique pour  $K=100$  : (a) sans amortissement et (b) avec amortissement



(a)

(b)

Figure 4.14 : Variation du tassement en fonction du temps lors du chargement dynamique pour  $K=500$  : (a) sans amortissement et (b) avec amortissement

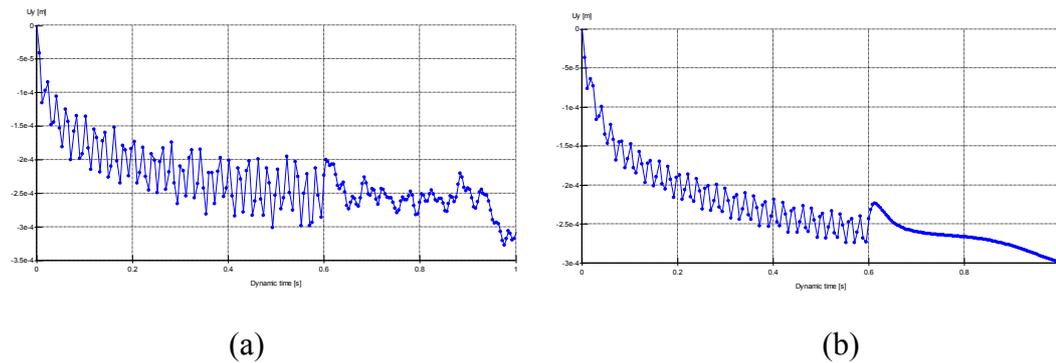


Figure 4.15 : Variation du tassement en fonction du temps lors du chargement dynamique pour  $K=10^4$  : (a) sans amortissement et (b) avec amortissement

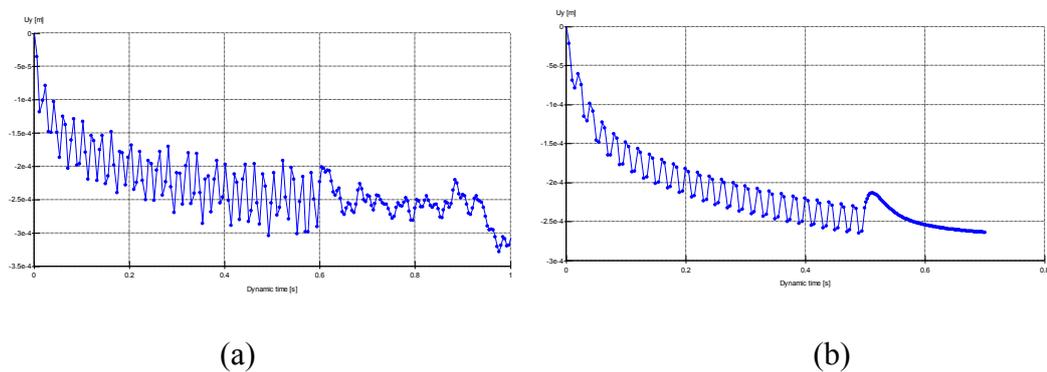


Figure 4.16 : Variation du tassement en fonction du temps lors du chargement dynamique pour  $K=5 \times 10^4$  : (a) sans amortissement et (b) avec amortissement

D/B=20

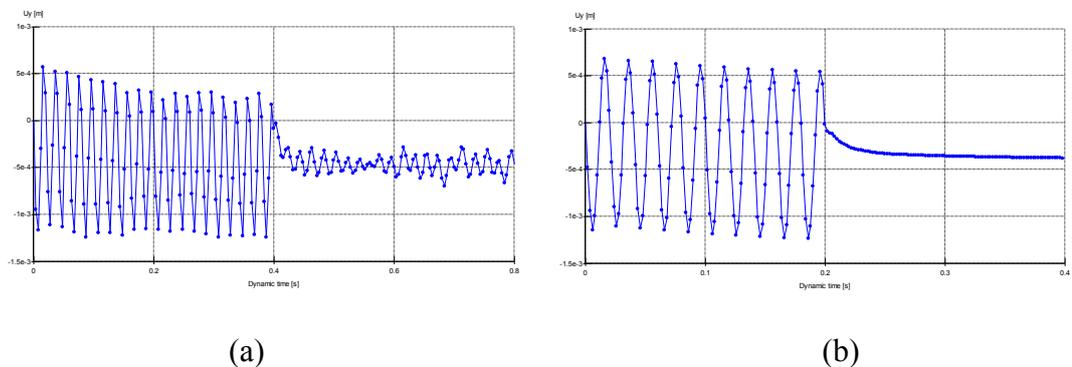


Figure 4.17: Variation du tassement en fonction du temps lors du chargement dynamique pour  $K=100$  : (a) sans amortissement et (b) avec amortissement

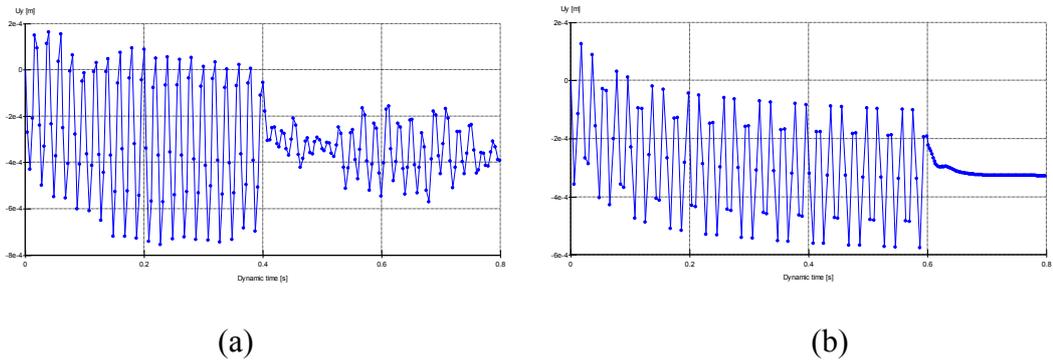


Figure 4.18: Variation du tassement en fonction du temps lors du chargement dynamique pour  $K=500$  : (a) sans amortissement et (b) avec amortissement

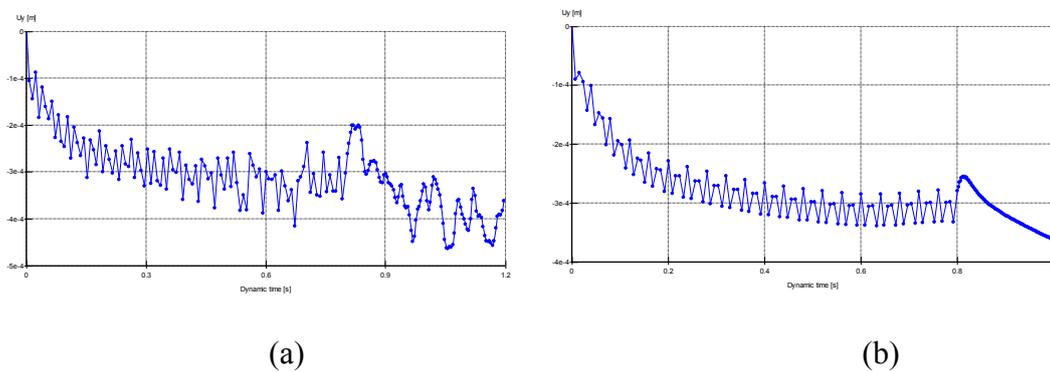


Figure 4.19: Variation du tassement en fonction du temps lors du chargement dynamique pour  $K=10^4$  : (a) sans amortissement et (b) avec amortissement

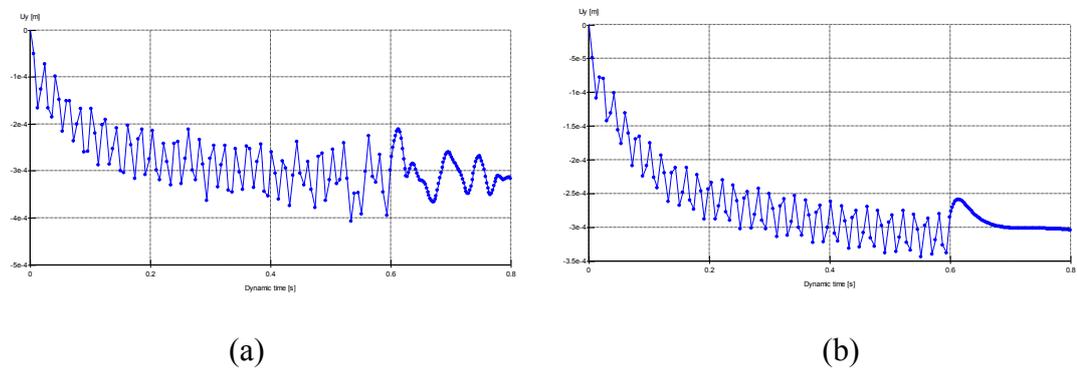
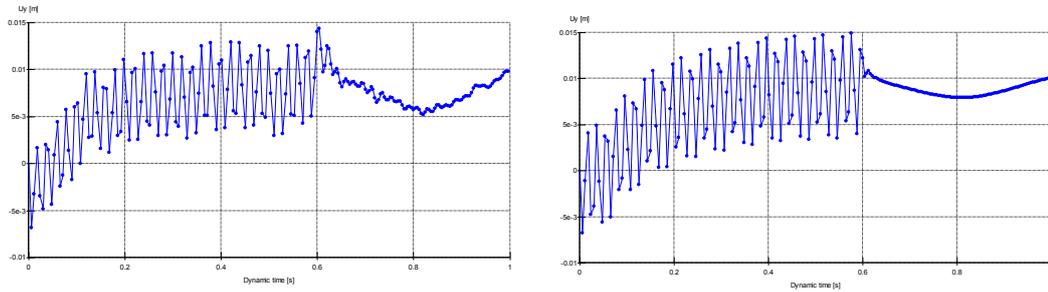


Figure 4.20: Variation du tassement en fonction du temps lors du chargement dynamique pour  $K=5 \times 10^4$  : (a) sans amortissement et (b) avec amortissement

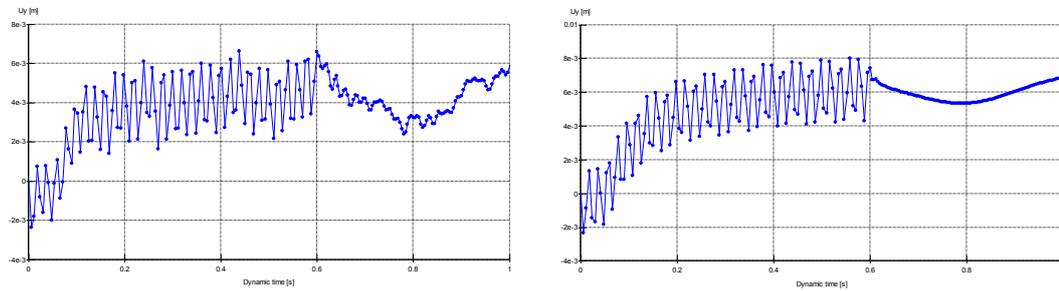
D/B=50



(a)

(b)

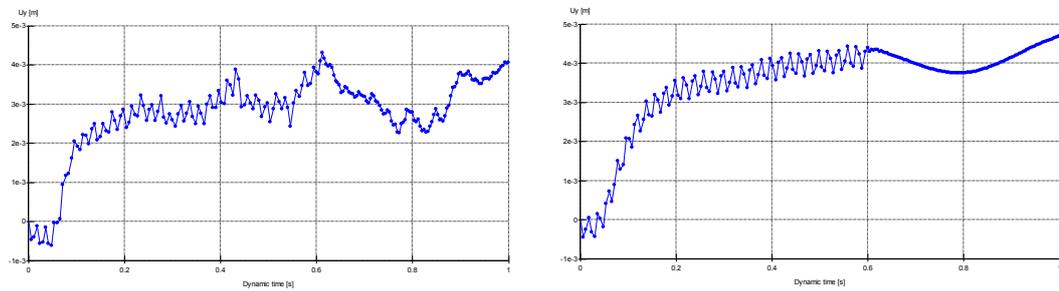
Figure 4.21: Variation du tassement en fonction du temps lors du chargement dynamique pour  $K=100$  : (a) sans amortissement et (b) avec amortissement



(a)

(b)

Figure 4.22: Variation du tassement en fonction du temps lors du chargement dynamique pour  $K=500$  : (a) sans amortissement et (b) avec amortissement



(a)

(b)

Figure 4.23: Variation du tassement en fonction du temps lors du chargement dynamique pour  $K=10^4$  : (a) sans amortissement et (b) avec amortissement

#### 4.3.2.4. Interprétation des résultats

##### a) **Cas du chargement monotone**

L'étude paramétrique du facteur de tassement  $I_v$  en fonction de l'élançement du pieu  $D/B$  et la compressibilité pieu/sol  $K$  a montré que :

- Le facteur de tassement  $I_v$  diminue en augmentant l'élançement relatif du pieu et cela pour  $K$  fixé, ce qui signifie que le tassement en tête d'un pieu court est supérieur à celui du pieu élançé fabriqué du même matériau. Cela peut être dû au fait que le pieu élançé subi lui-même une déformation et encaisse une partie de la charge appliquée en tête alors que pour un pieu court, le pieu ne subit presque pas de déformation, et la charge est transmise en totalité au sol ci-dessous.
- Selon la figure 4.6, pour des valeurs de  $K$  supérieures à 5000, le facteur de tassement est constant et ne dépend plus de la compressibilité relative. Dans le cas contraire ( $K < 5000$ ), le tassement diminue en augmentant  $K$ .
- Pour un élançement relatif égal à 50, et pour les valeurs de  $K$  égales à 100, 300 et 500, la courbe de chargement présente uniquement la partie linéaire, sans palier horizontal apparent. Cette allure peut être justifiée par le fait que le pieu est relativement compressible par rapport au sol, et il a tendance à manifester un tassement sous l'effet de la charge appliquée, en plus du tassement du sol. La charge limite du pieu est obtenue par conséquent pour un tassement imposé en tête supérieur à  $B/10$ .

#### Comparaison des résultats avec les travaux de N. YAÏCH ACHOUR, 2004 [6]

Dans le cadre de son mémoire de magistère, N. YAÏCH ACHOUR a étudié le comportement d'un pieu isolé soumis à un chargement vertical dans un sol homogène et dans un sol de Gibson par le biais du logiciel SAP2000. On s'intéresse surtout au cas du sol homogène.

On a utilisé le même maillage et les mêmes caractéristiques des matériaux (pour le pieu et le sol), la différence réside dans la loi de comportement utilisée pour modéliser le matériau sol, qui est une loi élastoplastique au lieu de la loi élastique linéaire adoptée par N. YAÏCH ACHOUR, ainsi que la possibilité d'introduire des éléments d'interface dans la modélisation par PLAXIS. Les différentes courbes de variation du facteur d'influence du

tassement en fonction de la compressibilité relative  $K$  et de l'élanement  $D/B$  pour les deux études sont représentées sur les figures ci-dessous.

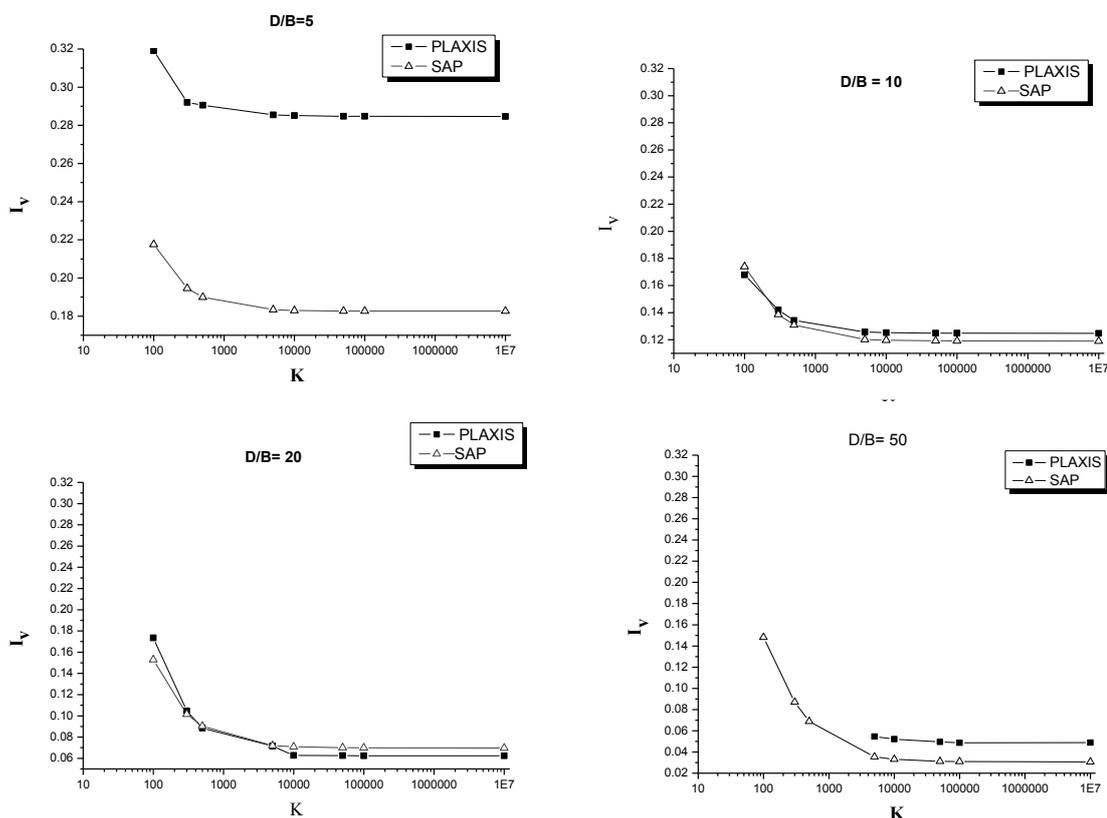


Figure 4.24 : Courbes de variation du facteur de tassement  $I_v$  en fonction de la compressibilité  $K$  pour une modélisation par SAP2000 et par PLAXIS

On remarque :

- Une allure similaire est constatée commençant par une première partie décroissante suivie d'un palier horizontal ;
- Pour le cas où  $D/B=5$  (pieu court ou puits), une remarquable différence est constatée avec l'enregistrement de grandes valeurs du facteur  $I_v$ . Cette différence peut être justifiée par la différence entre les lois de comportement utilisées. En effet, pour le même niveau de chargement, les déplacements dans le cas de la loi élastoplastique sont plus importants que ceux induits par un comportement élastique linéaire. En plus, l'étude des fondations de type "puits" (correspondant au cas  $D/B=5$ ) reste jusqu'à l'heure actuelle un sujet de scientifique non tranché vu

que ce type de fondations représente une transition entre les fondations profondes et superficielles.

- Pour le cas où  $D/B=10$ ,  $D/B=20$  et  $D/B=50$ , une bonne concordance est remarquée dans les résultats donnant la variation du facteur de tassement  $I_v$  en fonction de la compressibilité pieu/sol.

### b) Cas du chargement dynamique (harmonique)

D'après les courbes donnant la variation du tassement en fonction du temps, on constate que :

- Pour  $D/B=10$ , et à partir de  $K=500$ , le pieu manifeste un tassement seulement ;
- Pour  $D/B=20$ , et à partir de  $K=10^4$ , le pieu manifeste un tassement seulement ;
- Pour  $D/B=50$ , et pour toutes les valeurs de  $K$ , le pieu manifeste dans les premiers cycles des tassements, ensuite un soulèvement.

#### b.1. Effet de la compressibilité relative K

On donne dans les tableaux ci-dessous pour différentes valeurs de  $D/B$  et de  $K$ , l'amplitude du tassement (ou soulèvement) du premier cycle dans le cas du chargement amortie ou non amortie. L'amplitude étudiée correspond à la valeur du tassement (ou soulèvement) du premier cycle comptée à partir de la valeur zéro.

Tableau 4.3 : Amplitude du 1<sup>er</sup> cycle en fonction de la compressibilité  $K$  pour  $D/B=10$

K		100	500	$10^4$	$5 \times 10^4$
Tassement (mm)	S.A.	0.7	0.18	0.12	0.12
	A.A.	0.7	0.18	0.075	0.075
Soulèvement (mm)	S.A.	0.3	/	/	/
	A.A.	0.3			

#### Légende :

S.A. : Sans Amortissement

A.A. : Avec Amortissement

Tableau 4.4 : Amplitude du 1<sup>er</sup> cycle en fonction de la compressibilité K pour D/B=20

K		100	500	10 <sup>4</sup>	5x10 <sup>4</sup>
Tassement (mm)	S.A.	1.2	0.36	0.15	0.15
	A.A.	1.2	0.36	0.09	0.11
Soulèvement (mm)	S.A.	0.5	0.18	/	/
	A.A.	0.5	0.11		

Tableau 4.5: Amplitude du 1<sup>er</sup> cycle en fonction de la compressibilité K pour D/B=50

K		100	500	10 <sup>4</sup>	5x10 <sup>4</sup>
Tassement (mm)	S.A.	7	2.2	0.5	/
	A.A.	7	2.2	0.5	
Soulèvement (mm)	S.A.	2	0.09	0.1	/
	A.A.	4.5	1.5	0.1	

A partir des tableaux donnés supra on conclut que pour toutes les valeurs de D/B, l'amplitude en tassement ou en soulèvement est inversement proportionnelle à la compressibilité K.

#### Conclusion

En pratique, dans les projets de fondations sur pieux sous un ouvrage industriel, il faut concevoir des pieux de haute valeur de K afin de réduire les amplitudes des déplacements.

#### b.2. Effet de l'élanement D/B

En analysant les résultats donnés dans les tableaux précédents on constate que pour n'importe quelle valeur de la compressibilité K, l'amplitude en tassement ou en soulèvement est proportionnelle à l'élanement D/B.

#### Conclusion

En pratique, en phase de conception, il faut réduire l'élanement afin de réduire les amplitudes des vibrations du pieu.

### b.3. Effet de l'amortissement spatial

On remarque que pour  $K=100$ , il n'y a pas d'effet d'amortissement spatial.

Pour les valeurs plus grandes de  $K$ , l'amplitude du tassement diminue avec l'amortissement.

L'effet de l'amortissement sur le soulèvement n'a pas été bien dégagé.

#### Conclusion

En pratique, il est recommandé d'utiliser des pieux incompressibles pour profiter de l'effet de l'amortissement spatial du sol dans la réduction de l'amplitude des vibrations des pieux.

### b.4. Effet de la fréquence de vibration

L'effet de ce paramètre n'a pas été analysé, suite aux limites du temps alloué à la partie modélisation numérique dans ce travail.

### b.5. Etude du coefficient d'amplification dynamique $\Lambda$

Dans cette partie, on calcule le coefficient d'amplification dynamique pour différents cas. Le tassement dynamique considéré correspond à l'amplitude du tassement au premier cycle alors que celui du cas statique représente la valeur correspondante de l'amplitude du chargement dynamique à considérer dans la courbe de chargement du cas statique. Comme l'on a cité auparavant, la fréquence du chargement dynamique utilisée est 50 Hz (correspondant à  $\bar{\omega} = 314 \text{ rad.s}^{-1}$ ).

#### D/B=10

Amplitude appliquée dans la modélisation par nœud =7 kN.

Amplitude réelle =132 kN.

Tableau 4.6: Valeurs du coefficient d'amplification dynamique en fonction de la compressibilité  $K$  pour  $D/B=10$

$K$ (mm) \ $V_0$	Statique	Dynamique	$\Lambda = V_0 \text{ dy} / V_0 \text{ stat}$
100	1.47	0.6	0.41
500	1.18	0.18	0.15
$10^4$	1.10	0.12	0.11
$5 \times 10^4$	1.10	0.12	0.11

#### D/B=20

Amplitude appliquée dans la modélisation par nœud =25 kN.

Amplitude réelle =470 kN.

Tableau 4.7: Valeurs du coefficient d'amplification dynamique en fonction de la compressibilité K pour D/B=20

K (mm)	$V_0$	Statique	Dynamique	$\Lambda = V_0 \text{ dy} / V_0 \text{ stat}$
100		5.44	1.2	0.22
500		2.77	0.42	0.15
$10^4$		1.97	0.14	0.07
$5 \times 10^4$		1.97	0.14	0.07

### D/B=50

Dans ce cas, on n'a pas étudié la variation du facteur d'amplification vu que le pieu a manifesté en majorité des cas un soulèvement alors qu'on statique on a obtenu un tassement.

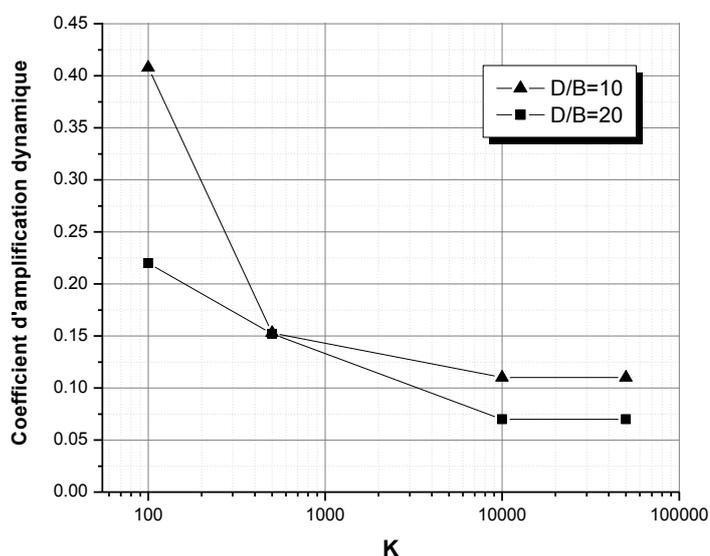


Figure 4.25 : Variation du coefficient d'amplification en fonction de K et D/B

D'après la figure 4.25 on constate que :

- Les valeurs du coefficient d'amplification sont tous inférieures à 1. Cela peut être justifié par le fait qu'on a choisi une fréquence de chargement relativement grande par rapport à la fréquence propre du système pieu/sol (voir figure 4.26) ;

- Pour la même valeur de l'élanement  $D/B$ , le coefficient d'amplification dynamique est inversement proportionnelle à  $K$  jusqu'à une valeur de 10000, à partir de laquelle il devient constant. Cela signifie que les pieux compressibles ont tendance à manifester un tassement plus grand que ceux peu compressible sous l'effet d'un chargement dynamique.

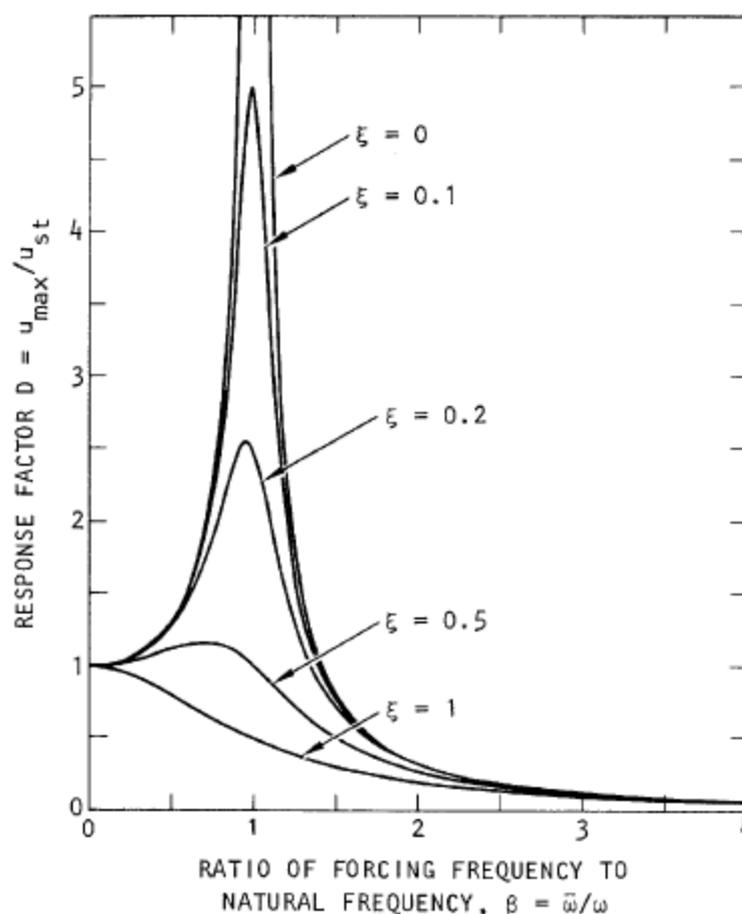


Figure 4.26: Exemple de variation du coefficient d'amplification dynamique en fonction du rapport de fréquences pour différentes valeurs de l'amortissement dans le cas d'un oscillateur simple

#### 4.4. Conclusion

On a étudié dans ce chapitre le comportement d'un pieu isolé soumis à un chargement vertical monotone et cyclique dans un massif de sol, par le biais du logiciel PLAXIS V 8.2 (avec module dynamique). Suite à l'étude paramétrique faite, les conclusions suivantes peuvent être données :

- Sous chargement monotone, le tassement est inversement proportionnel à l'élanement pour la même compressibilité pieu/sol ;
- Sous chargement dynamique, l'amplitude en tassement ou en soulèvement est inversement proportionnelle à la compressibilité  $K$ . En plus, l'amplitude en tassement ou en soulèvement est proportionnelle à l'élanement  $D/B$  pour n'importe valeur de la compressibilité  $K$ .
- L'amortissement spatial permet de réduire l'amplitude des vibrations pour les pieux incompressibles.

On exposera dans le chapitre suivant la méthode de superposition modale qui permet d'étudier les pieux sous vibrations verticales.

## CHAPITRE 5

### ANALYSE PAR SUPERPOSITION MODALE EN CAS D'UN SOL HOMOGENE

#### 5.1. Introduction

Les logiciels de calcul en éléments finis sont de plus en plus utilisés dans les calculs des ouvrages géotechniques. On a essayé dans ce chapitre d'élaborer un programme en langage Fortran permettant d'évaluer les modes propres, le tassement statique et le tassement sous chargement dynamique par le biais de la méthode de superposition modale, en considérant la théorie de transfert de charge.

On présente tout d'abord le développement mathématique aboutissant à la relation donnant le tassement en tête du pieu. Ensuite, l'organigramme général et les variables entrant en jeu dans l'élaboration du programme sont présentés. Enfin, des exemples pour la vérification du bon fonctionnement du programme sont exposés.

#### 5.2. Présentation de la méthode de superposition modale

La stratégie de résolution la plus couramment adoptée en dynamique est la méthode de superposition modale qui convient aux structures linéaires dont les premiers modes propres sont susceptibles d'être excités. Cette méthode peut être subdivisée en deux classes suivant la nature des modes propres utilisés pour exprimer les équations du mouvement. Le cas des structures à amortissement élevé et non uniforme nécessite l'utilisation comme base de la solution des modes propres complexes [CLOUGH & al, 1993], solutions propres du système avec amortissement. Heureusement, dans de nombreux problèmes, les structures

étudiées sont faiblement amorties, ce qui permet d'éviter le calcul des modes propres complexes, qui constitue dans bien des cas une opération longue et coûteuse. On utilise donc comme base de la solution les modes propres réels. L'utilisation de ces méthodes conduit souvent à négliger l'influence des termes non diagonaux d'amortissement modal. Sous ces conditions, l'étude de la réponse dynamique se ramène à la résolution d'un certain nombre d'équations différentielles linéaires du second ordre découplées pour lesquelles on dispose de solutions analytiques.

### 5.3. Principe de la méthode de superposition modale

Cette méthode est basée sur les modes propres de vibration libre de la structure. Ces modes traduisent en fait  $n$  allures de déplacement indépendantes, dont les amplitudes peuvent servir de coordonnées généralisées pour représenter une forme quelconque de la structure. On notera au passage, que les modes de vibration jouent le même rôle que les termes d'un développement en série de Fourier et qu'ils présentent les mêmes propriétés avantageuses:

- orthogonalités des modes,
- représentation satisfaisante des déplacements à l'aide d'une approximation limitée à quelques termes seulement.

On exprime donc le mouvement de la structure dans la base des modes propres réels [13].

### 5.4. Evaluation du tassement du pieu sous charge dynamique axiale par la méthode de superposition modale

On commence par l'application de la théorie de transfert de charge qui se base sur la discrétisation du sol, formant un milieu continu, en une infinité de ressorts indépendants schématisant le comportement élastique de l'interface sol-pieu. Le transfert des contraintes se fait du pieu au sol par l'intermédiaire de ces ressorts (figure 5.1).

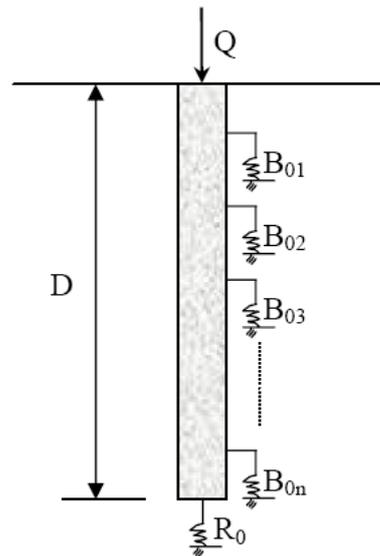


Figure 5.1 : Principe de la théorie de transfert de charges

### 5.5. Mise en équation

En écrivant l'équilibre dynamique  $\sum F_v = M \cdot \ddot{v}$  (5.1)

On obtient :

$$N - (N + dN) - \tau\pi B dZ = \rho S dZ \cdot \frac{d^2 v}{dt^2} \quad (5.2)$$

On pose :

$$a = \sqrt{\frac{4 \cdot \alpha}{B \cdot E_p}} ; C = \sqrt{\frac{E}{\rho}} ; \alpha = \frac{\tau}{v} .$$

Avec :

B : diamètre du pieu

Après réarrangement on obtient l'équation différentielle suivante :

$$\frac{d^2 v}{dz^2} - a^2 \cdot v - \frac{G}{C^2} = \frac{1}{C^2} \cdot \frac{d^2 v}{dt^2} \quad (5.3)$$

G : accélération de la gravité

- Equation des ondes de compression :

Simplifiant l'équation (5.3) (précédente) en négligeant le terme  $\frac{G}{C^2} = \frac{\rho G}{E}$  pour pouvoir découpler l'équation. Cette simplification est vérifiée pour les pieux utilisés couramment en génie civil :

$$\text{Pieu en acier : } \frac{\rho G}{E} = \frac{7850}{2.10^{11}} = 4.10^{-8}$$

$$\text{Pieu en ciment : } \frac{\rho G}{E} = \frac{2000}{3,5.10^8} = 7.10^{-7}$$

$$\text{Pieu en B.A : } \frac{\rho G}{E} = \frac{2500}{3.10^{10}} = 8.10^{-8}$$

### Détermination des modes et fréquences propres

Posons :  $v(z, t) = f(t) \cdot g(z)$ . Après dérivation de  $v(z, t)$  par rapport à  $z$  et à  $t$ , l'équation (3) devient

$$f \frac{d^2 g}{dz^2} - a^2 \cdot f \cdot g = \frac{1}{c^2} \cdot g \cdot \frac{d^2 f}{dt^2} \quad (5.4)$$

En multipliant les deux membres de l'égalité par le terme  $1/fg$ , on obtient :

$$c^2 \left( \frac{1}{g} \frac{d^2 g}{dz^2} - a^2 \right) = \frac{1}{f} \cdot \frac{d^2 f}{dt^2} \quad (5.5)$$

Les deux membres de l'égalité ne dépendent pas des même variables, égalisons les à une constante  $-\omega^2$ , on obtient ainsi les deux équations différentielles suivantes :

$$\frac{1}{g} \cdot \frac{d^2 g}{dz^2} = \frac{-\omega^2}{c^2} + a^2 \quad (5.6)$$

$$\frac{d^2 f}{dt^2} + f \cdot \omega^2 = 0 \quad (5.7)$$

Considérons l'équation (5.6) :

- $a = \frac{\omega}{c} \rightarrow \frac{d^2 g}{dz^2} = 0 \rightarrow \frac{dg}{dz} = cte \rightarrow g = a + bz \rightarrow$  Une seule fréquence propre:  $\omega_1 = a \cdot c$
- $a > \frac{\omega}{c} \rightarrow$  on a un nombre fini de modes propres : cas non intéressant.
- $a < \frac{\omega}{c} \rightarrow$  a un nombre infini de modes propres : c'est le cas intéressant.

Posons :  $\Omega^2 = \frac{\omega^2}{c^2} - a^2$ . La solution de l'équation (5.6) est donc :

$$g(z) = A \cdot \cos \Omega z + B \sin \Omega z \quad (5.8)$$

La solution de l'équation (5.7) est de la forme :

$$f(t) = X \cdot \cos \omega t + Y \cdot \sin \omega t \quad (5.9)$$

### Conditions aux limites :

En tête :

$$N(0) = 0 \quad \rightarrow \quad N = E \cdot S \cdot \frac{dv}{dz} = E \cdot S \cdot f \cdot \frac{dg}{dz}$$

$$N(0) = 0 \rightarrow \frac{dg}{dz} = 0 \rightarrow -A.\Omega \sin(\Omega.0) + B\Omega \cos(\Omega.0) = 0 \quad (5.10)$$

$$\rightarrow B = 0$$

**En pointe,**

$$\begin{aligned} \text{On à : } q_p = \beta.v_p \rightarrow \frac{N(z=D)}{S} &= \beta.v(z=D) \\ \rightarrow -\frac{E_p S}{S}.f(t).\frac{dg}{dz}\Big|_{z=D} &= \beta.f(t).g(z=D) \end{aligned} \quad (5.11)$$

Après transformations et réarrangements on obtient :

$$\begin{aligned} \beta.g(z=D) + E_p \frac{dg}{dz}(z=D) &= 0, \quad \forall t \\ \beta.A \cos(\Omega D) - E_p \Omega.A \sin(\Omega D) &= 0 \\ \beta.A \cos(\Omega D) &= E_p \Omega.A \sin(\Omega D) \end{aligned} \quad (5.12)$$

$A = 0 \rightarrow v(z,t) = 0 \quad \forall t$  *solution de repos*  $\rightarrow$  à abandonner

$A \neq 0 \rightarrow tg(\Omega D) = \frac{\beta}{\Omega.E_p}$  Equation aux valeurs propres.

Résolution de l'équation aux valeurs propres :

$$tg(\Omega D) = \frac{\beta}{\Omega.E_p} \quad (5.13)$$

$$\Omega^2 = \frac{\omega^2}{c^2} - a^2$$

Qu'on peut écrire sous la forme :  $x.tgx = \lambda$  où  $\begin{cases} x = \Omega.D \\ \lambda = \frac{\beta.D}{E_p} \end{cases}$

La résolution se fait graphiquement, et on utilise pour cela les méthodes numériques.

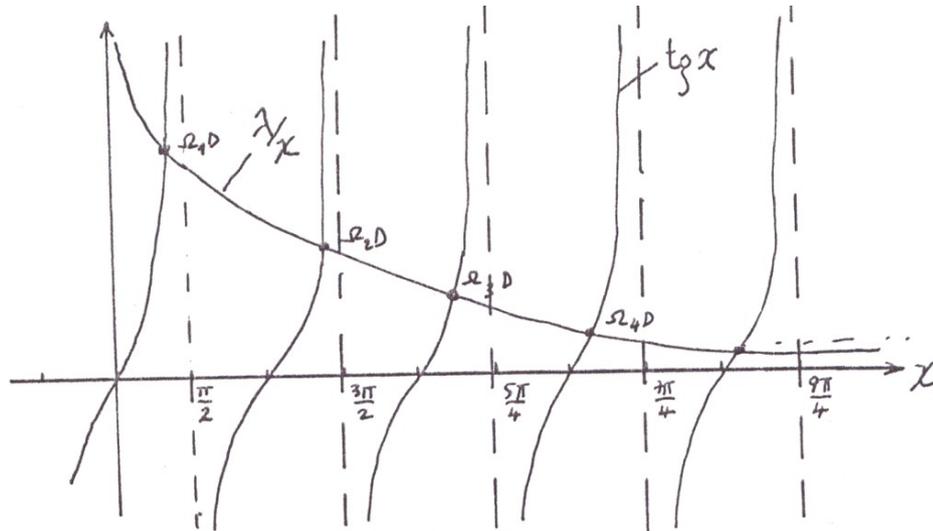


Figure 5.2 : Résolution graphique de l'équation aux valeurs propres

### Résolution de l'équation (5.13) pour des cas particuliers

- Pieu colonne : pointe encastée  $\beta = \infty$

$$\rightarrow \cos \Omega \cdot D = 0 \rightarrow \Omega_n \cdot D = (2n + 1) \frac{\pi}{2} \rightarrow \Omega_n = \frac{1}{D} (2n + 1) \frac{\pi}{2} \quad n \geq 0$$

$$\Omega_n^2 = \frac{\omega_n^2}{C^2} - a^2$$

- Pieu flottant :

$$q_p = 0 \rightarrow N(z = D) = 0 \rightarrow -E_p \cdot S \cdot f \cdot \left. \frac{dg}{dz} \right|_{z=D} = 0 \rightarrow A \Omega \cdot E_p \cdot S \cdot \sin \Omega \cdot D = 0 \rightarrow$$

$$\sin \Omega \cdot D = 0 \rightarrow \Omega_n = \frac{1}{D} n\pi \quad n \geq 0 \quad (\text{Ce qui se retrouve de l'équation des valeurs propres en mettant } \beta = 0.)$$

- Pieu travaillant en pointe seulement :  $a = 0 \rightarrow \omega_n = c \cdot \Omega_n$

Dans tout les cas, le mode propre associée est :  $g_n(z) = A_n \cdot \cos(\Omega_n z)$

### Etude du système forcé :

On applique le principe variationnel de HAMILTON

$$\int_{t_1}^{t_2} \Delta(T - V) dt + \int_{t_1}^{t_2} \Delta w_{nc} \cdot dt = 0 \quad (5.14)$$

Avec :

T : énergie cinétique totale

V : énergie potentielle = énergie de déformation et potentielle des forces conservatrices extérieures.

$W_{nc}$  : travail des forces non conservatrices agissant sur le système.

$\Delta$  : variation subie pendant l'intervalle de temps considéré.

Energie cinétique du pieu :

$$T = \frac{1}{2} m \dot{v}^2 = \frac{1}{2} (\rho \cdot S \cdot dz) \cdot (\dot{v}^2)$$

$$T = \frac{1}{2} \int_0^D \rho \cdot S \left( \frac{\partial v}{\partial t} \right)^2 \cdot dz \quad (5.15)$$

Energie potentielle de déformation :  $V_f = \frac{1}{2} \int \sigma \cdot \varepsilon \cdot d(\text{volume})$

$$V_f (\text{pieu}) = \frac{1}{2} \cdot \int_0^D E_p \cdot \varepsilon^2 (S \cdot dz) = \frac{1}{2} \cdot \int_0^D E_p \cdot S \left( \frac{\partial v}{\partial z} \right)^2 dz$$

$$V_f (\text{pieu}) = \frac{1}{2} \cdot E_p \cdot S \int_0^D \left( \frac{\partial v}{\partial z} \right)^2 dz \quad (5.16)$$

$V_f (\text{sol}) = V_f (\text{pointe}) + V_f (\text{frottement latéral})$

$$V_f (\text{sol}) = \frac{1}{2} \cdot \beta \cdot S \cdot v_p^2 + \frac{1}{2} \int_0^D (\tau \cdot \pi B \cdot dz \cdot v) \quad (5.17)$$

Energie potentielle due au poids du pieu :

$$V_p = \frac{1}{2} \cdot \int_0^D \rho \cdot G \cdot z \cdot \frac{dv}{dz} \cdot S \cdot dz = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot G \cdot S \int_0^D \frac{dv}{dz} \cdot z \cdot dz \quad (5.18)$$

G : accélération de la gravité

Travail des forces externes :

$$w_{nc} = N(0, t) \cdot v(0, t)$$

$$v(z, t) = \sum_{n \geq 0} g_n(z) \cdot f_n(t) \quad v(0, t) = \sum_{n \geq 0} g_n(0) \cdot f_n(t)$$

$$\frac{\partial v}{\partial z} = \sum f_n \cdot \frac{dg_n}{dz}$$

$$\frac{\partial^2 v}{\partial z^2} = \sum f_n(t) \cdot \frac{d^2 g_n}{dz^2}$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} = \sum g_n(z) \cdot \frac{df_n}{dt}$$

Alors :

$$\Delta T = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot S \cdot \int_0^D \left( \frac{dv}{dt} \right) \Delta \left( \frac{dv}{dt} \right) \cdot dz \quad (5.19)$$

$$\Delta V = \Delta V_f^{\text{pieu}} + \Delta V_f^{\text{sol}} + \Delta V_f^{\text{poids pieu}}$$

Donc :

$$\Delta V = \frac{1}{2} \cdot E_p \cdot S \cdot \int_0^D \Delta \left( \frac{dv}{dz} \right)^2 \cdot dz + \frac{2}{2} \cdot \beta \cdot S \cdot v_p \cdot \Delta v_p + \frac{1}{2} \alpha \pi B \int_0^D (2v \Delta v) dz + \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot G \cdot S \int_0^D \Delta \left( \frac{dv}{dz} \right) \cdot z \cdot dz \quad (5.20)$$

$$\Delta w_{nc} = N(0, t) \cdot \Delta v(0, t)$$

Principe de HAMILTON :

$$\int_{t_1}^{t_2} \Delta(T - V) \cdot dt + \int_{t_1}^{t_2} \Delta w_{nc} \cdot dt = 0$$

$$\int_{t_1}^{t_2} \Delta T \cdot dt = \rho \cdot S \cdot \int_{t_1}^{t_2} \int_0^D \left( \sum_{n \geq 0} g_n \cdot \dot{f}_n \cdot g_n \cdot \Delta \dot{f}_n \right) dz = \rho \cdot S \int_{t_1}^{t_2} \sum_{n \geq 0} \dot{f}_n \cdot \Delta \dot{f}_n \cdot \int_0^D g_n^2 \cdot dz$$

$$\int_{t_1}^{t_2} \Delta V \cdot dt = \beta \cdot S \cdot \int_{t_1}^{t_2} (\sum_{n \geq 0} g_n(D) \cdot f_n \cdot g_n(D) \cdot \Delta f_n) dt + \frac{1}{2} \alpha \cdot \pi \int_{t_1}^{t_2} B \sum_{n \geq 0} \int_0^D g_n f_n \cdot g_n \cdot \Delta f_n + \frac{1}{2} \cdot E_p \cdot S \int_{t_1}^{t_2} \sum_{n \geq 0} 2 \int_0^D \left( \frac{dg_n}{dz} \right)^2 f_n \cdot \Delta f_n \cdot dz + \frac{1}{2} \rho \cdot G \cdot S \int_{t_1}^{t_2} \sum_{n \geq 0} \int_0^D z \cdot \frac{dg_n}{dz} \cdot \Delta f_n \cdot dz \quad (5.21)$$

$$\int_{t_1}^{t_2} \Delta w_{nc} \cdot dt = \int_{t_1}^{t_2} N(0, t) \cdot \sum_{n \geq 0} g_n(0) \cdot \Delta f_n \cdot dt$$

$$\int_{t_1}^{t_2} \dot{f}_n \cdot \Delta \dot{f}_n \cdot dt = [\dot{f}_n \cdot \Delta f_n]_{t_1}^{t_2} - \int_{t_1}^{t_2} \ddot{f}_n \cdot \Delta f_n \cdot dt$$

Hypothèse de HAMILTON :  $\Delta f_n$  s'annule entre les bornes  $t_1$  et  $t_2$  :  $[\dot{f}_n \cdot \Delta f_n]_{t_1}^{t_2} = 0$

$$\begin{aligned} \int_{t_1}^{t_2} \Delta V \cdot dt &= \beta \cdot S \cdot \sum_{n \geq 0} g_n^2(D) \cdot \int_{t_1}^{t_2} f_n \cdot \Delta f_n \cdot dt \\ &+ \frac{\alpha \pi B}{2} \sum_{n \geq 0} \int_0^D 2 \cdot g_n^2 \cdot \int_{t_1}^{t_2} f_n \cdot \Delta f_n \cdot dt + \frac{1}{2} \cdot E_p \cdot S \cdot \sum_{n \geq 0} 2 \int_0^D \left( \frac{dg_n}{dz} \right)^2 dz \int_{t_1}^{t_2} f_n \cdot \Delta f_n \cdot dt \\ &+ \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot G \cdot S \sum_{n \geq 0} \int_0^D z \cdot \frac{dg_n}{dz} dz \cdot \int_{t_1}^{t_2} \Delta f_n \cdot dt \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \int_{t_1}^{t_2} \Delta V \cdot dt &= \int_{t_1}^{t_2} \left( \sum_{n \geq 0} \beta \cdot S \cdot g_n^2(D) + \alpha \pi B \int_0^D g_n^2 \cdot dz + E_p \cdot S \cdot \int_0^D \left( \frac{dg_n}{dz} \right)^2 dz \right) \cdot f_n \cdot \Delta f_n \cdot dt + \\ &\int_{t_1}^{t_2} \left( \frac{\rho \cdot G \cdot S}{2} \int_0^D z \cdot \frac{dg_n}{dz} dz \right) \cdot \Delta f_n \cdot dt \end{aligned} \quad (5.22)$$

$$\begin{aligned} \int_{t_1}^{t_2} \Delta(T - V) dt &= \sum_{n \geq 0} \left( \rho \cdot S \cdot \int_0^D g_n^2 dz \cdot \int_{t_1}^{t_2} -\ddot{f}_n \cdot \Delta f_n dt \right) \\ &\quad - \left( \beta \cdot S \cdot g_n^2(D) + \alpha \pi B \int_0^D g_n^2 dz - E_p \cdot S \cdot \int_0^D \left( \frac{dg_n}{dz} \right)^2 dz \right) \cdot \int_{t_1}^{t_2} f_n \cdot \Delta f_n \cdot dt \\ &\quad - \left( \frac{\rho \cdot G \cdot S}{2} \int_0^D z \cdot \frac{dg_n}{dz} dz \right) \cdot \int_{t_1}^{t_2} \Delta f_n \cdot dt \end{aligned}$$

$$\int_{t_1}^{t_2} \Delta(T - V) dt = \sum_{n \geq 0} \int_{t_1}^{t_2} [m_n^* \cdot (-\ddot{f}_n) - K_{Sn}^* \cdot f_n - M_{Pn}^*] dt \quad (5.23)$$

$$\int_{t_1}^{t_2} \Delta w_{nc} \cdot dt = \sum_{n \geq 0} g_n(0) \int_{t_1}^{t_2} \Delta f_n N(0, t) \cdot dt$$

$$\sum_{n \geq 0} \int_{t_1}^{t_2} [(-m_n^* \cdot \ddot{f}_n - K_{Sn}^* \cdot f_n - M_{Pn}^*) \cdot \Delta f_n + N(0) \cdot g_n(0) \cdot \Delta f_n] \cdot dt = 0$$

$$\Rightarrow \sum_{n \geq 0} \int_{t_1}^{t_2} [(-m_n^* \cdot \ddot{f}_n - K_{Sn}^* \cdot f_n + M_{Pn}^* + N \cdot g_n(0)) \Delta f_n \cdot dt] = 0 \quad (5.24)$$

$\Delta f_n$  est arbitraire, le terme entre crochets doit alors s'annuler quelque soit  $n$  :

$$m_n^* \cdot \ddot{f}_n - K_{Sn}^* \cdot f_n + M_{Pn}^* = N(0, t) \cdot g_n(0) \quad (5.25)$$

$$M_{Pn}^* = \rho S \int_0^D g_n^2(z) dz \quad : \quad \text{masse généralisée du pieu au mode } n.$$

$$K_{Sn}^* = \beta \cdot S \cdot g_n^2(D) + \alpha \pi B \int_0^D g_n^2 dz \quad : \quad \text{raideur généralisée du sol au mode } n.$$

$$K_{Pn}^* = E_p S \int_0^D \left( \frac{dg_n}{dz} \right)^2 dz \quad : \quad \text{raideur généralisée du pieu au mode } n.$$

$$P_n^*(t) = N(0, t) g_n(0) \quad : \quad \text{force généralisée au mode } n.$$

$$\ddot{f}_n + \frac{K_{Sn}^* + K_{Pn}^*}{m_n^*} \cdot f_n + \frac{M_{Pn}^*}{m_n^*} = \frac{P_n^*(t)}{m_n^*} \quad (5.26)$$

On a :  $g_n(z) = A_n \cos(\Omega_n, z)$  d'où :

$$M_n^* = \rho \cdot S \int_0^D g_n^2 \cdot dz = \rho \cdot S \cdot A_n^2 \int_0^D \cos^2(\Omega_n z) dz = \rho \cdot S \cdot A_n^2 \int_0^D \left( \frac{1 + \cos(2\Omega_n z)}{2} \right) dz \quad (5.27)$$

$$M_n^* = \rho \cdot S \cdot A_n^2 \int_0^D \cos^2(\Omega_n z) dz = \frac{\rho \cdot S \cdot A_n^2}{2} \left( D + \frac{1}{2\Omega_n} \sin 2\Omega_n \cdot D \right)$$

$$M_n^* = \frac{\rho \cdot S \cdot A_n^2 \cdot D}{2} \left( 1 + \frac{\sin^2 \Omega_n \cdot D}{\lambda} \right) \quad (5.28)$$

Où :

$$\lambda = \frac{\beta D}{E_p} \quad \text{sans dimension}$$

$[\Omega]$  : longueur<sup>-1</sup>

$$K_S^* = \beta \cdot S \cdot A_n^2 \cdot \cos^2 \Omega_n \cdot D + \frac{\alpha \pi B D}{2} \cdot A_n^2 \left( 1 + \frac{\sin^2 \Omega_n \cdot D}{\lambda} \right) \quad (5.29)$$

$$K_P^* = E_p \cdot S \cdot A_n^2 \int_0^D [-\Omega_n \sin(\Omega_n \cdot z)]^2 dz = \frac{E_p \cdot S \cdot A_n^2 \cdot \Omega_n^2 \cdot D}{2} \left( 1 - \frac{\sin^2 \Omega_n \cdot D}{\lambda} \right)$$

$$K_P^* = \frac{E_p \cdot S \cdot A_n^2 \cdot \Omega_n^2 \cdot D}{2} \left( 1 - \frac{\sin^2 \Omega_n \cdot D}{\lambda} \right) \quad (5.30)$$

On a :

$$\frac{K_S^*}{M_n^*} + \frac{K_P^*}{M_n^*} = \frac{\beta \cdot S \cdot A_n^2 \cdot \cos^2 \Omega_n \cdot D + \frac{\alpha \pi B D}{2} \cdot A_n^2 \left( 1 + \frac{\sin^2 \Omega_n \cdot D}{\lambda} \right) + \frac{E_p \cdot S \cdot A_n^2 \cdot \Omega_n^2 \cdot D}{2} \left( 1 - \frac{\sin^2 \Omega_n \cdot D}{\lambda} \right)}{\frac{\rho \cdot S \cdot A_n^2 \cdot D}{2} \left( 1 + \frac{\sin^2 \Omega_n \cdot D}{\lambda} \right)} \quad (5.31)$$

$$\frac{K_S^*}{M_n^*} + \frac{K_P^*}{M_n^*} = \frac{2\beta}{\rho D} \cdot \frac{\cos^2 \Omega_n \cdot D}{\left( 1 + \frac{\sin^2 \Omega_n \cdot D}{\lambda} \right)} + \frac{\alpha \pi B}{\rho S} + \frac{E_p \Omega_n^2}{\rho} \cdot \frac{\left( 1 - \frac{\sin^2 \Omega_n \cdot D}{\lambda} \right)}{\left( 1 + \frac{\sin^2 \Omega_n \cdot D}{\lambda} \right)}$$

$$S = \frac{\pi B^2}{4}; \quad \frac{E_p}{\rho} = C^2; \quad \Omega_n^2 = \frac{\omega_n^2}{C^2} - a^2$$

$$\Omega_n \cdot a^2 = \frac{4\alpha}{B \cdot E_p} - a^2 \rightarrow \frac{E_p \cdot \Omega_n^2}{\rho} = \omega_n^2 - a^2 \cdot C^2$$

$$\text{Alors : } \omega_n^2 - \frac{4\alpha}{B \cdot E_p} \cdot \frac{E_p}{\rho} = \omega_n^2 - \frac{4\alpha}{B \cdot \rho} \quad (5.32)$$

$$\frac{K_S^*}{M_n^*} + \frac{K_P^*}{M_n^*} = \frac{\frac{2\beta}{\rho D} \cdot \cos^2(\Omega_n \cdot D) + \frac{4\alpha}{B \cdot \rho} \cdot \left( 1 + \frac{\sin^2 \Omega_n \cdot D}{\lambda} \right) + \left( \omega_n^2 - \frac{4\alpha}{B \cdot \rho} \right) \cdot \left( 1 - \frac{\sin^2 \Omega_n \cdot D}{\lambda} \right)}{\left( 1 + \frac{\sin^2 \Omega_n \cdot D}{\lambda} \right)}$$

$$\frac{K_S^*}{M_n^*} + \frac{K_P^*}{M_n^*} = \frac{\frac{2\beta}{\rho D} \cdot \cos^2(\Omega_n \cdot D) + \frac{8\alpha}{B \cdot \rho} \cdot \left( \frac{\sin^2 \Omega_n \cdot D}{\lambda} \right) + \left( \omega_n^2 \right) \cdot \left( 1 - \frac{\sin^2 \Omega_n \cdot D}{\lambda} \right)}{\left( 1 + \frac{\sin^2 \Omega_n \cdot D}{\lambda} \right)} \quad (5.33)$$

Cas particuliers :

$$1-) \text{ Pieu flottant} \rightarrow \beta = 0: \quad \frac{K_S^*}{M_n^*} + \frac{K_P^*}{M_n^*} = \omega_n^2$$

2-) Pieu colonne sans frottement latéral  $\alpha = 0$ ,  $g_n(D) = 0$

$$\rightarrow \frac{K_S^*}{M_n^*} + \frac{K_P^*}{M_n^*} = \omega_n^2 \quad (\lambda \rightarrow \infty)$$

On aura ainsi, en posant :  $\frac{K_S^*}{M_n^*} + \frac{K_P^*}{M_n^*} = \theta_n^2$

$$\ddot{f}_n + \theta_n^2 \cdot f_n = \frac{P_n^*(t)}{M_n^*}$$

Soit un effort axial appliqué au pieu :  $N(0, t) = N_0 \cdot \cos \varpi t$

$\varpi$ : pulsation d'excitation

- Solution de l'équation homogène  $\ddot{f}_n + \theta_n^2 \cdot f_n = 0$   
 $\rightarrow f_n^h = \xi_n \cdot \sin \theta_n t + X_n \cos \theta_n t$
- Solution particulière : on écrit sous la forme :

$$f_n^p = \mu_n \cdot \cos \varpi t - \mu_n \cdot \omega^2 \cdot \cos \varpi t + \theta_n^2 \mu_n \cos \varpi t = \frac{N_0 \cdot \cos \varpi t \cdot g_n(0)}{M_n^*} \quad (5.34)$$

$$\mu_n = \frac{N_0 \cdot A_n}{(\theta_n^2 - \varpi^2) \cdot \frac{\rho \cdot S \cdot A_n^2 \cdot D}{2} \left(1 + \frac{\sin^2 \Omega_n \cdot D}{\lambda}\right)} \quad \text{pour } \theta_n \neq \varpi$$

Après développement de l'expression de  $\theta_n$  on obtient:

$$\theta_n^2 = \frac{\sin(2\Omega_n \cdot D) \cdot \frac{\omega_n^2}{\Omega_n \cdot D} + \omega_n^2 \left(1 - \frac{\sin^2 \Omega_n \cdot D}{\lambda}\right)}{\left(1 + \frac{\sin^2 \Omega_n \cdot D}{\lambda}\right)} = \frac{2 \left(\frac{\sin^2 \Omega_n \cdot D}{\lambda}\right) \omega_n^2 + \omega_n^2 - \frac{\omega_n^2 \sin^2 \Omega_n \cdot D}{\lambda}}{\left(1 + \frac{\sin^2 \Omega_n \cdot D}{\lambda}\right)} \quad (5.35)$$

En effet :

$$\frac{\sin(2\Omega_n \cdot D)}{\Omega_n \cdot D} = \frac{2 \cdot \sin(\Omega_n \cdot D) \cdot \cos(\Omega_n \cdot D)}{\lambda} \cdot \frac{\sin(\Omega_n \cdot D)}{\cos(\Omega_n \cdot D)} = \frac{2 \cdot \sin^2 \Omega_n \cdot D}{\lambda}$$

$$\theta_n^2 = \omega_n^2$$

$$\text{Soit : } \beta' = \frac{\varpi}{\omega_n}$$

$$\rightarrow \mu_n = \frac{2 \cdot N_0}{\rho \cdot S \cdot D \cdot A_n + \left(1 + \frac{\sin^2 \Omega_n \cdot D}{\lambda}\right) (1 - \beta'^2) \cdot \omega_n^2} \quad (5.36)$$

$$f_n(t) = f_n^h(t) + f_n^p(t) = \xi_n \cdot \sin \omega_n t + X_n \cos \omega_n t + \mu_n \cdot \cos \varpi t \quad (5.37)$$

Position de repos à  $t = 0 \rightarrow f_n(0) = \dot{f}_n(0) = 0 \rightarrow f_n(0) = 0 \rightarrow X_n = -\mu_n$

$$\dot{f}_n(0) = 0 \rightarrow \xi_n = 0 \rightarrow f_n(t) = \mu_n \cdot (\cos \varpi t - \cos \omega_n t)$$

$$v(z, t) = \sum v_0^n \cdot \cos(\Omega_n \cdot z) \cdot (\cos \varpi t - \cos \omega_n t) \quad (5.38)$$

$$v_0^n = \frac{2N_0}{\rho \cdot S \cdot D \cdot (1 - \beta'^2) \cdot \omega_n^2 \cdot \left(1 + \frac{\sin 2 \Omega_n \cdot D}{2 \Omega_n \cdot D}\right)} \quad (5.39)$$

$$\beta' = \frac{\varpi}{\omega_n}, \quad \Omega_n^2 = \frac{\omega_n^2}{C^2} - a^2, \quad \omega_n^2 = C^2(\Omega_n^2 + a^2)$$

Cas d'un chargement statique :  $\varpi = 0$ ,  $f_n = 1 \rightarrow$  on supprime  $\cos \theta_n t$

$$v_0 = \sum_{n \geq 0} v_0^n = \frac{2N_0}{\rho \cdot S \cdot D} \cdot \sum_{n \geq 0} \frac{1}{\theta_n^2 \cdot \left(1 + \frac{\sin 2 \Omega_n \cdot D}{\lambda}\right)} \quad (5.40)$$

### 5.6. Programmation de la solution obtenue

On a établi un programme en langage Fortran, nommé PILDYN permettant de calculer la solution obtenue par la méthode de superposition modale retrouvée dans la section précédente. La figure 5.3 ci-dessous représente l'organigramme général utilisé dans la programmation.

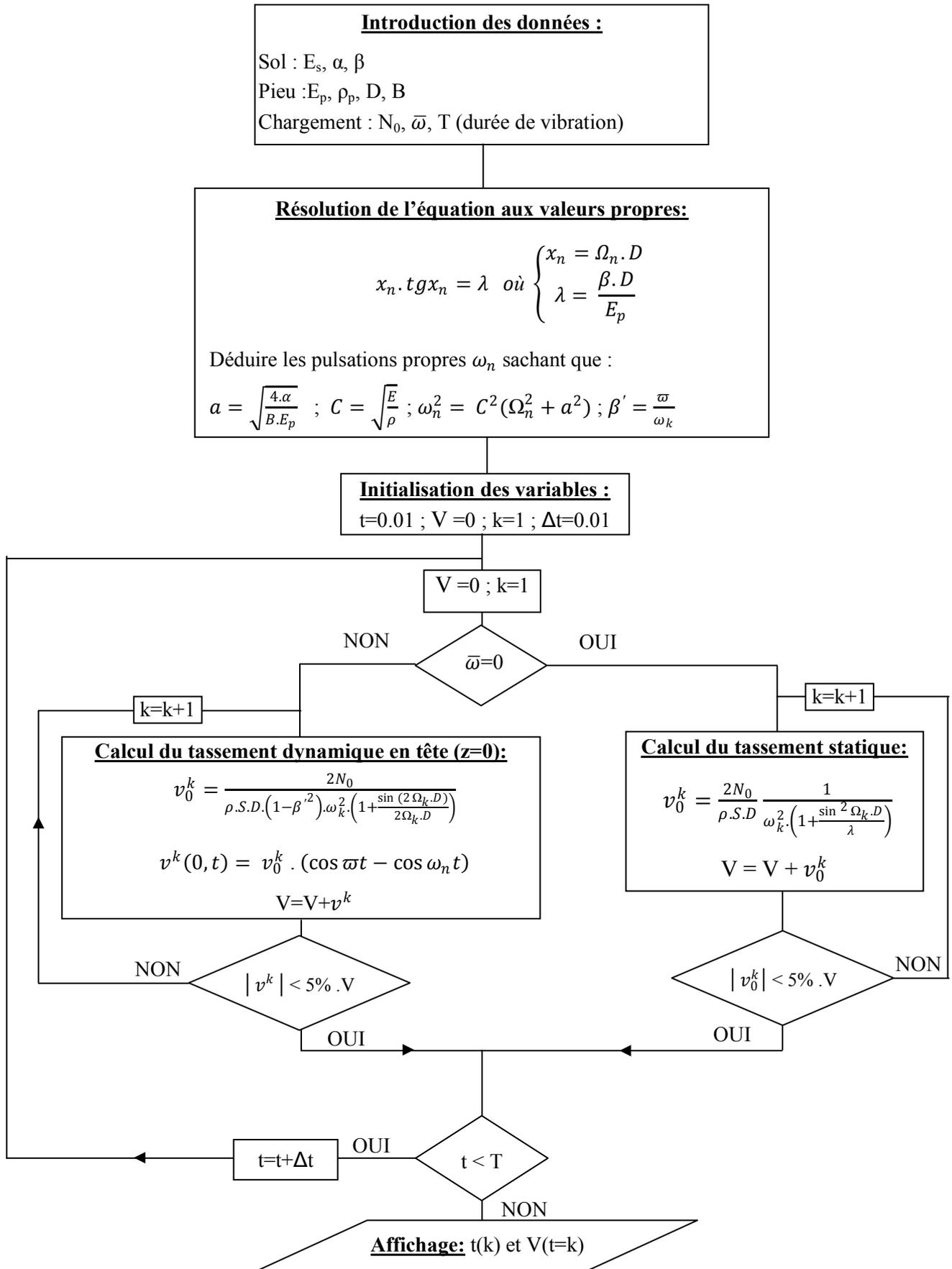


Figure 5.3 : Organigramme général du programme PILDYN

### 5.7. Vérification du programme PILDYN

Afin de s'assurer du bon fonctionnement du programme et des résultats obtenus, on a effectué manuellement les calculs des dix premiers termes et cela pour deux incréments de temps.

#### Données :

**Sol :**  $E_s = 20 \text{ MPa}$  ;  $\nu = 0,33$  ;  $\alpha = 0,42$   $E_s = 8,4 \text{ MPa}$  ;  $\beta = 4,5 * E/B = 60 \text{ MPa/m}$ .

**Pieu :**  $E_p = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$  ;  $D = 30 \text{ m}$  ;  $B = 1,5 \text{ m}$  ;  $\rho_p = 7850 \text{ kg/m}^3$  ;  $D/B = 20$  ;

**Chargement dynamique :**  $Q(t) = Q_0 \cdot \cos \bar{\omega} t$  avec :

$Q_0 = 1000 \text{ kN}$  ;  $\bar{\omega} = 314 \text{ rad/s}$  (correspondant au cas du vibrofonçage du pieu dont la fréquence est de 50 Hz)

#### Résultats :

Tableau 5.1 : Comparaison entre le tassement donné par le programme PILDYN et celui calculé manuellement

Temps (s)	0.1	0.2
$V_0(t)$ calculé manuellement	$3,8979 \cdot 10^{-2}$ mm	$2,8329 \cdot 10^{-2}$ mm
$V_0(t)$ calculé par le programme	$3,8981 \cdot 10^{-2}$ mm	$2,8428 \cdot 10^{-2}$ mm
$V_0^{\text{statique}}$ calculé par le programme	0,7975 mm	0,7975 mm

#### Interprétation :

On trouve pratiquement les mêmes résultats donnés par le programme en effectuant un calcul manuel. On peut conclure que le programme établi fonctionne correctement.

#### Exemples de résultats :

Les résultats donnés par le programme dans un fichier pour pouvoir les représenter sur un graphique. Les figures ci-dessous illustrent les graphes correspondant à l'exemple précédent pour une durée d'excitation de 1 s.

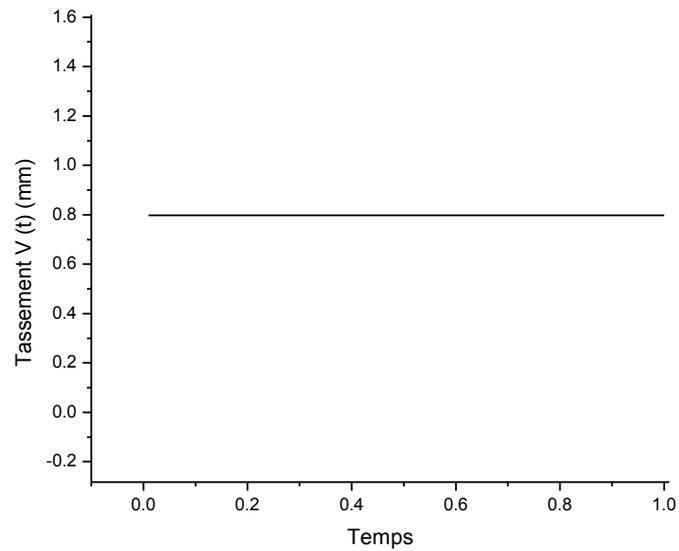


Figure 5.4 : Représentation des résultats du programme PILDYN pour  $\bar{\omega} = 0$  rad/s

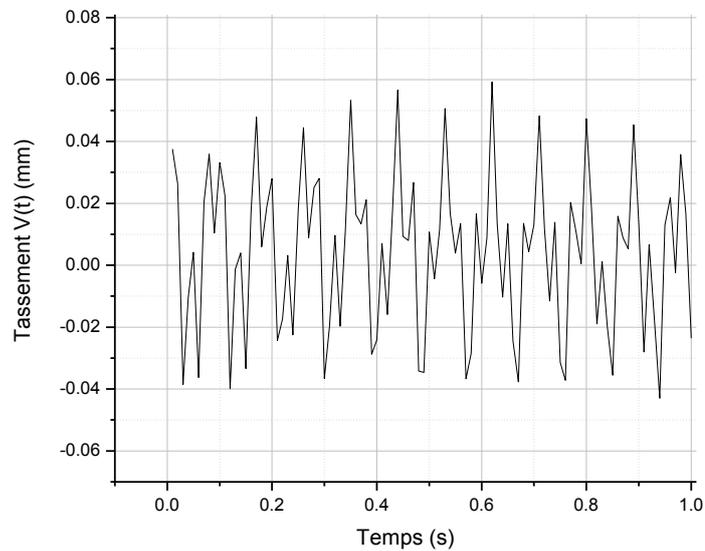


Figure 5.5 : Représentation des résultats du programme PILDYN pour  $\bar{\omega} = 314$  rad/s

### 5.8. Conclusion

On a traité en détail dans le présent chapitre la méthode de superposition modale. Un programme en langage Fortran a été établi sur la base de cette méthode. Ce programme, nommé PILDYN, permet en outre la détermination des fréquences propres du système sol/pieu, l'estimation rapide du tassement statique et dynamique et de déduire le coefficient d'amplification correspondant.

## CONCLUSION

Les pieux sont soumis, en plus des sollicitations statiques permanentes, à des sollicitations cycliques de natures différentes qui nécessitent d'être prises en compte par les concepteurs vu les conséquences que peut causer ces sollicitations : dégradation de la capacité portante, arrachement du pieu, problème de résonance,...etc.

Ce travail, qui portait sur l'évaluation de la réponse cyclique d'un pieu isolé dans le sable, a permis d'étudier le comportement des pieux soumis à des chargements cycliques par différentes méthodes, en particulier la méthode de transfert de charge, la méthode de superposition modale ainsi que la méthode des éléments finis (logiciel PLAXIS V 8.2 avec module dynamique). Une interprétation des résultats expérimentaux de quelques essais cycliques réalisés en chambre d'étalonnage du CERMES sur des modèles réduits de pieux est faite.

Ci-dessous sont regroupés les principaux résultats tirés de cette étude.

Pour l'étude du pieu en chambre d'étalonnage on a constaté que :

- Lors du fonçage du pieu on enregistre une augmentation de la pression en pointe et du frottement latéral jusqu'à la stabilisation ;
- Pendant la phase de chargement monotone, la résistance en pointe augmente jusqu'à la fin du fonçage alors que la résistance par frottement latérale augmente jusqu'à une valeur constante;
- Pour la phase de chargement cyclique, la forte dégradation au niveau du frottement latéral et de la pression en pointe se développe dès le premier cycle, en plus de la dégradation enregistrée d'une séquence cyclique à l'autre. Pour les facteurs de

dégradation cyclique, on constate une diminution rapide est dès les premiers cycles pour la pression en pointe tandis que pour le frottement latéral, la diminution est moins accentuée et avec un taux relativement constant. En plus, les deux grandeurs se stabilisent à la même valeur.

Concernant la modélisation numérique par le logiciel PLAXIS, on conclut que :

- Sous chargement monotone, le tassement est inversement proportionnel à l'élancement pour la même compressibilité pieu/sol ;
- Sous chargement dynamique, l'amplitude en tassement ou en soulèvement est inversement proportionnelle à la compressibilité  $K$ . En plus, l'amplitude en tassement ou en soulèvement est proportionnelle à l'élancement  $D/B$  pour n'importe valeur de la compressibilité  $K$ . Ces conclusions nous amènent à suggérer que dans la pratique, il est recommandé lors du dimensionnement des pieux soumises à des chargements dynamiques de choisir les pieux incompressibles de faibles élancements.

Dans la dernière partie de ce mémoire, on a exposé la méthode de superposition modale où on a élaboré un programme en langage Fortran permettant de faire un calcul rapide des fréquences propres, des tassements (statiques ou dynamiques) et d'évaluer le coefficient d'amplification dynamique sans avoir recours au méthodes des éléments finis qui nécessitent un temps de calcul important surtout dans le cas dynamique.

Pour les futurs travaux de recherche on propose de :

- Varier la fréquence de chargement dans le calcul en éléments finis et d'étudier son influence ;
- Améliorer le programme PILDYN et l'utiliser pour faire une comparaison avec les résultats donnés par PLAXIS.

## APPENDICE A

### LISTE DES SYMBOLES ET DES ABREVIATIONS

$a_0$	: fréquence adimensionnelle
$B$	: diamètre du pieu
$B_0$	: pente initiale de la courbe $\tau$ - $v$
$B_e$	: diamètre équivalent d'un pieu ni rectangulaire ni circulaire
$c$	: cohésion du sol
$D$	: fiche du pieu dans le sol
$D_e$	: fiche équivalente du pieu dans le sol homogène équivalent
$E_m$	: module pressiométrique
$E_p$	: module de Young du pieu
$E_{ref}$	: module d'Young dans PLAXIS
$E_s$	: module de Young du sol
$f_n$	: fréquence propre
$F_s$	: facteur de sécurité
$g$	: accélération de la gravité terrestre ;
$G$	: module de cisaillement du sol
$h$	: hauteur de la partie du pieu dans la couche résistante du sol
$I_v^0$	: facteur d'influence de l'amplitude du tassement
$I_v$	: facteur d'influence du tassement
$K$	: compressibilité relative pieu/sol ( $E_p/E_s$ )
$K_0$	: coefficient de pression des terres au repos ;
$k_c$	: facteur de portance pénétrométrique
$k_p$	: facteur de portance pressiométrique
$k_s$	: facteur de portance à partir du pénétromètre standard
$m$	: masse

- $N$  : nombre de coups déduits de l'essai de pénétration standard au niveau de la pointe  
 $n$  : porosité du sol ;  
 $n_s$  : facteur de frottement latéral à partir du pénétromètre standard  
 $P$  : périmètre du pieu  
 $p(z, t)$  : réaction répartie  
 $p_{le}^*(z)$  : pression limite équivalente nette  
 $P_a$  : pression de l'air ;  
 $p_l$  : pression pressiométrique limite  
 $P_{le}$  : pression limite équivalente  
 $p_{ls}$  : la pression limite de l'expansion d'une cavité sphérique  
 $Q$  : charge verticale appliquée en tête du pieu  
 $Q_0$  : amplitude du chargement dynamique  
 $Q_c$  : charge de fluage (ou charge critique)  
 $q_c(z)$  : pression pénétrométrique  
 $q_{ce}$  : résistance pénétrométrique équivalente.  
 $Q_G$  : charge limite élastique des matériaux constitutifs du pieu  
 $q_l$  : pression limite en pointe du pieu  
 $Q_L$  : charge verticale limite en tête du pieu  
 $q_p$  : contrainte normale à la base du pieu  
 $Q_p$  : charge verticale limite en pointe du pieu  
 $Q_s$  : charge verticale limite du frottement latéral  
 $q_s$  : contrainte limite du frottement latéral  
 $q_s^{\max}$  : valeur maximale du frottement latéral  
 $R_0$  : pente initiale de la courbe  $q_p - v/B$   
 $R_{inter}$  : rugosité de l'interface  
 $s$  : degré de saturation ;  
 $S$  : section du pieu  
 $s_t$  : tassement  
 $t, t_1, t_2$  : temps  
 $u$  : déplacement  
 $U$  : amplitude de déplacement  
 $U_0$  : amplitude du tassement dans le cas dynamique  
 $u_i$  : composante du déplacement de la phase solide ;

$v_0$	: tassement en tete du pieu
$V_c$	: vitesse de l'onde longitudinale
$V_s$	: vitesse des ondes de cisaillement
$w_i$	: composante du déplacement relative de la phase liquide par rapport à la phase solide
$z$	: profondeur
$z_1$	: tassement élastique
$dZ$	: épaisseur infinitésimale du sol
$dt$	: incrément de temps
$\alpha$	: demi angle de la pointe du pieu
$\beta$	: facteur de réduction du frottement latéral
$\Delta L$	: raccourcissement élastique du pieu.
$\gamma$	: poids volumique du sol
$\rho_p$	: masse volumique du pieu
$\lambda$ et $\mu$	: coefficients de <i>Lamé</i>
$\nu_p$	: coefficient de Poisson du pieu
$\nu_s$	: coefficient de Poisson du sol
$\bar{\omega}$	: pulsation d'excitation
$\omega_n$	: pulsation propre
$\phi$	: angle de frottement interne du sol
$\psi$	: angle de dilatance
$\pi_1, \pi_2$	: termes en $\pi$ de l'analyse dimensionnelle
$\sigma'_h$	: contrainte effective horizontale ;
$\sigma'_v$	: contrainte effective verticale ;
$\tau(z)$	: contrainte de frottement latéral
$\Lambda$	: coefficient d'amplification dynamique

## REFERENCES

1. FRANK, R., (1999) " *Calcul des Fondations Superficielles et Profondes* ", Techniques de l'Ingénieur et presse de l'ENPC,.
2. CASSAN, M., (1978) "*Les Essais in situ en Mécanique des Sols, Tome II : Applications et Méthodes de Calcul*", Edition Eyrolles.
3. BOUAFIA, A. (2003) " *Introduction aux Calculs des fondations* ", Société Algérienne Boudaoud, Alger, 144 pages.
4. NF P94-150-1, 1999, " *Essai statique de pieu isolé sous un effort axial- Partie I : en compression* " Norme Française.
5. PHILIPPONNAT, G. et HUBERT B. (1997), " *Fondations et Ouvrages en Terre* ", Edition Eyrolles, France, 548p.
6. YAÏCH ACHOUR, N. (2004), " *Paramètres de transfert de charges des fondations profondes-analyse d'une banque de données* ", Mémoire de Magistère à l'Université Saad Dahleb de Blida, Algérie.
7. PRAKASH, " *Comportement dynamique des pieux sous chargement cyclique* "
8. POULOS, H.G. (1988) "*Cyclic stability diagram for axially loaded piles*". Journal of Geotechnical Engineering Division, Research Report N°. R574, Vol. 114, N° 8, pp. 877-895
9. LE KOUBY, A., (2003) " *Etude du comportement mécanique de micropieux sous chargements monotones et cycliques verticaux. Application aux effets de groupe* ", thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Spécialité: Géotechnique.

10. A. NOORZAD & H.R. MASSOUMI, " *Dynamic response of a single pile embedded in semi-infinite saturated poroelastic medium using hybrid elements* "

11. Manuel PLAXIS 8.2 avec module dynamique.

12. BOUAFIA, A (2010) "*Introduction à la dynamique des sols-Tome II: Calcul dynamique des ouvrages géotechniques*", Editions OPU, (sous presses de l'OPU), PP:220-224.

13. OLIVIER, P. (1998)," *Modélisation du comportement dynamique des ouvrages grâce à des éléments finis de haute précision*", Thèse de Doctorat de L'Université Joseph Fourier - Grenoble 1, France.