



**Faculté de génie
Département de génie civil**

**ANALYSE NUMÉRIQUE DE LA RÉPONSE DES PIEUX SOUS
SOLLICITATIONS LATÉRALES**

Thèse de doctorat
Spécialité: génie civil

Lassaad HAZZAR

Jury: Mourad KARRAY (directeur)
Mounir BOUASSIDA
Mathieu NUTH
Yannic ÉTHIER

RÉSUMÉ

Afin de contribuer dans la réponse latérale des pieux sous sollicitations latérales et notamment prendre en compte des plusieurs paramètres en relation avec les pieux (matériau, diamètre, rigidité, inclinaison) et le sol (nature, rigidité), des analyses numériques en différences finies 2D et 3D ont été réalisées en considérant des pieux chargés latéralement et ancrés dans des sols sableux, argileux et même sableux-argileux. Des modèles numériques simulés avec les codes en différences finies *FLAC* pour l'analyse 2D et *FLAC^{3D}* pour l'analyse 3D ont été inspirés des modèles de pieux réduits et en vraie grandeur, faisant l'objet de publications. Des enregistrements du déplacement latéral ou/et de la capacité latérale ou/et du moment fléchissant des pieux considérés ont été pris lors de ces essais. Ces modèles numériques ont été validés à travers diverses comparaisons entre les mesures, les calculs de *FLAC* et/ou *FLAC^{3D}* et dans des cas les calculs d'autres méthodes utilisées dans la pratique. Une comparaison entre l'analyse 2D et l'analyse 3D de la réponse latérale d'un pieu rigide chargé latéralement dans un sol cohérent, a été réalisée dans le but de connaître les limites de l'analyse 2D et la possibilité de corrélérer ses résultats à ceux de l'analyse 3D. L'influence de la charge verticale sur la réponse latérale (capacité latérale et moment fléchissant maximal) d'un pieu en béton, chargé latéralement dans des sols sableux et argileux, a été étudiée avec une analyse numérique 3D. Il a été démontré que pour le cas des sols sableux, la charge verticale n'a pas un effet considérable sur la réponse latérale des pieux soumis à des charges latérales. Par contre, la charge verticale conduit à une diminution significative de la capacité latérale des pieux dans des sols argileux. Il est également constaté que l'influence des charges verticales sur la réponse latérale du pieu installé dans une argile surconsolidée avec une résistance au cisaillement non drainée proportionnelle à la profondeur et un *OCR* variant de 1,5 à 4,0 est très différent de celle correspondante à une résistance au cisaillement non drainée constante quelle que soit la valeur d'*OCR*. Des analyses 3D ont été, également, effectuées pour étudier la réponse latérale de pieux inclinés et chargés latéralement. La capacité latérale des pieux inclinés dans les sols sableux est considérablement augmentée avec l'augmentation de la valeur de l'inclinaison du pieu correspondante à la direction opposée à la direction de la charge latérale, et la densité du sable. Mais lorsque la direction de l'inclinaison du pieu et la même que celle correspondante à la charge latérale, cette capacité latérale est légèrement à modérément augmentée tout dépendamment de la valeur et le signe de l'angle ainsi que de la densité du sable. L'influence de l'angle d'inclinaison associé avec la charge verticale sur la capacité latérale de pieux inclinés est aussi très importante pour les sols sableux. Pour les sols argileux, l'influence de l'angle d'inclinaison sur la capacité latérale dépend seulement de l'angle d'inclinaison. En effet, la capacité latérale est modérément augmentée. Par contre, L'effet combiné de l'angle et la charge verticale est assez important.

Mots clés : pieu, DF, analyse numérique, chargement latéral, charge verticale, pieu incliné

ABSTRACT

This thesis pertains to numerical analyses conducted primarily to evaluate the lateral response of piles and the contribution of several parameters related to piles (e.g., material, diameter, stiffness, inclination) and the soil (e.g., type, rigidity). Numerical finite differences analysis in 2D and 3D have been performed modelizing laterally loaded piles in sandy, clayey, and even sandy-clayey soils. Numerical models, simulated with finite difference codes *FLAC* for analysis in 2D and *FLAC^{3D}* for 3D analysis, were inspired from experimental laboratory and full scale models available in literature. Measurements of lateral deflection and/or lateral capacity and/or bending moment of tested piles were recorded during these tests. These numerical models have been validated through comparison between the various measurements, predictions with *FLAC* and/or *FLAC^{3D}* and for some cases the calculations with other methods used in practice. Comparison between 2D and 3D analyses of the response of laterally loaded rigid piles in cohesive soils, was performed in order to investigate the 2D analysis limitations and the possibility of correlating the 2D results with those of 3D analysis. A series of 3D finite differences analyses is also conducted to evaluate the influence of vertical loads on the lateral response of pile foundations. Numerical results have shown that the lateral resistance of the piles does not appear to vary considerably with the vertical load in sandy soil especially at loosest stat. However, vertical load leads to a significant decrease in lateral capacity of piles in homogeneous and inhomogeneous clay layers. It is also found that the influence of vertical loads on the lateral response of pile installed in over-consolidated clay with undrained strength proportional to depth and different *OCR* in the range of 1.5 to 4.0 is quite different from that with constant undrained strength regardless the adopted *OCR* value. The 3D finite difference analyses have been, also, carried out to investigate the lateral response of battered piles. The lateral capacity of the battered piles in sandy soils is considerably increased when the value of pile inclination corresponding to the opposite direction of the lateral load increases and when the sand density increases. But in the case of pile inclination corresponding to the same direction of the lateral load, the lateral capacity is slightly increased regardless to the adopted value of batter angle and the sand density. In clayey soil, it was found that the influence of the batter angle on the lateral capacity of piles depends only on the batter angle and not on the clay rigidity. For the case of pile inclination corresponding to the opposite direction of the lateral load, the lateral capacity is moderately increased and for the other case of inclination, the effects are not significant. The influence of both batter angle and vertical load on lateral capacity of battered pile in clayey soils is moderately pronounced.

Keywords: pile, FD, numerical analysis, lateral loads, vertical loads, battered pile

REMERCIEMENTS

Au moment où j'ai commencé cette thèse de doctorat, en Mai 2009, je n'avais encore aucune idée des difficultés que j'allais rencontrer, et des personnes avec qui je collaborerais. Ces personnes ont largement contribué à la réalisation de cette thèse et je leur adresse ici mes vifs remerciements.

Je tiens à remercier monsieur Mourad Karray, Professeur à l'Université de Sherbrooke et directeur du projet, de m'avoir accueilli au sein de son équipe de recherche et de superviser ce travail de thèse. Son expérience et sa compétence m'ont été très précieuses pour faire face à différents problèmes. Je salut sa souplesse et son ouverture d'esprit qui a su me laisser une large de marge de liberté pour mener à bien ce travail de recherche.

Je remercie également monsieur Mounir Bouassida, Professeur à l'École Nationale d'Ingénieur de Tunis (Tunisie), qui a assuré le suivi de mon travail à distance. Ses conseils et la pertinence de ses remarques m'ont permis toujours d'avancer dans mon parcours de recherche.

Je voudrais associer à ces remerciements à monsieur Roland Leduc, Professeur à l'Université de Sherbrooke, qui m'a fait l'honneur d'accepter de présider le jury de cette thèse, monsieur Yannic Éthier, Professeur à l'École de Technologie Supérieure qui a accepté notre invitation et qui a rapporté ce travail. Je remercie de même monsieur Mathieu Nuth, Professeur à l'Université de Sherbrooke, d'avoir accepté d'être rapporteur de cette thèse et de relire le manuscrit.

Je remercie aussi toute l'équipe de Laboratoire de Géotechnique (chercheurs et personnels). Je pense particulièrement, au docteur Mahmoud Hussien, chercheur post-doc au sein de l'équipe de Professeur Karray, pour sa collaboration et ses idées contributives.

Je remercie également mes parents qui m'ont toujours soutenu dans mes études. Merci pour votre patience à mon égard, je vous dédie cette thèse.

Ces remerciements ne peuvent s'achever sans une grande pensée pour ma chère épouse Imen, dont le soutien quotidien a été sans faille. Son enthousiasme envers mon sujet de thèse lui a permis d'acquérir quelques notions de géotechnique, forte utile pour certains de nos discussions!

TABLE DES MATIERES

1	INTRODUCTION	1
2	COMPORTEMENT DES PIEUX SOUS CHARGES LATÉRALES	5
2.1	Pieu vertical sous chargement latéral.....	5
2.1.1	Classification des pieux.....	6
2.1.2	Influence de la mise en place	7
2.1.3	Comportement du système sol-pieu pendant le chargement.....	7
2.1.4	Réponse du sol, du pieu et courbes p-y.....	10
2.1.5	Comportement à la rupture.....	12
2.2	Pieu incliné sous chargement latéral.....	14
2.4	Méthodes de dimensionnement des pieux sous charges latérales.....	16
2.4.1	Méthode de Winkler.....	17
2.4.2	La méthode de courbes p-y	21
2.4.3	Méthode du continuum élastique	28
2.4.5	Méthodes numériques	30
2.4.6	Recommandations du Manuel Canadien d'Ingénierie des Fondations (MCIF, 2013)	32
2.4.7	Récapitulatifs sur les approches d'étude de la réponse latérale de pieux sous charges latérales	33
2.5	Conclusions.....	33
3	MODÉLISATION NUMÉRIQUE EN 2D ET EN 3D.....	36
3.1	Introduction.....	36
3.2	Approche numérique et méthode de résolution	36
3.3	Formulation numérique en différences finies : passage du problème continu à la discrétisation	39
3.4	Modèles constitutifs proposés.....	40
3.4.1	Le modèle élastique isotrope pour caractériser le pieu	42
3.4.2	Le modèle Mohr-Coulomb pour caractériser le sol	42
3.4.3	Le modèle Cam Clay Modifié (CCM) pour caractériser un sol argileux.....	44
3.4.4	Le modèle <i>CY-Soil</i> pour caractériser un sol sableux.....	49
3.5	Comportement de l'interface	50
3.6	Routines utilisées pour calculer les paramètres du comportement d'un pieu.....	52
3.6.1	Modélisation avec <i>FLAC</i>	52

3.6.2	Modélisation avec <i>FLAC</i> ^{3D}	53
3.7	Procédure de modélisation.....	58
3.7.1	Modélisation avec <i>FLAC</i>	58
3.7.2	Modélisation avec <i>FLAC</i> ^{3D}	60
4	ETUDE NUMÉRIQUE EN 2D DE LA CAPACITÉ LATÉRTALE DES PIEUX DANS UNE ARGILE	64
4.1	Introduction.....	64
4.2	Modèle numérique proposé	64
4.2.1	Géométrie du modèle	64
4.2.2	Caractéristiques de l'argile étudiée	65
4.2.3	Propriétés et modèle adoptés pour le matériau d'argile	67
4.2.4	Propriétés du pieu.....	68
4.3	Résultats obtenus	68
4.3.1	Effet de la résistance du sol sur la capacité latérale	68
4.3.2	Effet du diamètre du pieu et de la charge axiale sur la capacité latérale.....	71
4.3.3	Effet du degré de surconsolidation, <i>OCR</i>	73
4.4	Conclusions.....	74
5	COMPARAISON ENTRE LA MODÉLISATION NUMÉRIQUE EN 2D ET EN 3D DES PIEUX CHARGÉS LATÉRALEMENT DANS UN SOL COHÉRENT.....	76
5.1	Introduction.....	76
5.2	Description de l'exemple étudié	77
5.2.1	Conditions du site et profils géotechniques.....	77
5.2.2	Procédure de l'essai du chargement latéral	78
5.3	Modélisation numérique	79
5.3.1	Modèles proposés.....	79
5.3.2	Modélisation des matériaux et de l'interface	81
5.4	Résultats et discussions.....	81
5.4.1	Déplacement latéral du pieu.....	81
5.4.2	Correction du déplacement latéral du pieu prédit par <i>FLAC</i>	83
5.4.3	Comparaison avec un groupe de pieux en ligne, modélisé avec <i>FLAC</i> ^{3D}	88
5.4.4	Relation entre la réponse latérale d'un pieu en 2D et en 3D.....	89
5.5	Études paramétriques	94
5.6	Conclusions.....	97
6	ÉTUDE NUMÉRIQUE DE L'INFLUENCE DE LA CHARGE VERTICALE SUR LA RÉPONSE LATÉRALE DES PIEUX CHARGÉS LATÉRALEMENT.....	99

6.1	Introduction.....	99
6.2	Modélisation numérique et paramètres d'identification.....	102
6.2.1	Modèle numérique proposé.....	102
6.2.2	Paramètres de l'interface sol-pieu.....	102
6.2.3	Schéma d'analyse.....	104
6.3	Validation du modèle numérique.....	105
6.3.1	Cas d'étude 1.....	105
6.3.2	Cas d'étude 2.....	107
6.3.3	Cas d'étude 3.....	108
6.4	Études paramétriques.....	109
6.5	Résultats et discussions.....	111
6.5.1	Sols sableux.....	111
6.5.2	Sols argileux avec une résistance au cisaillement non drainée constante.....	117
6.5.3	Sols argileux avec une résistance au cisaillement augmentant avec la profondeur.....	129
6.5.4	Sols argileux et sableux.....	137
6.6	Conclusions.....	141
7	INVESTIGATION NUMÉRIQUE DE LA RÉPONSE LATÉRALE DES PIEUX INCLINÉS CHARGÉS LATÉRALEMENT.....	143
7.1	Introduction.....	143
7.2	Modélisation numérique proposée.....	144
7.3	Validation du modèle numérique proposé.....	145
7.4	Études paramétriques.....	147
7.5	Résultats et discussions.....	148
7.5.1	Influence de l'angle d'inclinaison dans les sols sableux.....	148
7.5.2	Influence des charges verticales dans les sols sableux.....	154
7.5.3	Influence de l'angle d'inclinaison dans les sols argileux.....	158
7.5.4	Influence de la charge verticale dans les sols argileux.....	161
7.6	Conclusions.....	165
8	CONCLUSIONS GÉNÉRALES.....	170
8.1	Conclusions des études et contributions.....	170
8.2	Limites des études.....	174
8.3	Travaux projetés.....	174
	DÉMARCHE DU CALCUL DE LA MÉTHODE DE BROMS.....	175

LISTE DES RÉFÉRENCES.....	184
----------------------------------	------------

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1	Comportement d'un pieu isolé sous un chargement latéral en fonction de son élasticité [Broms, 1964a].....	8
Figure 2.2	Comportement d'un système sol-pieu (cas d'un pieu souple) soumis à un chargement latéral [Baguelin et al., 1972].....	8
Figure 2.3	Déformation du sol sableux autour du pieu aux grands déplacements [Adachi et al. 1994].....	9
Figure 2.4	Définition graphique de p et y [Reese et Sullivan, 1980].....	11
Figure 2.5	Une série de courbes p - y pour un pieu [Reese et Sullivan, 1980].....	11
Figure 2.6	Modes de rupture d'un pieu libre en tête: (a) Pieu rigide – (b) Pieu souple [Broms, 1965].....	12
Figure 2.7	Modes de rupture d'un pieu encasté en tête : (a) Pieu souple, (b) Pieu semi-rigide et (c) Pieu rigide [Broms, 1965].....	13
Figure 2.8	Pieux inclinés classés en pieu incliné inverse (négatif) et pieu incliné avant (positif)	14
Figure 2.9	Schéma montrant l'effet de la charge verticale sur la résistance latérale du sol autour d'un pieu [Zhang et al., 2002].....	16
Figure 2.10	Pieu mobilisant la réaction latérale du sol.....	17
Figure 2.11	Représentation de modèle de Winkler.....	18
Figure.2.12	(a) Modèle de Winkler dans le cas d'une sollicitation latérale et (b) Courbes de réaction (p - y).....	22
Figure.2.13	(a) Modèle de Winkler dans le cas d'une sollicitation transversale (b) Courbes de réaction : (p - y).....	24
Figure 2.14	Courbes p - y modifiées pour un pieu incliné positif dans le sable [Zhang et al., 1999].....	27
Figure 2.15	Discretisation en différences finies pour l'analyse de pieux chargés latéralement [Poulos et Davis, 1980].....	28
Figure 2.16	Modélisation d'un pieu sous charges latérales: (a) Déformation plane; (b) Approche axisymétrique; (c) Approche tridimensionnelle.....	31
Figure 3.1	Schéma de la solution en différences finies pour le problème de l'interaction sol-pieu en utilisant l'approche discrète «transfert-de-charge».....	37
Figure 3.2	Séquence générale de calcul [Billiaux et Cundall, 1993].....	38
Figure 3.3	Discretisation du milieu continu [Billiaux et Cundall, 1993].....	40
Figure 3.4	Mode de déformation pour laquelle la discrétisation mixte est la plus efficace [Itasca, 2009].....	41
Figure 3.5	Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans le plan de Mohr.....	43
Figure 3.6	Comparaison des critères de Mohr-Coulomb et Tresca dans l'espace des contraintes principales d'après Itasca [2009].....	43

Figure 3.7	Courbe de consolidation isotrope et courbes de gonflement.....	46
Figure 3.8	Localisation de <i>CSL</i> par rapport à la ligne de consolidation vierge.....	47
Figure 3.9	Chemins du chargement/déchargement volumique élastique	49
Figure 3.10	Éléments d'interface en 2D utilisés dans <i>FLAC^{3D}</i> [Itasca, 2009].....	51
Figure 3.11	Dimension d'une zone utilisée dans le calcul de rigidité	51
Figure 3.12	Modèle de réaction du sol par des ressorts élastiques [Hazzar et al., 2013a].....	53
Figure 3.13	Prédictions de la résistance latérale du pieu.....	53
Figure 3.14	Modèle <i>FLAC^{3D}</i> d'un pieu: a), pieu avant le chargement latéral; b) pieu, après le chargement latéral.....	54
Figure 3.15	Une coupe montrant la contrainte dans un élément à la direction <i>x</i>	55
Figure 3.16	Une coupe montrant le moment fléchissant dans un élément à la direction <i>z</i>	55
Figure 3.17	Vue en plan du maillage <i>FLAC^{3D}</i> montrant l'emplacement des éléments de l'interface entre le pieu et le sol	56
Figure 3.18	Zone représentative d'un nœud d'interface [Itasca, 2009]	57
Figure 3.19	Système sol-pieu typique avec des éléments d'interface entre eux	57
Figure 3.20	Modèle <i>FLAC</i> en déformation plane	59
Figure 3.21	Charge latérale en fonction du déplacement latéral à la tête du pieu	59
Figure 3.22	Modèle <i>FLAC^{3D}</i> à l'état initial (première façon).....	60
Figure 3.23	Grilles du pieu et du sol.....	61
Figure 3.24	Modèle <i>FLAC^{3D}</i> après l'installation du pieu (deuxième façon).....	62
Figure 3.25	Capacité latérale en fonction du déplacement latéral à la tête du pieu.....	63
Figure 3.26	Courbes <i>p-y</i> à 11 points équidistants le long du pieu [réaction du sol, <i>p</i> (N/m), en fonction du déplacement latéral, <i>y</i> (m)].....	63
Figure 4.1	Modèle 2D proposé pour l'analyse avec <i>FLAC</i>	65
Figure 4.2	Volume spécifique en fonction des pressions effectives.....	66
Figure 4.3	Facteur du chargement, $Q_u/c_u B^2$, en fonction du <i>L/B</i> , pour (a) $e_c/B = 0$; (b) $e_c/B = 0,6$; (c) $e_c/B = 1,2$ et (d) $e_c/B = 2,4$	69
Figure 4.4	Effet de la rigidité du sol sur la capacité latérale, en comparant avec le graphe de Broms.....	70
Figure 4.5	Variation du facteur de chargement en fonction de la résistance au cisaillement non drainée, c_u , pour <i>L/B</i> = 5, 10 et 20	71
Figure 4.6	Effet du diamètre sur la capacité latérale du pieu, $e_c/B = 0$	72
Figure 4.7	Effet du chargement vertical, $e_c/B = 0$	73
Figure 4.8	La capacité latérale ultime en fonction d' <i>OCR</i>	74
Figure 5.1	Coupe transversale de l'essai de chargement latéral au site I-225 près de la 6 ^{ème} avenue.....	78
Figure 5.2	Photo réelle de l'essai de chargement latéral au site I-225 près de la 6 ^{ème} avenue	79
Figure 5.3	Modèle numérique en 2D proposé	80
Figure 5.4	Modèle numérique en 3D proposé	80
Figure 5.5	Comparaisons entre les profils du déplacement latéral mesurés et prédits avec <i>FLAC</i> et <i>FLAC^{3D}</i> pour un chargement latéral de (a) 100 kN et (b) 400 kN	82

Figure 5.6	Les courbes charge latérale-déplacement latéral prédites avec <i>FLAC</i> et <i>FLAC^{3D}</i> .83
Figure 5.7	Profil du déplacement latéral ((a) pour <i>FLAC</i> et (c) pour <i>FLAC^{3D}</i>) et son correspondant de résistance latérale ((b) pour <i>FLAC</i> et (d) pour <i>FLAC^{3D}</i>) pour une charge latérale de 100 kN84
Figure 5.8	Schéma de la prédiction du profil du déplacement latéral du pieu sous charge latérale par <i>FLAC</i>85
Figure 5.9	Comparaisons entre les profils du déplacement latéral avant et après correction en se référant au profil de la résistance latérale pour un chargement latéral de [(a), (b)] 100 kN et [(c), (d)] 400 kN.....86
Figure 5.10	Comparaisons entre les profils du déplacement latéral du pieu, mesuré, prédit avec <i>FLAC^{3D}</i> et prédit avec <i>FLAC</i> après correction pour (a) 100 kN et (b) 400 kN87
Figure 5.11	Comparaisons entre les courbes charge latérale-déplacement latéral, prédites avec <i>FLAC</i> (avant et après) correction et <i>FLAC^{3D}</i>87
Figure 5.12	Modèle numérique proposé pour un groupe de pieux 5×1, avec un espacement, $E = 2B$ et une longueur de pieux, $L = 6,1$ m89
Figure 5.13	Comparaisons entre les profils du déplacement latéral du pieu, prévus par : (a) analyse 2D (avant correction) et analyse 3D du pieu central dans le groupe ($E = 2B$) pour 100 kN, (b) analyse 3D d'un pieu isolé, l'analyse 2D (après correction) et analyse 3D du pieu central dans le groupe ($E = 9B$) pour 100 kN, (c) analyse 2D (avant correction) et analyse 3D du pieu central dans le groupe ($E = 2B$) pour 400 kN, et (d) analyse 3D d'un pieu isolé, l'analyse 2D (après correction) et analyse 3D du pieu central dans le groupe ($E = 9B$) pour 400 kN.90
Figure 5.14	Pourcentage de la correction moyenne du déplacement divisée par la longueur du pieu en fonction du pourcentage du déplacement latéral à la tête du pieu divisé par la longueur du pieu91
Figure 5.15	Schéma typique qui met en corrélation un profil du déplacement latéral obtenu à l'aide du <i>FLAC</i> et un profil du déplacement latéral obtenu à l'aide du <i>FLAC^{3D}</i>92
Figure 5.16	Valeur moyenne de l'angle θ en fonction du pourcentage du déplacement latéral de la tête du pieu divisé par la longueur du pieu, L93
Figure 5.17	Courbes chargement latéral-moment maximal prédites avec <i>FLAC</i> and <i>FLAC^{3D}</i> .94
Figure 5.18	Pourcentage de la correction moyenne du déplacement divisée par la longueur du pieu en fonction du pourcentage du déplacement latéral de la tête du pieu divisé par la longueur du pieu, L pour différents S_H95
Figure 5.19	Valeur moyenne de l'angle θ en fonction du pourcentage du déplacement latéral de la tête du pieu divisé par la longueur du pieu, L pour différents S_H96
Figure 5.20	Rapport entre le moment fléchissant maximal, prédit par <i>FLAC^{3D}</i> et celui prédit par <i>FLAC</i> en fonction de S_H96
Figure 6.1	Maillage typique utilisé pour le système sol-pieu104
Figure 6.2	Profil du sol et paramètres de conception [Comodromos, 2003]106

Figure 6.3	Courbes charge-déplacement pour l'essai du pieu, la méthode p-y et l'analyse avec <i>FLAC^{3D}</i>	107
Figure 6.4	Courbes charge-déplacement, prédites par les mesures [Karasev et al. 1977] et l'analyse avec <i>FLAC^{3D}</i>	108
Figure 6.5	Comparaison entre la réponse du pieu prédite par la présente analyse numérique et les mesures: (a) réponse verticale du pieu et (b) réponse latérale du pieu	109
Figure 6.6	Courbes charge verticale-déplacement vertical du pieu dans un sol sableux avec différentes densités	111
Figure 6.7	Courbes charge latérale-déplacement latéral d'un pieu dans un sable (a) très lâche, (b) lâche, (c) dense, et (d) très dense sable pour les analyses avec et sans charge verticale.....	112
Figure 6.8	Courbes Charge latérale-déplacement latéral du pieu installé dans un sable dense pour les analyses avec et sans charge verticale tout en considérant le modèle <i>CYsoil</i>	113
Figure 6.9	Cercles de Mohr d'un élément du sol à l'interface du pieu à une profondeur de 3 m dans un sol sableux très dense pour les analyses avec et sans charge verticale ...	114
Figure 6.10	Variation de la pression de confinement du sol sableux très dense au voisinage du pieu sur une profondeur de 5 m pour les analyses avec et sans charge verticale .	115
Figure 6.11	Cheminements de contraintes des éléments du sol à l'interface du pieu installé dans un sable très dense et à des différentes profondeurs pour les analyses avec et sans charge verticale.....	116
Figure 6.12	Contraintes dans un élément du sol à l'interface du pieu installé dans un sable très dense pour les analyses avec et sans charge verticale	117
Figure 6.13	Courbes charge verticale-déplacement vertical du pieu dans un sol argileux avec différentes c_u	118
Figure 6.14	Courbes charge latérale-déplacement latéral d'un pieu dans un sol argileux (S1) pour (a) $c_u = 20$ kPa, (b) $c_u = 30$ kPa, (c) $c_u = 39$ kPa et (d) $c_u = 64$ kPa.....	119
Figure 6.15	Courbes charge latérale-déplacement latéral d'un pieu dans un sol argileux (S2) pour (a) $c_u = 20$ kPa, (b) $c_u = 30$ kPa, (c) $c_u = 39$ kPa et (d) $c_u = 64$ kPa.....	120
Figure 6.16	Courbes charge latérale-déplacement latéral du pieu installé dans une argile moyenne ¹ pour les analyses avec et sans charge verticale tout en considérant le modèle <i>CCM</i>	121
Figure 6.17	Pourcentage de diminution de la capacité latérale (<i>DCL</i>) en fonction de c_u : cas d'un sol argileux (c_u constant) pour (a) $P_h = 0,05B$ (S1), (b) $P_h = 0,1B$ (S1), (c) $P_h = 0,05B$ (S2) et (d) $P_h = 0,1B$ (S2)	121
Figure 6.18	Courbes moment maximal-déplacement latéral d'un pieu dans un sol argileux (S1) pour (a) $c_u = 20$ kPa, (b) $c_u = 30$ kPa, (c) $c_u = 39$ kPa et (d) $c_u = 64$ kPa	123
Figure 6.19	Courbes moment maximal-déplacement latéral d'un pieu dans un sol argileux (S2) pour (a) $c_u = 20$ kPa, (b) $c_u = 30$ kPa, (c) $c_u = 39$ kPa et (d) $c_u = 64$ kPa	124

Figure 6.20	Pourcentage de diminution du moment fléchissant (<i>DMM</i>) en fonction de c_u : cas d'un sol argileux (c_u constant) pour (a) $P_h = 0,05B$ (<i>SI</i>), (b) $P_h = 0,1B$ (<i>SI</i>), (c) $P_h = 0,05B$ (<i>S2</i>) et (d) $P_h = 0,1B$ (<i>S2</i>)	125
Figure 6.21	Cercles de Mohr d'un élément du sol à l'interface du pieu et à une profondeur de 3 m dans un sol argileux (<i>SI</i>) pour (a) $c_u = 20$ kPa, (b) $c_u = 30$ kPa, (c) $c_u = 39$ kPa et (d) $c_u = 64$ kPa.....	127
Figure 6.22	Cercles de Mohr d'un élément du sol à l'interface du pieu et à une profondeur de 3 m dans un sol argileux (<i>SI</i>) pour (a) $P_h = 0,001B$; (b) $P_h = 0,01B$, (c) $P_h = 0,03B$ et (d) $P_h = 0,05B$	127
Figure 6.23	Cheminements de contraintes des éléments du sol attachés au pieu installé dans une argile moyenne ¹ et à des profondeurs différentes pour les analyses avec et sans charge verticale.....	128
Figure 6.24	Contraintes dans un élément du sol à l'interface du pieu installé dans une argile moyenne ¹ pour les analyses avec et sans charge verticale	128
Figure 6.25	Variation de c_u avec la profondeur pour différents <i>OCR</i>	129
Figure 6.26	Courbes chargement latéral-déplacement latéral du pieu dans un sol argileux (<i>SI</i>) pour (a) <i>OCR</i> = 1,5 ; (b) <i>OCR</i> = 2,5 et (c) <i>OCR</i> = 4,0.....	130
Figure 6.27	Courbes chargement latéral-déplacement latéral du pieu dans un sol argileux (<i>S2</i>) pour (a) <i>OCR</i> = 1,5 ; (b) <i>OCR</i> = 2,5 et (c) <i>OCR</i> = 4,0.....	131
Figure 6.28	Courbes chargement latéral-déplacement latéral du pieu dans un sol argileux pour (a) $V = 0$ (<i>SI</i>), (b) $V = V_{ult}$ (<i>SI</i>), (c) $V = 0$ (<i>S2</i>) et (d) $V = V_{ult}$ (<i>S2</i>)	132
Figure 6.29	Pourcentage de diminution dans la capacité latérale (<i>DCL</i>) en fonction de la contrainte verticale pour (a) $P_h = 0,05B$ (<i>SI</i>), (b) $P_h = 0,1B$ (<i>SI</i>), (c) $P_h = 0,05B$ (<i>S2</i>) et (d) $P_h = 0,1B$ (<i>S2</i>).....	133
Figure 6.30	Courbes moment maximal-déplacement latéral du pieu dans un sol argileux (<i>SI</i>) pour (a) <i>OCR</i> = 1,5 ; (b) <i>OCR</i> = 2,5 et (c) <i>OCR</i> = 4,0.....	135
Figure 6.31	Courbes moment maximal-déplacement latéral du pieu dans un sol argileux (<i>S2</i>) pour (a) <i>OCR</i> = 1,5 ; (b) <i>OCR</i> = 2,5 et (c) <i>OCR</i> = 4,0.....	136
Figure 6.32	Contrainte verticale en fonction de pourcentage de diminution du moment maximal (<i>DMM</i>) pour (a) $P_h = 0,05B$ (<i>SI</i>), (b) $P_h = 0,1B$ (<i>SI</i>), (c) $P_h = 0,05B$ (<i>S2</i>) et (d) $P_h = 0,1B$ (<i>S2</i>)	137
Figure 6.33	Cercles de Mohr d'un élément du sol à l'interface du pieu à une profondeur de 3 m dans un sol argileux (<i>SI</i>) pour (a) <i>OCR</i> = 1,5, (b) <i>OCR</i> = 2,5 et (c) <i>OCR</i> = 4,0..	138
Figure 6.34	Cercles de Mohr d'un élément du sol à l'interface du pieu à une profondeur de 3 m dans un sol argileux (<i>SI</i>) pour (a) $P_h = 0,001B$; (b) $P_h = 0,01B$; (c) $P_h = 0,03B$ et (d) $P_h = 0,05B$	139
Figure 6.35	Courbes chargement latéral-déplacement latéral du pieu dans un sol à deux couches (argile + sable) pour les analyses avec et sans charge verticale	139
Figure 6.36	Capacité portante à la pointe d'un élément du sol en dessous du pieu à $H = L$ en fonction du V/V_{ult}	140

Figure 6.37	Contrainte principale majeure avec et sans charge verticale d'un élément du sol à l'interface du pieu à 3 m de profondeur.....	140
Figure 7.1	Maillage typique utilisé pour les analyses 3D d'un pieu incliné.....	145
Figure 7.2	Disposition des essais de pieux inclinés isolés.....	146
Figure 7.3	Comparaison entre les réponses des pieux inclinés, estimées par la présente analyse numérique et celles obtenues à l'aide des mesures dans le cas d'un: (a) sable lâche pour des angles négatifs, (b) sable lâche pour des angles positifs, (c) sable dense pour des angles négatifs et (d) sable dense pour des angles positifs	147
Figure 7.4	Courbes chargement latéral-déplacement latéral du pieu incliné dans un sable: (a) très lâche, (b) lâche, (c) dense et (d) très dense	149
Figure 7.5	Influence de l'angle d'inclinaison du pieu sur la capacité latérale pour différentes densités de sable	150
Figure 7.6	Courbes moment maximal-déplacement latéral du pieu incliné dans un sable: (a) très lâche, (b) lâche, (c) dense et (d) très dense	151
Figure 7.7	Diagrammes montrant l'effet de l'angle d'inclinaison négatif sur la capacité latérale du pieu dans un sable: (a) très lâche, (b) lâche, (c) dense et (d) très dense	153
Figure 7.8	Diagrammes montrant l'effet de l'angle d'inclinaison positif sur la capacité latérale du pieu dans un sable: (a) très lâche, (b) lâche, (c) dense et (d) très dense	155
Figure 7.9	Courbes chargement latéral-déplacement latéral du pieu incliné par β de -12.5° dans un sable: (a) très lâche, (b) lâche, (c) dense et (d) très dense	155
Figure 7.10	Courbes chargement latéral-déplacement latéral d'un pieu incliné par β de 12.5° dans un sable : (a) très lâche, (b) lâche, (c) dense et (d) très dense	156
Figure 7.11	Influence de l'angle d'inclinaison du pieu et de la charge verticale sur la capacité latérale dans un sable: (a) très lâche, (b) lâche, (c) dense et (d) très dense	157
Figure 7.12	Pourcentage d'augmentation ou diminution de la capacité latérale (ACL) en fonction de β et de la densité de sable	158
Figure 7.13	Cercles de Mohr d'un élément du sol à l'interface du pieu incliné par (a) β de -12.5° et (b) β de 12.5° à une profondeur de 3 m dans un sable très dense	159
Figure 7.14	Courbes chargement latéral-déplacement latéral du pieu incliné dans une argile: (a) molle, (b) moyenne ¹ , (c) moyenne ² et (d) raide.....	159
Figure 7.15	Influence de l'angle d'inclinaison du pieu sur la capacité latérale pour différents c_u de l'argile	160
Figure 7.16	Cercles de Mohr d'un élément de sol à l'interface du 'Pieu incliné inverse' et à une profondeur de 3 m dans un sol argileux rigide ($c_u = 64,0$ kPa)	163
Figure 7.17	Cercles de Mohr d'un élément de sol à l'interface du 'Pieu incliné avant' et à une profondeur de 3 m dans un sol argileux : (a) mou, (b) moyen ¹ , (c) moyen ² et (d) rigide	163

Figure 7.18	Courbes chargement latéral-déplacement latéral du pieu incliné par β de -12.5° dans un sol argileux: (a) mou, (b) moyen ¹ , (c) moyen ² et (d) rigide	164
Figure 7.19	Courbes chargement latéral-déplacement latéral du pieu incliné par β de 12.5° dans un sol argileux: (a) mou, (b) moyen ¹ , (c) moyen ² et (d) rigide	164
Figure 7.20	Influence de l'angle d'inclinaison du pieu et de la charge verticale sur la capacité latérale dans un sol argileux: (a) mou, (b) moyen ¹ , (c) moyen ² et (d) rigide	165
Figure 7.21	Pourcentage d'amélioration de la capacité latérale (<i>ACL</i>) en fonction de β et de la résistance au cisaillement non drainée, c_u de l'argile	166
Figure 7.22	Cercles de Mohr d'un élément du sol à l'interface du pieu incliné par β de -12.5° et à une profondeur de 3 m dans un sol argileux: (a) mou, (b) moyenu ¹ , (c) moyenu ² et (d) rigide	167
Figure 7.23	Cercles de Mohr d'un élément du sol à l'interface du pieu incliné par β de 12.5° et à une profondeur de 3 m dans un sol argileux: (a) mou, (b) moyenu ¹ , (c) moyenu ² et (d) rigide	167
Figure A1.1	Capacité latérale ultime pour des pieux courts dans un sol cohérent	180
Figure A1.2	Capacité ultime latérale pour des pieux longs dans un sol cohérent	181
Figure A1.3	Capacité ultime latérale pour des pieux courts dans un sol frottant	181
Figure A1.4	Capacité ultime latérale pour des pieux longs dans un sol frottant	182
Figure A1.5	Déplacement latéral à la surface du sol pour des pieux incorporés dans des sols cohérents	182
Figure A1.6	Déplacement latéral à la surface du sol pour des pieux incorporés dans des sols frottants	183

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1	Classification des pieux [MCIF, 2013]	6
Tableau 2.2	Expressions proposées pour le module de réaction du sol	20
Tableau 2.3	Valeurs de A pour le calcul de E_S dans un sable [Terzaghi, 1955]	21
Tableau 2.4	Valeurs de m_I pour le calcul de E_S dans un sable [Terzaghi, 1955]	21
Tableau 2.5	Facteur rhéologique α pour divers types de sols [Ménard, 1992]	21
Tableau 2.6	Valeurs représentatives de ε_{50} [Reese et al., 2006]	23
Tableau 2.7	Valeurs représentatives de k pour la méthode de Reese et al., [1974]	25
Tableau 2.8	Variation de FI avec la densité relative du sable [Meyer et Reese, 1979]	33
Tableau 2.9	Récapitulatif sur les approches de dimensionnement des pieux sous chargement latéral	34
Tableau 3.1	Formes des zones primitives disponibles dans $FLAC^{3D}$ et utilisées dans ce projet de doctorat	40
Tableau 4.1	Résultats des essais de consolidation œdométrique	66
Tableau 4.2	Paramètres de l'argile, en se référant au modèle CCM	67
Tableau 5.1	Résumé des propriétés du sol	78
Tableau 5.2	Propriétés du sol argileux	95
Tableau 6.1	Récapitulatifs de l'effet de la charge axiale sur la réponse latérale de pieux	101
Tableau 6.2	Propriétés géotechniques du sol	106
Tableau 6.3	Les paramètres du sol sableux utilisés dans l'étude paramétrique	110
Tableau 6.4	Les paramètres du sol argileux utilisés dans l'étude paramétrique	110
Tableau 6.5	Les paramètres du sol argileux et sableux utilisés par les modèles CY -soil et CCM , respectivement	111
Tableau 7.1	Propriétés du pieu	148
Tableau A1.1	Coefficient n_1 pour sols cohérents	175
Tableau A1.2	Coefficient n_2 pour sols cohérents	175
Tableau A1.3	Valeurs du k_h pour des sols frottants	176
Tableau A1.4	Facteur de réduction en fonction de l'espacement entraxe des pieux	180

LEXIQUE

B	Diamètre ou largeur du pieu [m]
c	Cohésion du sol [kPa]
c_u	Cohésion non drainée du sol [kPa]
C_p	Célérité maximale à laquelle l'«onde de calcul» se propage [m/s]
C_c	Indice de compression [-]
C_s	Indice de gonflement [-]
e	Indice des vides du sol [-]
e_c	Distance libre entre la surface du sol et la tête du pieu [m]
E	Espacement entre pieux [m]
E_s	Module d'élasticité du sol [kPa]
E_p	Module d'élasticité du pieu [kPa]
E_M	Module pressiométrique du sol [kPa]
E_S	Module de réaction latérale [kPa]
E_{Sb}	Module de réaction relatif au pieu incliné [kPa]
E_{50}	Module mesuré à l'essai triaxial à 50 % de niveau de chargement [kPa]
F_{smax}	Force de cisaillement limite à l'interface sol-pieu [kN]
F_n	Force normale [kN]
F_{si}	Force de cisaillement [kN]
F_l	Facteur dépendant de la densité relative du sable [-]
F_2	Pente à la position de la nappe phréatique [-]
g	Accélération due aux forces de volume [m/s ²]
G	Module du cisaillement du sol ou le pieu [kPa]
G_e^{ref}	Module de cisaillement élastique tangent [kPa]
I_p	Moment d'inertie de la section transversale du pieu [m ⁴]
J	Constante empirique expérimentale [-]
k	Constante dépendant du déplacement latéral et qui relie le module de réaction et la profondeur [-]

k_h	Coefficient de réaction latérale [kN/m ³]
k_s	Rigidité du ressort de cisaillement [kPa]
k_n	Rigidité du ressort normal [kPa]
K	Module volumique du sol ou du pieu [kPa]
KI	Coefficient de pression des terres latéral
K_0	Coefficient de pression des terres au repos [-]
K_p	Coefficient de pression des terres passif [kPa]
K_{pb}	Coefficient de pression des terres passif pour les pieux inclinés [kPa]
L	Longueur du pieu [m]
l_0	Longueur de transfert [m]
m	Pente du <i>CSL</i> dans l'espace q-p [-]
M	Moment appliqué à la tête du pieu [kN.m]
n	Nombre total des éléments dans la section latérale du pieu [-]
N	Volume spécifique de la ligne de compression normale [-]
P	Charge latérale appliquée à la tête du pieu [kPa]
P_l	Pression limite de pressiomètre [kPa]
p	Réaction latérale du pieu ou du sol [kPa]
p_{ult}	Réaction latérale ultime du sol [kPa]
p_{ultb}	Résistance latérale ultime relatif au pieu incliné [kPa]
p_l	Pression de référence [kPa]
p^{ref}	Contrainte de référence [kPa]
q	Déviateur des contraintes (contrainte de cisaillement) [kPa]
q_c	La résistance de pointe de l'essai pénétrométrique [kPa]
R_f	coefficient de rupture [-]
S_H	Paramètre adimensionnel adopté pour mesurer la flexibilité du pieu [-]
t	Temps [s]
Δt	Pas de temps admissible [s]
T	Force de cisaillement dans chaque section latérale du pieu [kN]
\dot{u}	Vecteur de vitesse [-]
u_n	Pénétration normale absolue du nœud d'interface [-]
Δu_{si}	Incrément du vecteur de déplacement de cisaillement relatif [-]

V	Charge verticale [kN]
V_s	Volume des particules solides (supposées incompressibles) [m ³]
V_{ult}	Contrainte verticale ultime [kPa]
y	Déplacement latéral du pieu [mm]
y_{50}	Déplacement pour lequel 50 % de p_{ult} est mobilisé [mm]
x	Vecteur position [-]
z	Profondeur dans le sol [m]
z_{cr}	Profondeur critique [m]
Δz_{min}	Plus petite largeur d'une zone adjacente dans la direction normale [m]

LISTE DES SYMBOLES

α	Coefficient rhéologique caractérisant le sol [-]
β	Angle d'inclinaison [°]
β_1	Facteur de calibration [-]
ρ	Masse volumique [kg/m ³]
δ	Angle de friction de l'interface sol-pieu [°]
ϕ	Angle de friction du sol [°]
ϕ_f	Angle de friction ultime [°]
ψ	Angle de dilatance [°]
γ	Poids volumique du sol [kN/m ³]
μ_s	Coefficient de Poisson du sol
μ_p	Coefficient de Poisson du pieu
σ_h	Contrainte latérale effective [kPa]
σ_v	Contrainte verticale appliquée [kPa]
σ_1	Contrainte principale majeure [kPa]
σ_2	Contrainte intermédiaire [kPa]
σ_3	Contrainte principale mineure [kPa]
σ_n	Contrainte normale [kPa]

σ'_c	Pression de préconsolidation effective [kPa]
σ_{si}	Vecteur de la contrainte de cisaillement supplémentaire due à l'initialisation de la contrainte de l'interface [-]
$\Delta\sigma_{v0}$	Différence entre σ_3 correspondante au pieu sous charge latérale pure et σ_3 correspondante au pieu sous charge combinée [kPa]
τ	Contrainte de cisaillement sur une facette donnée [kPa]
τ_{ult}	Contrainte de cisaillement ultime [kPa]
v	Volume spécifique [-]
v_0	Volume spécifique initial [-]
λ	Pente de la ligne de compression normale (consolidation vierge) ou la ligne de l'état critique [-]
κ	Pente de la ligne de gonflement [-]
Γ	Volume spécifique du <i>CSL</i> par unité d'épaisseur [-]
θ	Intersection des deux profils relatifs respectivement à <i>FLAC</i> et <i>FLAC^{3D}</i> avec l'axe des ordonnées à l'origine [°]

LISTE DES ACRONYMES

<i>CSL</i>	Ligne d'état critique
<i>CCM</i>	Modèle Cam Clay Modifié
<i>FLAC</i>	Fast Lagrangian Analysis of Continua in 2D
<i>FLAC^{3D}</i>	Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3D
<i>OCR</i>	Facteur de surconsolidation
<i>DCL</i>	Pourcentage de diminution de la capacité latérale
<i>DMM</i>	Pourcentage de diminution du moment fléchissant maximal
<i>ACC</i>	Pourcentage d'augmentation de la contrainte de cisaillement
<i>ACL</i>	Pourcentage d'augmentation ou de diminution de la capacité latérale

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

Les pieux sont des éléments structuraux couramment utilisés en génie civil. Ils sont dimensionnés pour reprendre à la fois des efforts axiaux, des efforts latéraux et des moments. Leur comportement mécanique a déjà fait l'objet de nombreux travaux de recherches qui ont abouti à des méthodes de dimensionnement largement adoptées dans la profession.

Dans le passé, il était considéré que les charges latérales, dues à l'action du vent ou des sollicitations sismiques, sur les structures étaient reprises par des pieux inclinés alors que l'effort axial et le moment étaient repris par des pieux verticaux. L'apparition de nouveaux besoins, comme par exemple, la stabilité des plateformes marines (offshore), structures soumises à des charges latérales de houle considérables, a mis en évidence la nécessité d'établir des méthodes de calcul tenant compte de la sollicitation latérale dans le dimensionnement de l'ensemble des pieux. C'est ainsi que des méthodes de calcul à l'état limite ultime ont fait leur apparition, suivies par les méthodes de calcul en déplacement, permettant ainsi d'évaluer la réponse latérale des pieux sous une sollicitation latérale (chargement latéral ou déplacement latéral).

Les méthodes actuelles d'analyse des pieux chargés latéralement sont divisées d'après Fan et Long [2005] en trois catégories: les méthodes de l'équilibre limite [ex : Broms, 1964a et b], les méthodes aux coefficients de réaction et les méthodes modélisant le sol comme un milieu continu. Bien que la complexité des méthodes numériques par éléments finis ou par différences finies signifie qu'elles sont d'usage moins courant que les méthodes d'analyse de comportement de pieux, elles peuvent modéliser l'interaction sol-pieu avec plus de rigueur tout en incluant les effets du chargement vertical sur l'interface sol-pieu, l'inclinaison des pieux, la rigidité du sol, ...

Ainsi, pour améliorer le dimensionnement des pieux et prendre en compte un grand nombre de paramètres des pieux (matériau, diamètre, rigidité, inclinaison) et du sol (nature, rigidité), des simulations numériques par différences finies ont été réalisées sur des pieux chargés latéralement et ancrés dans des sols sableux, argileux et intermédiaires du type sableux-argileux. Les modèles numériques simulés avec les codes en différences finies *FLAC* Version 6.0 [Itasca, 2010] et *FLAC^{3D}* Version 4.0 [Itasca, 2009] ont été inspirés des modèles de pieux réduits et en vraie grandeur ayant fait l'objet de publications. Des mesures du déplacement latéral et/ou de la capacité latérale et/ou du moment fléchissant des pieux testés ont été prises lors de ces essais. Ainsi, afin de valider les prédictions des modèles numériques, plusieurs comparaisons entre les valeurs mesurées, les résultats de calculs de *FLAC^{2D}* (analyses en 2D) et/ou *FLAC^{3D}* (analyses 3D) et des résultats obtenus par d'autres méthodes utilisées dans la pratique, ont été réalisées. Par ailleurs, des études paramétriques ont été menées à partir desquelles sont proposées des recommandations et des courbes qui illustrent l'influence de certains paramètres (chargement vertical, inclinaison du pieu, rigidité du sol,...) sur *la réponse latérale* des pieux chargés latéralement et ancrés dans un sol argileux et/ou sableux.

Les objectifs de ce travail sont:

- Examiner à l'aide de modélisations simples à deux dimensions (2D), la réponse latérale ou plus précisément la capacité latérale d'un pieu chargé latéralement et ancré dans un sol argileux. Les résultats numériques obtenus sont à comparer avec ceux estimés à partir des abaques de Broms dont l'approche est d'usage très courant dans la pratique.
- Comparer entre les résultats (essentiellement le profil du déplacement latéral) obtenus par les modélisations numériques 2D et 3D de pieux courts chargés latéralement et ancrés dans des sol argileux.
- Étudier l'influence de la charge verticale sur la réponse latérale des pieux chargés latéralement. Des abaques sont à établir pour différentes rigidités des sols (sol argileux, sol sableux et sol sableux-argileux).
- Investiguer numériquement, avec une modélisation 3D, l'influence de l'inclinaison du pieu ainsi que les charges verticales sur la réponse latérale des pieux inclinés chargés

latéralement. Des abaques sont à établir pour différentes rigidités des sols (sol argileux et sol sableux).

Cette thèse est organisée en huit chapitres.

Le deuxième chapitre récapitule l'état de l'art sur le comportement du système sol-pieu soumis à un chargement latéral. On a insisté, en premier lieu, sur la réponse latérale des pieux sous chargement latéral. En second lieu, une présentation succincte, sur les principales méthodes de dimensionnement de pieux soumis à des charges latérales a été développée.

Le troisième chapitre présente la modélisation numérique adoptée tout au long de cette thèse. Ainsi, une introduction sur les codes *FLAC* et *FLAC^{3D}*, suivie d'un récapitulatif sur la démarche à suivre pour calculer les éléments de comportement d'un pieu, (déplacement latéral, force de cisaillement, moment fléchissant, résistance latérale, courbes p-y) ont été détaillés

L'analyse numérique avec *FLAC* de la capacité latérale d'un pieu soumis à une charge latérale dans un sol cohérent est entreprise dans le quatrième chapitre. Des comparaisons avec la méthode de Broms ont été considérées.

Le cinquième chapitre est consacré à la comparaison entre les résultats obtenus avec les modélisations numériques 2D et 3D de la réponse latérale (profil déplacement latéral et moment fléchissant maximal) d'un pieu rigide dans un sol cohérent.

Au sixième chapitre, les effets du chargement vertical sur la réponse latérale (déplacement latéral et moment maximal) d'un pieu en béton soumis au chargement latéral et ancré dans un sol sableux, argileux et sableux-argileux ont été investigués

Le septième chapitre est consacré à une analyse numérique, menée avec *FLAC^{3D}*, pour étudier les effets simultanés de l'inclinaison du pieu et de celle du chargement vertical sur la réponse latérale (déplacement latéral et moment fléchissant maximal) d'un pieu incliné soumis à un chargement latéral dans un sol sableux et un sol argileux.

Le huitième chapitre récapitule les conclusions générales de cette thèse, y compris les conclusions et les contributions dans chaque chapitre, les limites ainsi que les recommandations et les travaux projetés.

CHAPITRE 2

COMPORTEMENT DES PIEUX SOUS CHARGES LATÉRALES

Outre le chargement axial dû aux charges permanentes de l'ouvrage, il arrive qu'un chargement latéral sollicite le pieu. Le sol réagit pour l'équilibrer, en mobilisant une réaction latérale. La nature du chargement latéral provenant de la structure est variée. Ce chargement peut être soit statique, comme l'effet de la poussée des terres sur une culée de pont, soit cyclique, comme l'effet de la houle sur les plateformes off-shore ou soit sous forme d'un choc, comme l'accostage des navires sur un quai ou un duc d'albe. Il arrive que le chargement latéral provienne du sol lui-même en cas de séisme par exemple, ou lors du déplacement latéral d'une couche d'argile compressible.

Il s'agit donc d'un problème d'interaction sol-pieu. Ainsi, quand un pieu est soumis à une charge latérale, l'interaction qui s'engage entre le pieu et le sol environnant est un sujet rempli de questions. La nature du sol est une source évidente de complexité, mais aussi le pieu et la dépendance de son comportement de la nature du sol en question.

En réponse à ces diverses questions, un ensemble de modèles mathématiques, complété par des lois empiriques, est émergé. Ainsi, la compréhension de la réponse latérale d'un pieu isolé soumis à un chargement latéral, servant à identifier à la fois des questions générales d'interaction sol-pieu ainsi que de fournir un point de repère à partir duquel le comportement de groupe peut être évalué.

2.1 Pieu vertical sous chargement latéral

Lorsqu'un pieu est chargé latéralement par un effort en tête, l'équilibre du système, assuré par la mobilisation des réactions du sol sur le fut du pieu et la mobilisation de la résistance à la flexion du pieu, va compenser les charges latérales appliquées. La nature du chargement, les propriétés du sol confinant le pieu, le mode d'installation ainsi que la nature du pieu lui-même sont les principaux paramètres influençant le comportement du pieu.

2.1.1 Classification des pieux

Selon le Manuel Canadien d'Ingénierie des Fondations [MCIF, 2013], les pieux peuvent être classés de différentes façons selon les paramètres d'intérêt. Ces paramètres sont regroupés dans le tableau 2.1.

Tableau 2.1 Classification des pieux [MCIF, 2013]

Classification selon	Type de pieu
Mode d'installation	battu, foré, tube, vissé, moulé
Nature de matériau	acier, béton, bois, béton précontraint
Géométrie et forme	vertical (section variable ou uniforme, base élargie), incliné
Rigidité	long (flexible), court (rigide)
Type de structures	tour, machinerie, bâtiment
Déplacement du sol	subissant un grand déplacement, un faible déplacement, ne subissant pas de déplacement
Mode de fonctionnement	friction, pointe

La réponse d'un pieu sous un chargement latéral dépend de sa rigidité et de celle du sol. En fonction de ces valeurs de rigidité, on dit que le pieu est souple, semi-rigide, ou rigide. En 1960, Matlock et Reese ont proposé des solutions typiques pour le dimensionnement des pieux en fonction de la rigidité du pieu (souple ou rigide). Pour un pieu, on définit dans un sol donné, une longueur de transfert l_0 , tel que :

$$l_0 = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_p \cdot I_p}{E_s}} \quad (2.1)$$

On compare alors la fiche du pieu à cette longueur de transfert (Équation 2.1). Si la fiche du pieu est supérieure à $3l_0$, on dit que le pieu est souple, si elle est inférieure à l_0 on dit que le pieu est rigide, et il est semi rigide entre l_0 et $3l_0$. Le sens pratique de l_0 est cependant limité car il suppose que le sol est élastique et que la raideur est constante avec la profondeur, hypothèse permettant de résoudre analytiquement l'équation différentielle d'ordre 4 régissant les déplacements latéraux. Dans le cas d'une raideur variable croissant linéairement avec la profondeur [Matlock et Reese, 1960], des solutions numériques sont utilisées pour définir une longueur caractéristique de même sens physique que l_0 .

La classification d'un pieu soumis à un chargement latéral ne dépend donc pas uniquement des caractéristiques mécaniques du pieu, mais aussi des caractéristiques mécaniques du sol. Ces

données permettent de classer le pieu comme rigide (pieux courts), semi-rigide ou souples (pieux longs). Le pieu souple fléchit tandis que le pieu rigide tourne sous l'effet d'une charge latérale [Broms, 1964a et b; Turner et al., 1987].

2.1.2 Influence de la mise en place

Lors de la mise en place du pieu dans le sol, des contraintes résiduelles sont générées autour du pieu. L'influence du mode de mise en place sur les pieux soumis à un chargement axial a été largement étudiée [Robinsky et Morrison, 1964; Stuckrath, 1992; Shakhirev et al., 1996; Francis, 1997; De Gennaro, 1999], et il a été démontré qu'un pieu mis en place avec refoulement a une résistance au chargement beaucoup plus importante. Pour un pieu soumis à un chargement latéral, l'effet du mode d'installation n'est pas encore bien appréhendé à cause du manque d'essais in situ. Cependant, à l'aide des essais réalisés en centrifugeuse, Zhang et Hu [1991] ont remarqué que l'influence des contraintes résiduelles sur le comportement du pieu est plus importante dans le sable que dans l'argile. Toutefois, dans le sable, il faut considérer la direction du chargement. Dans le cas d'un chargement latéral, des essais réalisés en centrifugeuse [Craig, 1984] ont montré que l'influence de l'installation est minime.

2.1.3 Comportement du système sol-pieu pendant le chargement

Le développement des réactions le long du pieu est progressif et évolue avec l'augmentation du chargement appliqué. Lorsque le pieu est chargé latéralement, il impose une déformation au sol qui l'entoure. En effet, le pieu résiste au chargement qui lui est appliqué en subissant un déplacement d'ensemble, ou en fléchissant, ce qui provoque dans le sol des réactions qui vont équilibrer le système des charges appliquées.

Lorsque le pieu est court et rigide, sa déformée est négligeable comparée à ses déplacements [Broms, 1964], c'est pourquoi, c'est son déplacement d'ensemble qui entraîne la réaction du sol au chargement. Dans le cas contraire, et c'est ce qu'on rencontre le plus dans la pratique, le pieu est dit souple et la flexion du pieu est déterminée dans le dimensionnement comparée à son déplacement d'ensemble. Le phénomène est alors localisé essentiellement dans la partie supérieure du pieu [Baguelin et al., 1972]. Dans les deux cas, le chargement induit des déplacements en surface (y) dans le sens du chargement (figure 2.1).

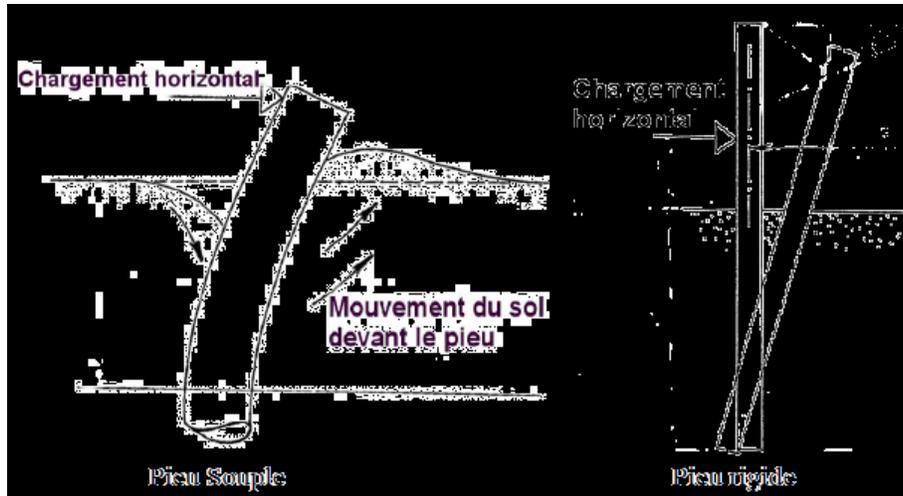


Figure 2.1 Comportement d'un pieu isolé sous un chargement latéral en fonction de son élasticité [Broms, 1964a]

Avec l'augmentation du niveau de chargement, le déplacement ou la déformation du pieu augmente ainsi que la réaction du sol, ce qui permet au système d'être en équilibre (figure 2.2). Cette relation entre le déplacement du pieu et la résistance du sol est généralement non linéaire.

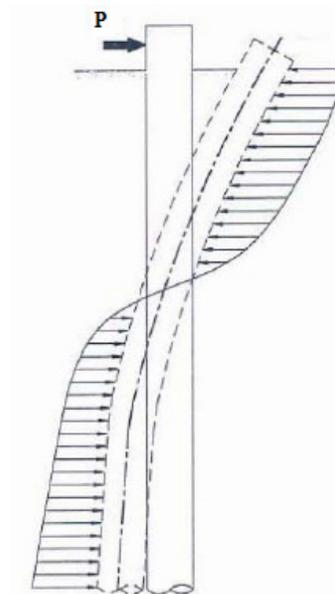


Figure 2.2 Comportement d'un système sol-pieu (cas d'un pieu souple) soumis à un chargement latéral [Baguelin et al., 1972]

De la surface jusqu'à la profondeur de réaction nulle, le pieu mobilise une réaction du sol en butée à l'avant. Au-delà de cette profondeur, le pieu mobilise une réaction du sol en contre-

butée à l'arrière. À l'équilibre, la somme des efforts de butée, de contre-butée, et de l'effort latéral appliqué est nulle. Une étude expérimentale a été réalisée avec un pieu rigide, installé dans du silt lâche saturé [Baguelin et al., 1972]. Des capteurs de pression ont été mis en place dans le voisinage immédiat du pieu foncé pour observer l'évolution des pressions latérales avec le chargement. L'allure de la courbe des réactions en fonction de la profondeur est similaire à celle décrite sur la figure 2.2. Lorsque la charge continue d'augmenter, les déformations deviennent de plus en plus importantes. La déformation du pieu crée un mouvement de sol devant lui. Des études réalisées en centrifugeuse montrent l'apparition d'un 'vide' derrière le pieu [Adachi et al., 1994] car le pieu se détache du sol, tandis que devant le pieu, le sol a tendance à se soulever (figure 2.3).

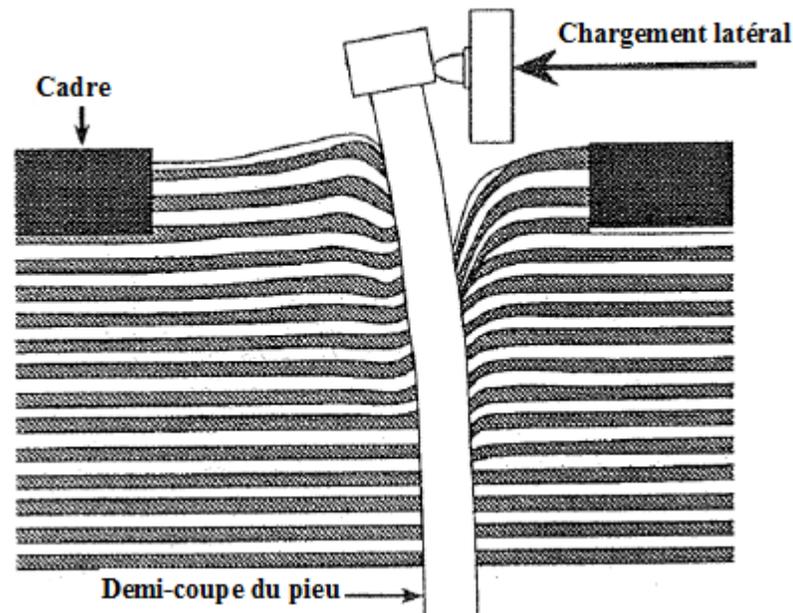


Figure 2.3 Déformation du sol sableux autour du pieu aux grands déplacements [Adachi et al. 1994]

On observe dans certains cas (notamment pour les pieux souples) que les déformations les plus importantes pour le sol se produisent près de la surface [Adachi et al., 1994]. En profondeur, les déformations du sol sont nettement plus faibles (figure 2.3). Dans la partie supérieure du pieu, la réaction du sol est plus faible que celle existant à des profondeurs plus importantes. A ces profondeurs, la pression verticale des terres n'autorise que des déformations planes au sol [Hadjadji, 1993].

L'augmentation du chargement appliqué peut aboutir à la rupture du système sol-pieu et à la ruine de l'ouvrage.

2.1.4 Réponse du sol, du pieu et courbes p-y

Pour un système sol-pieu soumis à un chargement latéral, considérons ce qui se passe au niveau d'une section (ou une tranche du pieu) située à une profondeur x . au repos, après l'installation, la section est soumise à la pression latérale des terres dont la résultante est nulle (figure 2.4) [Reese et Sullivan, 1980; Baguelin et al., 1972]. Lorsque le pieu subit un chargement latéral, la section considérée se déplace latéralement de y_i et l'état de contraintes est modifié de telle manière que la résultante latérale sur la section considérée ait une direction opposée au déplacement y_i (figure 2.5). Sur toute la hauteur du pieu, pour une profondeur donnée, un comportement similaire avec des intensités variables peut être observé. Ceci permet d'étudier l'ensemble du pieu pour n'importe quel chargement et pour n'importe quel type de sol.

Puisqu'une courbe p-y représente bien le comportement d'un pieu à une section donnée, et donc pour différentes tranches pour l'ensemble du pieu, en supposant que les sections sont indépendantes, plusieurs chercheurs ont proposé des méthodes pour les déterminer afin de dimensionner les pieux.

Pour la forme de la section du pieu, des essais réalisés par Roscoe [1957] montrent que la forme a une influence très faible sur la distribution de la pression latérale et sur la résistance ultime des pieux. Ce qui importe c'est la largeur de la section perpendiculaire à la direction de chargement, et qui est au contact du sol.

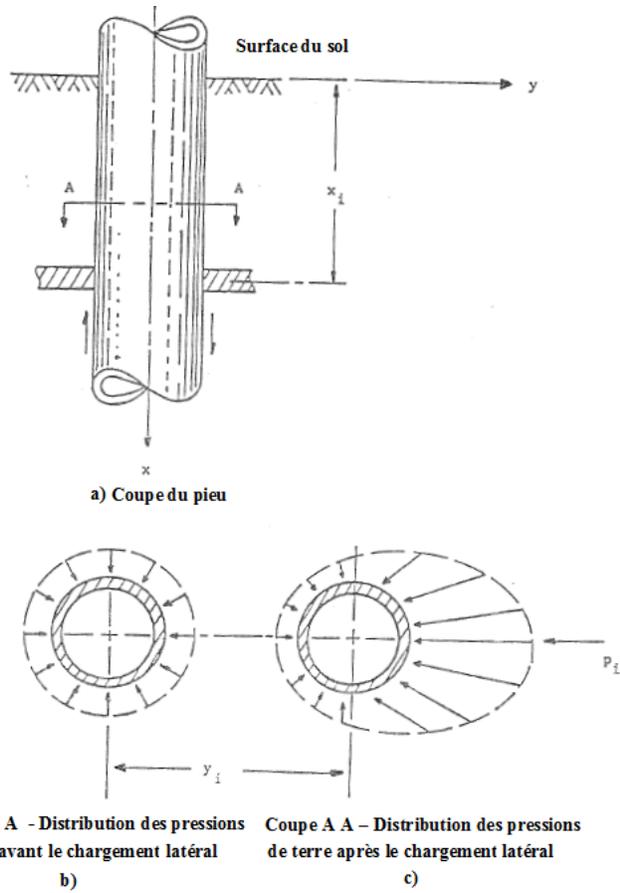


Figure 2.4 Définition graphique de p et y [Reese et Sullivan, 1980]

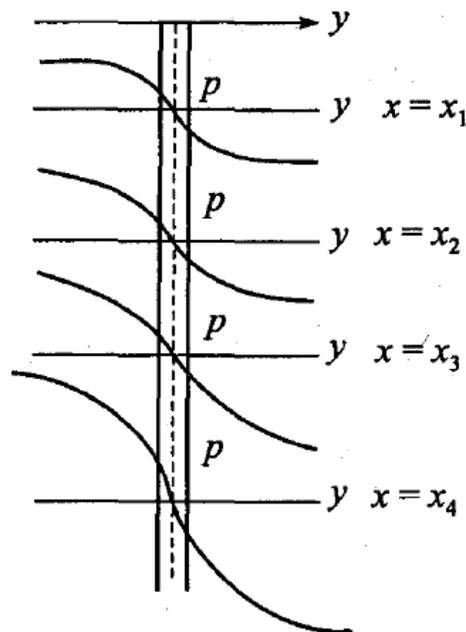


Figure 2.5 Une série de courbes p - y pour un pieu [Reese et Sullivan, 1980]

2.1.5 Comportement à la rupture

Le comportement à la rupture du pieu est étroitement lié au comportement à la rupture du sol. Or, il est difficile de déterminer la réaction latérale ultime du sol à cause des effets de dilatance (dans le cas des sables et des sols argileux sur-consolidés). Quand le pieu est chargé latéralement, le sol situé devant le pieu a tendance à se dilater et il en résulte que la contrainte normale et la contrainte de cisaillement évoluent indéfiniment. De même, la réaction latérale du sol augmente avec l'augmentation de volume du sol.

Néanmoins, on peut dire qu'en fonction du type de pieu (souple ou rigide), le mécanisme de rupture d'un pieu soumis à un chargement latéral se produit en fonction des liaisons en tête du pieu [Broms, 1964a et b]:

- Pour les pieux libres en tête (figure 2.6) [Mohan et al., 2001]:
 - le moment maximum dans le pieu atteint le moment de flexion de rupture de la section; c'est le type de rupture que l'on rencontre quand le pieu est souple (fiche du pieu relativement grande);
 - la pression latérale des terres atteint la résistance limite du sol le long de la fiche du pieu, le pieu subit alors une rotation autour d'un point localisé a une certaine profondeur du sol; c'est le type de rupture que l'on rencontre quand le pieu est rigide (lorsque la fiche du pieu est courte).

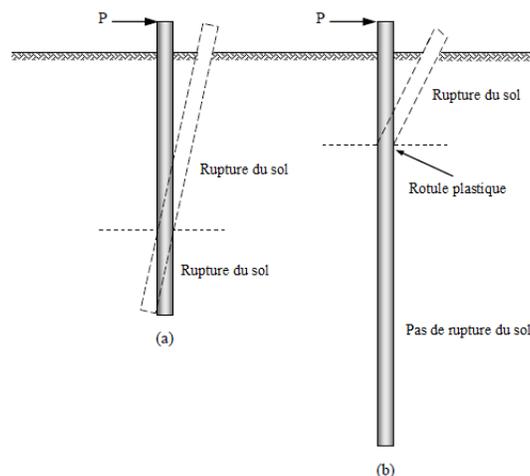


Figure 2.6 Modes de rupture d'un pieu libre en tête: (a) Pieu rigide – (b) Pieu souple [Broms, 1965]

- Pour les pieux encastrés en tête (figure 2.7) :
 - le moment maximum en tête, qui est un moment négatif par rapport au moment créé par le chargement, est toujours plus élevé que le moment positif dans le pieu. On a donc la formation d'une première rotule à l'encastrement; c'est le cas notamment des pieux souples;
 - quand les fiches sont courtes, la résistance limite du sol est atteinte avant la formation de la première rotule dans le pieu, et la rupture se produit sous forme d'un déplacement d'ensemble du système sol-pieu.

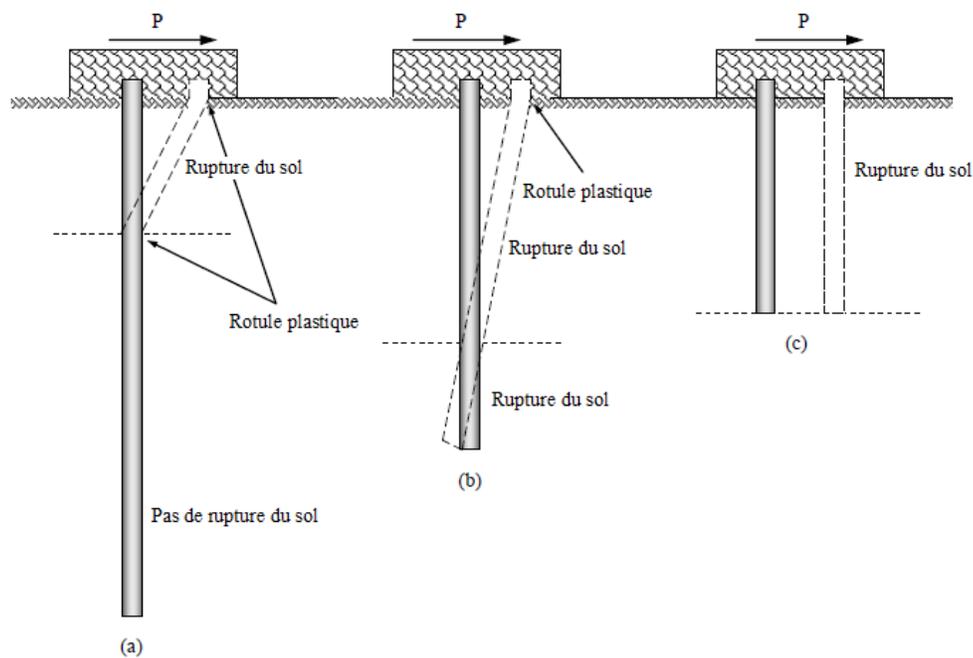


Figure 2.7 Modes de rupture d'un pieu encastré en tête : (a) Pieu souple, (b) Pieu semi-rigide et (c) Pieu rigide [Broms, 1965]

En pratique, on utilise des pieux pour reprendre d'abord des charges verticales, puis si des charges latérales sont à reprendre, le dimensionnement est tel que quel que soit le chargement appliqué, le pieu fléchit mais les contraintes dans le pieu demeurent dans le domaine élastique. Le pieu peut donc revenir à sa position initiale, mais c'est le sol qui, sous l'effet du chargement appliqué, subit des déformations irréversibles. De ce fait, la rupture observée se situe souvent dans le sol entourant le pieu et c'est le comportement du sol qui gouverne le comportement du système sol-pieu. Donc, la plupart des études sur le comportement des pieux

sous chargement latéral sont focalisées sur le comportement du sol, à travers l'étude du comportement du pieu.

2.2 Pieu incliné sous chargement latéral

Les pieux inclinés sont généralement classés en deux types en fonction de la direction de chargement : un pieu qui est incliné dans la direction du chargement est un pieu incliné inverse ou négatif, et un pieu incliné contre la direction du chargement est un pieu incliné avant ou positif (figure 2.8). Ces pieux inclinés sont largement utilisés dans les structures offshores en raison de leur considérable résistance contre le chargement latéral induit par l'impact de navire, vague d'eau, etc.

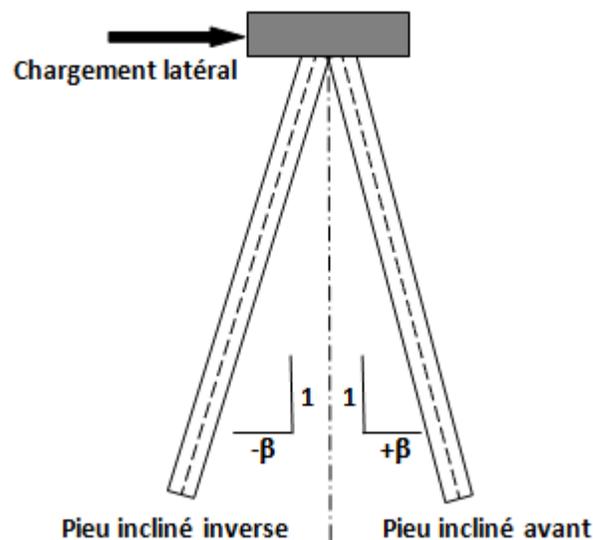


Figure 2.8 Pieux inclinés classés en pieu incliné inverse (négatif) et pieu incliné avant (positif)

En effet, la possibilité d'installer des pieux inclinés, leur donne un avantage par rapport à leur capacité à supporter des charges latérales. Contrairement aux pieux verticaux qui résistent aux charges latérales en cisaillement et en flexion, les pieux inclinés résistent principalement aux charges latérales en compression et/ou en traction axiale. Lorsqu'il est soumis à un chargement latéral, le pieu incliné devra avoir généralement une plus grande capacité et il est soumis à de plus petites déformations qu'un pieu vertical de même dimensions et matériau. Dans certains cas, des grandes forces de cisaillement et de moments, induits à la tête du pieu, ont été une source de problèmes (reliés à la performance) pour des pieux inclinés. Cependant, ces

problèmes peuvent être atténués par une conception et une interaction pieu-structure appropriées. Jusqu'au début de l'année 1990, les pieux inclinés étaient une solution idéale pour supporter des charges latérales. Lorsque les charges latérales sont assez grandes, il a été remarqué qu'il y avait une longueur importante du pieu incliné qui correspondait aussi à une partie importante du sol (des sols médiocres) qui ne supportent pas ces charges latérales, ou. Des exemples de ces situations se trouvent lors de la conception parasismique des ponts, la conception de quais marginaux et des ports. Dans les années 1990, suite à la mauvaise performance des pieux inclinés, observée à travers une série de tremblements de terre, des ingénieurs ont commencé à déconseiller l'utilisation de pieux inclinés. Cependant, des stratégies de conception ont été développées pour résoudre ces problèmes. Ainsi, les pieux inclinés ont été devenus une arme importante dans l'arsenal de l'ingénieur pour la conception des pieux sous charges latérales [Zhang et al., 1999].

2.3 Pieu sous chargements vertical et latéral

Les effets des charges verticales sur l'état de contrainte d'un pieu chargé latéralement sont de deux volets [Zhang et al., 2002]. D'une part, les contraintes transmises par les charges verticales vont augmenter les contraintes verticales dans le sol autour du pieu, ce qui peut augmenter la résistance latérale du sol contre la rupture passive. D'autre part, les charges verticales vont exercer une contrainte de cisaillement sur le sol, ce qui peut réduire sa résistance au cisaillement. Les effets de deux volets sont illustrés à la figure 2.9. Supposons que la charge verticale est nulle, un élément du sol à côté d'un pieu est à rupture passive sous la charge latérale du pieu et la contrainte verticale σ_{v0} est approximativement la contrainte principale mineure (σ_3). Lorsqu'une charge verticale est appliquée sur le pieu, il y aura un incrément de contrainte verticale $\Delta\sigma_{v0}$ due à un transfert de charge. S'il n'y avait pas de changement dans la contrainte de cisaillement, $\Delta\sigma_{v0}$ provoquerait une augmentation considérable de la résistance au cisaillement de l'élément du sol (voir le cercle de Mohr en pointillés sur la figure 2.9). Cependant, le transfert de charge se fait par une contrainte de cisaillement minimum $\Delta\tau$, ce qui annule l'effet de $\Delta\sigma_{v0}$ (voir le cercle de Mohr en trait interrompu sur la figure 2.9). Sous l'action combinée de $\Delta\sigma_{v0}$ et $\Delta\tau$, l'augmentation de la résistance latérale du sol peut ne pas être significative. Ce problème peut être comparé à celui de la pression des terres passives d'un mur de soutènement avec frottement sur la paroi. Le

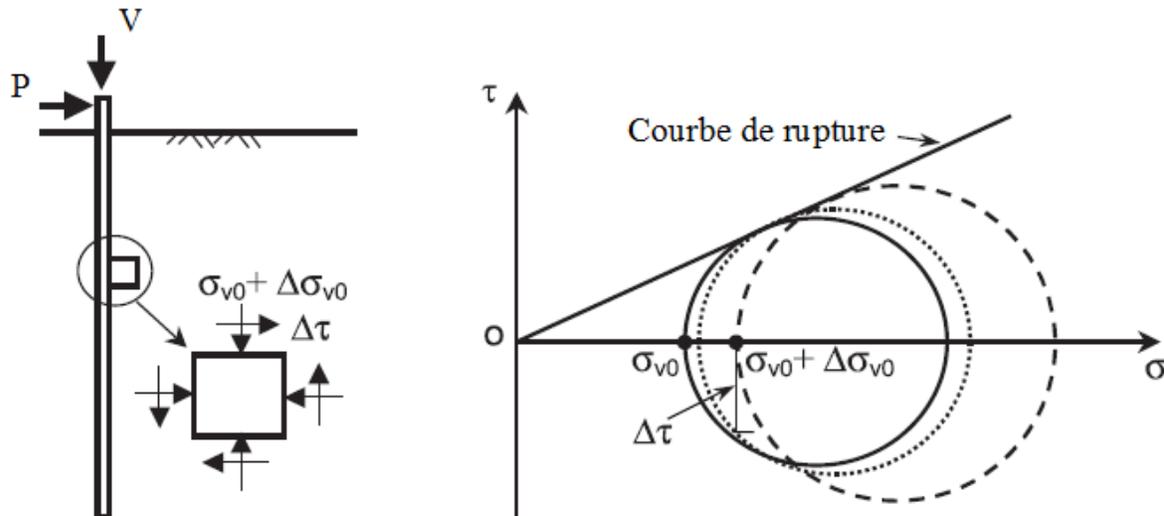


Figure 2.9 Schéma montrant l'effet de la charge verticale sur la résistance latérale du sol autour d'un pieu [Zhang et al., 2002]

frottement de la paroi provoquerait un incrément de contrainte verticale et un incrément de contrainte de cisaillement sur un élément du sol en équilibre plastique, ce qui conduit finalement à une augmentation de la pression des terres passives [Craig, 1997]. Bien sûr, un pieu n'est pas un problème en déformation plane, ainsi, la zone de contact entre le pieu et le coin latéral du sol en avant du pieu est limitée. Par conséquent, les contraintes provenant de la charge verticale du transfert ne peuvent pas provoquer une augmentation significative dans la capacité latérale du pieu.

2.4 Méthodes de dimensionnement des pieux sous charges latérales

Plusieurs études ont été réalisées afin de mieux comprendre le comportement des pieux sous charges latérales. Ces études ont mené au développement de plusieurs approches qu'on peut classer en quatre catégories: (1) méthode au module de réaction [Winkler, 1867]; (2) méthode de courbe p-y [Matlock 1970; Reese et al. 1974], (3) méthode du continuum élastique [Poulos et Davis, 1980], et (4) méthodes numériques des éléments finis ou des différences finies [Chen et Poulos, 1993; Ellis et al. 2010]. Bien qu'elles soient un peu complexes, les méthodes par éléments finis et différences finies sont assez utilisées. Ces méthodes peuvent modéliser l'interaction sol-pieu avec plus de rigueur et inclure des effets tels que le mouvement vertical à l'interface sol-pieu, la non-rigidité linéaire du sol et les surfaces de terrain en pente, ...

2.4.1 Méthode de Winkler

1. Principe

La méthode de Winkler [1867] est la plus ancienne méthode analytique permettant de prédire la réaction latérale du sol. Elle consiste à modéliser l'interaction entre le sol et le pieu par une série de ressorts indépendants entre eux et de raideur variable. La raideur permet de relier directement la réaction latérale du sol (p) et le déplacement latéral du pieu (y) sous chargement latéral (figure 2.10). Cette méthode est à la base des courbes p - y , les «ressorts» ont alors un comportement non linéaire.

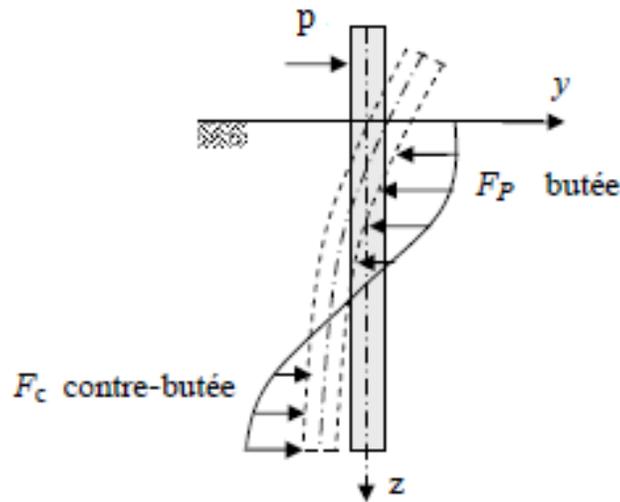


Figure 2.10 Pieu mobilisant la réaction latérale du sol

En effet, le modèle de Winkler définit le sol comme étant un empilement de tranches indépendantes. Chaque tranche de sol est modélisée par un ressort latéral (figure 2.11) sur lequel s'appuie le pieu.

La pression sur une « tranche » du sol ne dépend que du déplacement latéral de cette dernière et d'un coefficient de réaction du sol, appelé k_h ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$) dans le cas d'un chargement latéral.

$$p = k_h(z) \cdot y \quad (2.2)$$

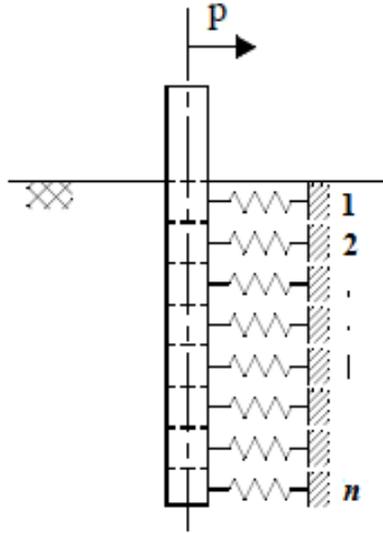


Figure 2.11 Représentation de modèle de Winkler

Cette équation est aussi exprimée sous la forme :

$$p = \frac{E_S}{B} \cdot y \quad (2.3)$$

Le pieu est idéalisé comme une poutre élastique chargée latéralement. Le sol est modélisé par des ressorts horizontaux, indépendants les uns des autres, et de raideur E_S . Ainsi le comportement du pieu est gouverné par l'équation d'une poutre sur appuis élastiques :

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} = - p B \quad (2.4)$$

Lorsque le chargement axial sur le pieu n'est pas pris en compte. D'après les équations (2.1) et (2.3), l'équation décrivant le déplacement d'un pieu sous une charge latérale est sous la forme:

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} + k_h(z) \cdot B \cdot y = 0 \quad (2.5)$$

Les solutions de cette équation peuvent être obtenues soit par une méthode analytique soit par une méthode numérique.

2. Module de réaction du sol

La valeur du module de réaction du sol, E_S , est la difficulté principale de la méthode de Winkler. En effet ce module dépend de nombreux paramètres, tel que la rigidité du pieu, le niveau du chargement, la nature du sol, ...

Hadjadji [1993] présente des formulations publiées dans la littérature. Il conclut que E_S peut être estimé en se référant au module d'Young du sol E_s (donné par des essais au laboratoire) ou à partir du module pressiométrique E_M (donné par des essais in situ). Les principales expressions du module de réaction du sol, rencontrées dans la littérature et adoptés dans la pratique, sont regroupées dans le tableau 2.2.

Les expressions de Terzaghi [1955], de Vesic [1961] et de Ménard et al. [1969] sont valables pour des poutres latérales chargées verticalement. Mais le fait de considérer le pieu comme une poutre latérale a pour effet de négliger les contraintes exercées par le sol à l'arrière du pieu. Ces contraintes s'opposent au chargement latéral, ce qui résulte en une augmentation du déplacement latéral du pieu.

3. Conclusions sur la méthode de Winkler

La méthode de réaction du sol est employée largement dans la pratique parce qu'elle a une longue histoire d'utilisation. Cette approche est relativement simple à appliquer à l'aide des diagrammes et des solutions sous forme des tableaux disponibles, en particulier pour une variation simple ou linéaire de E_s avec la profondeur. Mais, malgré sa grande utilisation, cette méthode est souvent critiquée suite à ses lacunes théoriques et ses limitations, tel que :

- Le module de réaction du sol n'est pas seulement une propriété du sol, mais il dépend intrinsèquement des caractéristiques du pieu et de l'ampleur du déplacement latéral;
- Cette approche Winkler est semi-empirique en nature ;
- Les effets de la charge axiale sont ignorés ;
- Le modèle du sol utilisé dans cette technique est discontinu. En effet, les ressorts de Winkler en élasticité linéaire se comportent de façon indépendante et donc les déplacements à un point ne sont pas influencés par des déplacements ou contraintes en d'autres points tout au long de la longueur du pieu [Jamiolkowski et Garassino, 1977].

Des modifications, de l'approche de réaction du sol originale, ont été proposées pour tenir compte de certaines de ces lacunes. Une de ces modifications est de convertir le modèle Winkler à un modèle continu par couplage des ressorts en utilisant un inter-ressort (composante de couche de cisaillement) [Georgiadis et Butterfield, 1982]. Ce modèle tient compte également de la contribution de cisaillement tout au long de la frontière du pieu. Le

Tableau 2.2 Expressions proposées pour le module de réaction du sol

<i>Sol pulvérulent</i>	<i>Sol cohérent</i>	<i>Commentaire</i>	<i>Source</i>
$E_s = 0,74 A \gamma z$, voir les valeurs de A (tableau 2.3)		Déconseillé pour le calcul des déplacements	Terzaghi [1955]
	$E_s = \frac{0,65 E_s}{1 - \nu_s^2} \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{E_p I_p}}$	Valable pour $L > 2,25 l_0$	Vesic [1961]
Même expression que celle de Terzaghi (1955)	$E_s = \frac{1}{m_1 (1 - \nu_s^2)} \sqrt{\frac{B}{L}}$ m_1 : coefficient adimensionnel en fonction de L/B (tableau 2.4)	Valable pour $L > 2,25 l_0$; et $L < 2,25 l_0$,	Broms [1964a, 1964b]
$E_s = \frac{3 \cdot B \cdot E_M}{\frac{2}{3} B_0 \left(2,65 \cdot \frac{B_0}{B} \right)^\alpha + B \cdot \frac{\alpha}{2}}$ $E_s = \frac{18 E_M}{(4 \cdot 2,65^\alpha + 3\alpha)}$ (pour $B \geq B_0 = 0,6 m$) (pour $B \leq B_0 = 0,6 m$)		Semi empirique. α : Coefficient rhéologique caractérisant le sol (tableau 2.5).	Ménard et al. [1969]
	$E_s = 67 c_u$	Déconseillé pour le calcul des déplacements	Davisson [1970]
	$E_s = 1,8 E_{50}$, E_{50} = module mesuré à l'essai triaxial à 50 % de niveau de chargement	Valable pour une profondeur $z > z_{critique} = 6 / (\gamma / c_u + 0,5 / B)$	Matlock [1970]
$E_s = 0,82 \cdot E_s$			Poulos [1971]
	$E_s = 4,5 q_c$, q_c est la résistance de pointe de l'essai pénétrométrique		Gilbert [1995]

modèle n'a pas gagné l'acceptation répandue en raison des difficultés liées à l'obtention des paramètres du sol nécessaires pour développer des coefficients à utiliser dans le modèle [Horvath, 1984].

Tableau 2.3 Valeurs de A pour le calcul de E_S dans un sable [Terzaghi, 1955]

Densité du sable	Lâche	Moyen	Dense
Valeurs de A	100-300	300-1000	1000-2000

Tableau 2.4 Valeurs de m_l pour le calcul de E_S dans un sable [Terzaghi, 1955]

Élancement du pieu L/B	1	1,5	2	3	5	10	100
m_l	0,95	0,94	0,92	0,88	0,82	0,71	0,37

Tableau 2.5 Facteur rhéologique α pour divers types de sols [Ménard, 1992]

	Tourbe		Argile		Silt		Sable		Grave	
Type	α	E_M/P_l								
Su. C.	-	>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3	
N.C.	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4	
S.C.	-	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3	-	-	

2.4.2 La méthode de courbes p-y

La méthode p-y est une généralisation du modèle de Winkler. Elle est pratique pour tenir compte du comportement non linéaire des sols et pour étudier le comportement de pieux sous charges latérales. C'est une méthode semi-empirique parce que, la prévision et la construction des courbes pour l'étude d'un pieu isolé se fait à partir d'essais au laboratoire ou d'essais in situ. Chaque sol est représenté par une série de courbes p-y non linéaires qui varient avec la profondeur et avec la nature du sol. En effet, le sol est assimilé à des appuis élastiques linéaires ou non-linéaires (communément appelés ressorts), traduit par des diagrammes (p, y) (figure 2.12), c'est-à-dire par des relations entre la réaction latérale, p , et le déplacement latéral, y . Ces diagrammes sont appelés courbes de réaction p-y.

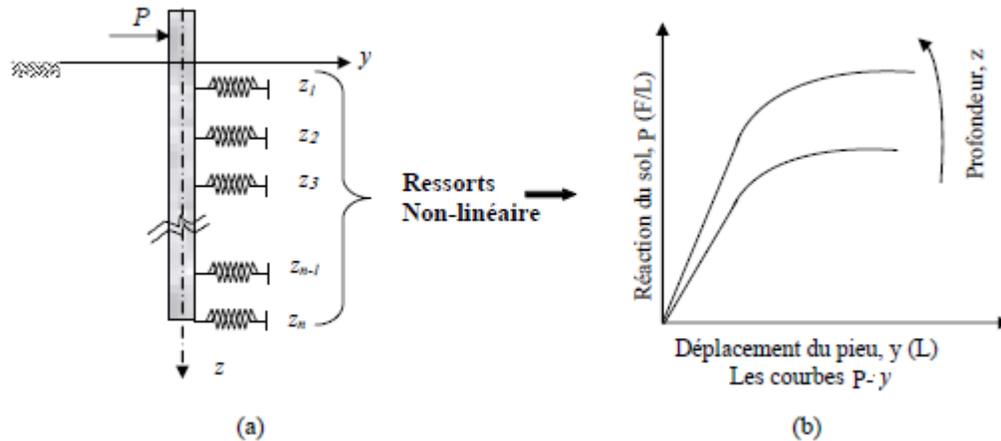


Figure.2.12 (a) Modèle de Winkler dans le cas d’une sollicitation latérale et (b) Courbes de réaction (p-y)

Comme la réaction du sol n’est pas linéaire, le module de réaction E_S est aussi une fonction non linéaire du déplacement ou des contraintes dans le sol autour du pieu, qui se dégrade de plus avec l’augmentation du déplacement.

Cette méthode a été élaborée et développée par de nombreux chercheurs en se référant aux diverses approches: essais in situ, essais de laboratoires, modélisation physique ou modélisation numérique. La diversité de ces approches conduit à autant de courbes de réaction p-y. On cite quelques approches très répondues dans la pratique et qui sont programmées dans des logiciels de calcul.

1. Courbes p-y pour des sols argileux

La méthode p-y se réfère à Matlock [1970], qui tient compte des propriétés structurales et géotechniques du site et dont le Manuel Canadien des Fondations [MCIF, 2013] fait référence. En effet, cette méthode permet de déterminer les courbes de réaction pour les sols cohérents. La méthode permet aussi de prévoir la courbe de réaction après le chargement cyclique (ex: plate-forme). Ces courbes se composent d'une partie cubique suivie d'une droite qui représente le palier. La pression ultime du sol sous chargement latéral statique est égale à :

$$P_{ult} = c_u N_p \quad (2.6)$$

Avec : N_p est le minimum des deux valeurs suivantes :

$$3 + 6 \frac{z}{z_{cr}} \quad (0 \leq z \leq z_{cr}) \quad \text{et} \quad 9 \quad (z \geq z_{cr}) \quad (2.7)$$

Où : z_{cr} est la profondeur critique, estimée par la relation suivante :

$$z_{cr} = \frac{6 c_u B}{\gamma B + J c_u} \quad (2.8)$$

Avec :

J : constante empirique expérimentale, égale à 0,5 pour les argiles molles et 0,25 pour les argiles moyennes [Reese et Van Impe, 2001].

Une fois p_{ult} calculée, il est possible d'obtenir une distribution de la charge appliquée, p , tout en faisant varier le déplacement y , et ce, selon l'équation suivante :

$$\frac{p}{p_{ult}} = 0,5 \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{1/3} \quad (2.9)$$

Où : y_{50} (équivalent à y_c) est le déplacement pour lequel 50% de p_{ult} est mobilisé et calculé selon l'équation:

$$y_{50} = 2,5 \varepsilon_{50} B \quad (2.10)$$

Où :

- ε_{50} (équivalent à ε_c) est la déformation qui correspond à la moitié du déviateur maximal ($\sigma_1 - \sigma_3$)_{max}, obtenue des courbes contraintes-déformations reliées au massif de sol étudié. Au-delà de $y = 8y_{50}$, la valeur de p demeure constante.

Matlock [1970] propose des valeurs de déformations ε_{50} se situant entre 0,005 et 0,020. La plus petite valeur est reliée aux argiles sensibles, tandis que la plus élevée est spécifique aux sols remaniés ou sédiments non-consolidés. Une valeur intermédiaire de 0,01 est proposée pour les autres types de sol. Par ailleurs, Reese et al. [2006] ont suggéré les valeurs de ε_{50} présentées au tableau 2.6.

Tableau 2.6 Valeurs représentatives de ε_{50} [Reese et al., 2006]

Consistance de l'argile	c_u (kPa)	ε_{50}
Très molle	>12	0,02
Molle	12-24	0,02
Moyenne	24-48	0,01
Raide	48-96	0,006
Très raide	96-192	0,005

2. Courbes p-y pour des sols sableux

Cox et al. [1974], Reese et al. [1974], ainsi que Reese et Sullivan [1980] ont réalisé une série d'essais statiques et cycliques sur des pieux chargés latéralement dans des sols sableux. Bien que les essais ont été effectués dans des sables submergés, Reese et al. [1974] ont fourni des ajustements par lequel la courbe p-y peut être développée pour chaque sable immergé ou sable en-dessus de la nappe phréatique. La courbe p-y, pour un point à une distance z en dessous de la tête du pieu, est représentée schématiquement par la figure 2.13. La courbe se compose d'un segment linéaire de 0 à a , une variation exponentielle de p avec y à partir de a à b , une seconde plage linéaire de b à c , et une résistance constante pour des déplacements au-delà de c .

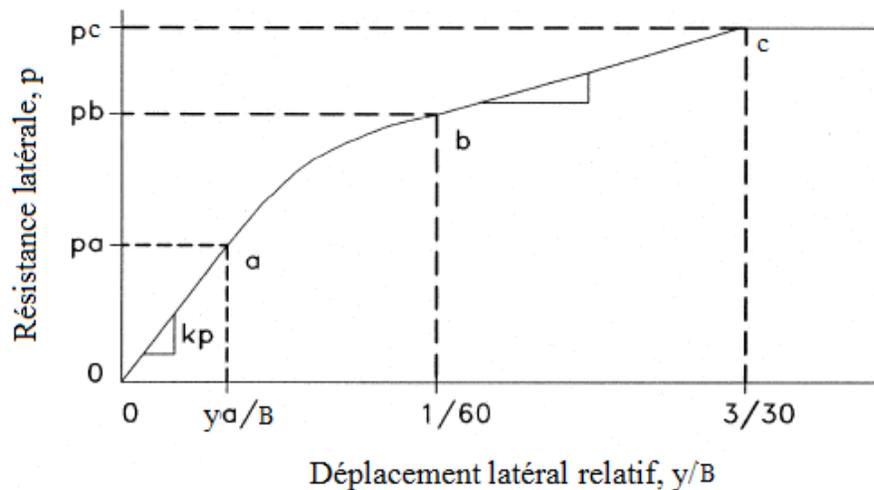


Figure.2.13 (a) Modèle de Winkler dans le cas d'une sollicitation transversale (b) Courbes de réaction : (p-y)

Les étapes de la construction de la courbe de p-y à une profondeur z en dessous de la surface du sol sont les suivantes:

- Déterminer la pente, k_p , de la partie linéaire initiale de la courbe :

$$k_p = k \cdot z \quad (2.11)$$

Où k est obtenu à partir de tableau 2.7 pour chaque sable immergé ou sable au-dessus de la nappe phréatique.

Tableau 2.7 Valeurs représentatives de k pour la méthode de Reese et al., [1974]

Sable	k (kN/m ³)		
	Sable lâche	Sable moyen	Sable dense
Immergé	5428	16284	33295
Au-dessus de la nappe phréatique	6785	24426	61065

- Calculer la résistance latérale ultime comme la plus petite de:

$$p_{ult} = (C1 \cdot z + C2 \cdot b) \gamma' z \quad (2.12)$$

Pour une rupture en coin, près de la surface du sol, on a :

$$p_{ult} = C3 \cdot b \cdot \gamma' z \quad (2.13)$$

Avec :

$$C1 = \frac{K1 \tan \phi \sin \phi}{\tan(\phi - \phi) \cos(\phi / 2)} + \frac{\tan^2 \phi \tan(\phi / 2)}{\tan(\phi - \phi)} + K1 \tan \phi (\tan \phi \sin \phi - \tan(\phi / 2)) \quad (2.14)$$

$$C2 = \frac{\tan \phi}{\tan(\phi - \phi)} - \tan^2(45 - \phi / 2) \quad (2.15)$$

$$C3 = K1 \tan \phi \tan^4 \phi + \tan^2(45 - \phi / 2) (\tan^8 \phi - 1) \quad (2.16)$$

Où :

$$-\phi = 45/2 + \phi/2;$$

$$-K1 = 0,4.$$

3. Courbes p-y pour pieux inclinés

Les effets de pieux inclinés sur les courbes p-y, pour des sols sableux, ont été étudiés par Kubo [1965], Awoshika [1971] et Zhang et al. [1999]. Leurs résultats montrent que les formes des courbes p-y pour les pieux inclinés et pieux verticaux sont semblables, mais l'inclinaison du pieu influence sur la résistance latérale ultime du sol, p_{ult} et le module de réaction, E_S . La variation de ces deux paramètres importants est contrôlée par le poids volumique et l'angle de friction interne du sol qui modifient les courbes p-y relatifs aux pieux verticaux pour générer des courbes p-y aux pieux inclinés. Zhang et al. [1999] ont suggéré que le module de réaction E_{Sb} et la résistance latérale ultime p_{ultb} , relatifs aux pieux inclinés, sont proportionnels au

rapport entre le coefficient de la pression des terres passives pour les pieux inclinés, K_{pb} et celui pour les pieux verticaux, K_p .

$$P_{ultb} = \Psi P_{ult} \quad (2.17)$$

Avec :

$$\Psi = \lambda \frac{K_{pb}}{K_p} \quad (2.18)$$

Où λ : Coefficient qui tient compte de la taille du coin passif de sable.

$$K_p = tg^2 \left(\frac{45}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.19)$$

$$K_{pb} = \frac{\sin^2(\beta - \phi)}{\sin^2 \beta \sin(\beta + \delta) \left[1 - \frac{\sin(\phi + \delta) \sin \phi}{\sin(\beta + \delta) \sin \beta} \right]^2} \quad (2.20)$$

De même, le module de réaction, E_{Sb} , de pieux inclinés est obtenu en multipliant le module de réaction, E_S , relatif aux pieux verticaux par le même facteur, Ψ (c.-à-d $E_{Sb} = \Psi * E_S$). L'angle de friction correspondant à l'interface sol-pieu, δ , a une influence considérable sur la résistance latérale des pieux inclinés. Selon Sherif et al. [1982], l'amplitude de δ dépend non seulement des propriétés de sol, mais également de la quantité et de la direction du mouvement du sol. Jardine et Chow [1996] ont trouvé que la valeur de δ est indépendante de la densité relative et tend à diminuer avec la taille des particules. Il est à noter aussi que δ a un effet significatif sur les courbes p-y. En effet, plus la valeur de δ augmente, plus les valeurs de E_{Sb} et p_{ultb} augmentent pour les pieux inclinés positifs et plus ils diminuent pour le cas des pieux inclinés négatifs par rapport aux valeurs de pieux verticaux. La figure 2.14 représente la courbe p-y modifiée pour un pieu incliné positif [Zhang et al., 1999].

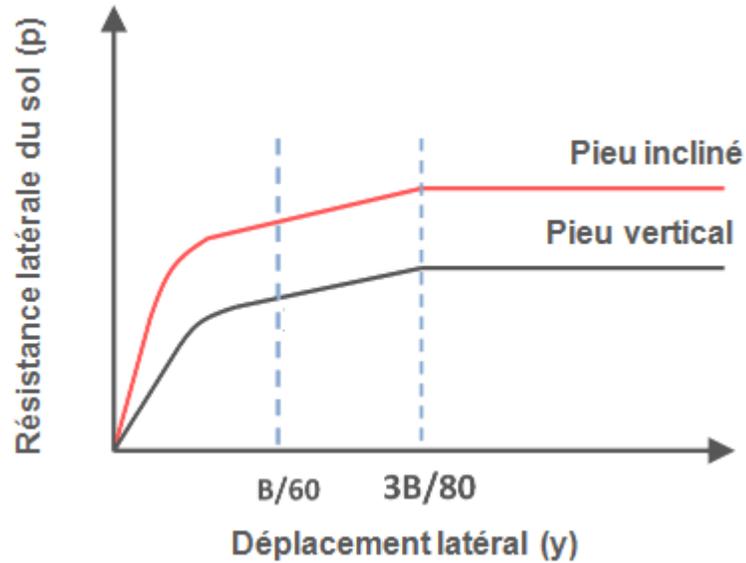


Figure 2.14 Courbes p-y modifiées pour un pieu incliné positif dans le sable [Zhang et al., 1999]

4. Conclusions sur la méthode p-y

La méthode p-y est facilement adaptée à la mise en œuvre informatique et commercialisée dans les programmes LPILE Plus [1997] et COM624 [1993]. En effet, cette approche est une amélioration de la méthode de réaction du sol parce qu'elle tient compte du comportement non linéaire de la plupart des sols, sans les limitations numériques inhérentes dans l'approche de réaction du sol. Par contre, cette méthode p-y possède quelques limitations, tel que décrites ci-dessous :

- Les courbes p-y sont indépendantes les unes des autres. Donc, la continuité de la nature du sol le long de la longueur du pieu n'est pas explicitement modélisée.
- Les courbes p-y appropriées sont nécessaires. Ainsi, l'obtention d'une courbe p-y appropriée est analogue à l'obtention de la valeur appropriée de E_s ; on doit soit effectuer des essais à grande échelle ou des modélisations en 3D ou soit adopter les courbes standards existantes (courbes par défaut) pour une utilisation dans des conditions non testées. Ces courbes par défaut sont limitées pour des types de sol dans lequel ils ont été développés, donc elles ne sont pas universelles.

2.4.3 Méthode du continuum élastique

Poulos a utilisé l'approche de continuum élastique pour développer un modèle permettant l'analyse des pieux chargés latéralement. Dans cette approche, le sol est modélisé comme un continuum élastique idéal. Dans leur modèle, Poulos et Davis [1980] ont considéré le pieu comme étant une mince bande rectangulaire ayant une largeur et un module d'élasticité constants. Ensuite, le pieu est divisé en un nombre fini d'éléments ayant la même longueur à l'exception des éléments extrêmes (à la base et à la tête de pieu). Chacun de ces éléments est sollicité par une contrainte latérale uniforme qui est constante à travers la largeur du pieu. Le sol est considéré d'être un matériau idéal élastique homogène, semi-infini et isotrope. Les propriétés de ce sol sont considérées d'être non affectées par la présence du pieu, qui est une hypothèse raisonnable. Dans son modèle de base, Poulos n'a pas considéré l'interface entre le pieu et le sol. Mais, il a également présenté une méthode approximative qui prend en considération cette interface (figure 2.15).

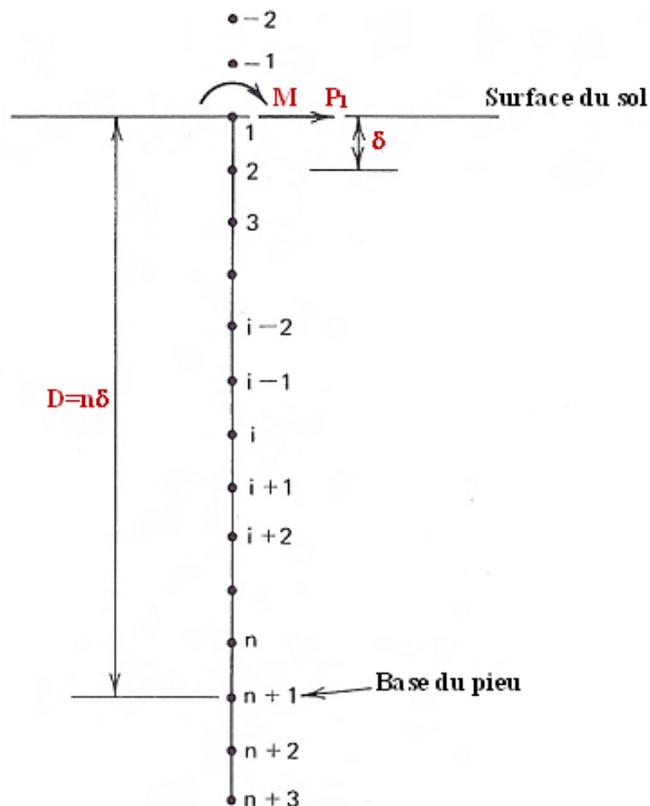


Figure 2.15 Discretisation en différences finies pour l'analyse de pieux chargés latéralement [Poulos et Davis, 1980]

Le principe de base de modèle de Poulos est l'équation de Mindlin [1936] pour le déplacement d'un point dans un continuum semi-infini, causé par un point de chargement dans la masse. Dans des conditions élastiques, les déplacements horizontaux du pieu et du sol sont compatibles. De sorte que ces déplacements sont assimilés aux centres des éléments, sauf pour les éléments extrêmes (à la base et à la tête du pieu). Ainsi, les déplacements du sol pour tous les points à travers la longueur du pieu sont exprimés par l'équation suivante :

$$\{\rho_s\} = \frac{B}{E_s} [I_s] \{p\} \quad (2.21)$$

Où :

- $\{\rho_s\}$: vecteur déplacement du sol latéral;
- $\{p\}$: vecteur de chargement latéral (entre le sol et le pieu);
- $[I_s]$: facteurs qui influencent le déplacement du sol.

Les éléments de la matrice $[I_s]$ sont évalués par intégrations de l'équation de Mindlin sur une surface rectangulaire. Les déplacements de pieu sont calculés en utilisant l'équation différentielle d'Euler-Bernoulli pour la flexion d'une poutre prismatique. L'équation de la poutre, après l'application de la méthode des différences finies, est donnée par :

$$-\{p\} = \frac{E_p I_p n^4}{BL^4} [L] \{\rho_p\} + \frac{E_p I_p n^4}{BL^4} \{A\} \quad (2.22)$$

Avec:

- $\{\rho_p\}$: la matrice des déplacements de pieu;
- $\{A\}$: vecteur représentant les moments et les charges dans le pieu;
- $n+1$: nombre des divisions utilisées pour la discrétisation du pieu;
- $[L]$: la matrice des coefficients en différences finies;

Assimilant les déplacements du pieu et du sol à partir des équations (2.21) et (2.22), le système d'équation devient :

$$\left[[I] + \frac{E_p I_p n^4}{E_s L^4} [L] \cdot [I_s] \right] \cdot \{p\} = \{P_L\} \quad (2.23)$$

Où:

- $\{P_L\}$ représente le vecteur composé de la charge appliquée sur le pieu.

Une des inconvénients de cette méthode est qu'elle ne peut pas être étendue à un milieu de sol stratifié, aussi que les facteurs d'influence ne peuvent pas être calculés à l'aide de l'équation de Mindlin. En effet, l'équation de Mindlin n'est pas appliquée pour un milieu stratifié non homogène. Aussi, l'hypothèse que le pieu est une bande rectangulaire incorporée dans le sol est approximativement valide seulement si le pieu a une section carré ou une section en I. Dans le cas de pieux ayant une section circulaire, cette idéalisation est à rapprocher davantage, mais semble raisonnable. Cette méthode a été utilisée dans la pratique par plusieurs ingénieurs.

2.4.5 Méthodes numériques

Le calcul numérique par la méthode des éléments finis ou des différences finies offre de meilleures alternatives pour étudier l'interaction sol-pieu et pour analyser la réponse latérale des pieux chargés latéralement. Parmi les approches utilisées pour modéliser le problème d'un pieu chargé latéralement, on cite l'approche axisymétrique, en déformation plane et tridimensionnelle (figure 2.16). Dans ce projet de doctorat, on se focalise sur la méthode des différences finies pour une approche bidimensionnelle en déformation plane et une approche tridimensionnelle.

1. Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est peu utilisée pour étudier le comportement des pieux (si on la compare aux autres méthodes) en raison de la complexité de la modélisation d'une part et les grands moyens requis pour la réalisation de calculs de l'autre part. Elle reste dans la plupart des cas un complément utile, notamment pour mieux visualiser le phénomène. Cet outil permet, toutefois, d'examiner le problème dans son intégralité et en un seul calcul intégrant les deux éléments, à savoir le sol et la fondation. Elle permet ainsi de donner des résultats intéressants sur le comportement de pieux et du massif de sol. Plusieurs auteurs ont développé et utilisé cette méthode pour étudier la réponse latérale des pieux sous charges latérales [Rajashree and Sitharam, 2001, Yang et Jeremic, 2002; Dodds et Martin, 2007, Kim et Jeong,

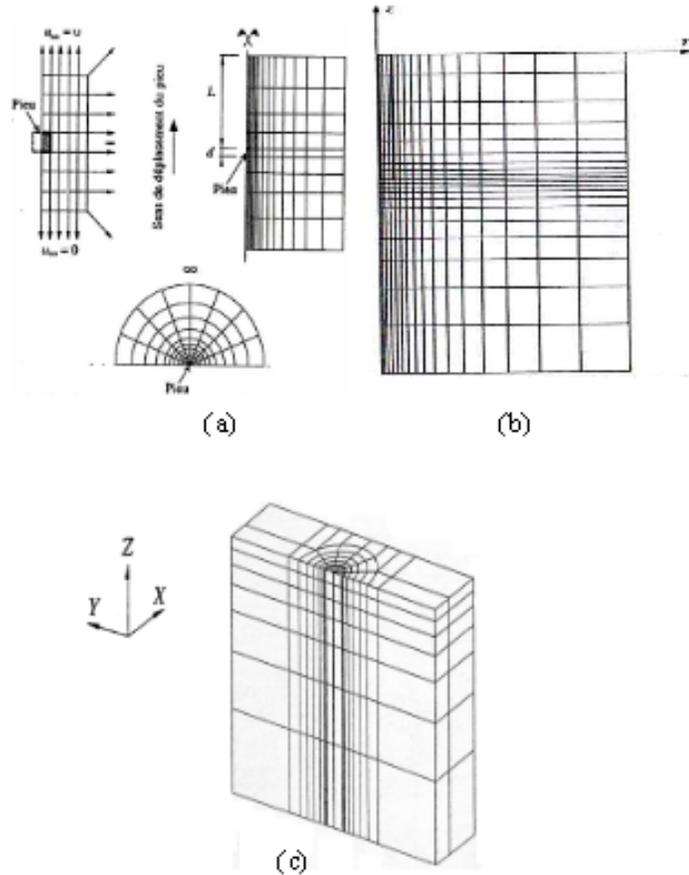


Figure 2.16 Modélisation d'un pieu sous charges latérales: (a) Déformation plane; (b) Approche axisymétrique; (c) Approche tridimensionnelle

2011]. Cette méthode nécessite une discrétisation du domaine étudié et la réponse dépend de cette discrétisation.

2. Méthode des différences finies

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

Dans le cadre de ce travail de thèse, nous utilisons le code *FLAC* [Itasca, 2010] et *FLAC^{3D}* [Itasca, 2009]. Ces codes sont basés sur la méthode des différences finies. Cette méthode sera présentée avec plus de détail dans le troisième chapitre.

2.4.6 Recommandations du Manuel Canadien d'Ingénierie des Fondations (MCIF, 2013)

Il s'agit d'une publication de la Société Canadienne de Géotechnique, parue pour la première fois en 1978. Dans le manuel (4^e édition), la section portant sur la conception des fondations profondes (chapitre 18) se divise en plusieurs sous-sections, telles la capacité axiale des pieux avec le tassement engendré du sol, ainsi que la capacité et le mouvement latéral des pieux appuyés et ancrés au roc.

La section traitant de la réponse latérale d'un sol propose trois méthodes de conception; la méthode de Broms [1965], la méthode du pressiomètre [Ménard, 1962] et, enfin, la méthode des courbes p-y. Cette dernière est davantage expliquée. Elle présente la procédure générale pour obtenir les courbes p-y d'un sol argileux, se référant aux équations proposées par Matlock [1970] et Bhushan et al. [1979], ainsi qu'à celles pour les sables, selon les critères de Bhushan et Haley [1980] et Bhushan et al. [1981].

1. Méthode empirique [Broms, 1964a et b]

La méthode de Broms [1964 a et b] consiste à déterminer la résistance ultime d'un sol argileux ou sableux suite à un chargement latéral (ignorant les charges axiales), ainsi que le moment maximal induit dans les pieux comme résultat de ce chargement. Cette méthode est généralement utilisée pour évaluer la capacité portante latérale pour des conditions des pieux ayant une tête libre ou fixe et installés dans des sols purement cohérents ou purement frottants. Par contre cette méthode n'est pas applicable pour un système de multicouche et ne considère pas le comportement du sol c-φ.

Selon la théorie de Broms (1965), le calcul de la charge latérale admissible de pieux se résume en quatorze (14) étapes (voir annexe1).

2. Méthode de Bhushan et al. [1980, 1981]

Bhushan et Haley [1980] et Bhushan et al. [1981] ont proposé des courbes de réaction (p-y) pour différents sables denses ou lâches, saturés et secs. Dans ce modèle, la résistance du sol sous charge latérale statique est donnée par l'équation suivante :

$$p = k \cdot x \cdot y \cdot F1 \cdot F2 \quad (2.24)$$

Avec :

- k : constante dépendant du déplacement latéral et qui relie le module de réaction et la profondeur ($E_S = k.x$);
- x : profondeur où la courbe (p-y) est générée;
- $F1$ et $F2$: facteurs dépendant de la densité relative du sable (Tableau 2.8), de la pente et de la position de la nappe phréatique respectivement ($F2 = 0.5$ (sables saturés) et 1.0 (sables secs)).

Tableau 2.8 Variation de $F1$ avec la densité relative du sable [Meyer et Reese, 1979]

Densité relative, D_r (%)	$F1$
100	1,25
85	1,00
70	0,75
50	0,40
35	0,125

2.4.7 Récapitulatifs sur les approches d'étude de la réponse latérale de pieux sous charges latérales

L'étude de la réponse latérale des pieux sous charges latérales a connu une très grande importance par plusieurs chercheurs et ingénieurs à travers le monde. Ainsi, plusieurs résultats et procédés de calcul ont été déduits et qui sont recensés et récapitulés par Poulos et Davis [1980], Fleming et al. [1992] et Reese et Van Impe [2001]. La plupart de ces chercheurs proposent des formules empiriques et des abaques. Dans le tableau 2.9, quelques approches très répandues partout dans le monde, et déjà développées dans des logiciels commerciaux, ont été présentées.

2.5 Conclusions

Le comportement des pieux sous chargement latéral est difficile à appréhender, d'autant plus lorsqu'ils sont inclinés et chargés verticalement, ne serait-ce que parce que l'on ne connaît déjà pas les modifications occasionnées dans le sol lors de leur installation. Aujourd'hui encore, il demeure difficile d'analyser de façon complète les réactions du sol aux sollicitations

Tableau 2.9 Récapitulatif sur les approches de dimensionnement des pieux sous chargement latéral

Méthode	Hypothèses	Mode de chargement
Broms [1964a et b]	<ul style="list-style-type: none"> - N'est pas applicable pour un système de multicouche - Ne considère pas le comportement du sol $c-\phi$ - Développée dans le logiciel 'LPILE'. 	<ul style="list-style-type: none"> -Chargement statique -Chargement cyclique
Module de réaction	<ul style="list-style-type: none"> - Développée dans le logiciel 'ALP' (Analysis of Laterally Loaded Piles). 	<ul style="list-style-type: none"> -Chargement statique -Chargement cyclique
Courbes p-y	<ul style="list-style-type: none"> - Développées dans les logiciels 'ALLPILE' et 'COM624P'. 	<ul style="list-style-type: none"> -Chargement statique -Chargement cyclique
Poulos et Davis [1980]	<ul style="list-style-type: none"> - Adoptée pour un pieu isolé et un groupe de pieux - Basée sur la théorie de continuum - Développée dans le programme 'ERAC'. 	<ul style="list-style-type: none"> -Chargement statique -Chargement cyclique

latérales des pieux. En général, les contraintes engendrées dans le pieu demeurent dans le domaine élastique et le comportement du pieu dépend essentiellement du comportement du sol qui l'enserme. Les mesures des déplacements en tête et des moments dans le pieu permettent d'étudier l'influence des différents paramètres (la nature et la rigidité du sol, le type du pieu, l'inclinaison du pieu, la présence ou non de la charge verticale,...) sur le comportement du système sol-pieu et de déterminer les relations charge latérale-déplacement latéral ainsi que les courbes p-y qui relient la réaction du sol ou du pieu au déplacement latéral y de la section à chaque profondeur z . Les approches théoriques ou basées sur des essais in situ ou aux laboratoires, qui étudient le comportement des pieux sous chargement latéral, sont nombreuses, et ils conduisent à des résultats souvent contradictoires et même éloignés des données expérimentales. En effet, le problème du comportement du pieu sous chargement latéral est tridimensionnel et l'interaction sol-pieu est trop complexe pour que l'analyse de ce comportement puisse être menée à l'aide de ces dernières méthodes. L'utilisation des méthodes plus complexes comme la méthode numérique des différences finies est très prometteuse pour résoudre ce problème. Ainsi, afin de mieux comprendre l'effet des certains paramètres liés au sol (densité de sable, résistance au cisaillement non drainée de l'argile, OCR d'une argile), au pieu (rigidité, inclinaison) et chargement (prise en compte ou non des chargements verticaux), des

analyses numériques 2D et 3D en différences finies de la réponse latérale des pieux sous chargement latéral sont présentées et discutés dans les prochains chapitres.

CHAPITRE 3

MODÉLISATION NUMÉRIQUE EN 2D ET EN 3D

3.1 Introduction

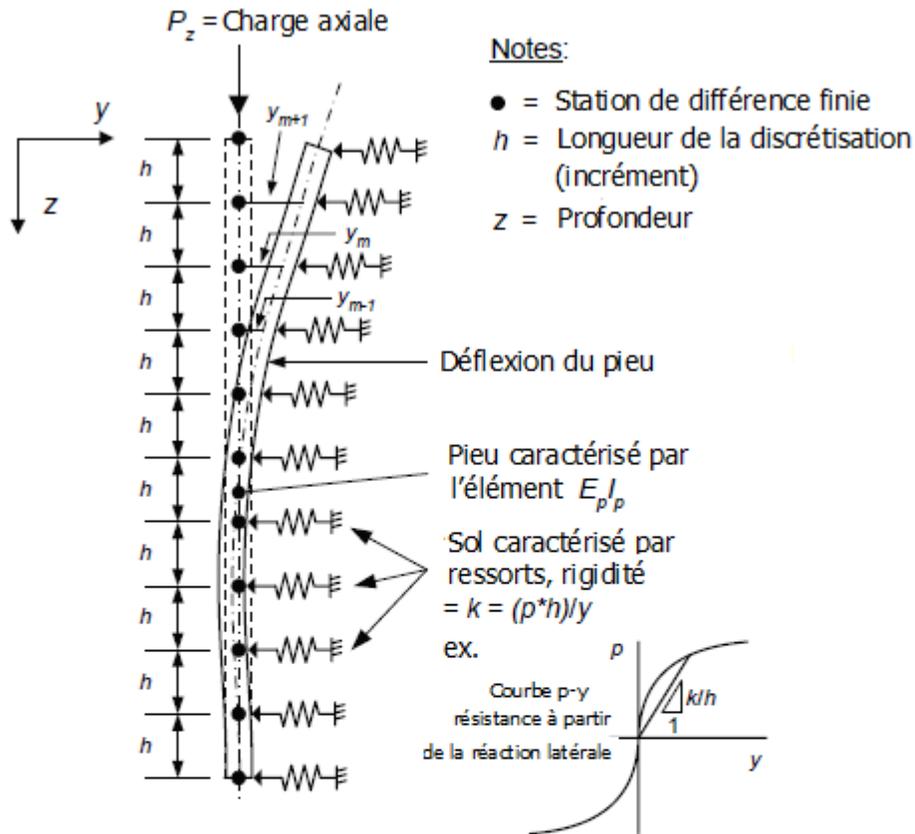
Dans le cas du problème de pieux chargés latéralement où l'interaction sol-pieu prend effet, il ressort que la technique de modélisation numérique en 2D est suffisante pour des tels cas, mais le 3D reste toujours nécessaire du point de vue recherche pour apprécier pleinement les mécanismes de comportement.

La modélisation du système sol-pieu a débutée par l'approche discrète classique «transfert-de-charge», qui a employé, généralement, une solution en différences finies à l'équation différentielle régissant le comportement des pieux (figure 3.1). En effet, le terme «différence finie» est souvent considéré comme synonyme de ce type d'approche, où la discrétisation est sous la forme de stations de calculs discrets qui sont liées entre elles par l'intermédiaire d'une équation générale en différences finies, souvent représentée à l'aide des différences fines «*stencils*». Les variables inconnues à chaque station sont résolues en utilisant l'algèbre matricielle.

Dans ce travail, des analyses bidimensionnelles (2D) et tridimensionnelles (3D) en différences finies ont été menées pour étudier la réponse latérale des pieux soumis à des sollicitations latérales. Les programmes utilisés sont les codes en différences finies *FLAC* (Fast Lagrangian Analysis of Continua) pour des analyses 2D avec sa Version 6.0 [Itasca, 2010] et *FLAC^{3D}* pour des analyses 3D avec sa version 4.0 [Itasca, 2009].

3.2 Approche numérique et méthode de résolution

La méthode de résolution adoptée par *FLAC* et *FLAC^{3D}* consiste en une application non traditionnelle de la méthode des différences finies explicites, contrairement aux schémas de résolution implicites généralement adoptés. L'objectif de cette méthode est de traiter un problème statique par l'intermédiaire de la dynamique. Dans la réalité, une partie de l'énergie de déformation accumulée par le système est convertie en énergie cinétique qui va se propager



a) Modèle en différences finies

$$\frac{d^2}{dz^2} \left(E_p I_p \frac{d^2 y}{dz^2} \right) + P_z \frac{d^2 y}{dz^2} + ky = 0$$

b) Équation différentielle gouvernante

$$y_{m-2}(R_{m-1}) + y_{m-1}(-2R_m - 2R_{m-1} + P_x h^2) + y_m(R_{m+1} + 4R_m + R_{m-1} - 2P_x h^2 + k_m h^4) + y_{m+1}(-2R_{m+1} - 2R_m + P_x h^2) + y_{m+2}(R_{m+1}) = 0$$

c) Équation générale en différences finies

where

$$R = E_p I_p$$

Figure 3.1 Schéma de la solution en différences finies pour le problème de l'interaction sol-pieu en utilisant l'approche discrète «transfert-de-charge»

et se dissiper dans le matériau environnant. Le schéma de résolution explicite intègre ce phénomène en prenant en compte les équations dynamiques du mouvement. Le déséquilibre induit en une zone va se propager dans l'ensemble du massif. De plus, le mode incrémental de résolution du système assure la stabilité du schéma numérique puisque même si le système est instable à certains instants, les chemins de contrainte et de déformations sont respectés à chaque pas. La figure 3.2 précise la séquence de calcul utilisée pour un pas de temps Δt . Dans

chaque boîte, toutes les variables à traiter sont remises à jour à partir de valeurs connues qui doivent, elles, rester fixes durant la période de calcul Δt . C'est le principe fondamental de la résolution explicite. Ainsi, le calcul des nouvelles contraintes n'affecte pas les vitesses calculées dans la boîte précédente. Cette hypothèse est justifiée par Itasca Consulting Group [2010] en relativisant le problème : en effet, si un pas de temps Δt d'une durée assez petite est choisi, de manière à ce que l'information ne puisse pas passer d'un élément à l'autre au cours de cet intervalle de temps, des éléments voisins ne pourront pas s'influencer pendant une période de calcul. Tout ceci se base sur l'idée que la vitesse de l'onde de calcul est toujours supérieure à celle des ondes physiques, ce qui permet de figer les valeurs connues et utilisées pendant la durée Δt .

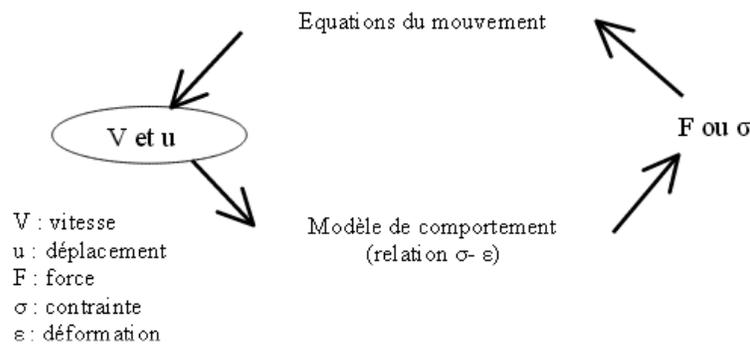


Figure 3.2 Séquence générale de calcul [Billiaux et Cundall, 1993]

La procédure fait d'abord appel aux équations du mouvement afin de calculer les vitesses et les déplacements à partir de l'accélération, déduite de la résultante des forces et des contraintes. Rappelons que pour un solide déformable dans un référentiel lagrangien l'équation du mouvement de Newton est exprimée par :

$$\rho \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho g_i \quad (3.1)$$

Avec :

- \dot{u} : vecteur vitesse ;
- x : vecteur position ;
- g : accélération due aux forces de volume.

La condition de stabilité numérique pour un solide élastique [Itasca, 2010], discrétisé en maille carrée, de côté Δx , est la suivante:

$$\Delta t \prec \frac{\Delta x}{C_p} \quad (3.2)$$

Où: Δt et C_p sont respectivement le pas de temps admissible et la célérité maximale à laquelle l'«onde de calcul» se propage. Pour un milieu élastique, la célérité C_p correspond à celle «des ondes primaires», dites P, qui est définie par:

$$C_p = \sqrt{\frac{K + 4/3G}{\rho}} \quad (3.3)$$

Pour constituer un algorithme opérationnel, les mouvements doivent être amortis de manière à arriver à un état stationnaire (équilibre ou écoulement permanent). L'amortissement utilisé consiste à imposer à chaque nœud une force d'amortissement dont le module est proportionnel au module de la force nette non équilibrée et, dont la direction est telle qu'elle produit toujours un travail négatif.

Le critère de stabilité permettant de contrôler l'état d'équilibre de l'ensemble du système, est basé sur la force maximale non équilibrée. L'utilisateur du code définit la force en deçà de laquelle le déséquilibre résiduel est supposé satisfaisant.

Contrairement à la méthode explicite, dans une méthode implicite, chaque élément communique avec chaque autre élément pendant un pas de calcul, il est donc nécessaire d'itérer avant de satisfaire à la fois les équations d'équilibre et de compatibilité. L'inconvénient majeur de la méthode explicite est la condition sur le pas de temps, lorsque ce dernier est très petit, il peut être nécessaire d'effectuer un grand nombre de pas avant d'arriver à la solution statique. De ce fait, la méthode explicite s'avère peu performante pour l'ensemble des problèmes linéaires et notamment en petits déplacements. Le domaine de prédilection de la méthode serait davantage l'étude des systèmes non-linéaires et des grands déplacements.

3.3 Formulation numérique en différences finies : passage du problème continu à la discrétisation

En 2D avec *FLAC*, le milieu continu est discrétisé en quadrilatères, chacun d'eux étant divisé en deux paires d'éléments triangulaires (a, b, c et d) à déformation uniforme comme indiqué sur la figure 3.3. La force exercée sur un nœud est la moyenne des forces pour les deux paires de triangles, ce qui permet d'assurer une réponse symétrique à un chargement symétrique.

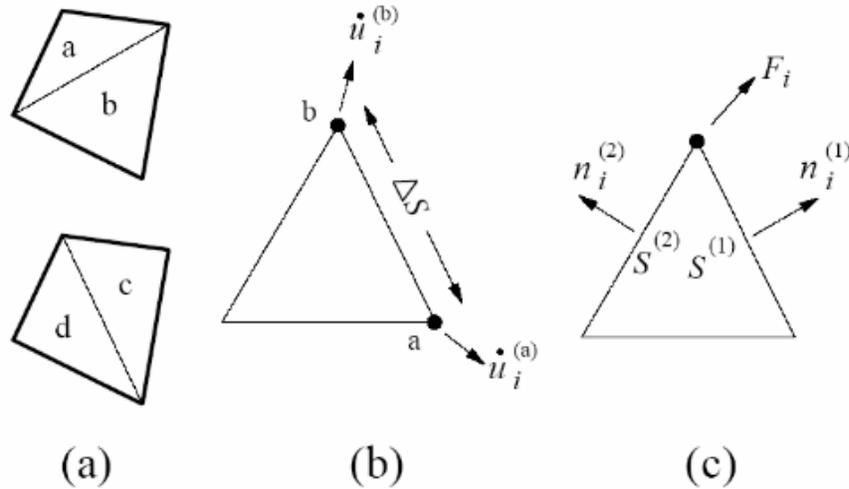


Figure 3.3 Discretisation du milieu continu [Billiaux et Cundall, 1993]

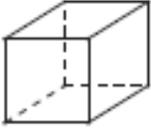
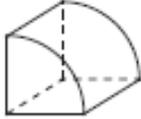
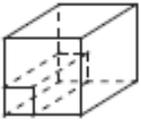
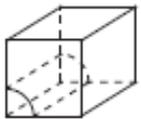
En 3D ou avec $FLAC^{3D}$, le maillage est généré avec la commande ‘Generate zone’. Cette commande accède, en fait, à une bibliothèque de formes primitives. Chaque forme a un type spécifique de connectivité de maillage. Les formes primitives disponibles dans $FLAC^{3D}$ et qui sont utilisées pour les modèles simulés dans ce travail sont récapitulées dans le tableau 3.1.

Dans $FLAC^{3D}$, le procédé de discrétisation commence par la formation des zones selon les formes primitives choisies par l'utilisateur. Chaque zone est discrétisée intérieurement automatiquement en tétraèdres. La zone à huit nœuds, par exemple, peut être discrétisée dans deux (et seulement deux) différentes configurations de cinq tétraèdres (figure 3.4). La force exercée sur un nœud est prise comme la moyenne des forces pour les deux configurations de tétraèdres, ce qui permet d'assurer une réponse symétrique à un chargement symétrique.

3.4 Modèles constitutifs proposés

Il y a treize modèles de comportement de base fournis dans $FLAC$ Version 6.0 et $FLAC^{3D}$ version 4.0, organisés en groupes de modèles nuls, élastiques et plastiques. Dans les modèles proposés dans ce travail, on s'intéresse à trois modèles.

Tableau 3.1 Formes des zones primitives disponibles dans $FLAC^{3D}$ et utilisées dans ce projet de doctorat

Forme	Mot clé	Nom	Nombre de points spécifiques
	Brick	Brique	8
	Cylinder	Cylindre	6
	Radtunnel	Maillage radialement dégressif autour du tunnel de forme parallélépipédique	14
	Radcylinder	Maillage radialement dégressif autour du tunnel de forme cylindrique	12

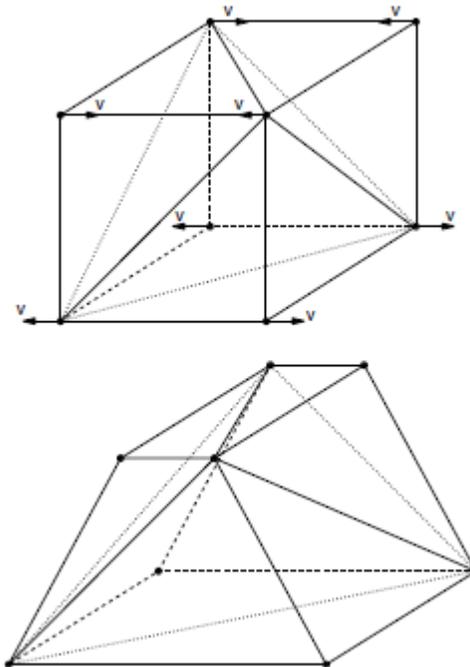


Figure 3.4 Mode de déformation pour laquelle la discrétisation mixte est la plus efficace [Itasca, 2009]

3.4.1 Le modèle élastique isotrope pour caractériser le pieu

Ce modèle élastique représente le matériau avec trois plans de symétrie élastique perpendiculaires. Le matériau du pieu dans $FLAC^{3D}$ est caractérisé par ce modèle élastique. Trois paramètres sont essentiels pour définir ce modèle : le module de compressibilité élastique K (kPa), le module de cisaillement élastique, G (kPa) et la densité massique, ρ (kg/m^3). Les deux modules K et G du sol sont calculés comme suit :

$$G = \frac{E_p}{2(1 + \mu_p)} \quad (3.4)$$

$$K = \frac{E_p}{3(1 - 2\mu_p)} \quad (3.5)$$

3.4.2 Le modèle Mohr-Coulomb pour caractériser le sol

En géotechnique, un des modèles les plus couramment utilisés est le modèle élastique parfaitement plastique (pas d'écroutissement, la surface de charge est confondue avec la surface de rupture et est fixe dans l'espace des contraintes) avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb. Ce modèle permet de décrire de manière approchée le comportement des sols pulvérulents (sable) et des sols cohérents à court et à long terme (argile et silt) et de certaines roches.

Dans $FLAC$ et $FLAC^{3D}$, pour simuler le comportement des sols avec le modèle de Mohr-Coulomb, six paramètres mécaniques sont nécessaires. Ces paramètres sont déterminés couramment à partir des résultats d'essais de laboratoire (œdomètre et appareil triaxial) : le module de compressibilité élastique K (kPa), le module de cisaillement élastique, G (kPa), la cohésion, c (kPa), l'angle de friction interne, ϕ ($^\circ$), l'angle de dilatance, ψ , et la densité massique, ρ (kg/m^3).

Dans le plan de Mohr, la forme de la courbe enveloppe de ce critère est une droite appelée droite de coulomb d'équation:

$$\tau = c + \sigma_n \text{tg} \phi \quad (3.6)$$

Où: σ_n et τ correspondent respectivement à la contrainte normale et à la contrainte de cisaillement sur une facette donnée.

La représentation de ce critère dans le plan de Mohr est donnée par la figure 3.5. La contrainte intermédiaire σ_2 n'intervient pas dans sa formulation. Dans le cas d'un matériau purement cohérent ($\phi = 0$), on dit qu'il s'agit du critère de Tresca.

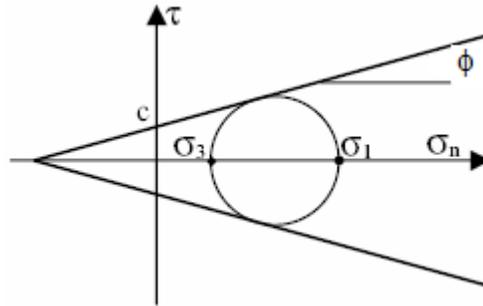


Figure 3.5 Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans le plan de Mohr

Dans l'espace des contraintes principales, la surface définie par la fonction de charge est une pyramide dont l'axe est la trisectrice, comme illustré sur la figure 3.6. Sa section dans le plan déviatoire est un hexagone irrégulier, comparable à celui du critère de Tresca (qui est un cas particulier de Mohr Coulomb lorsque $\phi = 0$).

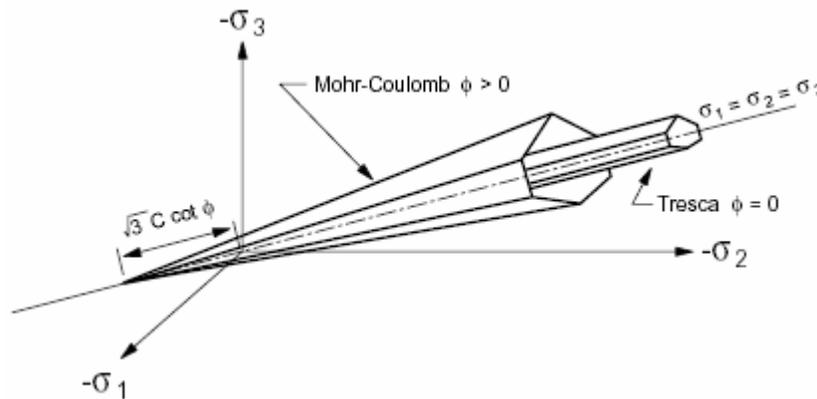


Figure 3.6 Comparaison des critères de Mohr-Coulomb et Tresca dans l'espace des contraintes principales d'après Itasca [2009]

L'expression analytique d'un des plans de la pyramide, en fonction des contraintes principales, est donnée par:

$$F(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = \sigma_1 - \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \sigma_3 - \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (3.7)$$

Avec σ_1 : contrainte principale majeure σ_3 : contrainte principale mineure. Un autre paramètre peut éventuellement entrer en ligne de compte, σ_t : contrainte de rupture par traction, ce qui correspond à l'introduction d'un critère supplémentaire (avec sa propre loi d'écoulement) et modifie ainsi le modèle initial de Mohr-Coulomb qui ne tient pas compte de ce paramètre. Le potentiel plastique de cisaillement correspond à une loi d'écoulement non associée décrite par l'équation :

$$G(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = \sigma_1 - \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} \sigma_3 \quad (3.8)$$

Lorsque l'angle de friction ϕ et l'angle de dilatance ψ sont égaux, la règle d'écoulement est dite associée.

3.4.3 Le modèle Cam Clay Modifié (CCM) pour caractériser un sol argileux

Ce modèle est utilisé pour une étude numérique avec *FLAC* (Chapitre 4) et *FLAC*^{3D} (Chapitre 6). Le *CCM* est un modèle, adopté généralement pour représenter des matériaux où l'influence de changement de volume avec la résistance au cisaillement doit être prise en compte, comme le cas d'argile molle. En effet, ce modèle, formulé par des chercheurs de l'université de Cambridge [Roscoe et Burland, 1968 ; Wood, 1990], décrit trois aspects importants de comportement du sol :

- La rigidité ;
- La compression ou la dilatance (le changement de volume qui se produit avec le cisaillement) ;
- Les états critiques dans lesquels, les éléments du sol peuvent subir des déformations illimitées sans aucun changement dans la contrainte ou dans le volume.

Une large proportion du volume occupée par la masse du sol consiste à des vides qui peuvent être remplies par des fluides (principalement l'air et l'eau). Comme résultat, des déformations dans le sol sont accompagnées par, souvent non réversibles de changements de volume

significatifs. L'avantage majeur des modèles de plasticité est leur capacité de modéliser les changements de volume plus réalistes.

En états mécaniques critiques, l'état de l'échantillon du sol est caractérisé par:

- La contrainte effective moyenne p ;
- Le déviateur des contraintes (contrainte de cisaillement) q ;
- Le volume spécifique v .

Sous des conditions des contraintes générales, la contrainte moyenne p peut être calculée en termes de contraintes principales σ_1 , σ_2 et σ_3

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad (3.9)$$

Tandis que la contrainte de cisaillement triaxiale est définie comme :

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \quad (3.10)$$

Le volume spécifique v est défini par:

$$v = \frac{V}{V_s} \quad (3.11)$$

Où: V_s est le volume des particules solides (supposées incompressibles), contenu dans un volume V du sol.

Partant avec un volume spécifique initial, v_0 , on peut écrire pour des petites déformations :

$$v = v_0(1 + e) \quad (3.12)$$

- *Ligne de consolidation vierge et lignes de gonflement*

Les modèles supposent que lorsqu'un échantillon du sol mou est lentement comprimé sous des conditions de contraintes isotropiques ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = p$), et sous des conditions de drainage parfaites, la relation entre le volume spécifique v , et $\ln(p)$ consiste à une ligne directe de consolidation vierge (aussi connue par la ligne de compression normale) et un ensemble des lignes de gonflement directes (figure 3.7). Les courbes de gonflement sont aussi nommées des lignes de déchargement- rechargement.

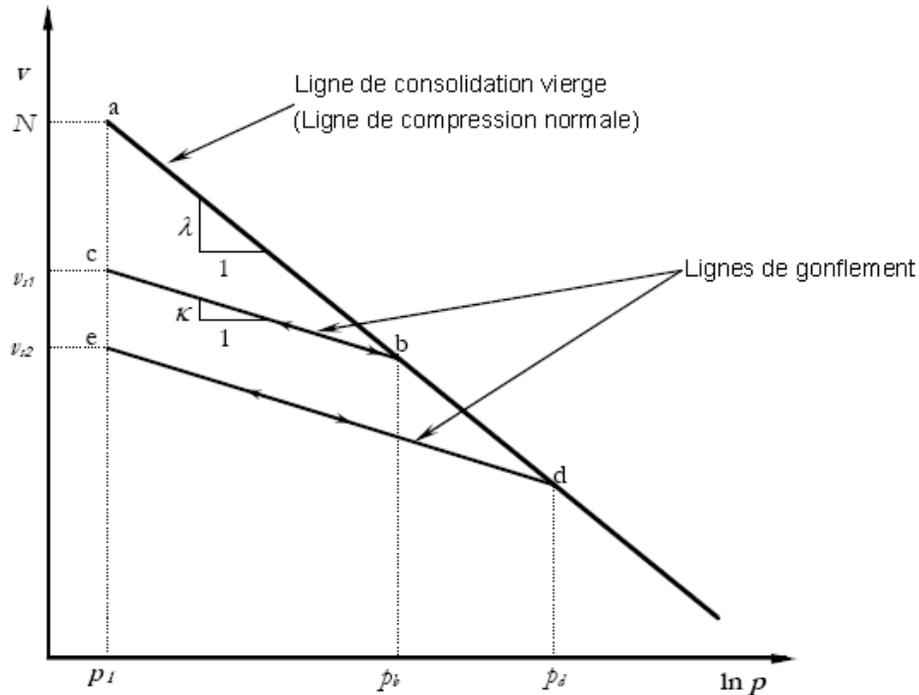


Figure 3.7 Courbe de consolidation isotrope et courbes de gonflement

Le comportement charge et décharge de modèle *CCM* est bien décrit avec un exemple. Quand un élément du sol est premièrement chargé sous une contrainte isotrope p_b , dans l'espace de volume spécifique-contrainte moyenne, la ligne de consolidation vierge est de **a** vers **b**. Si l'échantillon est déchargé, le comportement volume spécifique-contrainte moyenne se relève la ligne de gonflement \bar{bc} au point **c**.

Si l'échantillon est maintenant rechargé à une contrainte p_d , il abaissera d'abord la ligne de gonflement pour des valeurs des contraintes jusqu'à p_b . Une fois que p_b est excédé, l'échantillon abaissera encore la ligne de consolidation vierge au point **d**. Si l'échantillon est après déchargé jusqu'à la valeur de la contrainte 1, cette fois il se relèvera la ligne de gonflement \bar{de} .

La ligne de consolidation vierge dans la figure 3.7 est définie par l'équation:

$$v = N - \lambda \ln p \quad (3.13)$$

Tandis que l'équation pour une ligne de gonflement a la forme suivante:

$$v = v_s - \kappa \ln p \quad (3.14)$$

λ , κ et N sont des caractéristiques d'un sol particulier. λ est la pente de la ligne de compression normale (consolidation vierge) ou la ligne de l'état critique (décrite au-dessous)

dans l'espace $v-\lambda \ln(p)$ [Wood, 1990], tandis que κ est la pente de la ligne de gonflement dans l'espace $v-\lambda \ln(p)$. N est le volume spécifique de la ligne de compression normale par unité de pression, et elle dépend des unités de mesures. D'après la figure 3.7, v_s se diffère pour chaque ligne de gonflement, et dépend de l'histoire du chargement d'un sol.

Si l'état courant d'un sol est sur la ligne de la consolidation vierge (compression normale), le sol est décrit comme étant normalement consolidé. Si le sol est déchargé tel qu'il est décrit par la ligne \bar{bc} , il devient surconsolidé. En général, le sol n'existe pas en dehors de la ligne de consolidation vierge, lorsque l'état est instable.

- *Ligne d'état critique*

Le cisaillement d'un échantillon du sol amène éventuellement à un état dans lequel un autre cisaillement peut être produit sans aucun changement en contrainte ou en volume. Ceci signifie qu'à cette condition, connue par l'état critique, le sol se dirige vers un état constant. Cet état est caractérisé par la ligne d'état critique (*CSL*).

La localisation de cette ligne relative à la ligne de compression normale est montrée dans la figure 3.8.

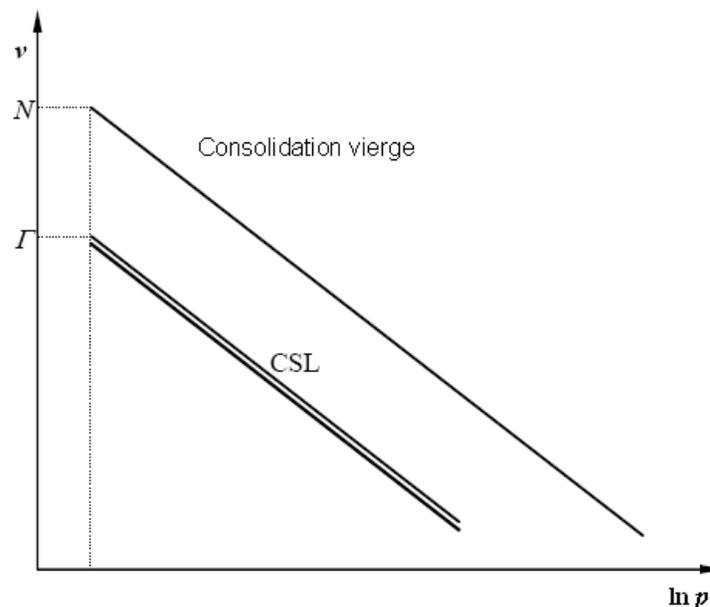


Figure 3.8 Localisation de *CSL* par rapport à la ligne de consolidation vierge

Comme montré dans la figure, le *CSL* est parallèle à la ligne de consolidation vierge dans l'espace $v-\lambda \ln(p)$. Le paramètre Γ est le volume spécifique de la *CSL* par unité de pression.

Pour le modèle *CC*, les deux paramètres N et Γ sont reliés par l'équation suivante:

$$\Gamma = N - (\lambda - \kappa) \quad (3.15)$$

Tandis que pour le modèle *CCM*, la relation est:

$$\Gamma = N - (\lambda - \kappa) \ln 2 \quad (3.16)$$

En se référant à ces relations entre N et Γ , une seule est nécessaire lors de la description du matériau de modèle *CCM*.

- *Sommaire des paramètres à donner pour le modèle CCM*

Le modèle *CCM* nécessite six paramètres:

1. λ : la pente de la ligne de compression normale (consolidation vierge) et la ligne d'état critique (*CSL*) dans l'espace v - $\lambda \ln(p)$, reliée à l'indice de compression C_c , mesuré avec l'essai œdométrique, à travers l'équation suivante :

$$\lambda = \frac{C_c}{\ln 10} \quad (3.17)$$

2. κ : la pente de la ligne de gonflement (chargement-déchargement) dans l'espace v - $\lambda \ln(p)$, reliée à l'indice de gonflement C_s , mesuré avec l'essai œdométrique, à travers l'équation suivante :

$$\kappa = \frac{C_s}{\ln 10} \quad (3.18)$$

Souvent κ est choisi entre $1/5\lambda$ et $1/3\lambda$.

3. m : La pente du *CSL* dans l'espace q - p peut être calculée à partir de l'angle de friction ϕ' (mesuré dans l'essai triaxial de compression) de critère de rupture Mohr-Coulomb.

$$m = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (3.19)$$

4. K : la valeur maximale de module volumique n'est pas une constante. Il dépend de la contrainte moyenne p , le volume spécifique v , et la pente de la ligne de gonflement κ . Ainsi, ce module est déterminé par la formule suivante :

$$K = \frac{vp}{\kappa} \quad (3.20)$$

5. N : le volume spécifique de la ligne de compression normale par unité d'épaisseur ou Γ : le volume spécifique du *CSL* par unité d'épaisseur.

6. μ_s : le coefficient de Poisson, lorsque μ_s est spécifié alors G est déterminé en utilisant la relation suivante :

$$G = \frac{K(3 - 6\mu_s)}{2(1 + \mu_s)} \quad (3.21)$$

3.4.4 Le modèle *CY-Soil* pour caractériser un sol sableux

Ce modèle est utilisé pour une étude numérique avec *FLAC^{3D}* (Chapitre 6). Le modèle ‘*Cap-Yield*’ (*CY-Soil*) est un modèle de comportement des sols non cohérents à écrouissage, caractérisé par une limite élastique volumique non-linéaire. Le modèle inclut des lois d'évolution intégrées pour le cisaillement et la rupture volumique et il est dérivé du modèle hyperbolique de Duncan-Chang, car il améliore les formulations hyperboliques des courbes effort-déformation observées dans des essais triaxiaux drainés.

Le type de comportement manifesté par le modèle *CY-Soil* est illustré à la figure 3.9, qui montre une courbe du chargement volumique non linéaire avec plusieurs excursions de déchargement; ces excursions sont élastiques, avec une pente liée par un coefficient, R_f à la rigidité plastique au point du déchargement.

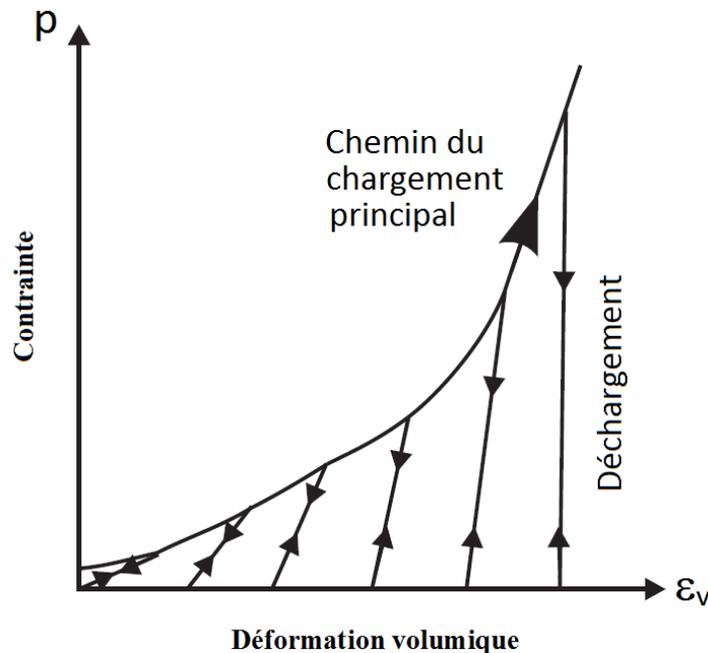


Figure 3.9 Chemins du chargement/déchargement volumique élastique

Dans $FLAC^{3D}$, pour simuler le comportement des sols sableux avec le modèle *CY-Soil*, six paramètres mécaniques sont nécessaires. Ces paramètres sont déterminés couramment à partir des résultats d'essais de laboratoire (œdomètre et appareil triaxial): module de cisaillement élastique tangent, G_e^{ref} , contrainte de référence p^{ref} (par défaut $p^{ref} = 100$ kPa), coefficient de rupture R_f (par défaut $R_f = 0,9$), angle de friction ultime, ϕ_f , et le facteur de calibration, β_I .

3.5 Comportement de l'interface

Les capacités de séparation et de glissement à la limite commune, ou l'«interface» de matériaux différents, sont prévus dans $FLAC^{3D}$ par ce qu'on appelle des éléments d'interface à deux dimensions. La configuration géométrique d'éléments d'interface est présentée dans la figure 3.10, comprenant des éléments triangulaires qui recouvrent les faces de chaque zone qui localisent la limite plane qui forme l'interface de matériaux différents.

Le comportement à la séparation et au glissement à l'interface est représenté par des ressorts élastiques normaux et de cisaillement. La rigidité du ressort de cisaillement, k_s , est caractérisée par les paramètres de résistance de Mohr-Coulomb c et ϕ , tandis qu'une résistance en traction est attribuée à la rigidité du ressort normal, k_n , de sorte que si elle est dépassée, il se produit une séparation. Les ressorts normaux et de cisaillement sont considérés exister aux points de grille de l'interface qui sont indiquées dans la figure 3.11.

Dans le cas de modélisation d'un pieu chargé latéralement, le comportement de l'interface demandée est semblable à celui d'un transducteur de pression, de telle sorte que les raideurs des ressorts d'interface doivent nécessairement dépasser les raideurs des points de grille de la zone par une quantité appréciable. À cette fin une "raideur apparente" d'un point de grille dans la zone de direction normale au plan de l'interface est définie comme suit :

$$\left[\frac{(K + 4/3G)}{\Delta z_{\min}} \right] \quad (3.22)$$

Où: Δz_{\min} est la plus petite largeur d'une zone adjacente dans la direction normale (voir figure 3.11).

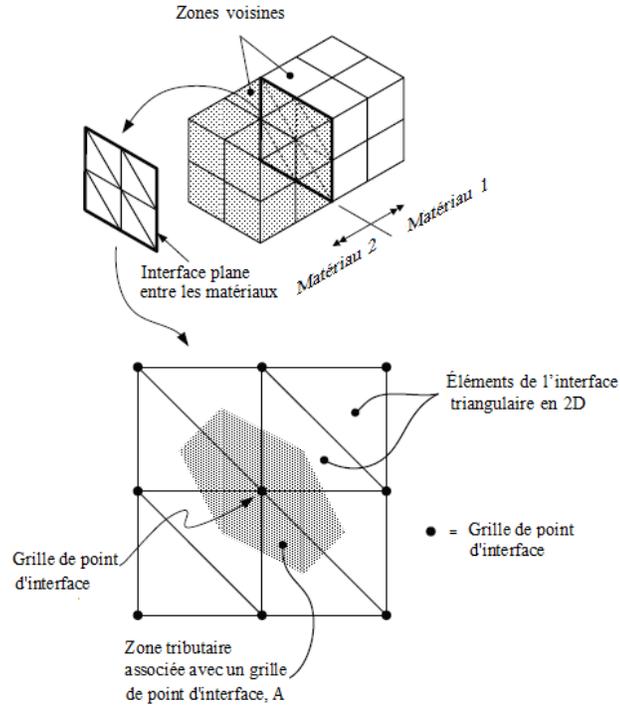


Figure 3.10 Éléments d'interface en 2D utilisés dans $FLAC^{3D}$ [Itasca, 2009]

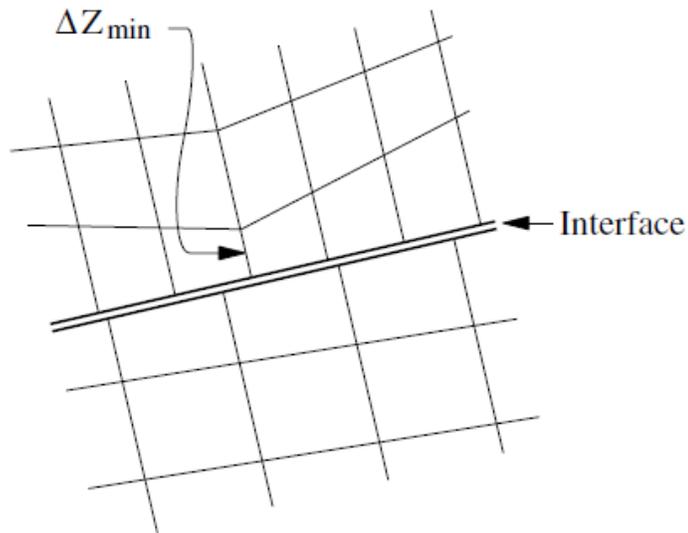


Figure 3.11 Dimension d'une zone utilisée dans le calcul de rigidité

La valeur maximale de cette "raideur apparente" est utilisée comme référence pour caractériser la raideur des ressorts de l'interface. En effet, une interface qui fournit une rigidité égale au moins dix fois le maximum de cette raideur apparente, est recommandée dans $FLAC^{3D}$.

3.6 Routines utilisées pour calculer les paramètres du comportement d'un pieu

Le langage intrinsèque *FISH* a été utilisé pour développer des routines servant à calculer les paramètres du comportement d'un pieu soumis à un chargement latéral. Le déplacement latéral, la force de cisaillement, le moment fléchissant et la résistance latérale et la résistance sol-pieu sont les paramètres à calculer lors des analyses. Les routines utilisées pour calculer ces paramètres sont décrites ci-dessous pour chaque code *FLAC* et *FLAC^{3D}*.

3.6.1 Modélisation avec *FLAC*

Le pieu en *FLAC* est un élément structural à deux dimensions avec 3 degrés de liberté (deux déplacements et une rotation) à chaque nœud d'extrémité. La formulation de l'élément 'Pile' en *FLAC* est identique à celle pour l'élément 'Beam'. Un élément de segment du pieu est traité comme un matériau élastique linéaire avec aucune rupture axiale. Les pieux interagissent avec la grille de *FLAC* via des ressorts de couplage de cisaillement et normal. Ces ressorts de couplage sont des connecteurs non-linéaires qui transfèrent les forces et les déplacements entre les éléments du pieu et la grille au niveau des nœuds d'éléments du pieu [Itasca, 2010].

En *FLAC*, une fonction de *FISH* permettant l'obtention des adresses de n'importe quel nœud et n'importe quel élément du pieu donné est d'abord développée. Ensuite, ces adresses sont utilisées pour déterminer les données associées à ce nœud et à cet élément de structure. Ainsi, toutes les variables liées à chaque nœud du pieu, y compris le déplacement latéral, et à chaque élément, y compris le moment fléchissant et la force de cisaillement, peuvent être consultées et prédites.

En ce qui concerne la résistance latérale du pieu, le comportement du pieu sous chargement latéral est dérivé par l'équation d'équilibre de poutres [Hetenyi, 1946]:

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dx^4} + p(x) = 0 \quad (3.23)$$

La figure 3.12 montre la résistance latérale du pieu $p(x)$ qui peut être déterminée en se basant sur l'équation de Winkler (Équation 2.2).

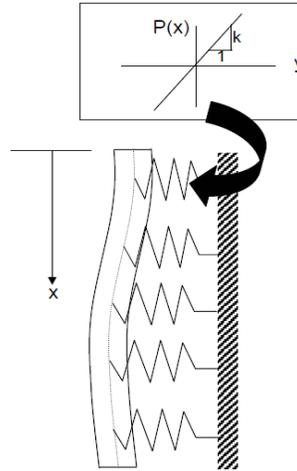


Figure 3.12 Modèle de réaction du sol par des ressorts élastiques [Hazzar et al., 2013a]

L'introduction du moment fléchissant M (kN.m) et la force de cisaillement, V (kN) à la profondeur x à l'intérieur d'une section transversale du pieu, l'équation d'équilibre fournit des relations entre le moment fléchissant et la force de cisaillement, et, ensuite, comme illustré dans la figure 3.13, la résistance latérale du pieu est dérivée de l'équation 2.2. La solution totale est obtenue une fois que le déplacement latéral du pieu est déterminé.

$$\sum Moments = 0$$

$$V = \frac{dM}{dx} = E_p I_p \frac{d^3 y}{dx^3}$$

$$\sum Forces = 0$$

$$p(x) = \frac{dV}{dx} = E_p I_p \frac{d^4 y}{dx^4}$$

Figure 3.13 Prédiction de la résistance latérale du pieu

3.6.2 Modélisation avec $FLAC^{3D}$

1. Déplacement latéral

Quand un pieu est chargé latéralement, les nœuds se déplacent le long de la direction du chargement appliqué en mode 'large strain' (figure 3.14b). Par conséquent, il n'est pas possible d'identifier un nœud particulier après le chargement en utilisant ses coordonnées

d'origine. Pour calculer le déplacement latéral du pieu, premièrement, les coordonnées de tous les nœuds de l'axe vertical du pieu ont été stockées dans la mémoire de l'ordinateur. Une fois l'équilibre du modèle est atteint, les mêmes nœuds sont identifiés et leurs déplacements calculés en soustrayant leurs premières et dernières positions de coordonnée x , où x est la direction du chargement (figure 3.14).

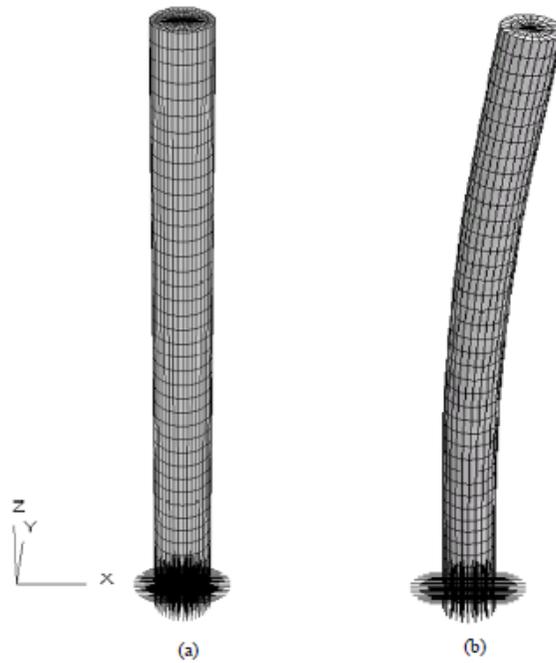


Figure 3.14 Modèle $FLAC^{3D}$ d'un pieu: a), pieu avant le chargement latéral; b) pieu, après le chargement latéral

2. Force de cisaillement

La force de cisaillement (T) dans chaque section latérale du pieu (figure 3.15) a été calculée en multipliant la contrainte de cisaillement latérale de chaque élément dans la direction x , $\tau_{xz,i}$ par sa surface plane, A_i . La zone plane de chaque élément est calculée en divisant son volume par son épaisseur dans la direction z , car il n'est pas possible de calculer la surface directement avec $FLAC^{3D}$.

Mathématiquement,

$$T = \sum_{i=1}^n \tau_{xz,i} \times A_i \quad (3.24)$$

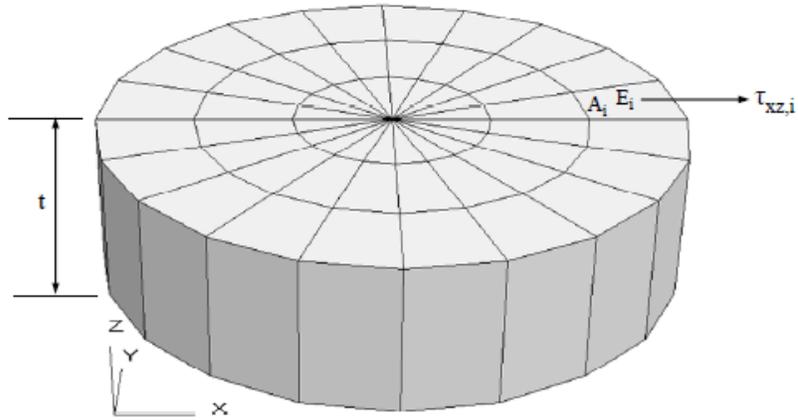


Figure 3.15 Une coupe montrant la contrainte dans un élément à la direction x

Où,

n : Nombre total des éléments dans la section latérale du pieu.

3. Moment fléchissant

Le moment fléchissant (M), élaboré dans chaque section du pieu (figure 3.16), est calculé par addition du produit de la contrainte verticale à chaque élément, $\sigma_{zz,i}$, la surface en plan de cet élément, A_i , et xc_i , la distance entre le centre du pieu et le centre de gravité de l'élément.

$$M = \sum_{i=1}^n \sigma_{zz,i} \times A_i \times xc_i \quad (3.25)$$

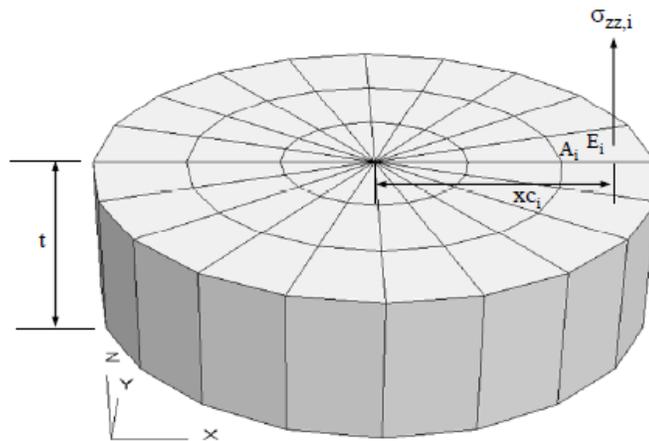


Figure 3.16 Une coupe montrant le moment fléchissant dans un élément à la direction z

4. Réaction latérale du sol-pieu (exprimée en N/m)

La résistance latérale du pieu ou du sol (c'est à dire la force qui agit sur le pieu par unité de longueur le long de l'axe, p) dans chaque section du pieu est calculée en additionnant les forces dans la direction x agissant sur les nœuds d'interface au même niveau (figure 3.17). Chaque nœud d'interface est associé à une force normale et une force de cisaillement. $FLAC^{3D}$ ne permet pas aux utilisateurs de déterminer ces forces directement. Ils sont à calculer en multipliant les contraintes dans les nœuds d'interface par la zone représentative de l'interface (figure 3.18). Une vue en plan du système sol-pieu, montrant les éléments de l'interface, est illustrée par la figure 3.19.

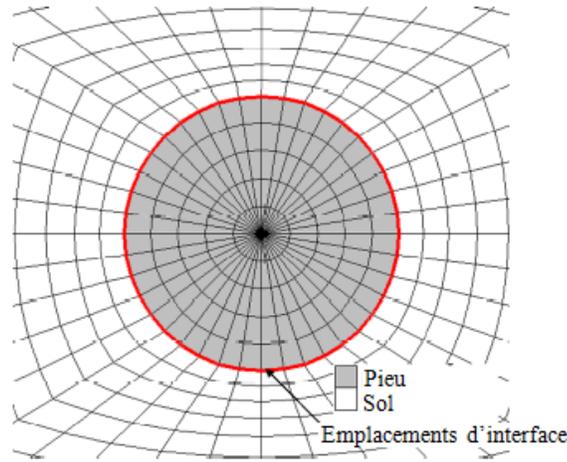


Figure 3.17 Vue en plan du maillage $FLAC^{3D}$ montrant l'emplacement des éléments de l'interface entre le pieu et le sol

La composante ($p_{x,i}$) de la pression latérale sol-pieu au point G peut être représentée comme suit (figure 3.19):

$$p_{x,i} = (\sigma_i n_{x,i} + \tau_{xy,i} n_{y,i}) \times A_i \quad (3.26)$$

Où,

$$n_{x,i} = \cos \theta = \frac{x_i}{\sqrt{x_i^2 + y_i^2}}$$

$$n_{y,i} = \sin \theta = \frac{y_i}{\sqrt{x_i^2 + y_i^2}}$$

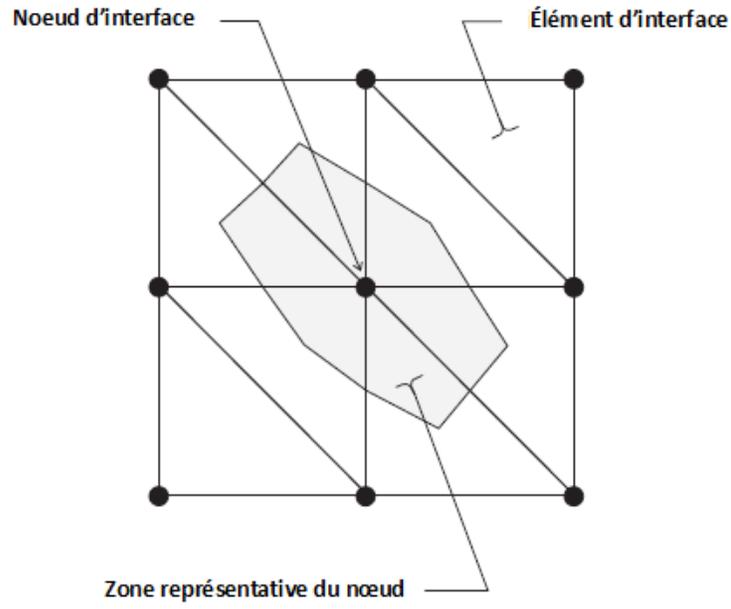


Figure 3.18 Zone représentative d'un noeud d'interface [Itasca, 2009]

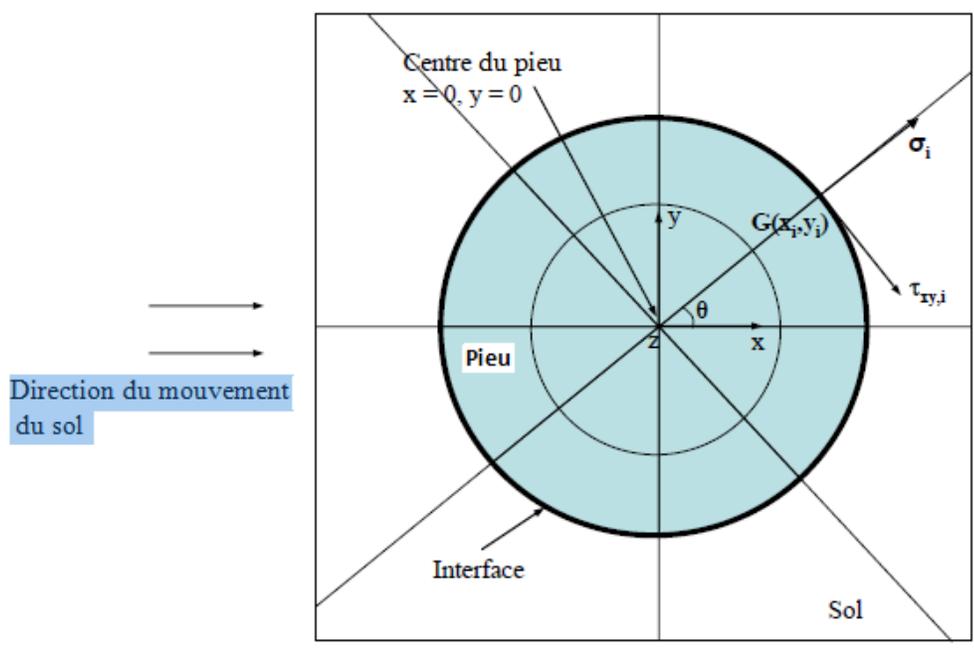


Figure 3.19 Système sol-pieu typique avec des éléments d'interface entre eux

σ_i : Contrainte normale du noeud de l'interface au point G ;

$\tau_{xy,i}$: Contrainte de cisaillement du noeud de l'interface au point G ;

x_i : Coordonnée x du noeud de l'interface au point G ;

y_i : Coordonnée y du noeud de l'interface au point G ;

A_i : Zone représentative du nœud de l'interface (figure 3.17).

En effet, la réaction latérale du pieu, p , correspond à la somme de réactions latérales, par unité de longueur le long du pieu, de tous les nœuds de l'interface à une section particulière du pieu:

$$p = \sum_{i=1}^{n_l} \left((\sigma_i n_{x,i} + \tau_{xy,i} n_{y,i}) \times A_i \right) \quad (3.27)$$

Où, n_l est le nombre total des nœuds d'interface dans une section du pieu à une certaine profondeur.

3.7 Procédure de modélisation

3.7.1 Modélisation avec *FLAC*

La modélisation numérique avec *FLAC* est réalisée en déformation plane. La limite supérieure du modèle est une surface libre. Tandis que la base de modèle ($y = 0$ m) est fixée dans la direction de y . Aussi, des limites latérales sont imposées sur les frontières du modèle. Dans une première étape, le modèle est apporté à un état d'équilibre des contraintes sous l'action de la pesanteur avant l'exécution du pieu. Dans l'étape suivante, le modèle est apporté en équilibre après l'installation du pieu. L'installation du pieu est modélisée en introduisant le pieu comme un élément structural avec un certain nombre de segments et de nœuds (figure 3.20).

Il est utile dans cette analyse de connaître les 'gridpoints' de la tête du pieu pour faciliter le chargement du pieu et la manipulation de la réponse latérale du pieu. Une fonction *FISH* est utilisée pour trouver les adresses de ces 'gridpoints' et les sauvegarder dans une liste chaînée pour une prochaine utilisation.

Une fois que le modèle est à l'équilibre, la tête du pieu est soumise à une vitesse latérale ou bien à une charge latérale. Un exemple de sortie du logiciel *FLAC*, pour la courbe capacité latérale-déplacement latéral à la tête du pieu, est illustré dans la figure 3.21.

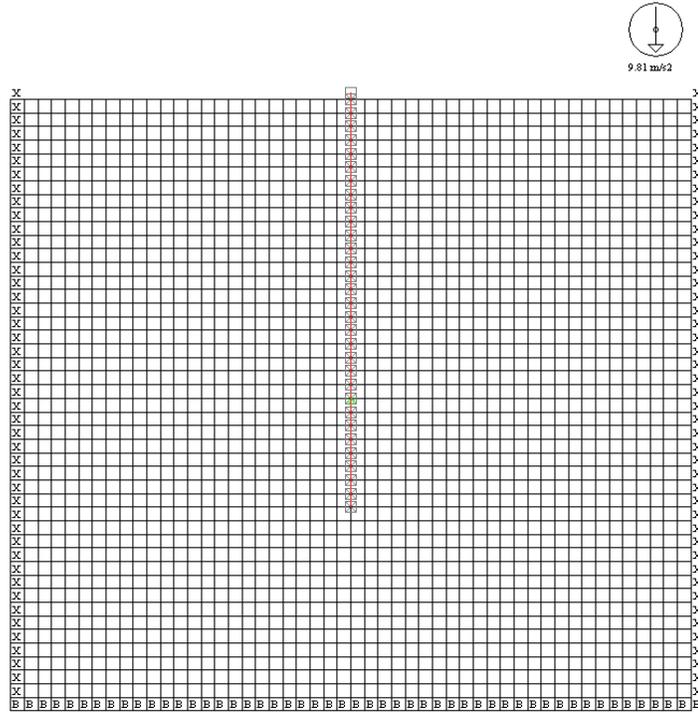


Figure 3.20 Modèle *FLAC* en déformation plane

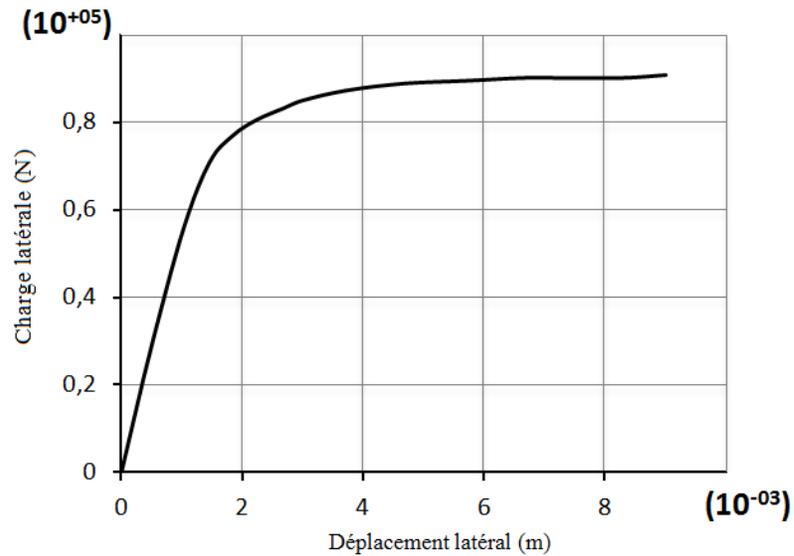


Figure 3.21 Charge latérale en fonction du déplacement latéral à la tête du pieu

Une fonction *FISH* est utilisée pour contrôler la réaction latérale du pieu le long de sa longueur en fonction du déplacement latéral. Cette fonction crée des tableaux des relations pression-déplacement (courbes p-y) aux différentes localisations le long du pieu.

3.7.2 Modélisation avec $FLAC^{3D}$

La modélisation numérique avec $FLAC^{3D}$ est réalisée de deux façons : la première correspond à un modèle en 3D complet où la section totale du pieu est analysée, alors que la deuxième correspond à un modèle en 3D où seulement la moitié de la section du pieu dans la direction de la charge latérale est analysée. Pour les deux façons, les axes de coordonnées du modèle sont situés à l'origine dans la partie supérieure du pieu, et l'orientation de l'axe z le long de l'axe du pieu est ascendante. Un exemple de grille du modèle, à l'état initial et qui correspond à la deuxième façon de modélisation, est illustré à la figure 3.22. La partie supérieure du modèle, à $z = 0$, est une surface libre. La base du modèle est fixée dans la direction z, et les limites imposées à rouleaux sont sur les côtés du modèle, à $|x|$ et à $|y|$.

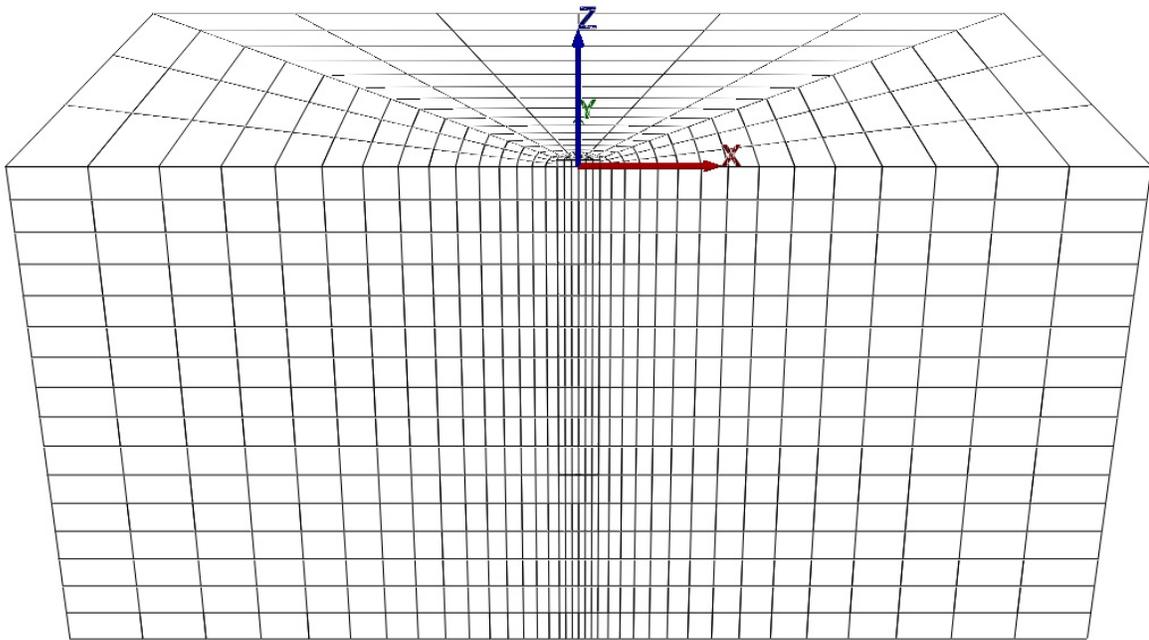


Figure 3.22 Modèle $FLAC^{3D}$ à l'état initial (première façon)

Avant d'installer les interfaces, la grille représentant le sol est créée en premier lieu et les interfaces sont fixées à la zone face à la limite (le mur et la pointe) avec le pieu. La grille du pieu est créée séparément et ensuite mise en contact avec les interfaces. Les propriétés de friction et cohésion de l'interface représentent la résistance de friction et de cohésion entre le matériau du pieu et le sol. La figure 3.23 montre la grille du pieu et la grille du sol avant que la

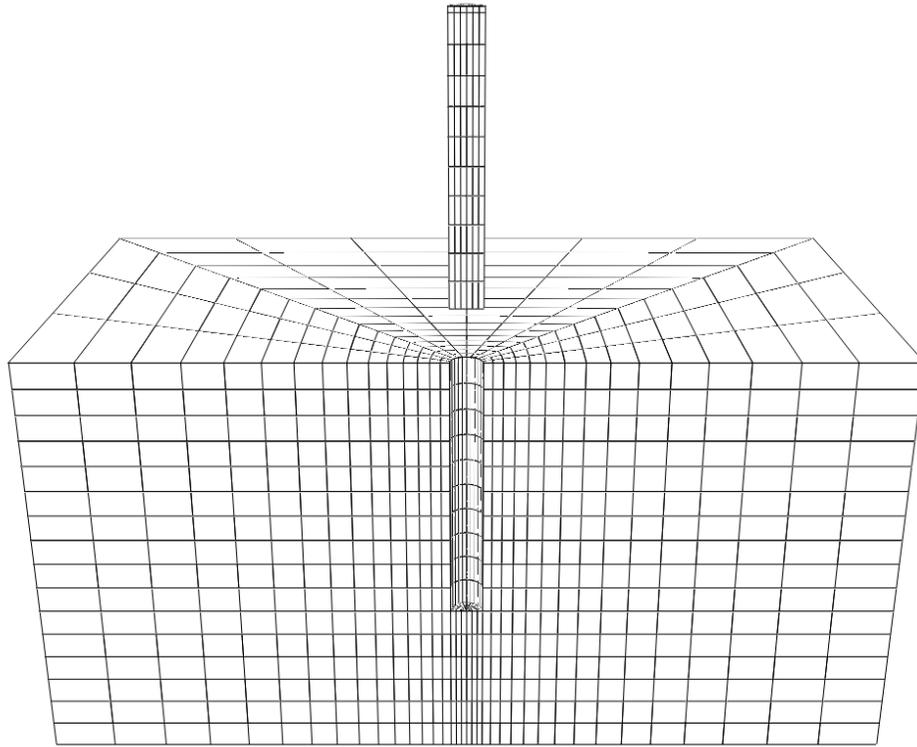


Figure 3.23 Grilles du pieu et du sol

grille du pieu a entré en contact avec l'interface pour la deuxième façon où seulement la moitié de la section du pieu dans la direction de la charge latérale est analysée. Pour la première façon, un modèle complet où est le pieu est installé est schématisé à la figure 3.24.

Comme première étape de simulation, le modèle représentant seulement le sol, est amené à l'équilibre 'stress-state' sous la charge gravitationnelle. En deuxième étape, le pieu est installé et le nouveau modèle (sol + pieu) est ramené une autre fois à l'équilibre. L'installation du pieu est modélisée par la modification des propriétés des zones du pieu à partir des propriétés du sol par celles du matériau du pieu.

Dans cette analyse, il est utile de connaître les adresses des points de grille du pieu, afin de faciliter à la fois le chargement du pieu et le suivi de sa réponse latérale (profil du déplacement latéral, profil du moment fléchissant, profil de la force de cisaillement et profil de la résistance latérale). Comme pour *FLAC*, une fonction *FISH*, est développée pour trouver ces adresses et les stocker dans une liste pour une utilisation ultérieure.

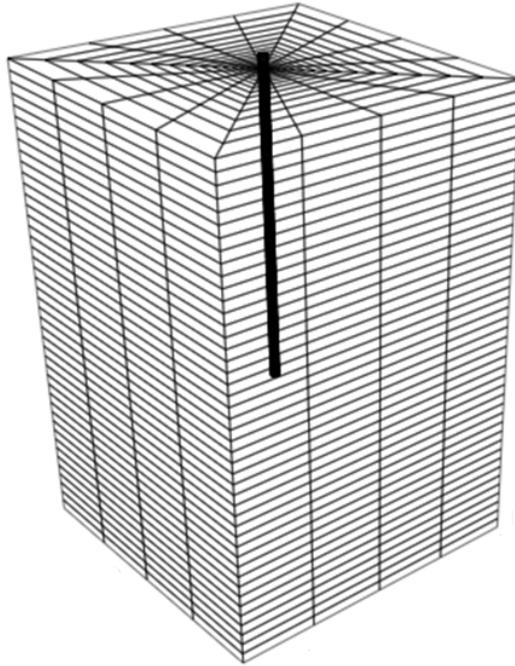


Figure 3.24 Modèle $FLAC^{3D}$ après l'installation du pieu (deuxième façon)

En troisième étape, une charge latérale est appliquée à la tête du pieu, dans le cas où le modèle correspond à la première façon, et une vitesse latérale est appliquée à la tête du pieu dans le deuxième cas correspondant à la deuxième façon de modélisation. Afin d'optimiser la simulation numérique, un algorithme d'asservissement est utilisé. Pour la deuxième façon, la vitesse est contrôlée afin de maintenir la force non équilibrée dans les limites (inférieure et supérieure) de bornes fixées.

Un exemple de sortie du logiciel $FLAC^{3D}$, de la courbe capacité latérale-déplacement latéral à la tête du pieu, est illustré dans la figure 3.25.

Pour la construction des courbes p-y, une fonction *FISH* est développée pour contrôler la réaction du sol le long du pieu en fonction du déplacement latéral. En effet, cette fonction permet de créer une table de réaction du sol (p) en fonction du déplacement latéral (y) à des emplacements différents le long du pieu afin de générer des courbes p-y. La figure 3.26 montre un exemple de courbes p-y pour différentes profondeurs.

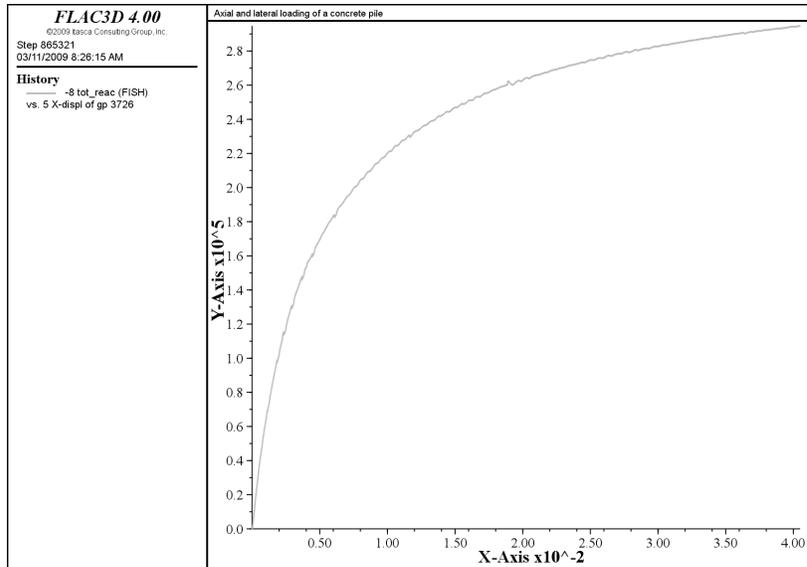


Figure 3.25 Capacité latérale en fonction du déplacement latéral à la tête du pieu

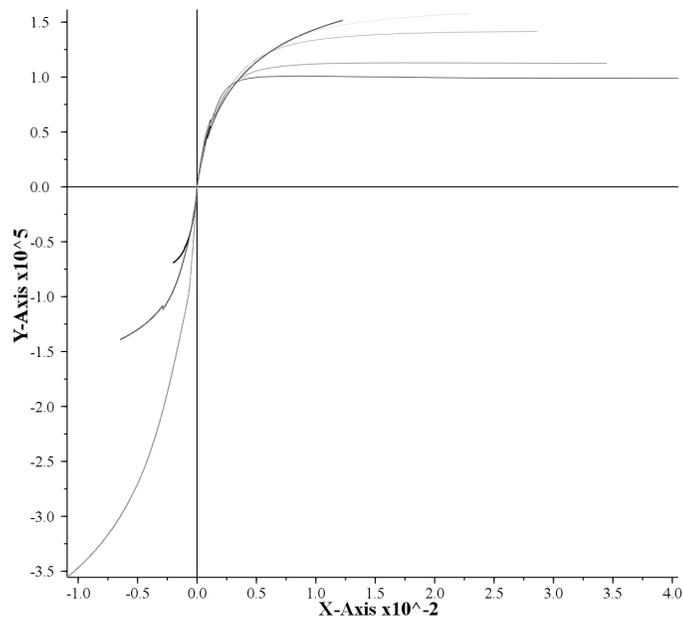


Figure 3.26 Courbes p-y à 11 points équidistants le long du pieu [réaction du sol, p (N/m), en fonction du déplacement latéral, y (m)]

Chapitre 4

ETUDE NUMÉRIQUE EN 2D DE LA CAPACITÉ LATÉRTALE DES PIEUX DANS UNE ARGILE

4.1 Introduction

Dans ce chapitre, la capacité latérale ultime des pieux, dans un sol cohérent et soumis à des charges latérales, est étudiée numériquement avec *FLAC* [Hazzar et al., 2013a]. Le modèle Cam Clay Modifié (*CCM*) est adopté pour modéliser le comportement de l'argile, alors que le pieu est modélisé comme étant un élément structural avec trois degrés de liberté. La position de la méthode de Broms [1964a], toujours considérée dans la pratique pour le dimensionnement des pieux sous charges latérales, est examinée. Des comparaisons entre les capacités latérales ultimes de pieux, prédites par l'analyse numérique avec *FLAC* et celles déduites à partir des abaques proposés par Broms [1964a], ainsi que la méthode p-y à travers le logiciel *COM624* [Wang et Reese, 1993], sont présentées sous forme d'abaques normalisés. Différents facteurs à affecter la capacité latérale ultime des pieux dans un sol cohérent, et qui ne sont pas considérés par la méthode de Broms, telle que la résistance de l'argile, la longueur du pieu, le diamètre du pieu et la charge axiale, sont étudiés. Une préoccupation particulière est consacrée à élucider les effets du degré de la sur-consolidation (*OCR*) sur la capacité latérale ultime des pieux dans un sol cohérent.

4.2 Modèle numérique proposé

4.2.1 Géométrie du modèle

FLAC est utilisé pour modéliser un pieu isolé, ancré dans une couche d'argile, en déformation plane (2D). La figure 4.1 montre la disposition générale et le maillage du modèle numérique proposé. Les déplacements sur les frontières latérales ont été fixés dans la direction latérale, tandis que ceux à la limite inférieure ont été fixés dans les deux directions latérale et verticale. Le pieu est modélisé comme un élément structural 'Pieu' (disponible dans la bibliothèque *FLAC*), avec trois degrés de liberté: déplacements latéral et vertical et une rotation par rapport

à l'axe perpendiculaire au plan de la figure 4.1. La pointe du pieu est ancrée dans une couche séparée (roche). Les analyses numériques ont été effectuées en deux étapes. Dans la première étape, les contraintes in situ ont été initialisées dans le sol. Les propriétés du pieu ont été mises à zéro au cours de cette étape de l'analyse. Au cours de la deuxième étape de l'analyse (application de la charge latérale), les propriétés réelles du sol et du pieu ont été assignées. Le chargement latéral appliqué a été simulé par l'application d'une force latérale à la tête du pieu. La modélisation du processus d'installation du pieu est assez compliquée, de sorte que le pieu est supposé être dans un état sans contrainte au début de l'analyse, et l'effet de l'installation du pieu est ignoré.

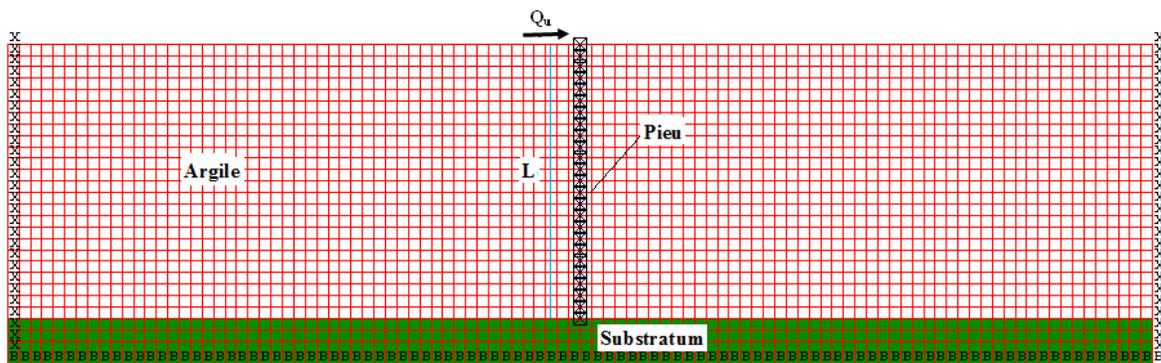


Figure 4.1 Modèle 2D proposé pour l'analyse avec *FLAC*

4.2.2 Caractéristiques de l'argile étudiée

1. Description des échantillons d'argiles étudiées

Les échantillons d'argile ont été prélevés, en 1978, à l'emplacement de deux digues qui appartiennent à un éventuel complexe hydro-électrique sur la rivière Grande Baleine [Demers, 1980]. Cette argile a déjà fait l'objet de plusieurs études à l'Université de Sherbrooke et ses propriétés sont relativement connues. Un angle de frottement de l'ordre de 20° , ainsi qu'un poids volumique égal à $16,7 \text{ kN/m}^3$ sont accordés à ces échantillons d'argile.

2. Caractéristiques issues d'essais à la consolidation

Les essais de consolidation oedométriques ont été réalisés sur des échantillons de 6,35 cm de diamètre et de 1,27 cm d'épaisseur en utilisant des anneaux recouvertes de téflon et des appareils à levier Wykeham Farrance [Demers, 1980].

Deux essais ont été adoptés dans cette étude. Le tableau 4.1 présente les résultats, tandis que la figure 4.2 présente la courbe œdométrique dans le tracé semi-logarithmique ($v, \log p$) où p est la pression verticale effective et v , le volume spécifique de l'échantillon.

Tableau 4.1 Résultats des essais de consolidation œdométrique

Essai n°	Prof. (m)	ω (%)	S_r (%)	e_0 (-)	σ'_v (kPa)	σ'_c (kPa)	C_c (-)	C_s (-)
COE-01	5,05	57,8	100	1,59	40,7	105	0,90	0,08
COE-02	5,09	58,3	100	1,57	41,0	112	0,88	0,06

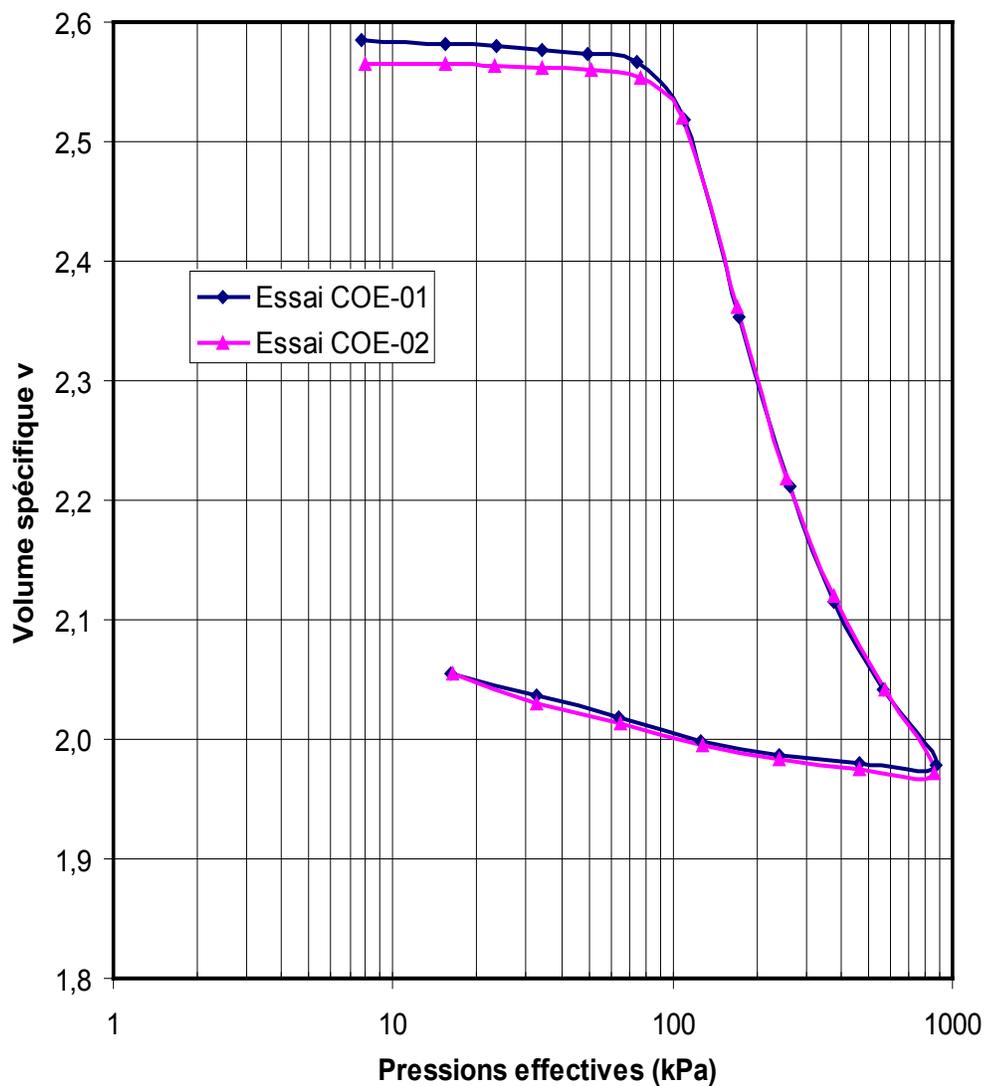


Figure 4.2 Volume spécifique en fonction des pressions effectives

D'après la figure 4.2, l'argile se comporte comme si elle est étai surconsolidée. Cette surconsolidation apparente reflète la résistance structurale de l'argile. Sous une pression de confinement inférieure à σ'_c , le comportement de l'argile est en fonction de sa résistance structurale et plus ou moins indépendant des contraintes effectives. Lorsque la contrainte de confinement atteint σ'_c , il se produit un important changement de volume. L'effet de structure disparaît et au-delà de σ'_c , le sol se comporte comme une argile normalement consolidée et sa résistance est une fonction croissante des contraintes effectives.

4.2.3 Propriétés et modèle adoptés pour le matériau d'argile

Lors des simulations numériques, on a adopté comme propriétés du sol, les valeurs des paramètres du modèle *CCM* (Cam Clay Modifié). Le tableau 4.2 regroupe les propriétés des matériaux adoptés dans les analyses d'une argile molle, moyenne et raide. Dans ce tableau, K_0 est défini comme étant le rapport entre la contrainte latérale effective (σ_h) et la contrainte verticale effective appliquée (σ_v) [Donath, 1981] :

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v \quad (4.1)$$

Alpan (1967) a indiqué que K_0 est une fonction du coefficient de sur-consolidation (*OCR*), défini comme étant le rapport de la pression initiale de pré-consolidation par la contrainte effective in situ pour des argiles sur-consolidées:

$$K_{0(OCR)} = K_{0(NC)} \cdot OCR^n \quad (4.2)$$

$$K_{0(NC)} = 0,15 + 0,233 \log(IP) \quad (4.3)$$

$$n = 0,54 \cdot 10^{-IP/281} \quad (4.4)$$

Tableau 4.2 Paramètres de l'argile, en se référant au modèle *CCM*

Rigidité de l'argile	Argile molle ($c_u = 16\text{kPa}$)	Argile moyenne ($c_u = 39\text{kPa}$)	Argile raide ($c_u = 64\text{kPa}$)
ρ (kg/m ³)	1670	1670	1670
μ	0,33	0,33	0,33
G (MPa)	4,80	11,70	19,20
K (MPa)	12,48	30,42	49,92
λ	0,262	0,262	0,257
κ	0,065	0,065	0,064
m	0,77	0,77	0,77
ν_λ	5,3	5,3	5,25
p_l (Pa)	1	1	1
$K_{0(NC)}$	0.63	0.63	0.58

4.2.4 Propriétés du pieu

Le pieu est modélisé comme un élément structural en béton, caractérisé par un coefficient de Poisson de l'ordre de 0,2 ; une densité massique de 2500 kg/m³ et un module d'élasticité égal à 25 GPa.

Afin d'investiguer leur influences sur la capacité latérale de pieux, la longueur L et le diamètre B du pieu sont considérés variables. La charge latérale ultime du pieu, Q_u , est représentée par le facteur de chargement sans dimension, défini par ' $Q_u/c_u B^2$ ' pour lequel l'influence des différents paramètres sera étudiée.

4.3 Résultats obtenus

4.3.1 Effet de la résistance du sol sur la capacité latérale

La résistance au cisaillement non drainée c_u a été variée dans le but d'étudier son effet sur la capacité latérale ultime du pieu. Pour ce modèle de plasticité (*CCM*), c_u est liée au volume spécifique, v , par l'équation suivante:

$$c_u = \frac{Mp_1}{2} \exp\left(\frac{\Gamma - v}{\lambda}\right) \quad (4.5)$$

Lorsque le volume spécifique, Γ , à la ligne d'état critique pour $p = p_l$, est donné par:

$$\Gamma = v_\lambda - (\lambda - \kappa) \times \ln(2) \quad (4.6)$$

Pour un c_u de l'ordre de 64 kPa et pour diverses valeurs de e_c (distance libre entre la surface du sol et la tête du pieu), la figure 4.3 présente la variation du facteur du chargement ' $Q_u/c_u B^2$ ' en fonction du facteur adimensionnel L/B pour cette analyse numérique courante, la méthode p-y à travers le programme *COM624* [Wang et Reese, 1993] et la méthode de Broms [1964a]. Pour cette première étude numérique avec *FLAC*, ainsi que les calculs avec *COM624*, le diamètre B est pris égal à 0.8 m. D'après la figure 4.3, il est clair qu'il y a une bonne concordance entre les résultats de cette analyse numérique avec *FLAC* et ceux estimés avec le logiciel *COM624*. Par contre, on remarque une surestimation de la capacité latérale ultime prédite par la méthode de Broms. Cette surestimation est de plus en plus importante que la valeur d' e_c est de plus en plus grande. Pour $e_c = 2,4$ et pour $L/B = 20$, le facteur du chargement estimé par la méthode de Broms est presque 1.8 fois celui estimé par *FLAC* et *COM624*.

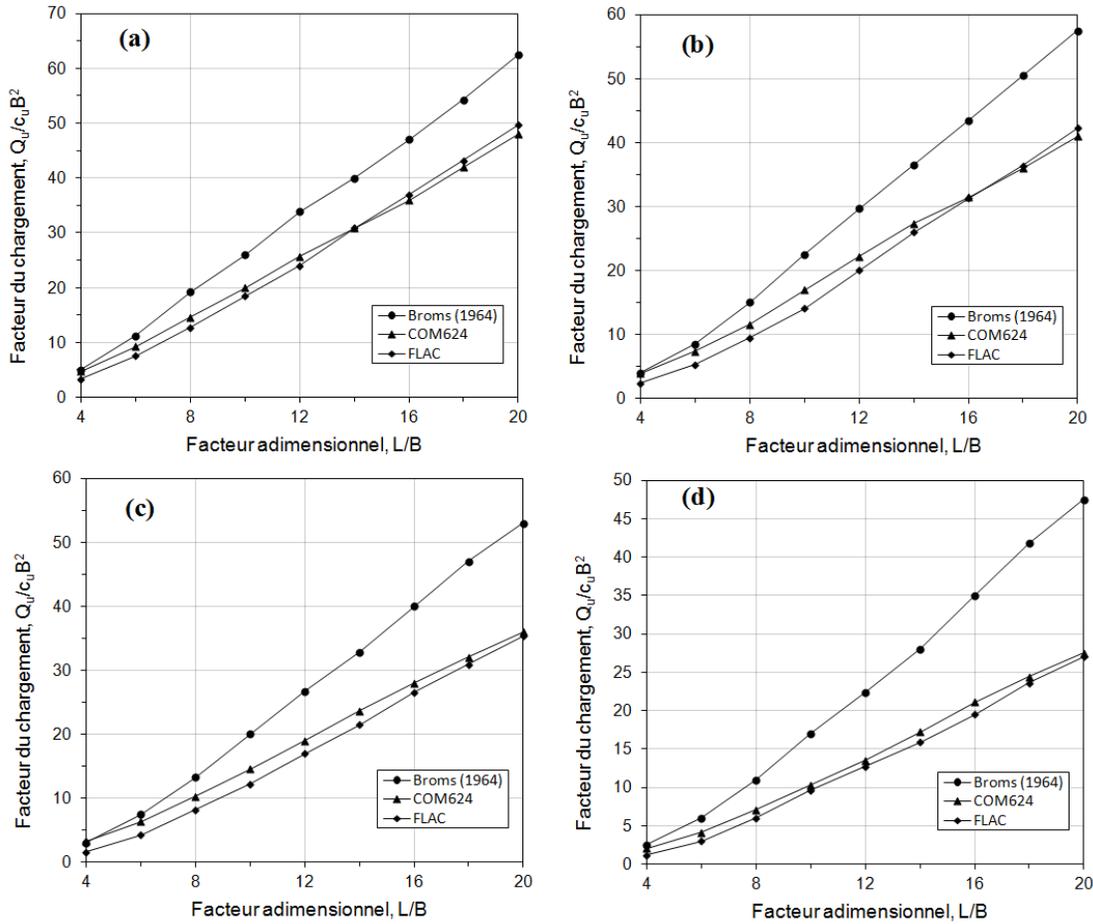


Figure 4.3 Facteur du chargement, $Q_u/c_u B^2$, en fonction du L/B , pour (a) $e_c/B = 0$; (b) $e_c/B = 0,6$; (c) $e_c/B = 1,2$ et (d) $e_c/B = 2,4$

La validation du modèle numérique proposé a été bien vérifiée à travers la dernière comparaison avec la méthode p-y développée dans le logiciel *COM624* (calculs réalisés durant cette étude) Ainsi, une étude paramétrique sur l'effet du c_u sur la capacité latérale ultime du pieu est réalisée en comparaison avec la méthode de Broms. Pour $e_c = 0$, la figure 4.4 montre la variation du facteur du chargement ' $Q_u/c_u B^2$ ' en fonction du facteur adimensionnel L/B ($B = 0,8$ m) pour différents valeurs de c_u . D'après la figure 4.4, il est clair que la résistance au cisaillement non drainée, c_u , a un effet significatif sur la capacité latérale ultime du pieu. Par contre, comme il est montré dans la figure 4.3, l'approche de Broms surestime toujours la capacité latérale de pieux dans les argiles, qu'elle l'assume à $9Bc_u$, alors que les prévisions avec cette analyse numérique montrent bien que le sol va s'effondrer beaucoup plus tôt.

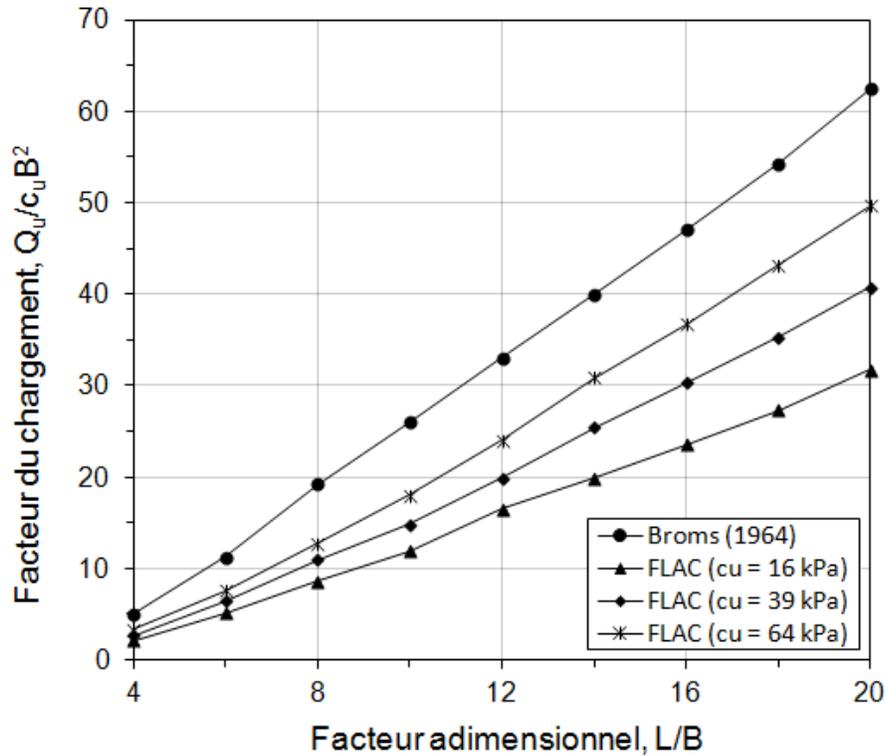


Figure 4.4 Effet de la rigidité du sol sur la capacité latérale, en comparant avec le graphe de Broms

La méthode de Broms est une méthode semi-empirique qui est basée sur l'expérience et sur des essais des pieux ancrés dans des sols argileux caractérisés par des c_u spécifiques. Dans le but de trouver une explication sur la surestimation de la capacité latérale ultime par la méthode de Broms, la figure 4.5 montre la variation de la capacité latérale ultime du pieu ou le facteur du chargement en fonction du c_u pour des L/B correspondant à 5, 10 et 20. D'après la figure 4.5, Il est clair que les valeurs des capacités latérales ultimes estimées par la méthode de Broms (points cerclés sur la figure 4.5) correspondent à des c_u supérieures à 100 kPa. Ces valeurs de c_u ne correspondent pas à certaines argiles (tel que cette argile québécoise étudiée). Ainsi, il est très important de vérifier la valeur de la résistance au cisaillement non drainée pour une étude des pieux dans des sols argileux avec la méthode de Broms.

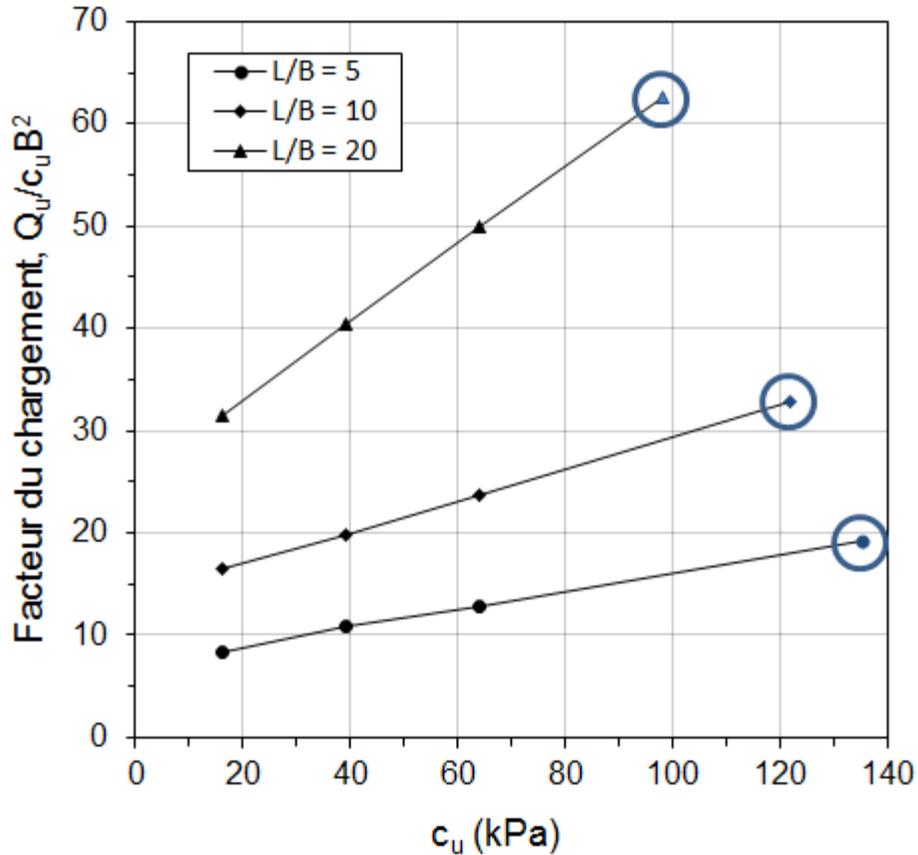


Figure 4.5 Variation du facteur de chargement en fonction de la résistance au cisaillement non drainée, c_u , pour $L/B = 5, 10$ et 20

4.3.2 Effet du diamètre du pieu et de la charge axiale sur la capacité latérale

L'influence du diamètre du pieu a été également étudiée. Pour une argile caractérisée par un c_u de l'ordre de 39 kPa, la figure 4.6 montre la variation du facteur du chargement en fonction du L/B pour différents diamètres du pieu B (0,6 m, 0,8 m et 1,0 m). Lorsque L/B est inférieur à 10, il est clair que le diamètre du pieu n'affecte pas de manière significative la capacité latérale ultime. Par contre, lorsque L/B est supérieur à 10, l'influence du diamètre est de plus en plus remarquable avec l'augmentation du L/B et ceci revient tout simplement à l'effet de la flexibilité du pieu qui n'est pas considérée par la méthode de Broms.

L'influence de la charge axiale sur la capacité latérale ultime est aussi étudiée. A ce stade, en premier lieu, la capacité portante verticale ultime du pieu est déterminée, et ensuite en considérant un facteur de sécurité égal à 3, la charge axiale admissible est déduite. La capacité

latérale ultime du pieu est calculée pour un pieu soumis à une charge latérale seulement (Sans charge axiale) et pour un pieu soumis à une charge latérale et une charge axiale correspondant à sa charge verticale admissible déjà estimée (avec charge axiale). Pour la même argile caractérisée par un c_u de l'ordre de 39 kPa, la figure 4.7 montre que la charge axiale affecte très légèrement la capacité latérale ultime du pieu. Ainsi pour cette étude numérique en 2D, on conclue que la charge axiale n'a pas un effet significatif sur la capacité latérale du pieu dans un sol argileux (conclusion à vérifier dans les prochains chapitres pour des études en 3D).

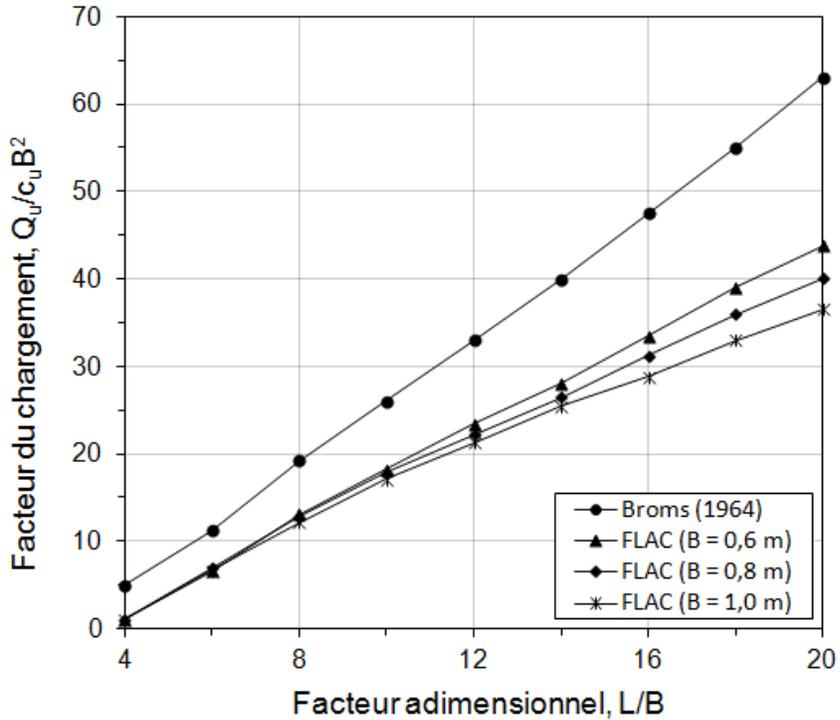


Figure 4.6 Effet du diamètre sur la capacité latérale du pieu, $e_c/B = 0$

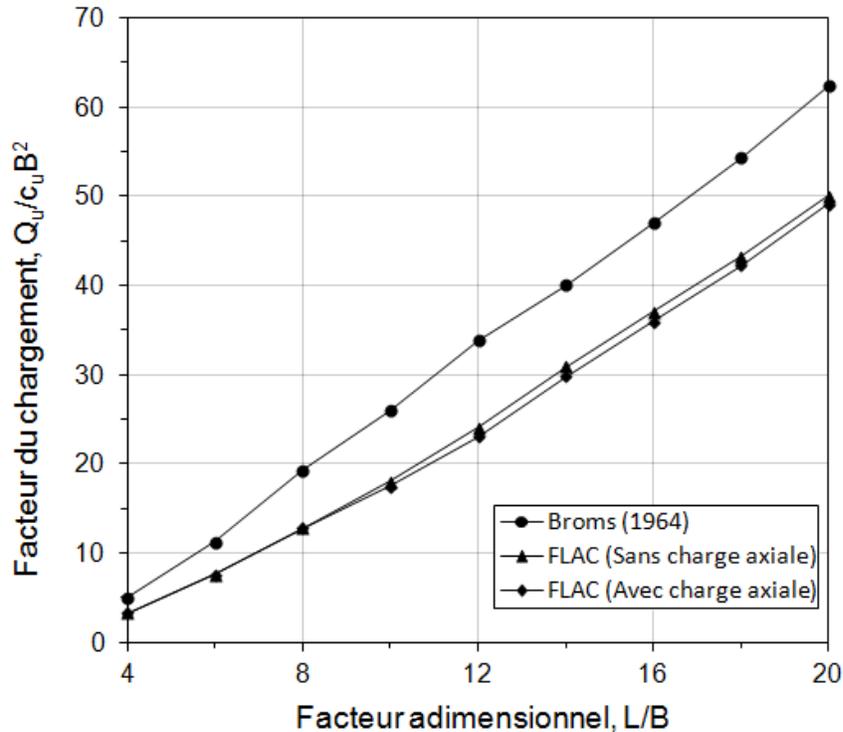


Figure 4.7 Effet du chargement vertical, $e_c/B = 0$

4.3.3 Effet du degré de surconsolidation, OCR

L'influence du degré de surconsolidation, OCR , sur la capacité latérale ultime d'un pieu ancré dans un sol argileux, est présentée dans cette section. Les mêmes propriétés d'une argile moyenne caractérisée par un c_u de l'ordre de 39 kPa (tableau 4.2) ont été adoptées dans cette analyse pour un OCR variant de 1 à 10 (ce qui correspond à un K_0 de 0,4 à 1,23).

La figure 4.8 montre l'effet de l' OCR sur la capacité latérale ultime du pieu soumis à un chargement latéral. Lorsque l' OCR passe de 2 à 10, l'augmentation de la capacité latérale ultime est d'environ 20 %. L'augmentation des valeurs d' OCR est accompagnée d'une augmentation des valeurs de K_0 . En effet, cette augmentation des valeurs de K_0 est due à l'augmentation de la contrainte latérale du sol, la pression de confinement, par rapport aux contraintes verticales appliquées. L'augmentation de la pression de confinement est le principal facteur qui provoque l'augmentation de la résistance latérale du pieu soumis à des charges latérales. Ainsi, il est conclu que le rôle de la pression de pré-consolidation ne peut être négligé dans la conception des pieux dans des sols cohérents et soumis à des sollicitations latérales.

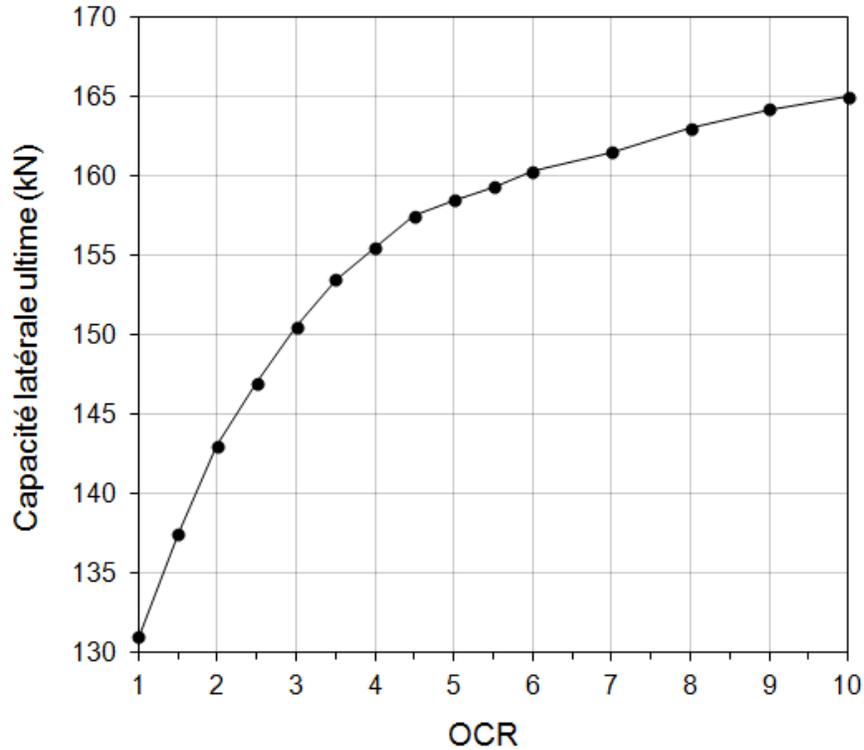


Figure 4.8 La capacité latérale ultime en fonction d'OCR

4.4 Conclusions

La capacité latérale ultime des pieux, ancrés dans un sol cohérent, a été étudiée dans ce chapitre à travers une série d'analyses 2D. *FLAC* a été employé à cette fin. Le modèle Cam Clay Modifié (*CCM*) a été adopté pour modéliser le comportement du sol cohérent. La fiabilité de la méthode de Broms, ainsi que la méthode p-y, est discutée dans ce chapitre. Différents facteurs influant sur la capacité latérale ultime des pieux dans un sol cohérent, pas suffisamment pris en compte dans la méthode de Broms, comme la résistance au cisaillement non drainée de l'argile, la longueur des pieux, le diamètre du pieu et la charge axiale, ont été étudiés. Les conclusions suivantes ont été tirées:

- Les capacités latérales ultimes de pieux obtenues à partir des analyses numériques avec *FLAC*, ont été trouvées en bonne concordance avec celles estimées par la méthode p-y à travers le logiciel *COM624* (utilisé dans cette étude);
- La méthode de Broms qui est basée sur l'expérience, paraît surestime la capacité latérale ultime du pieu. Il a été montré en comparant les capacités latérales ultimes estimées pour différentes résistance au cisaillement non drainées avec celle prédite par

la méthode de Broms, que les abaques de l'approche de Broms ont été probablement déterminées pour des pieux dans des sols argileux caractérisés par des c_u supérieurs ou égaux à 100 kPa;

- Le diamètre du pieu, pas pris en compte dans la méthode de Broms, semble avoir un effet significatif sur les capacités latérales ultimes;
- La charge axiale n'a pas un effet sur la capacité latérale ultime, une conclusion à vérifier dans les prochains chapitres avec des études en 3D;
- Le *CCM* est un modèle approprié pour décrire les sols cohérents, et il est nécessaire de prendre soin de la valeur de l'*OCR* ou la pression de pré-consolidation dans la conception de pieux dans les sols cohérents et soumis à des charges latérales.

CHAPITRE 5

COMPARAISON ENTRE LA MODÉLISATION NUMÉRIQUE EN 2D ET EN 3D DES PIEUX CHARGÉS LATÉRALEMENT DANS UN SOL COHÉRENT

5.1 Introduction

Plusieurs chercheurs [Bransby, 1999; Chen et Martin, 2002] ont essayé d'investiguer le comportement des pieux sous charges latérales en utilisant des analyses numériques 2D en différences finies (FD). Toutefois, les déplacements verticaux relatifs au sol et au pieu notamment le soulèvement du sol en surface, la flexibilité des pieux et surtout l'interaction sol-pieu ne sont pas prises en compte dans la modélisation 2D. Pour modéliser le mécanisme complet de l'interaction sol-pieu, des analyses 3D en FD ont été réalisées par quelques chercheurs [Kanagasabai, 2010]. En effet, les modèles 3D ont pu modéliser le problème de l'interaction sol-pieu complet, en incluant les effets tridimensionnels et de surface qui ne sont pas pris en compte par des analyses 2D. Bien que les modélisations en 3D peuvent modéliser l'interaction sol-pieu avec plus de rigueur, y compris des effets tels que le mouvement vertical à l'interface sol-pieu, la rigidité du sol non-linéaire, les surfaces en pente au sol, et l'interaction entre les pieux adjacents, elles sont moins répandues que les d'autres pour les analyses de comportement de pieux car elles demandent beaucoup de calcul intensif et de temps.

C'est une question importante pour trouver une méthode qui a l'avantage d'obtenir des résultats de la réponse latérale des pieux chargés latéralement avec une précision appropriée et moins compliquée ou d'élucider les situations où les analyses 2D pourraient donner des résultats fiables par rapport à celles obtenues par des analyses 3D ou par les résultats des essais expérimentaux. Dans ce chapitre, des résultats des analyses numériques en différences finies 2D et 3D de pieux rigides chargés latéralement dans un sol cohérent, en utilisant les codes

informatiques *FLAC* Version 6.0 [Itasca, 2010] pour le 2D et *FLAC^{3D}* Version 4.0 [Itasca, 2009] pour le 3D, ont été comparés afin de voir s'il est possible de relier la réponse latérale d'un pieu rigide chargé latéralement dans un sol cohérent, prédite par une analyse 2D à celle prédite par une analyse 3D. La comparaison est réalisée dans un premier temps à travers un essai en vraie grandeur d'un pieu isolé chargé latéralement [Nusairat et al., 2004]. Une étude paramétrique est par la suite réalisée afin d'étudier l'effet des variables liées à la géométrie et aux propriétés des pieux et du sol argileux.

5.2 Description de l'exemple étudié

5.2.1 Conditions du site et profils géotechniques

L'exemple considéré comprend deux sites d'essai de chargement latéral d'un pieu rigide : un près de la I-225 et la 6^{ème} Avenue, et l'autre près de la I-225 et Iliff Avenue en Californie [Nusairat et al., 2004]. Sur le site situé près de la I-225 et la 6^{ème} Avenue, le dépôt est constitué d'une couche d'argile silteuse jusqu'à une profondeur d'environ 2 m sous la surface du sol d'origine, une couche d'argile silteuse molle à moyennement raide et un sable silteux lâche jusqu'à une profondeur d'environ 6,7 m, avant d'atteindre le roc (figure 5.1). La nappe phréatique est rencontrée à une profondeur d'environ 3 m sous la surface du sol d'origine.

En se basant sur les résultats de l'investigation géotechnique du site, Nusairat et al. [2004] ont recommandé les propriétés des matériaux présentées dans le tableau 5.1 pour les utiliser dans l'analyse des pieux forés chargés latéralement. Notant que le coefficient de Poisson, μ_s considéré dans cette étude, est pris égal à 0,3 [Nusairat et al., 2004]. Normalement μ_s doit être supérieur à 0,45. Mais, l'analyse numérique montre que ce coefficient n'a pas un grand effet sur les résultats.

Le pieu a un diamètre $B = 0,76$ m et une longueur $L = 6,1$ m. Le module d'élasticité, E_p et le coefficient de Poisson, μ_p sont pris égaux à 34 GPa et 0,15, respectivement.

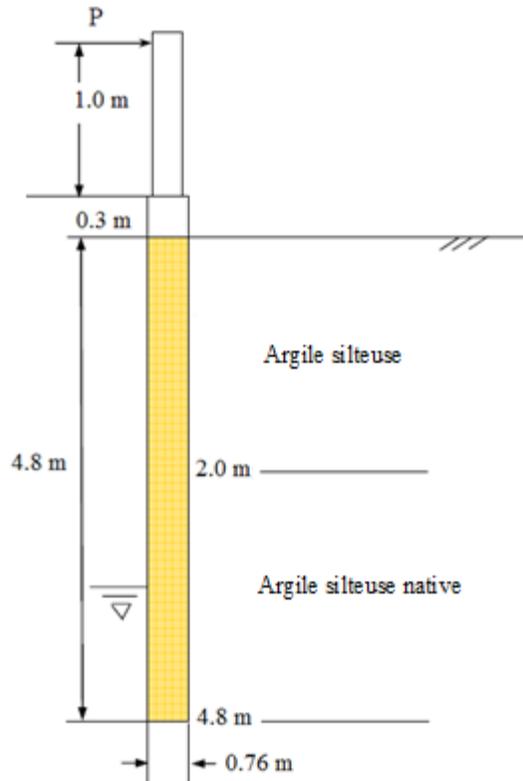


Figure 5.1 Coupe transversale de l'essai de chargement latéral au site I-225 près de la 6^{ème} avenue

Tableau 5.1 Résumé des propriétés du sol

Profondeur (m)	c_u (kPa)	ρ (kg/m ³)	E_s (MPa)	μ_s
0 – 2,0	153	1870	91,20	0,3
2,0 – 3,8	86	1840	51,60	0,3
3,8 – 6,6	105	1980	6,30	0,3
6,6 – 7,2	144	2041	-	0,3

5.2.2 Procédure de l'essai du chargement latéral

L'essai du pieu situé près de la I-225 et la 6^{ème} Avenue a été instrumenté et construit le 9 juin 2003 [Nusairat et al., 2004]. L'instrumentation se composait d'un tube inclinométrique pour mesurer la déformation latérale en fonction de la profondeur lors de l'essai de chargement, de jauges de déformation, et de jauges à cadran (figure 5.2).

L'essai de chargement latéral a été réalisé par incréments de chargement et de déchargement. Les lectures de déformation ont été prises pour chaque incrément de charge au fur et à mesure



Figure 5.2 Photo réelle de l'essai de chargement latéral au site I-225 près de la 6^{ème} avenue que la charge est appliquée. Le déplacement latéral du pieu est mesuré à l'aide du dispositif SINCO indicateur de pente, tous le 0,7 m le long du pieu.

5.3 Modélisation numérique

5.3.1 Modèles proposés

Les codes *FLAC* et *FLAC^{3D}* ont été utilisés pour simuler le comportement de l'essai en vraie grandeur du pieu rigide chargé latéralement, décrit à la section 5.2. Pour le modèle en 2D (simulé avec *FLAC*), la condition de déformation plane est adoptée. La figure 5.3 montre le maillage général en 2D du pieu rigide testé ainsi que le sol entourant.

Les déplacements aux frontières du modèle ont été fixés dans la direction latérale, tandis que ceux à la limite inférieure ont été fixés dans les deux directions latérale et verticale.

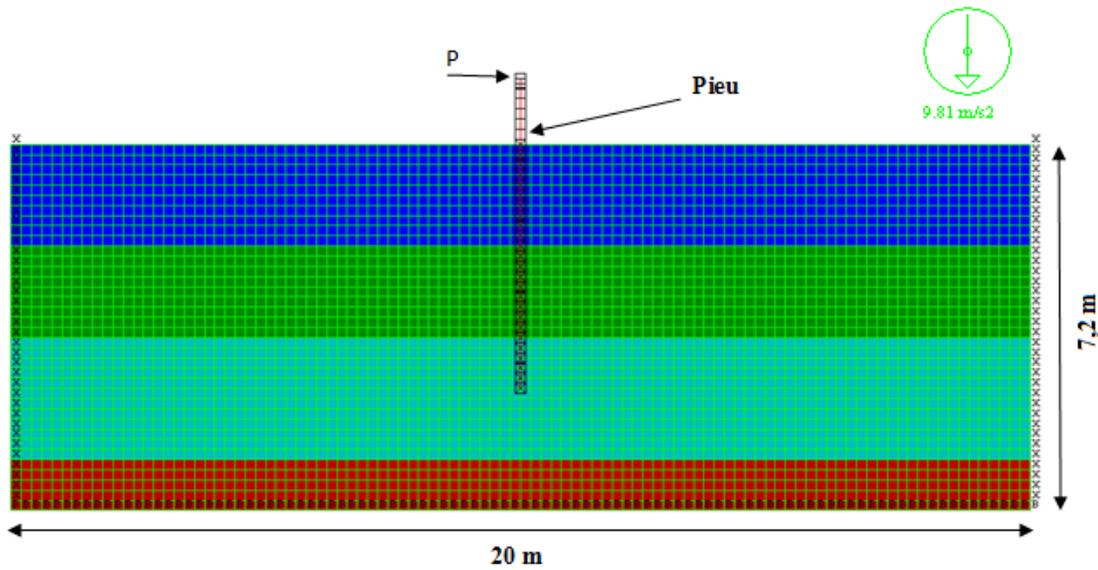


Figure 5.3 Modèle numérique en 2D proposé

Pour le modèle 3D (simulé avec *FLAC^{3D}*), la figure 5.4 montre le modèle utilisé pour l'analyse de l'essai en vraie grandeur. Les dimensions globales des limites du modèle comprennent une largeur égale à 10 fois le diamètre du pieu (B) à partir du centre du pieu et une hauteur égale à 1,5 fois la profondeur du pieu d'ancrage. Ces dimensions ont été jugées adéquates pour éliminer l'influence des effets de bord sur la performance du pieu. Les déplacements de limites extérieures de la grille ont été fixés.

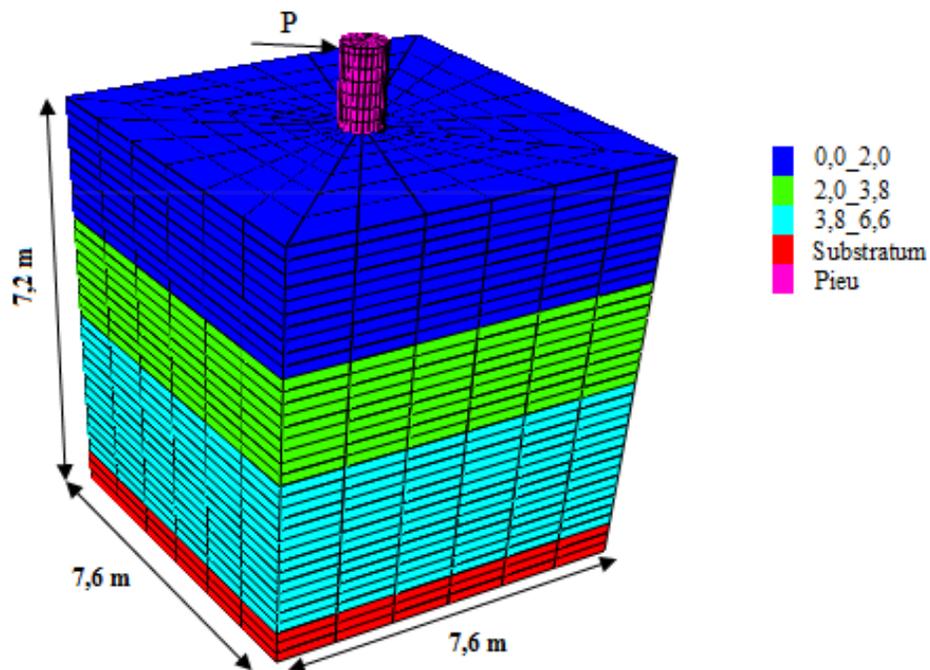


Figure 5.4 Modèle numérique en 3D proposé

5.3.2 Modélisation des matériaux et de l'interface

Le modèle Mohr-Coulomb non associé est adopté pour les deux modèles en 2D et en 3D.

Pour l'analyse 2D, le pieu est considéré comme un élément structural avec trois degrés de libertés. L'interaction sol-pieu couplée est modélisée à l'aide des ressorts de couplage de cisaillement et normal. Ces ressorts de couplage sont des connecteurs non-linéaires qui transfèrent les forces et le mouvement entre les éléments du pieu et la grille au niveau des nœuds d'éléments du pieu. Les ressorts de couplage associés aux éléments du pieu dans *FLAC* sont semblables aux relations de chargement/déplacement fournies par les courbes p-y [Coduto, 1994].

Pour l'analyse 3D, le pieu est modélisé comme un matériau élastique linéaire. Le modèle de Mohr-Coulomb bilinéaire est utilisé pour simuler l'interface sol-pieu. L'élément d'interface est traité comme une zone d'épaisseur virtuelle. Il se comporte comme un élément ayant les mêmes propriétés que les éléments du sol adjacents avant que le glissement ait lieu. Une valeur de 10^8 Pa/m pour les deux rigidités k_n et k_s est suffisante pour garantir aucun déplacement supplémentaire du pieu aura lieu suite à la déformation des ressorts qui représentent l'interface. L'utilisation de valeurs considérablement élevées est plus appropriée, mais dans ce cas, la convergence de la solution était très lente.

Pour les deux analyses numériques 2D et 3D, l'état d'équilibre initial est d'une grande importance. Les distributions de contraintes initiales spécifiées doivent correspondre à un calcul basé sur le poids propre du dépôt du sol. Après l'étape initiale, la charge appliquée a été simulée par l'application d'une force latérale à la tête du pieu. La modélisation du processus d'installation du pieu est assez compliquée, de sorte que le pieu est supposé être dans un état sans contrainte au début de l'analyse, et l'effet de l'installation du pieu est ignoré.

5.4 Résultats et discussions

5.4.1 Déplacement latéral du pieu

Les déplacements latéraux du pieu mesurés pour une charge latérale de 100 kN et 400 kN ont été comparés aux déplacements obtenus à partir des deux analyses numériques 2D et 3D (figure 5.5). Le profil prédit à l'aide de l'analyse 3D est en bon accord avec celui mesuré alors que le profil obtenu à partir de l'analyse 2D est relativement différent. La différence du

déplacement latéral (entre le 2D et le 3D) du pieu à la surface du sol atteint 1,5 mm pour une charge latérale de 100 kN (figure 5.5a) et 8 mm pour une charge latérale de 400 kN (figure 5.5b).

La figure 5.6 montre les courbes charge latérale-déplacement latéral du pieu, estimées par *FLAC* et *FLAC^{3D}* (ou autrement dit les analyses 2D et 3D). Pour tous les niveaux de chargement, la courbe obtenue à partir de l'analyse 2D n'est pas en accord avec celle obtenue à partir de l'analyse 3D. En effet, pour une charge donnée, l'analyse 2D surestime le déplacement latéral du pieu et le pourcentage de la surestimation atteint jusqu'à 48 % pour une charge latérale appliquée de l'ordre de 1200 kN.

Sur la base des résultats donnés par les figures 5.5 et 5.6, les premières observations montrent que le déplacement latéral des pieux rigides dans un sol cohérent, prédit par *FLAC* (ou l'analyse 2D) est surestimé par rapport à celui donné par les mesures et celui prédit par *FLAC^{3D}* (ou l'analyse 3D).

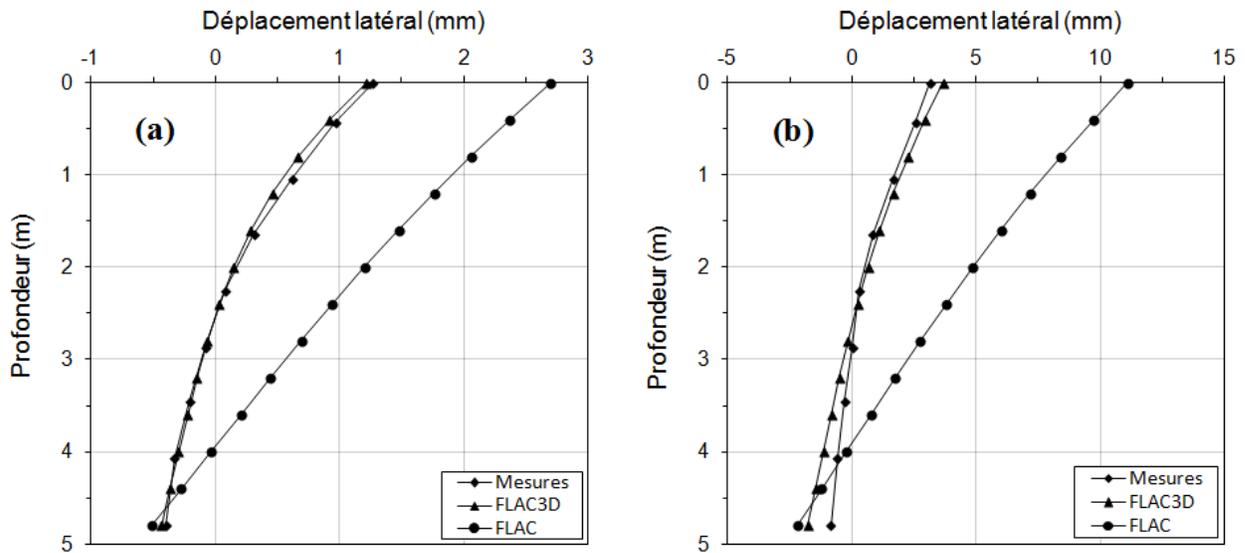


Figure 5.5 Comparaisons entre les profils du déplacement latéral mesurés et prédits avec *FLAC* et *FLAC^{3D}* pour un chargement latéral de (a) 100 kN et (b) 400 kN

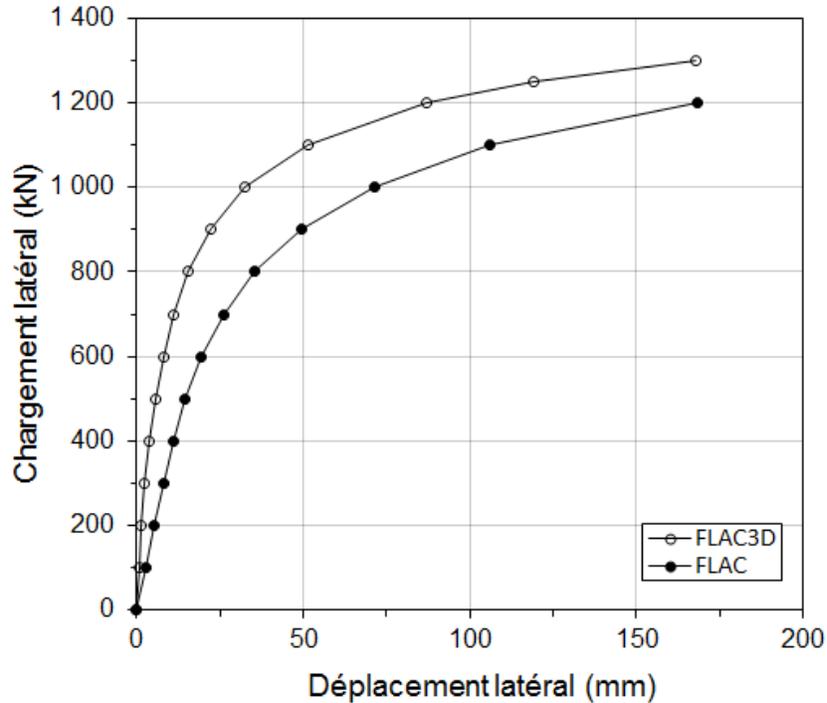


Figure 5.6 Les courbes charge latérale-déplacement latéral prédites avec *FLAC* et *FLAC^{3D}*

5.4.2 Correction du déplacement latéral du pieu prédit par *FLAC*

La surestimation du déplacement latéral par l'analyse 2D (figure 5.5) est en principe reliée au fait que le pieu agit comme un mur. L'idée est de voir s'il est possible de trouver des corrections à faire pour réduire cette surestimation. Pour une charge latérale de 100 kN, les figures 5.7a et 5.7b représentent respectivement le déplacement latéral du pieu prédit par *FLAC* et la résistance latérale correspondante. Tandis que, les figures 5.7c et 5.7d représentent respectivement le déplacement latéral du pieu prédit par *FLAC^{3D}* et la résistance latérale correspondante, pour une charge latérale de 400 kN. Selon les calculs de *FLAC*, en dessous de 4 m de profondeur, le profil du déplacement latéral initial change son signe en négatif (figure 5.7a). Cependant, le profil de la résistance latérale change en négatif à partir d'environ 2,4 m de profondeur (figure 5.7b). De l'autre côté, selon les prédictions données par *FLAC^{3D}*, les profils du déplacement latéral et de la résistance latérale changent en négatif à la même profondeur correspondante à 2,4 m. On voit bien que lorsqu'une charge latérale est appliquée à la tête du pieu, le profil du déplacement latéral obtenu par *FLAC* est indépendant du profil de la résistance latérale du pieu. Cette indépendance vient de l'idée que le déplacement latéral d'un

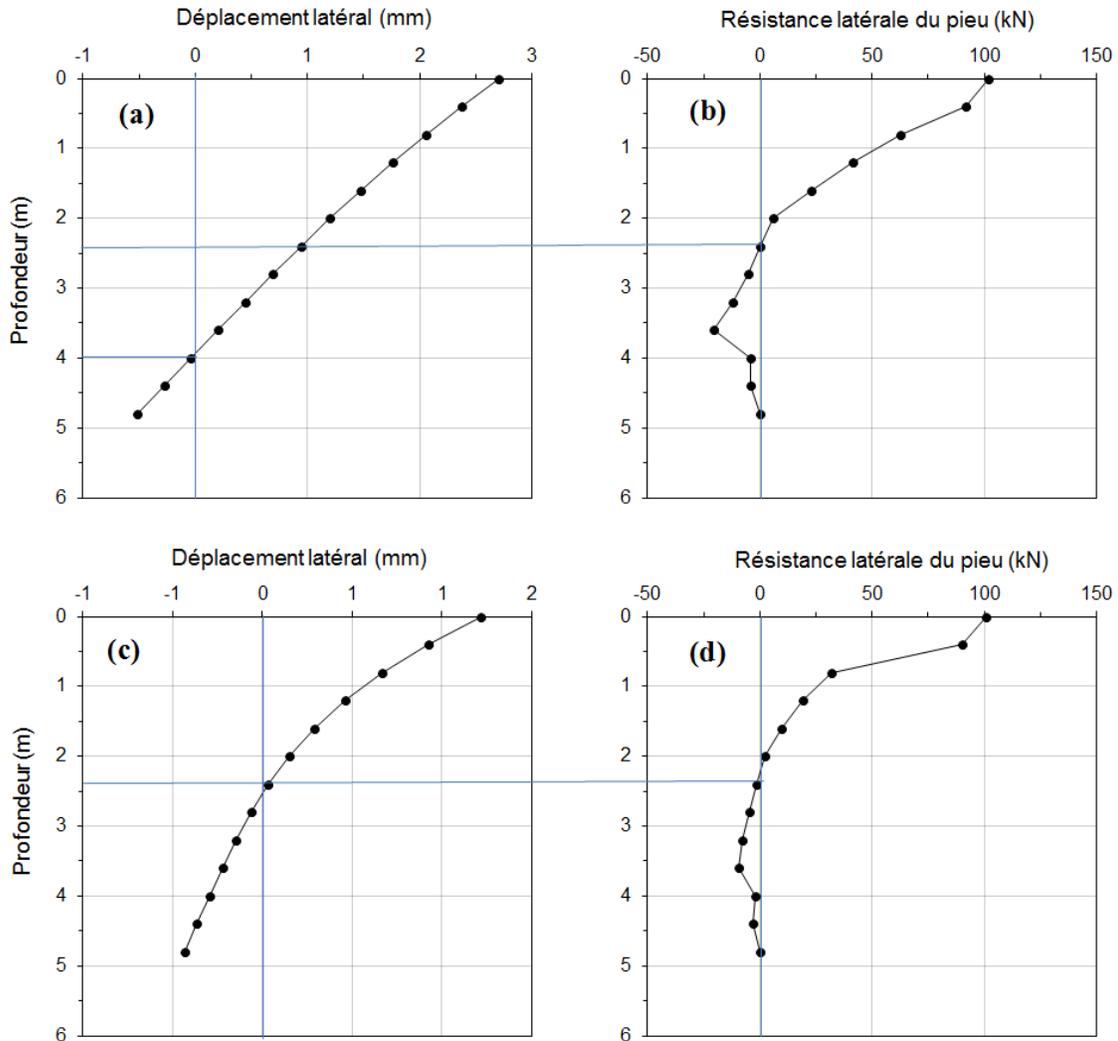


Figure 5.7 Profil du déplacement latéral ((a) pour $FLAC$ et (c) pour $FLAC^{3D}$) et son correspondant de résistance latérale ((b) pour $FLAC$ et (d) pour $FLAC^{3D}$) pour une charge latérale de 100 kN

pieu soumis à une charge latérale et prédit par une analyse 2D, ressemble à celui d'un mur et pas à une colonne cylindrique (cette hypothèse sera validée dans la prochaine section, en particulier lors des comparaisons avec un groupe de pieux en ligne).

Suite à ces surestimations, une correction significative dans le profil du déplacement latéral du pieu serait nécessaire pour améliorer les résultats en 2D. Dans le but de s'approcher du vrai profil du déplacement latéral du sol, une équation, développée avec le *FISH* de *FALC* a permis de trouver un profil du déplacement latéral du sol à une certaine distance du pieu (zone extérieure), qui va être soustraite du profil du déplacement latéral original. On obtient un

nouveau profil du déplacement latéral du pieu qui correspond à une zone intérieure adjacente au pieu et qui tient compte de la non-linéarité du sol (figure 5.8).

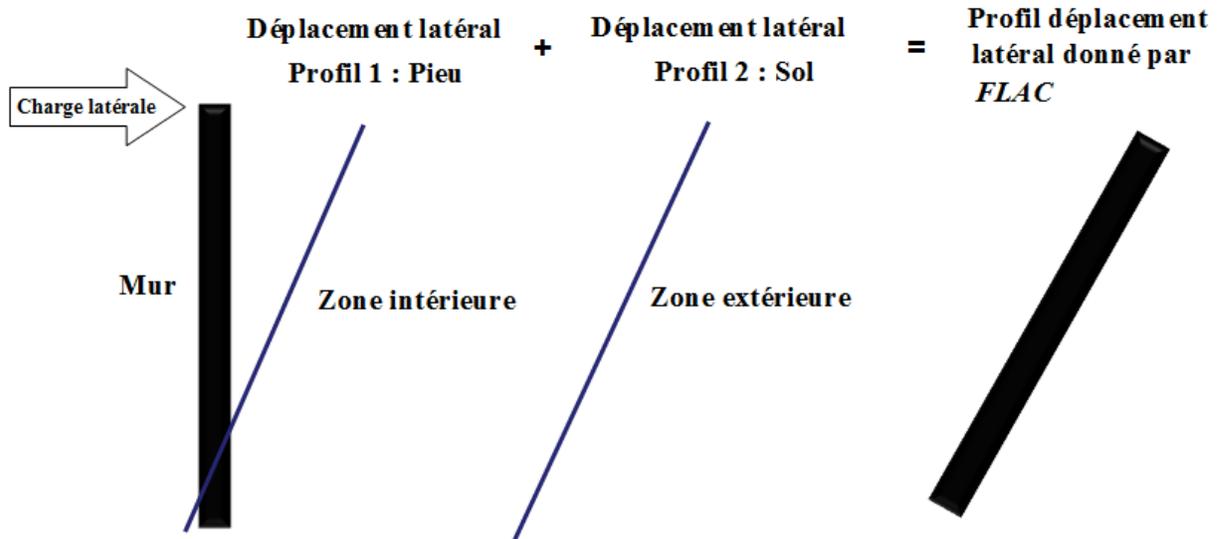


Figure 5.8 Schéma de la prédiction du profil du déplacement latéral du pieu sous charge latérale par *FLAC*

Les figures 5.9a et 5.9c montrent les déplacements avant correction et après correction pour des charges latérales de 100 kN et 400 kN respectivement. Les figures 5.9b et 5.9c montrent les profils de la résistance latérale du pieu soumis à une charge latérale de 100 kN et 400 kN respectivement. Il est possible de voir que le profil de la résistance latérale du pieu est compatible avec le profil du déplacement latéral après correction (figure 5.9).

Le déplacement latéral du pieu, prédit par *FLAC* (analyse 2D) est amélioré lorsque la correction est appliquée au profil du déplacement latéral du pieu menant à une différence du déplacement latéral à la surface du sol de 0,5 mm pour une charge latérale de 100 kN (figure 5.10a) et 4 mm pour une charge latérale de 400 kN (figure 5.10b).

La figure 5.11 montre les courbes charge latérale-déplacement latéral, obtenues par l'analyse 2D avec et sans correction et l'analyse 3D. La courbe prédite par l'analyse 2D après correction est améliorée et elle approche de celle prédite par l'analyse 3D. Il est également à noter que l'amélioration du déplacement latéral devient presque négligeable pour de grandes valeurs de chargement latéral. Pour une charge latérale de 1200 kN, le déplacement latéral à la tête du pieu est le même avant et après correction.

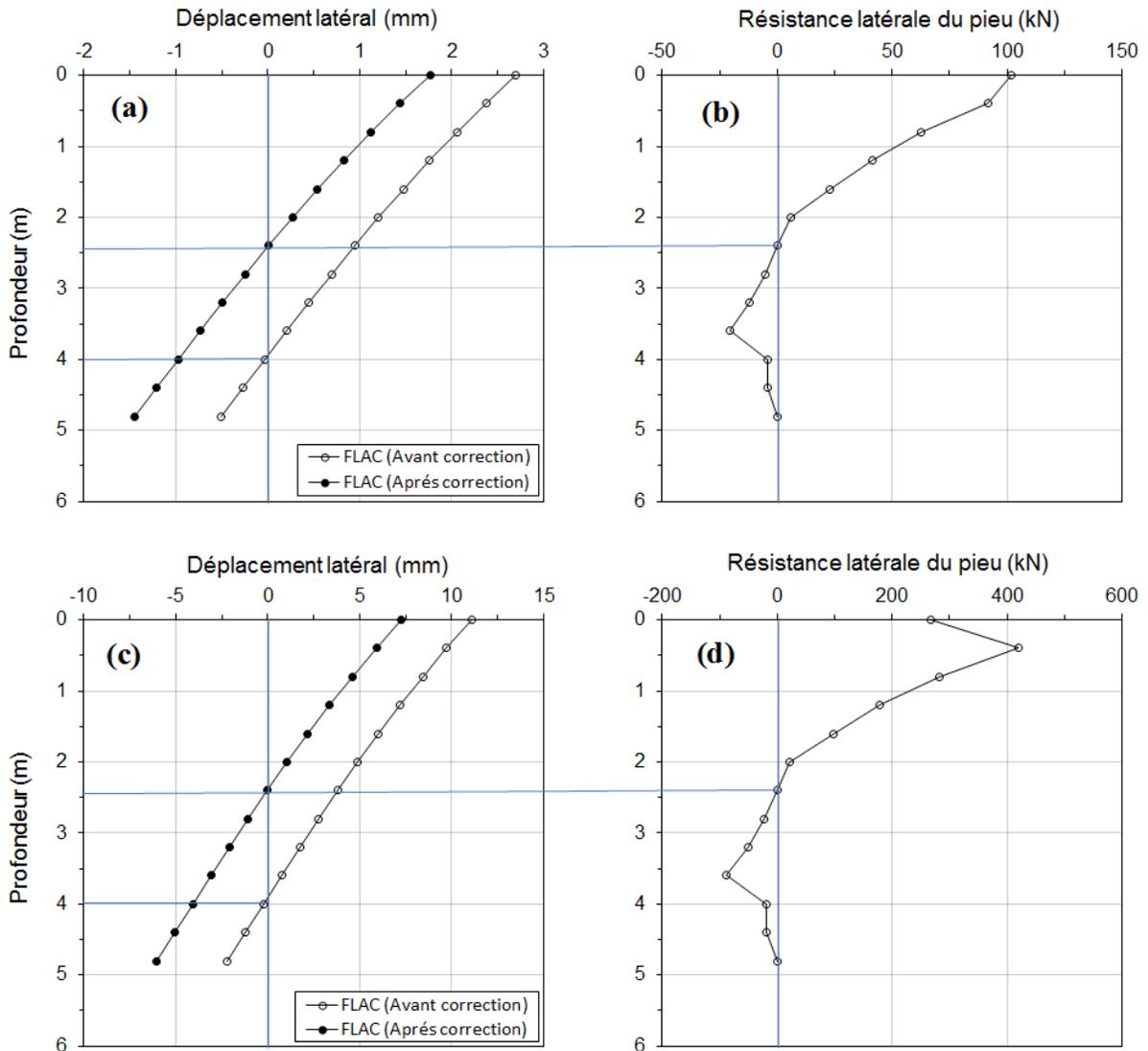


Figure 5.9 Comparaisons entre les profils du déplacement latéral avant et après correction en se référant au profil de la résistance latérale pour un chargement latéral de [(a), (b)] 100 kN et [(c), (d)] 400 kN

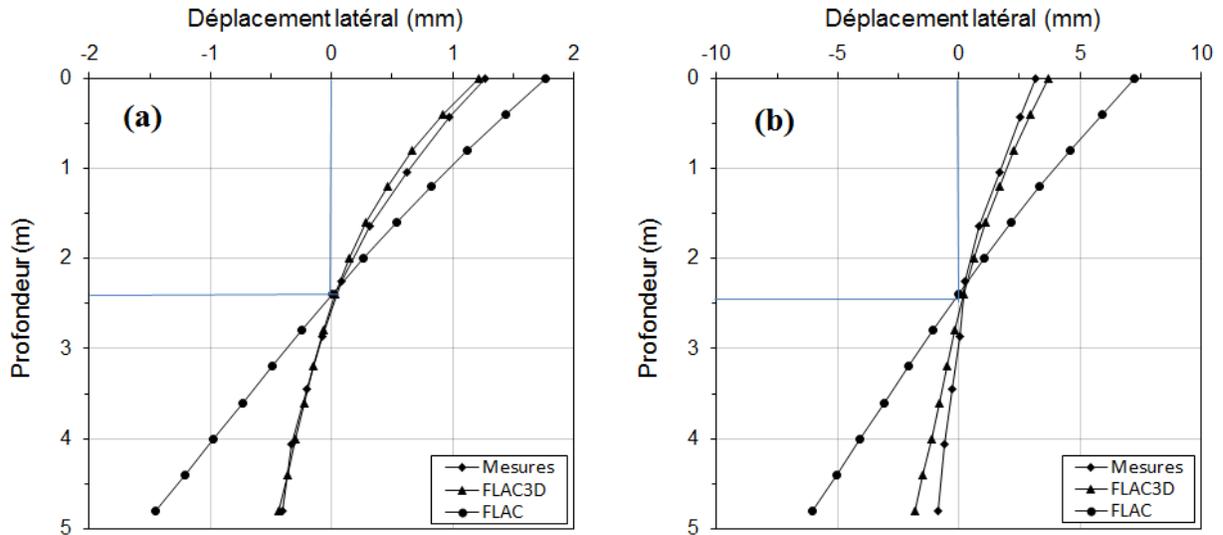


Figure 5.10 Comparisons entre les profils du déplacement latéral du pieu, mesuré, prédit avec $FLAC^{3D}$ et prédit avec $FLAC$ après correction pour (a) 100 kN et (b) 400 kN

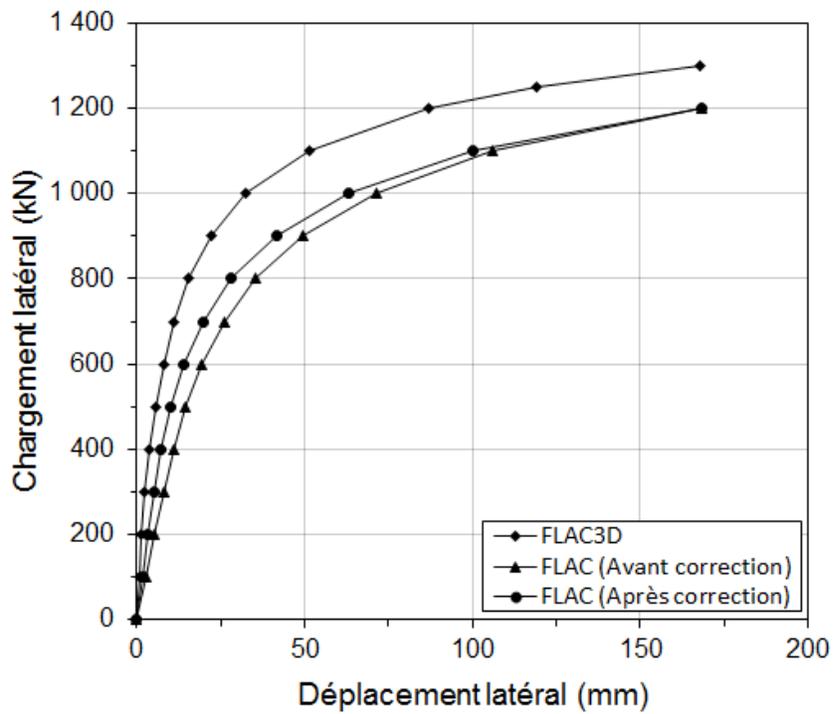


Figure 5.11 Comparisons entre les courbes charge latérale-déplacement latéral, prédites avec $FLAC$ (avant et après) correction et $FLAC^{3D}$

5.4.3 Comparaison avec un groupe de pieux en ligne, modélisé avec *FLAC*^{3D}

Dans cette section, une étude paramétrique d'un groupe de pieux en ligne, basée sur une analyse 3D (*FLAC*^{3D}), est effectuée. Les résultats de groupe en 3D sont comparés à ceux déduits en 2D et en 3D d'un pieu isolé. Le diamètre et la longueur de pieux sont identiques avec ceux des analyses du pieu isolé ($B = 0,76$ m et $L = 6,1$ m). Une configuration de 5×1 a été examinée pour plusieurs espacements entre-axe (E). Les dimensions du modèle ont été prises assez grandes pour éviter les effets des bords. À la base du modèle, tous les mouvements ont été restreints, tandis que sur les côtés, seuls les mouvements latéraux perpendiculaires à la frontière ont été interdits. Sur la base de l'expérience acquise à travers des travaux numériques précédents, un raffinement de maillage autour des pieux conduit à une répartition plus précise des contraintes. La figure 5.12 illustre le maillage correspondant à la configuration d'un groupe de pieux 5×1 , avec un espacement $E = 2B$. La même charge latérale (P) est appliquée à la tête de chaque pieu. Pour une charge latérale de 100 kN et 400 kN, les profils du déplacement latéral, prédits pour le pieu central du groupe, pour deux rapports d'espacement par le diamètre ($E/B = 2$ et 9), sont comparés aux profils d'un pieu isolé, prédits par *FLAC* (avant et après correction) et *FLAC*^{3D} (figure 5.13). Pour un petit espacement $E = 2B$, le déplacement latéral du pieu central du groupe s'approche à plus de 90 % de celui obtenu à l'aide de *FLAC* avant la correction (figures 5.13a et 5.13c). Cependant, pour un grand espacement $E = 9B$, le déplacement latéral du pieu central du groupe s'approche de plus de 85 % de celui du pieu isolé obtenu à l'aide de *FLAC*^{3D} (figures 5.13b et 5.13d). On remarque que lorsque l'espacement E est petit (le comportement du groupe de pieux se rapproche de celui d'un mur), le déplacement latéral du pieu central du groupe se rapproche à celui d'un pieu modélisé avec *FLAC* (avant correction). Par contre, lorsque l'espacement E est grand (les pieux sont loin et leur comportement est le même que celui d'un pieu isolé, le profil du déplacement latéral du pieu central du groupe se rapproche à celui d'un pieu modélisé avec *FLAC*^{3D}. Ces comparaisons valident bien l'hypothèse précédente, qui montre que le déplacement latéral initial du pieu, prédit par *FLAC* (analyse 2D), ressemble à celui d'un mur ayant la même longueur du pieu.

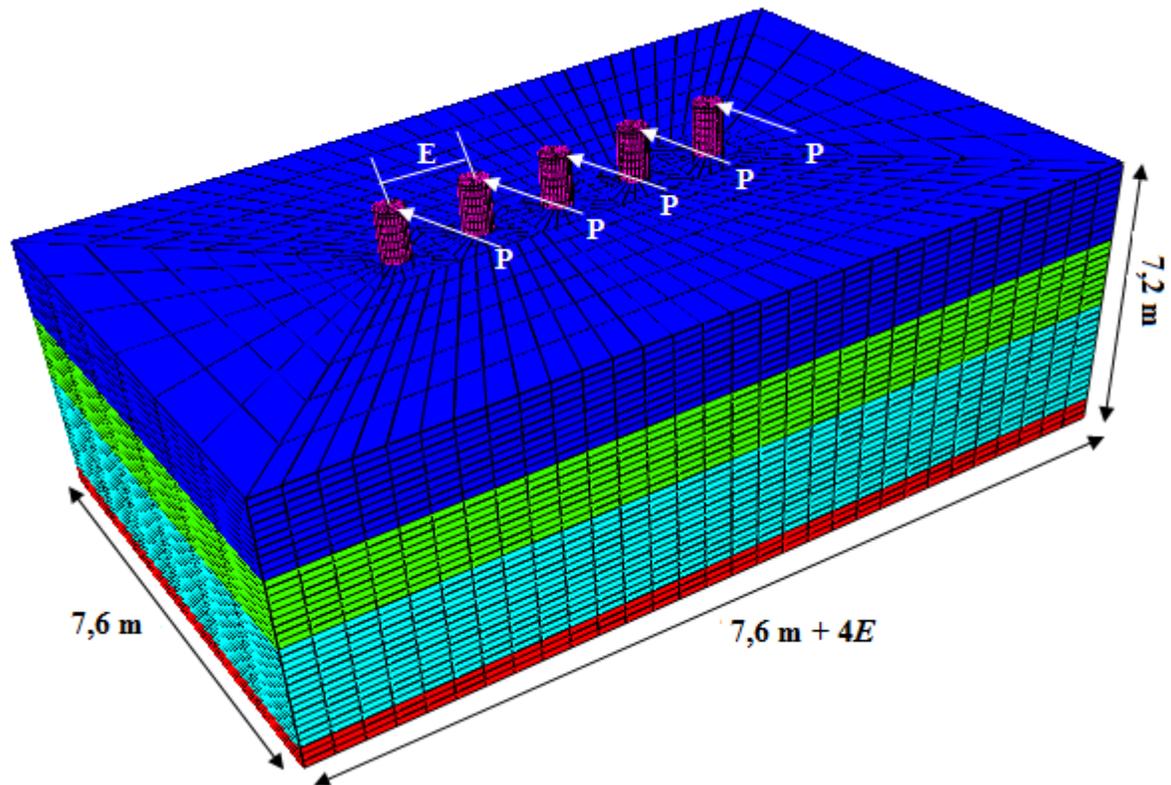


Figure 5.12 Modèle numérique proposé pour un groupe de pieux 5×1 , avec un espacement, $E = 2B$ et une longueur de pieux, $L = 6,1$ m

5.4.4 Relation entre la réponse latérale d'un pieu en 2D et en 3D

Comme mentionné dans la section 5.4.2, le déplacement latéral après correction est déduit par la soustraction d'un profil du déplacement latéral du sol (champ lointain). Pour le cas d'étude considéré, où le pieu a une tête libre relativement importante (1,3 m), le pourcentage de la variation de la correction moyenne du déplacement (valeur moyenne le long du profil) divisé par la longueur du pieu (L) en fonction du pourcentage du déplacement latéral initial (avant correction) de la tête du pieu (ou maximal) ($Y_{max(2D)}$) divisé par L , est illustré sur la figure 5.14. Cette courbe peut être utilisée pour déduire les nouveaux profils du déplacement latéral du pieu pour n'importe quelle charge latérale.

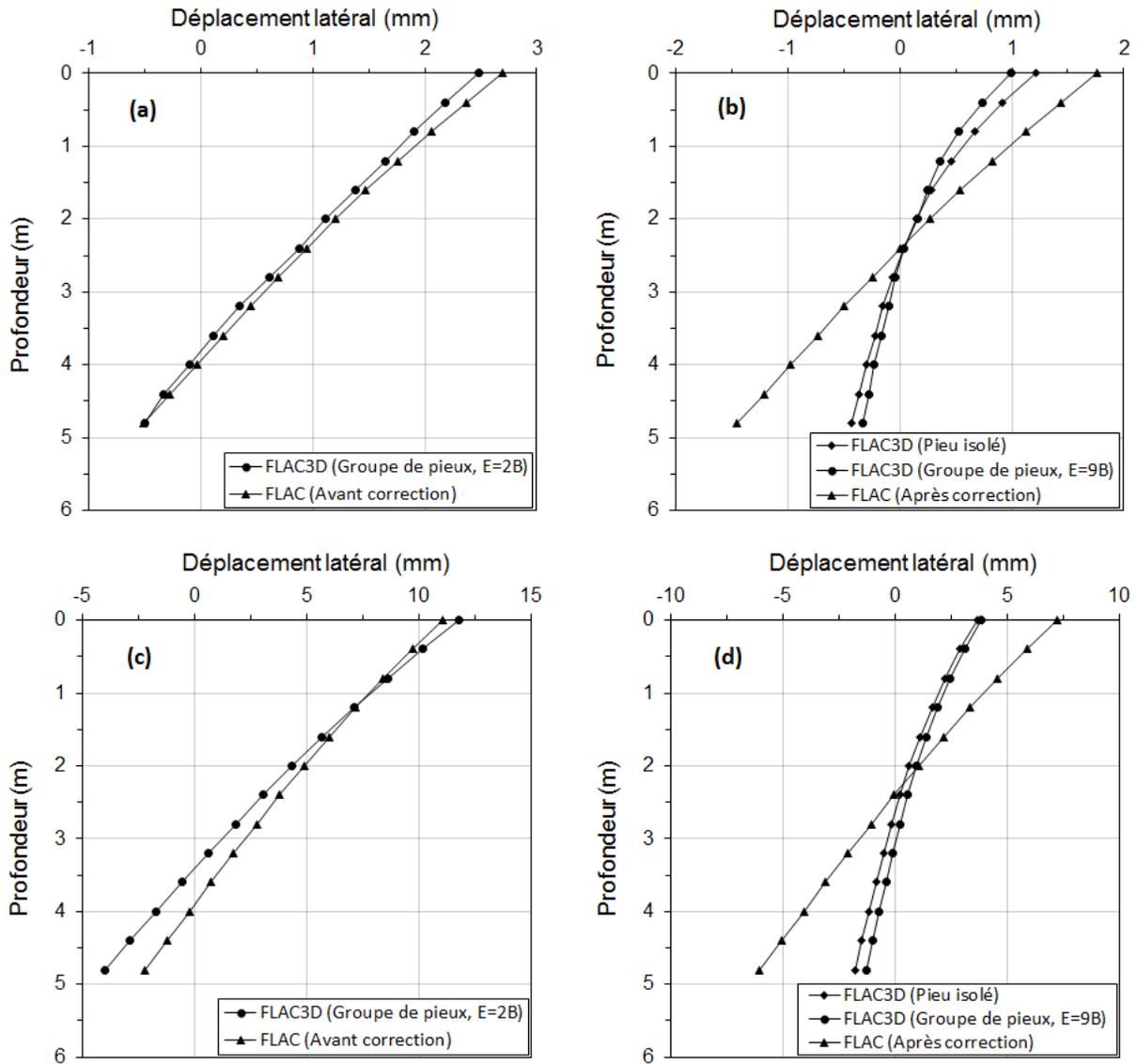


Figure 5.13 Comparaisons entre les profils du déplacement latéral du pieu, prévus par : (a) analyse 2D (avant correction) et analyse 3D du pieu central dans le groupe ($E = 2B$) pour 100 kN, (b) analyse 3D d'un pieu isolé, analyse 2D (après correction) et analyse 3D du pieu central dans le groupe ($E = 9B$) pour 100 kN, (c) analyse 2D (avant correction) et analyse 3D du pieu central dans le groupe ($E = 2B$) pour 400 kN, et (d) analyse 3D d'un pieu isolé, analyse 2D (après correction) et analyse 3D du pieu central dans le groupe ($E = 9B$) pour 400 kN.

Lorsque le profil du déplacement latéral est corrigé, le rapport entre ce profil et le profil obtenu à l'aide du $FLAC^{3D}$ est déduit en se référant à un schéma typique (figure 5.15) qui met en corrélation les deux profils du déplacement latéral (2D et 3D). A chaque profondeur (z_i) tout le long du pieu, un angle θ_i entre le profil 2D et le profil 3D est évalué.

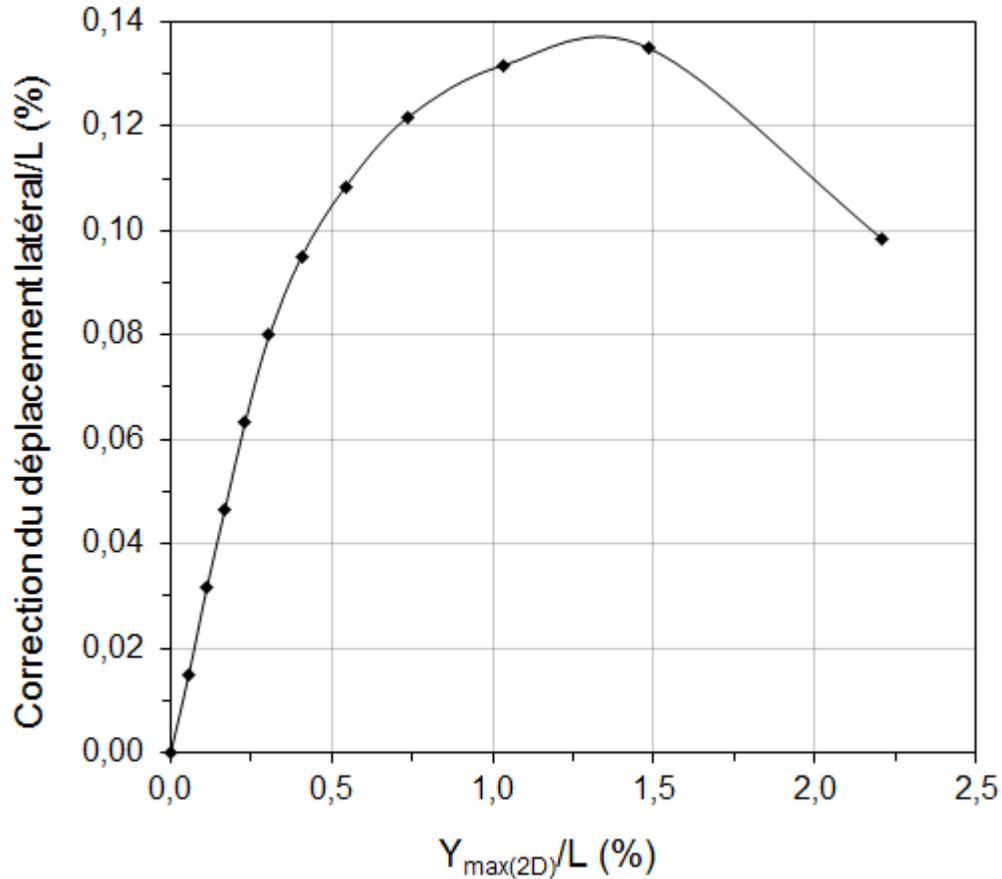


Figure 5.14 Pourcentage de la correction moyenne du déplacement divisée par la longueur du pieu en fonction du pourcentage du déplacement latéral à la tête du pieu divisé par la longueur du pieu

Pour la partie supérieure, qui commence à partir de l'intersection des deux profils relatifs respectivement à *FLAC* et *FLAC^{3D}* avec l'axe vertical à l'origine jusqu'à la surface du sol, l'angle θ_i est noté θ_i^- et il est calculé n fois. Pour la partie inférieure, qui commence à partir de l'intersection des deux profils relatifs respectivement à *FLAC* et *FLAC^{3D}* avec l'axe des ordonnées à l'origine jusqu'au pied du pieu, l'angle θ_i est noté θ_i^+ et il est calculée n fois. Les valeurs moyennes des θ_i^- et θ_i^+ sont estimées par la formule suivante:

$$\theta_{moy}^{-/+} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \theta_i^{-/+} \quad (5.1)$$

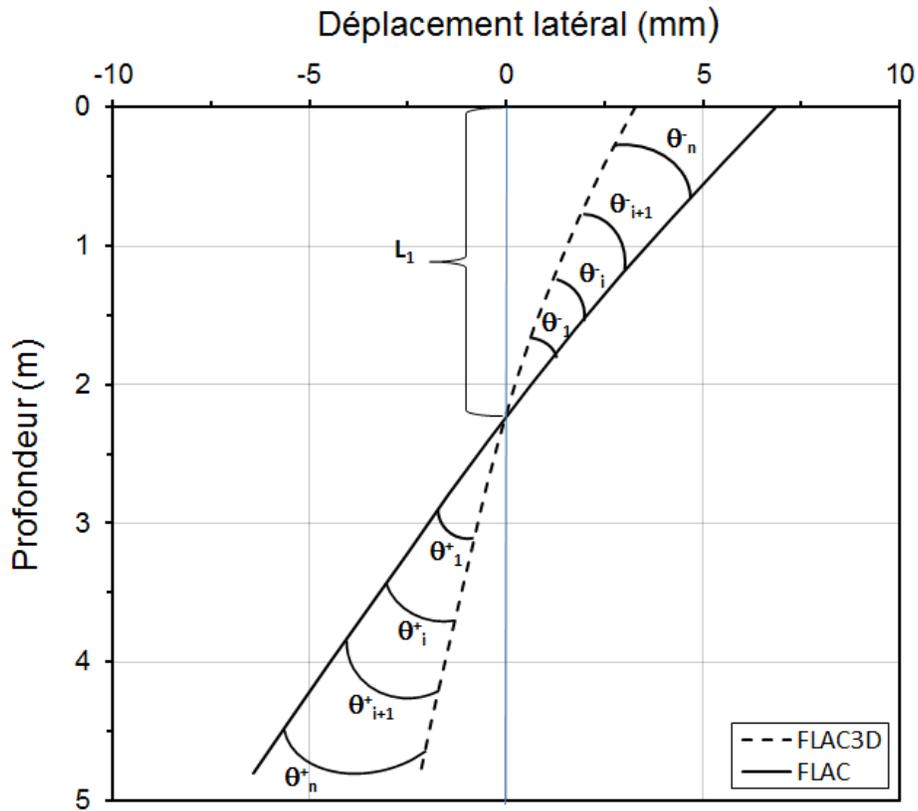


Figure 5.15 Schéma typique qui met en corrélation un profil du déplacement latéral obtenu à l'aide du *FLAC* et un profil du déplacement latéral obtenu à l'aide du *FLAC^{3D}*

Pour le cas étudié jusqu'à ici, les valeurs moyennes de l'angle θ , pour la partie supérieure du profil (valeur correspondante à θ_{moy}) et la partie inférieure du profil (valeur correspondante à θ^+_{moy}), en fonction du pourcentage du déplacement latéral maximal prédit par une analyse 2D (avant correction) divisé par L , sont présentées sur la figure 5.16.

Le déplacement latéral correspondant à une analyse 3D, à une profondeur z donnée (Y_{3D}) est en corrélation avec le nouveau déplacement latéral correspondant à une analyse 2D à la même profondeur z donnée (Y_{2D}), la valeur moyenne de l'angle θ , la profondeur z et la distance (L_1) entre la surface du sol et l'intersection du profil du déplacement latéral prédit par l'analyse en 2D (après correction) et l'axe vertical (figure 5.15). Pour la partie supérieure et la partie inférieure du profil, la corrélation est représentée respectivement par l'équation (5.2) et l'équation (5.3).

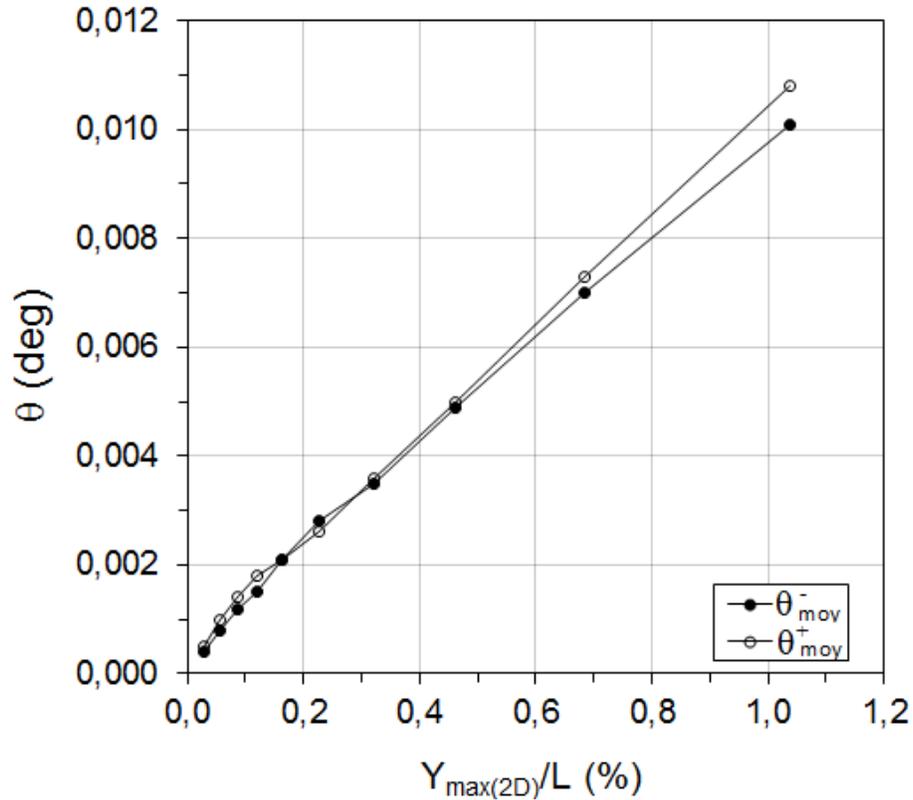


Figure 5.16 Valeur moyenne de l'angle θ en fonction du pourcentage du déplacement latéral de la tête du pieu divisé par la longueur du pieu, L

$$Y_{3D} = (L_1 - z) \cdot \text{tg} \left[\text{arctg} (Y_{2D} / (L_1 - z)) - \theta_{moy}^- \right] \quad (5.2)$$

$$Y_{3D} = (z - L_1) \cdot \text{tg} \left[\text{arctg} (Y_{2D} / (z - L_1)) - \theta_{moy}^+ \right] \quad (5.3)$$

La figure 5.17 montre les courbes charge latérale-moment fléchissant maximal du pieu, prédites avec *FLAC* et *FLAC^{3D}* pour ce cas d'étude. D'après la figure 5.17, il est clair que le moment fléchissant prédit avec une analyse 2D (*FLAC*) est supérieur à celui prédit par une analyse 3D (*FLAC^{3D}*). La valeur moyenne du rapport entre le moment fléchissant maximal prédit par l'analyse 3D et celui par l'analyse 2D est de l'ordre de 0,7.

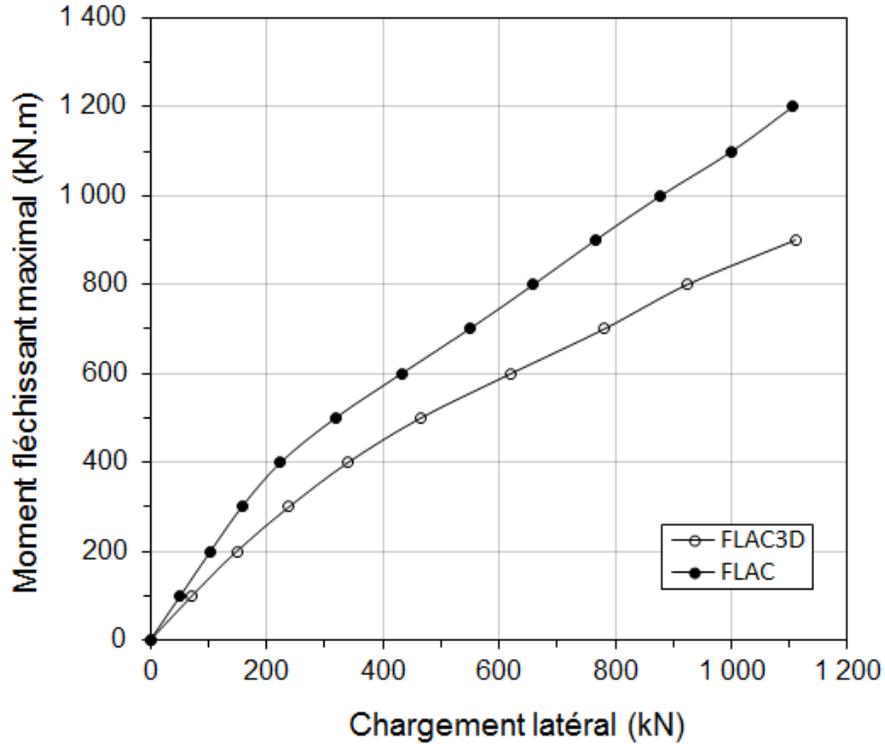


Figure 5.17 Courbes chargement latéral-moment maximal prédites avec *FLAC* and *FLAC^{3D}*

5.5 Études paramétriques

Une série d'analyses 2D et 3D a été effectuée pour un pieu (béton, rigide et flottant), ayant un diamètre B de 1,0 m, ancré dans un sol argileux et soumis à un chargement latéral. Un paramètre adimensionnel S_H [Dobry et al., 1982], adopté pour mesurer la flexibilité du pieu, a été varié et considéré durant cette étude paramétrique (tableau 5.2):

$$S_H = (L / B) \cdot (E_p / E_s)^{1/4} \quad (5.4)$$

A noter que le pieu rigide se caractérise par des faibles valeurs de S_H ($S_H < 5$). Les propriétés de l'argile, prises en compte dans les analyses sont rassemblées dans le tableau 5.2 en fonction du paramètre S_H . Le module élastique de cisaillement G du sol cohérent a été déterminé en fonction de la résistance au cisaillement non drainée c_u [Poulos et Davis, 1980]:

$$G = 300 \cdot c_u \quad (5.5)$$

Tableau 5.2 Propriétés du sol argileux

S_H	ρ (kg/m ³)	G (MPa)	K (MPa)	c_u (kPa)
1,0	1870	7,50	72,50	25
1,5		12,00	116,00	40
2,0		15,30	147,90	51
3,0		20,40	197,20	68
4,0		23,40	226,20	78

Les dimensions globales des limites des modèles proposés pour cette étude paramétrique ont été choisies en se référant aux modèles de la figure 5.3 pour l'analyse 2D et la figure 5.4 pour l'analyse 3D.

La variation du pourcentage de la correction moyenne du déplacement divisé par la longueur du pieu (L), en fonction du pourcentage de $Y_{max(2D)}$ divisé par L , est illustrée sur la figure 5.18. Les nouveaux profils du déplacement latéral de pieux sous charges latérales sont obtenus en se référant à la courbe de la figure 5.18.

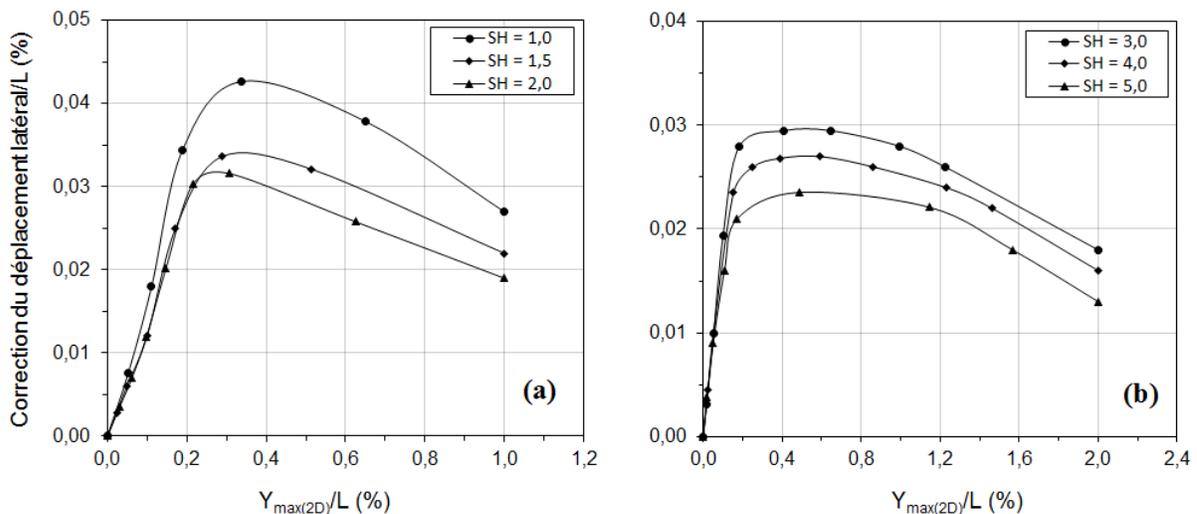


Figure 5.18 Pourcentage de la correction moyenne du déplacement divisée par la longueur du pieu en fonction du pourcentage du déplacement latéral de la tête du pieu divisé par la longueur du pieu, L pour différents S_H

Pour cette étude paramétrique, les valeurs moyennes de l'angle θ , pour la partie supérieure du profil (valeur correspondante à θ_{moy}) et la partie inférieure du profil (valeur correspondante à θ_{moy}^+), en fonction du $Y_{max(2D)}$ divisé par L , sont tracées respectivement dans les figures 5.19a et 5.19b.

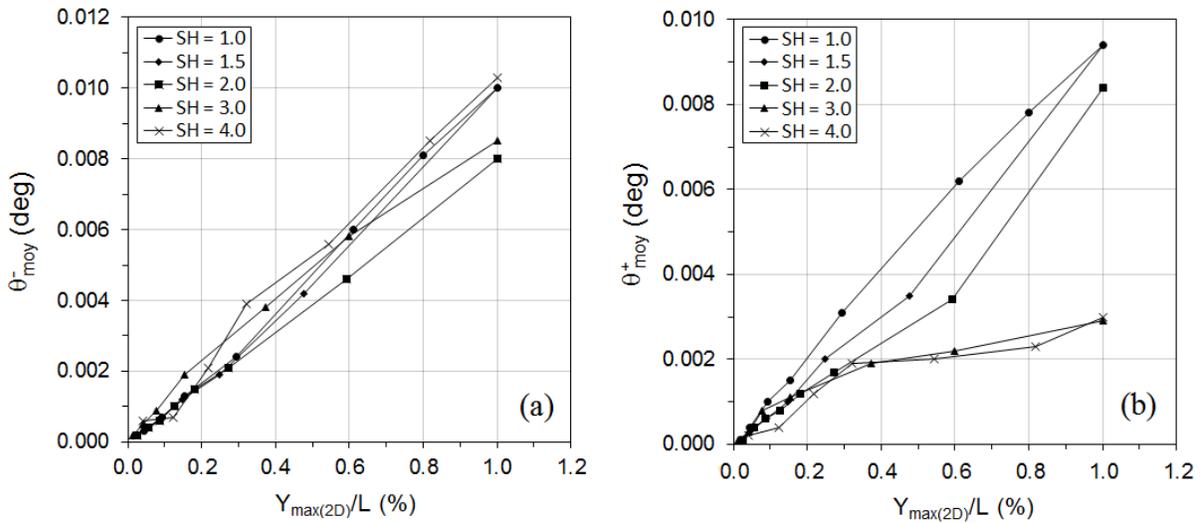


Figure 5.19 Valeur moyenne de l'angle θ en fonction du pourcentage du déplacement latéral de la tête du pieu divisé par la longueur du pieu, L pour différents S_H

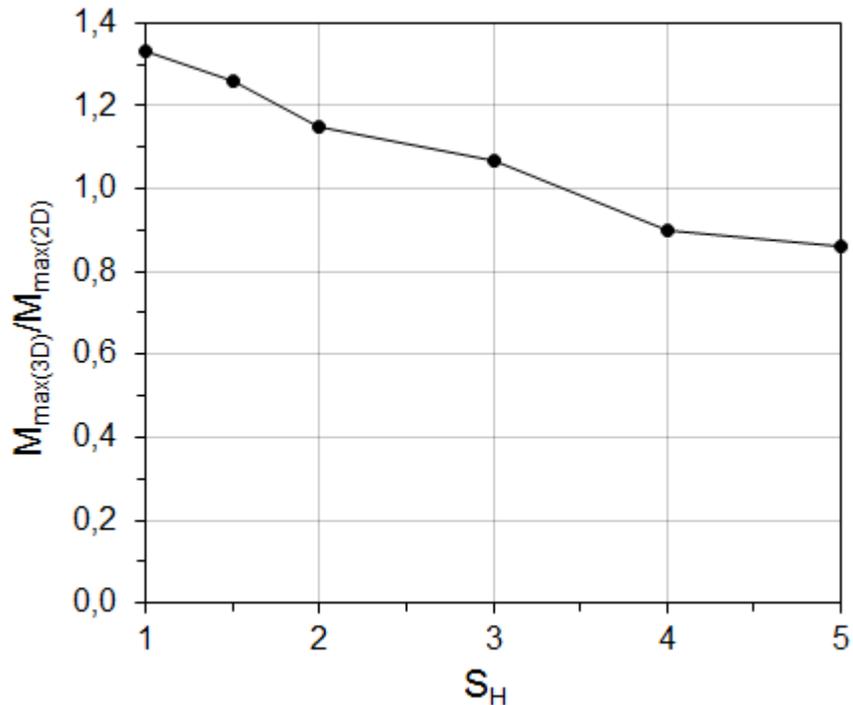


Figure 5.20 Rapport entre le moment fléchissant maximal, prédit par $FLAC^{3D}$ et celui prédit par $FLAC$ en fonction de S_H

La figure 5.20 représente le rapport entre le moment fléchissant maximal prédit par l'analyse 3D ($M_{max(3D)}$), divisé par celui prédit par l'analyse 2D ($M_{max(2D)}$) en fonction du S_H . Lorsque S_H augmente de 1 à 5, le rapport diminue de 1,33 à 0,86.

5.6 Conclusions

La réponse latérale d'un pieu rigide chargé latéralement dans un sol cohérent a été étudiée au moyen de la modélisation numérique en 2D et en 3D. Les modèles numériques ont été simulés avec les programmes *FLAC* (analyse 2D) et *FLAC^{3D}* (analyse 3D) et les profils du déplacement latéral, prédits par les modèles numériques ont été comparés avec les mesures prises pour un essai du chargement latéral d'un pieu rigide en vraie grandeur. Les premiers résultats des comparaisons sont utilisés pour effectuer une étude paramétrique considérant différents paramètres de pieux et du sol afin de développer des chartes servant comme comparaisons entre les analyses 2D et 3D d'un pieu court chargé latéralement dans un sol cohérent. Sur la base des résultats trouvés dans cette étude, les conclusions suivantes ont été tirées:

- Les profils du déplacement latéral du pieu obtenus par l'analyse 3D (*FLAC^{3D}*) sont en bon accord avec ceux mesurés tandis que les profils originaux du déplacement latéral obtenus par l'analyse 2D (*FLAC*) ne sont pas en accord avec ceux mesurés.
- Dans l'analyse 2D, lorsqu'une charge latérale est appliquée à la tête du pieu, le profil du déplacement latéral du pieu est jugé non conforme avec le profil de la résistance latérale du pieu. Ainsi, une équation est développée pour déterminer un profil du déplacement latéral du sol à une certaine distance du pieu (zone extérieure) qui va être soustraire du profil original du déplacement latéral, donnant un nouveau profil du déplacement latéral du pieu, correspondant à une zone intérieure à côté du pieu. Cette correction du profil du déplacement latéral améliore les résultats en 2D et par conséquent le nouveau profil du déplacement latéral (après correction) est cohérent avec le profil de la résistance latérale.
- La raison de la non cohérence du profil initial du déplacement latéral du pieu (avant correction) et le profil de la résistance latérale, est liée à l'hypothèse qui dit que le déplacement latéral d'un pieu soumis à une charge latérale, prédit par l'analyse 2D, ressemble à celui d'un mur et pas à une colonne cylindrique. Cette hypothèse est validée par des comparaisons entre les profils de déplacement latéral prédits avec *FLAC* (avant et après correction), *FLAC^{3D}* (pieu isolé) et *FLAC^{3D}* (groupe de pieux en ligne avec plusieurs espacements).

- Le profil du déplacement latéral lié à une analyse 3D est en corrélation avec le nouveau profil du déplacement latéral du pieu, lié à une analyse 2D en se référant à un schéma typique où les deux profils coupent l'axe vertical à l'origine et une valeur moyenne de l'angle entre les deux profils est déduit.
- Sur la base de la variation d'un paramètre adimensionnel S_H , adopté pour mesurer la flexibilité du pieu, et pour le cas d'un pieu rigide chargé latéralement ($S_H < 5$) dans un sol cohérent, des chartes ont été développées pour corriger le profil du déplacement latéral du pieu, prédit avec l'analyse 2D, et pour corréler le déplacement latéral et le moment fléchissant maximal du pieu prédits avec l'analyse 2D avec ceux prédits avec l'analyse 3D.

CHAPITRE 6

ÉTUDE NUMÉRIQUE DE L'INFLUENCE DE LA CHARGE VERTICALE SUR LA RÉPONSE LATÉRALE DES PIEUX CHARGÉS LATÉRALEMENT

6.1 Introduction

Dans les méthodes de dimensionnement classiques [McVay et al., 1995, Matlock et Reese 1960; Randolph et Wroth 1978; Brown et al., 1987,...], la réponse axiale et la réponse latérale de pieux sont souvent évaluées séparément tout en négligeant leur interaction. Cela peut conduire à un sur-conservatisme inutile dans la conception, surtout pour le cas des pieux soumis simultanément à des charges verticales et latérales. La considération de séparer la charge verticale et la charge latérale ne peut donc pas s'attendre à une comptabilisation appropriée pour le comportement de pieux [Georgiadis et Saflekou 1990; Zhang et al., 2002; Hussein et al., 2014].

Le comportement des pieux, sous charges verticales et latérales a été étudié pendant plus d'un siècle avec des essais en vraie grandeur [Brown et al., 1987 et 1988 ; Rollins et al., 1998 et 2005], des essais sur modèles de centrifugeuse [McVay et al., 1995 et 1998 ; Tobita et al. 2004], des analyses théoriques [Matlock et Reese 1960; Randolph et Wroth 1978; Zhu et Chang 2002] ainsi que des simulations numériques [Ottaviani 1975; Hussein et al. 2010, 2012]. Dans l'approche du coefficient de réaction ou la méthode de Winkler (détaillées dans le chapitre 2), le sol est modélisé par des ressorts élastiques fixés au pieu à des profondeurs différentes. Ces ressorts ont généralement des réponses charge-déplacement non linéaires : courbes (t-z) pour le cas d'un chargement axial et les courbes (p-y) pour le cas d'un chargement latéral. Ces deux types de ressorts sont généralement découplés et par la suite les réactions du sol sont également désaccouplées. En d'autres termes, l'influence de la charge agissant dans un sens sur les caractéristiques du ressort, dans l'autre sens est donc négligée. Anagnostopoulos et Georgiadis [1993] ont rapporté, à travers des modèles d'essais validés par

des analyses 2D par éléments finis en, que les états des contraintes du sol modifiés ainsi que les changements de volume plastique locales dans le sol, pour le cas d'un pieu soumis à des charges verticales et latérales combinées, ne peuvent pas être considérées, en général, par la méthode de Winkler et les méthodes d'analyses élastiques de la moitié de l'espace. Par conséquent, ils suggèrent d'utiliser une technique 3D non linéaire pour analyser ce problème.

Achmus et Thieken [2010] ont utilisé une modélisation numérique EF en 3D pour étudier le comportement des pieux dans un sol non-cohérent sous un chargement latéral et vertical combiné, et ils ont montré que la charge combinée induit des effets d'interaction dus à la mobilisation simultanée de la pression de la terre passive due à une charge latérale en raison de la charge verticale appliquée. Karthigeyan et al. [2006, 2007] ont trouvé à travers une série d'analyses 3D sur des pieux isolés que la présence des charges verticales augmente la capacité latérale des pieux dans les sols sableux et la diminue dans un sol argileux. Le tableau 6.1 récapitule les résultats de plusieurs études indiquant l'absence de consensus en ce qui concerne l'effet de la charge verticale sur la capacité latérale de pieux. On note aussi que les tentatives, pour examiner ce problème en utilisant un modèle 3D, ont été limitées au comportement des pieux installés dans un sol homogène (couche de sable ou couche d'argile). Peu de travaux ont été consacrés au comportement des pieux soumis aux effets combinés de charges verticales et latérales dans les sols avec des couches hétérogènes (très souvent rencontrées dans les projets géotechniques).

Compte tenu des problèmes évoqués ci-dessus, le présent chapitre décrit et analyse les résultats d'une série d'études numériques DF en 3D. *FLAC^{3D}* a été utilisé pour évaluer l'influence des charges verticales sur la réponse latérale de pieux installés dans quatre profils de sols sableux et argileux idéalisés: (1) une couche de sable, (2) une couche d'argile avec une résistance au cisaillement non drainée (c_u) constante, (3) une couche d'argile avec un c_u qui augmente avec la profondeur, et (4) un profil à deux couches (sable et argile). Les premières analyses numériques ont été consacrées pour la validation du modèle numérique proposé.

Tableau 6.1 Récapitulatifs de l'effet de la charge axiale sur la réponse latérale de pieux

Méthode	Référence	Effets	Sol	Pieux
Études théoriques	Davisson et Robinson [1965]	Augmentation du déplacement et du moment fléchissant	Sable, Argile	Isolé
	Goryunov [1973]	Augmentation du déplacement et du moment fléchissant	Sable	Isolé
	Reddy and Ramasamy [1973]	Augmentation du déplacement et du moment fléchissant	Sable	Isolé
	Valsangkar et al. [1973]	Diminution du déplacement	Sable, Argile	Isolé
	Madhav et Sarma [1982]	Augmentation du déplacement et du moment fléchissant	Argile	Isolé
	Karthigean et al. [2006]	Diminution du déplacement	Sable	Isolé
	Karthigean et al. [2007]	Diminution du déplacement	Argile	Isolé
	Meera et al. [2007]	Augmentation du déplacement et du moment fléchissant	Sable	Isolé
Études expérimentales	Evans [1954]	Diminution du déplacement	Argile	Isolé
	Beatty [1970]	Diminution du déplacement	Argile	Groupe (2, 6)
	Pise [1975]	Diminution du déplacement	Argile	Groupe (6)
	Sorochan et Bykov [1976]	Diminution du déplacement	Argile	Groupe (4)
	Bartolomey [1977]	Diminution du déplacement	Argile	Isolé Groupe (4, 6)
	Karasev et al. [1977]	Diminution du déplacement	Sable Argile	Isolé
	Zhukov et Balov [1978]	Diminution du déplacement	Sol saturé	Isolé
		Diminution du déplacement	Argile raide	Isolé
	Jain et al. [1987]	Diminution du déplacement	Sable	Isolé Groupe (2, 4)
Lee et al. [2011]	Augmentation du déplacement	Sable	Isolé	

Des études paramétriques ont par la suite été réalisées afin d'étudier l'influence des charges verticales sur la capacité latérale et le moment fléchissant du pieu chargé latéralement, en variant certains paramètres comme la densité du sable, la résistance au cisaillement non drainée et le degré de sur-consolidation de l'argile. Les modèles sous chargement combiné ont été réalisés pour des charges verticales égales à 0 %, 25 %, 50 % et 75 % de la charge verticale ultime du pieu.

6.2 Modélisation numérique et paramètres d'identification

6.2.1 Modèle numérique proposé

Le programme *FLAC^{3D}* a été adopté pour étudier la réponse latérale de pieux sous chargements latéral et vertical. La figure 6.1 montre la disposition générale et le maillage de la moitié du modèle considéré pour le système sol-pieu. Un pieu, ayant un diamètre, B , a été incorporé dans le sol à une profondeur, L , alors que l'épaisseur totale de la couche du sol est égale à $L+6B$. La taille de l'élément du sol a été maintenue uniforme à $0,5B$ dans la direction verticale. La taille totale du modèle a été étendue à une distance latérale de $16B$ à partir du centre du pieu. Cette distance a été choisie après avoir effectuée un certain nombre d'analyses initiales avec plusieurs distances latérales jusqu'à ce que les déplacements et les contraintes dans le pieu ne soient pas changés de manière significative avec l'augmentation supplémentaire de la distance.

Le modèle Mohr-Coulomb est adopté dans cette analyse pour simuler le comportement non linéaire du sol. Alors que le pieu est modélisé comme élastique linéaire.

6.2.2 Paramètres de l'interface sol-pieu

Le modèle constitutif des éléments de l'interface dans *FLAC^{3D}* est défini par un critère de résistance au cisaillement de Coulomb linéaire qui limite la force de cisaillement agissant sur un nœud d'interface. Le critère de résistance au cisaillement qui limite la force de cisaillement agissant au niveau d'un nœud d'interface est donnée par:

$$F_{s\max} = cA + \tan \phi_i (F_n - pA) \quad (6.1)$$

Où F_{smax} est la force de cisaillement limite à l'interface sol-pieu, F_n est la force normale, c est la cohésion le long de l'interface, ϕ_i est l'angle de friction de la surface de l'interface, p est la pression interstitielle, et A est la surface associée à un nœud de l'interface. La résistance au cisaillement a été définie avec une cohésion nulle et $2/3$ l'angle de friction pour le sol sableux. Dans le cas d'un sol argileux, les interfaces ont été supposées avoir un angle de friction nul et la même cohésion du sol environnant. La séparation est capable de provoquer une augmentation significative de déplacements et par conséquent les éléments d'interface sont autorisés à se séparer si la tension se développe à travers l'interface et dépasse la limite de la tension de l'interface. Une fois que l'écart est formé entre les interfaces sol-pieu, les forces de cisaillement et normales sont mises à zéro [Itasca, 2009].

Les forces normales et de cisaillement au niveau des nœuds d'interface sont déterminées par les équations suivantes:

$$F_n^{(t+\Delta t)} = k_n u_n A + \sigma_n A \quad (6.2)$$

$$F_{si}^{(t+\Delta t)} = F_{si}^{(t)} + k_s \Delta u_{si}^{(t+0.5\Delta t)} A + \sigma_{si} A \quad (6.3)$$

Où F_n et F_{si} sont la force normale et de cisaillement, respectivement, k_n et k_s sont la rigidité normale et de cisaillement, respectivement, Δu_{si} est l'incrément du vecteur de déplacement de cisaillement relatif, u_n est la pénétration normale absolue du nœud d'interface dans le blason 'target face', σ_n est la contrainte normale supplémentaire ajoutée due à l'initialisation de la contrainte de l'interface, et σ_{si} est le vecteur de la contrainte de cisaillement supplémentaire due à l'initialisation de la contrainte de l'interface [Hazzar et al., 2013b].

Dans de nombreux cas, en particulier lorsque l'analyse élastique linéaire est effectuée, les valeurs de la rigidité de l'interface sont affectées à simuler le comportement non-linéaire d'un système physique. Dans la présente étude, où l'analyse non linéaire est effectuée, la valeur de la rigidité de l'interface doit être suffisamment élevée, en comparaison avec le sol environnant, afin de minimiser la contribution de ces éléments aux déplacements cumulés. Selon les résultats d'analyse numérique, une valeur de 10^8 Pa/m, pour les deux k_n et k_s , est suffisante pour garantir qu'aucuns déplacements supplémentaires du pieu, dus aux déformations de ressorts représentant l'interface, n'auront lieu.

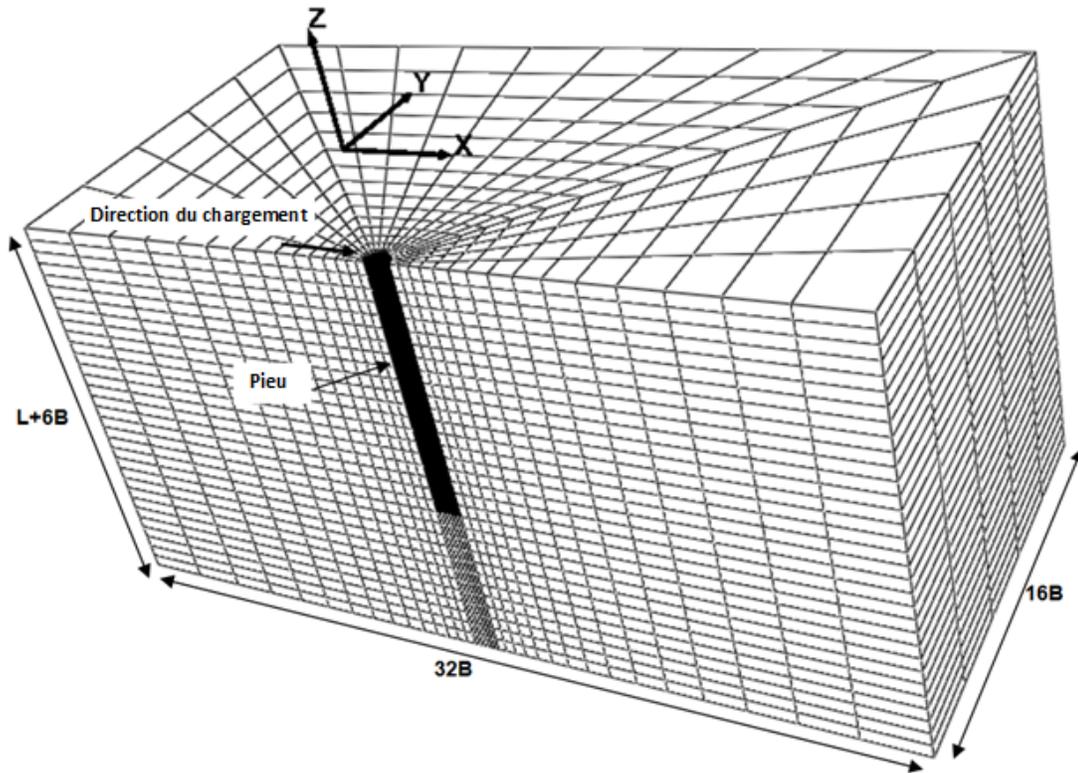


Figure 6.1 Maillage typique utilisé pour le système sol-pieu

6.2.3 Schéma d'analyse

Les premières étapes ont été déjà présentées au chapitre 3. Pour le calcul de la charge verticale ultime du pieu (V_{ult}), une vitesse verticale est appliquée à la tête du pieu. La courbe charge verticale-déplacement vertical à la tête du pieu a été estimée. Selon MCIF (2013), la valeur de V_{ult} est définie comme étant la charge verticale qui correspond au point de la courbure maximale de la courbe charge verticale-déplacement vertical.

Une fois le modèle amené à l'équilibre après l'application de la charge verticale, la tête du pieu est alors déplacée latéralement jusqu'à $0,1B$. Pour minimiser le nombre de paramètres, cette valeur est fixée dans tous les cas étudiés. La charge verticale est maintenue constante tout en appliquant le déplacement latéral. Il est juste de mentionner que le pieu est supposé être dans un état sans contrainte au début de l'analyse, et que l'effet de l'installation du pieu est ignoré.

6.3 Validation du modèle numérique

Avant de présenter et analyser les résultats numériques de l'influence des charges verticales sur la réponse latérale de pieux, l'applicabilité du modèle d'analyse utilisé dans cette étude a été vérifiée à travers trois cas d'études publiés, où les données sur les essais du chargement du pieu sont disponibles. Le premier cas est un essai en vraie grandeur d'un pieu soumis à des charges latérales pures. Le deuxième cas correspond aussi à un essai en vraie grandeur d'un pieu installé dans un sol sableux et soumis à des charges verticales et latérales. Alors que le troisième cas correspond à un essai au laboratoire d'un pieu rigide soumis à des charges verticale et latérale combinées. Les détails sur les analyses de ces trois cas sont présentés dans les sections suivantes.

6.3.1 Cas d'étude 1

Comodromos [2003] a rapporté la réponse d'un pieu foré de 52 m de longueur et 1,0 m de diamètre, soumis à des charges latérales et installé sur un site de pont en Grèce. La figure 6.2 montre l'agencement de l'essai de chargement du pieu et le profil du sol, tandis que le tableau 6.2 résume les paramètres du profil de sol. Dans cette étude, le comportement du pieu testé est analysé par *FLAC^{3D}* ainsi que la méthode p-y en se référant à Matlock [1970]. Les Propriétés des différentes couches du sol et du pieu adoptées dans ces analyses 3D sont identiques à celles rapportées par Comodromos [2003]. La même séquence d'application de la charge, utilisée dans l'essai, a été suivie dans la présente analyse numérique.

Les résultats numériques actuels conviennent plus ou moins avec ceux déduits par la méthode p-y (une différence qui augmente jusqu'à 15 % à un niveau du déplacement latéral maximum de 100 mm). Par contre, ces résultats numériques sont en accord avec les résultats expérimentaux obtenus par Comodromos [2003].

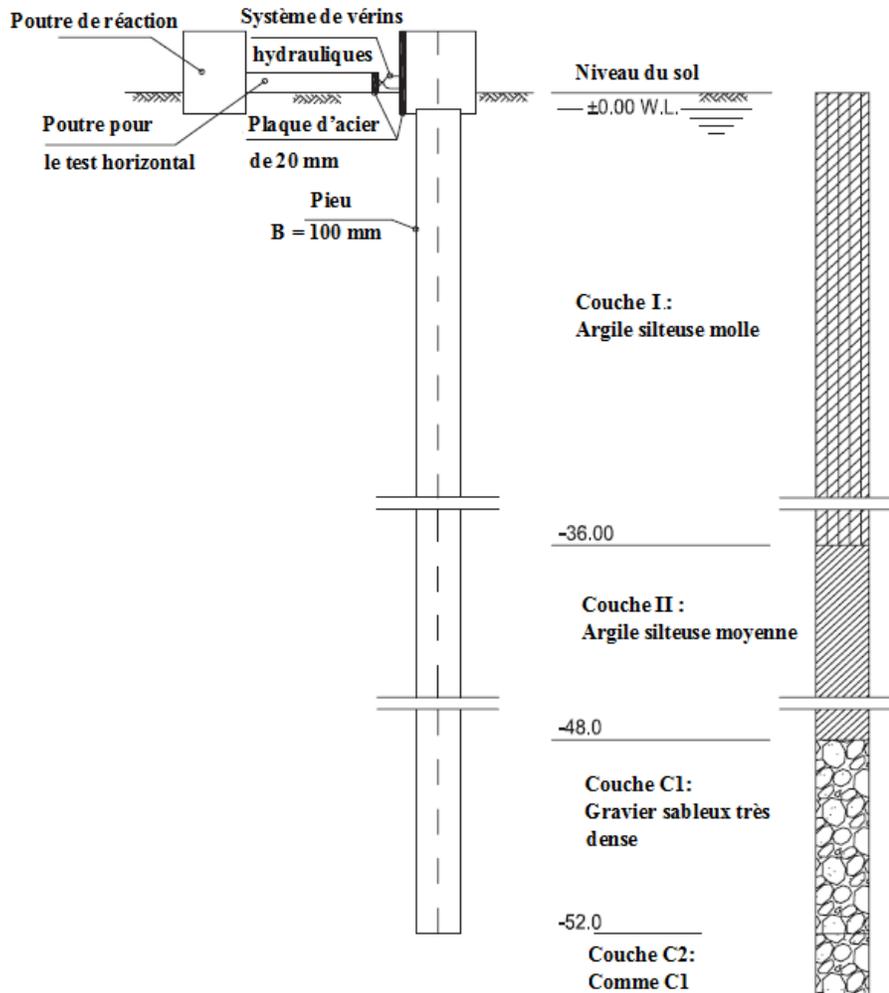


Figure 6.2 Profil du sol et paramètres de conception [Comodromos, 2003]

Tableau 6.2 Propriétés géotechniques du sol

Couche	I	II	C1	C2
Épaisseur (m)	36	12	4	18
Résistance au cisaillement non drainée, c_u (kPa)	27	110	0	0
Angle de friction, ϕ (°)	0	0	40	40
Module de cisaillement, G (MPa)	2,43	3,35	24,00	24,00
Angle de dilatance, ψ (°)	10	0	0	12
Poids volumique, γ (kN/m ³)	20	20	22	22

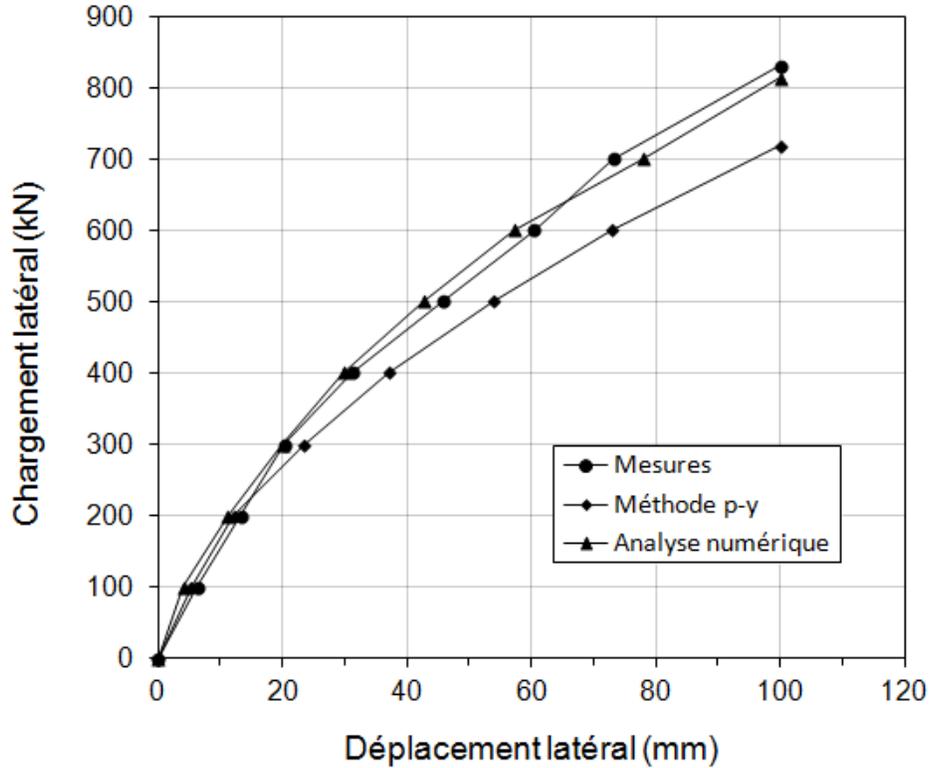


Figure 6.3 Courbes charge-déplacement pour l'essai du pieu, la méthode p-y et l'analyse avec $FLAC^{3D}$

6.3.2 Cas d'étude 2

La validité du modèle proposé pour l'analyse d'un pieu dans un sol sableux et soumis à deux charges verticale et latérale a été aussi vérifiée avec les données d'un essai de chargement en vraie grandeur rapporté par Karasev et al. [1977]. La longueur et le diamètre du pieu testé étaient 3 m et 0,6 m, respectivement. Le pieu a été installé dans un dépôt du sol constitué de sable silteux très dense ayant une résistance au cisaillement non drainée, $c_u = 18$ kPa, et un angle de friction, $\phi = 18^\circ$, et un module de cisaillement, $G = 9295$ kPa. Le coefficient de Poisson du sol a été pris égal à 0,35. Les essais sur le terrain ont été menés d'abord par le chargement du pieu dans le sens vertical, puis les charges latérales ont été appliquées alors que la charge verticale est maintenue constante. La comparaison entre les prédictions du $FLAC^{3D}$ et les résultats rapportés par Karasev et al. [1977] est illustrée à la figure 6.4. Les résultats numériques sont en accord étroit avec les résultats expérimentaux obtenus par Karasev et al. [1977].

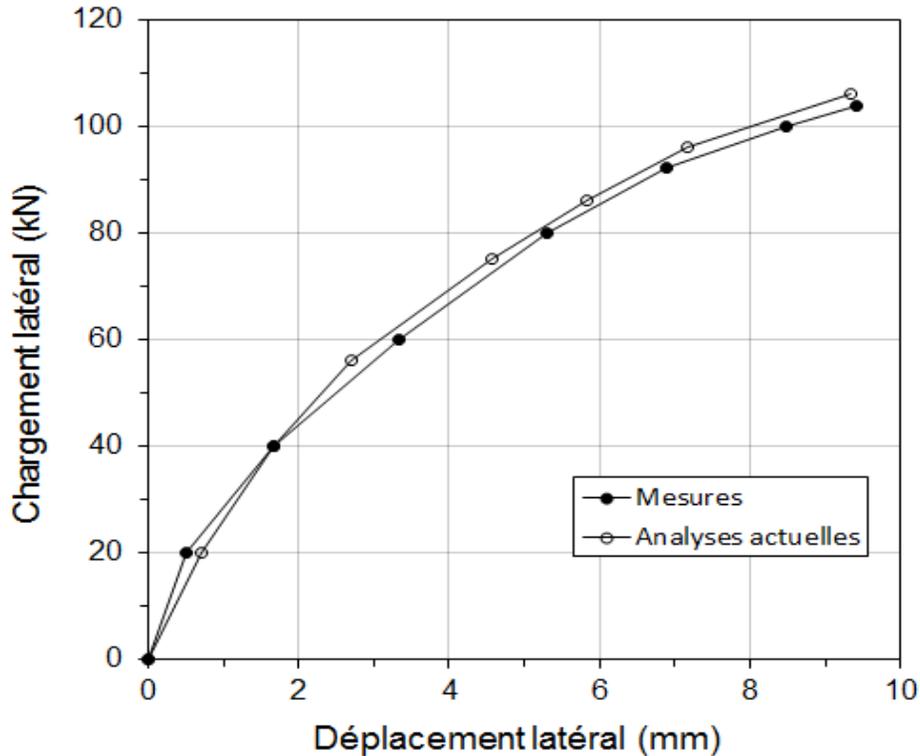


Figure 6.4 Courbes charge-déplacement, prédites par les mesures [Karasev et al. 1977] et l'analyse avec $FLAC^{3D}$

6.3.3 Cas d'étude 3

La validation du modèle numérique d'un pieu installé dans un sol argileux et soumis à des charges verticales et latérales, a été vérifiée à travers un essai de chargement au laboratoire [Anagnostopoulos et Georgiadis, 1993]. Pour cet essai de chargement, le pieu en acier, ayant un diamètre extérieur de 19 mm et une épaisseur de 1,5 mm, a été ancré jusqu'à 500 mm dans une couche d'argile molle préparée, ayant une résistance au cisaillement non drainée, c_u de 28 kPa. Le module du cisaillement, G a été pris égal à 2500 kPa [Poulos et Davis, 1980]. Tandis que le coefficient de Poisson a été pris égal à 0,49 tout en assurant une réponse non drainée durant l'essai de chargement. Une charge verticale de l'ordre de 160 N (1,6 kg) a été appliquée en premier. Puis, une charge latérale de 130 N (1,3 kg) a été appliquée, en second lieu, de manière incrémentielle pendant que la charge verticale a été maintenue constante.

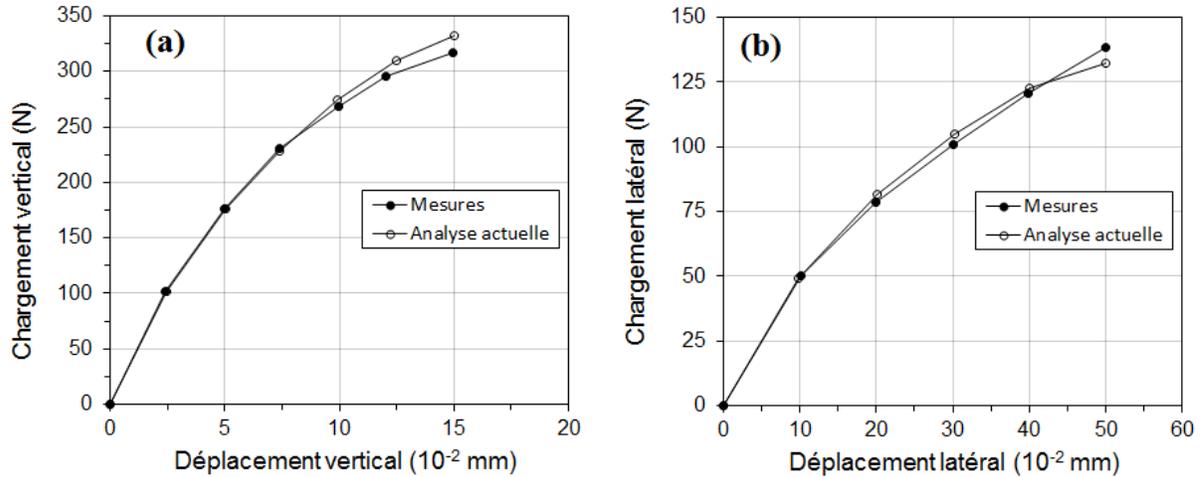


Figure 6.5 Comparaison entre la réponse du pieu prédite par la présente analyse numérique et les mesures: (a) réponse verticale du pieu et (b) réponse latérale du pieu

La séquence de l'application de la charge utilisée dans la présente analyse numérique avec $FLAC^{3D}$ est la même que celle suivie lors des essais au laboratoire. Les comparaisons entre les mesures et les résultats de l'analyse actuelle des pieux sous une charge verticale pure et sous deux charges verticale et latérale combinées, sont illustrées sur les figures 6.5a et 6.5b, respectivement. La prédiction numérique dans les deux cas correspond bien avec les mesures. Suite à la validation de ces trois cas d'études, le modèle numérique proposé dans la présente étude est capable de modéliser l'interaction sol-pieu sous une charge verticale pure, une charge latérale pure et une combinaison des charges verticale et latérale.

6.4 Études paramétriques

$FLAC^{3D}$ a été utilisé pour étudier la réponse latérale du pieu (capacité latérale et moment fléchissant maximal) sous charges verticale et latérale combinés. Quatre profils des sols sableux et argileux idéalisés ont été investigués: une couche de sable, une couche argileuse avec une résistance au cisaillement non drainée constante, une couche argileuse avec une résistance au cisaillement non drainée qui augmente avec la profondeur, et un sol à deux couches. Un pieu en béton flottant, conforme à un grade M25 [MCIF, 2013], ayant un diamètre, $B = 1,0$ m et une longueur $L = 10$ m, a été ancré dans une couche du sol de 16 m d'épaisseur. Le module d'élasticité, E_p et le coefficient de Poisson, μ_p des pieux ont été fixés à

25 GPa et 0,15, respectivement. Les propriétés du sol pris en compte dans les analyses sont présentées dans les tableaux 6.3 et 6.4.

Tableau 6.3 Les paramètres du sol sableux utilisés dans l'étude paramétrique

Type du sol	ρ (kg/m ³)	G (MPa)	K (MPa)	c_u (kPa)	ϕ (°)
Très lâche	1600	4,6	10,0	0	26
Lâche	1800	7,7	16,7		30
Dense	2000	19,2	41,7		36
Très dense	2200	26,9	58,3		42

Tableau 6.4 Les paramètres du sol argileux utilisés dans l'étude paramétrique

Type du sol	ρ (kg/m ³)	G (MPa)	K (MPa)	c_u (kPa)	ϕ (°)
Très molle	1600	4,8	46,4	16	0
Molle		6,0	58,0	20	
Moyenne ¹		9,0	87,0	30	
Moyenne ²		11,7	113,1	39	
Raide		19,2	186,0	64	

pour les sols sableux et argileux, respectivement. Le module de cisaillement, G du sol cohérent a été déterminé en fonction de c_u (Équation 5.5).

La réponse de pieux sous charges combinées est examinée pour différentes charges verticales égales à $0,25V_{ult}$; $0,5V_{ult}$; $0,75V_{ult}$ et V_{ult} . Les charges combinées sont appliquées en deux étapes. Dans la première étape, la charge verticale est appliquée, et dans la deuxième étape, la charge latérale est appliquée pendant que la charge verticale est maintenue constante. Les résultats numériques pour un pieu sous charges latérales pures ($V = 0$) et sous charges latérales et verticales combinées ($V = V_{ult}$) sont présentés et discutés séparément pour les différents profils mentionnés auparavant.

Afin de confirmer les résultats de cette étude, les sols dans certains cas sont encore modélisés à l'aide des modèles plus sophistiqués: à savoir le modèle de comportement élasto-plastique non cohérent avec écrouissage (*CYsoil*) pour les sols sableux et le modèle Cam-Clay Modifié (*CCM*) pour les sols argileux. Ces modèles ont été détaillés dans le chapitre 3. Les propriétés

des matériaux adoptés dans les analyses de cas d'un sol sableux dense avec le modèle *CYsoil* et le cas d'une argile moyenne¹ avec le modèle *CCM* ont été regroupées dans le tableau 6.5.

Tableau 6.5 Les paramètres du sol argileux et sableux utilisés par les modèles *CY-soil* et *CCM*, respectivement

Modèle <i>CYsoil</i>		Modèle Cam Clay (<i>CCM</i>)	
Type du sol	Sable dense	Type du sol	Argile moyenne ¹
G_{ref}^e (MPa)	19,20	G (MPa)	9,00
P^{ref} (kPa)	100,00	ν	0,45
R_f	0,90	λ	0,13
ϕ_f (deg)	36,00	κ	0,05
β_1	2,35	m	0,77
		p_l (kPa)	1,00
		ν_λ	5,30

6.5 Résultats et discussions

6.5.1 Sols sableux

Les charges verticales ultimes (V_{ult}) de pieux installés dans des sols sableux avec différents états de densité sont évaluées à partir des courbes charge verticale-déplacement vertical, illustrées dans la figure 6.6. La valeur de V_{ult} est d'environ 162 kN, 180 kN, 200 kN et 246 kN pour un sable très lâche, lâche, dense et très dense, respectivement.

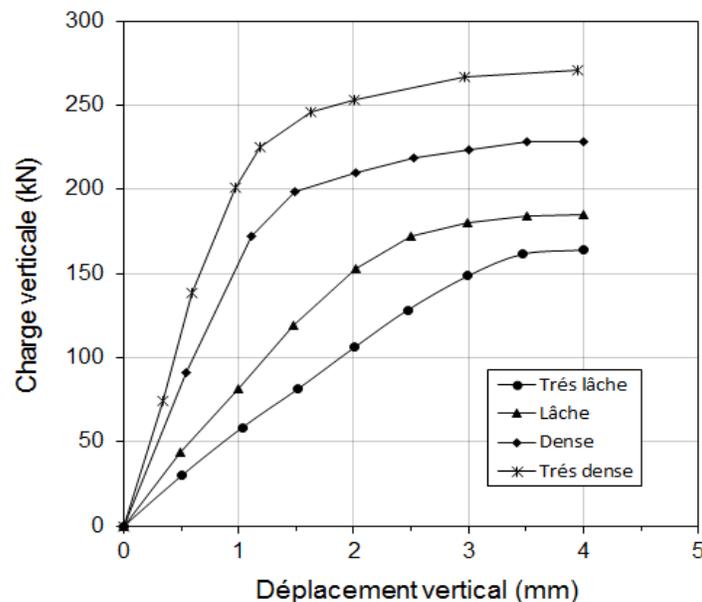


Figure 6.6 Courbes charge verticale-déplacement vertical du pieu dans un sol sableux avec différentes densités

Les figures 6.7a à 6.7d montrent l'influence de la charge verticale sur la capacité latérale du pieu dans un sol sableux très lâche, lâche, dense et très dense, respectivement.

A partir des données présentées, la capacité latérale du pieu est légèrement affectée par la présence de charges verticales pour n'importe quelle densité du sable considérée dans les analyses. À un déplacement latéral de $0,1B$, la charge verticale, correspondant à V_{ult} , a légèrement augmenté les capacités latérales de pieux de 0,1 %, 3,7 %, 4,6 % et 4,8 % pour le sable très lâche, lâche, dense et très dense, respectivement.

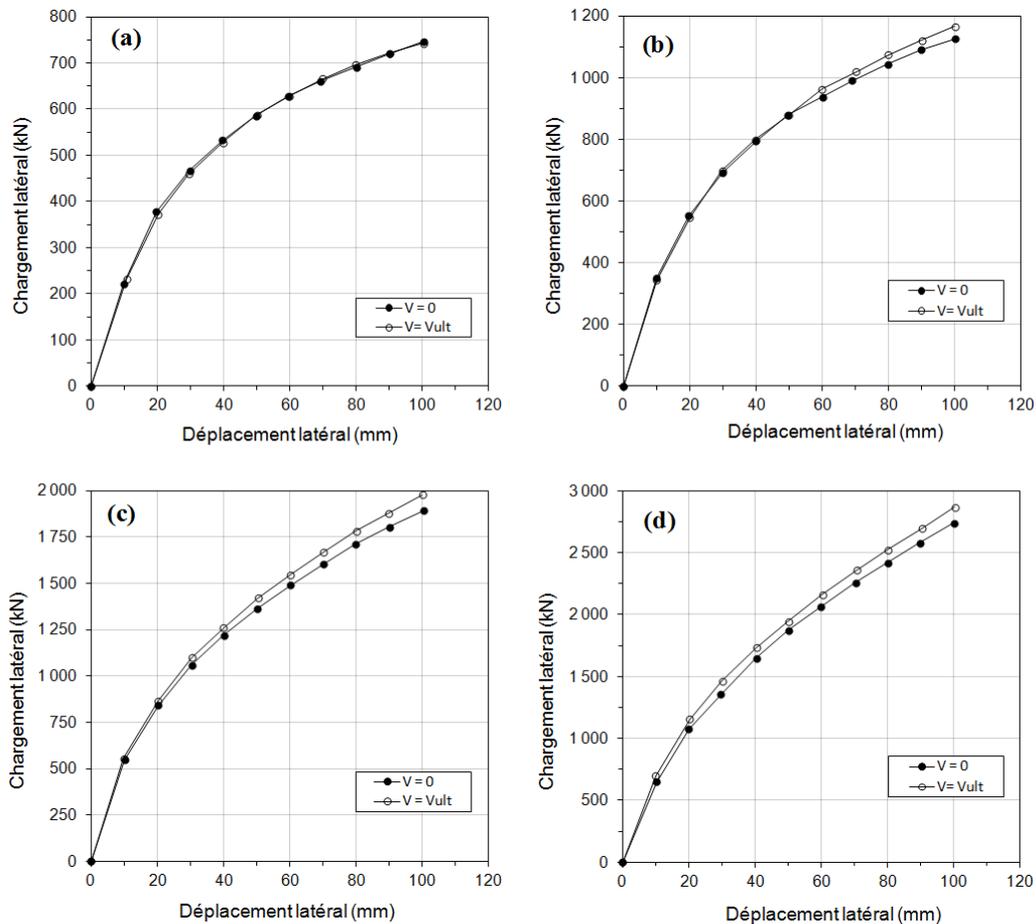


Figure 6.7 Courbes charge latérale-déplacement latéral d'un pieu dans un sable (a) très lâche, (b) lâche, (c) dense, et (d) très dense sable pour les analyses avec et sans charge verticale

L'influence de la charge latérale ultime V_{ult} du pieu installé dans un sol sableux dense (figure 6.7c) est en outre étudiée en utilisant le modèle *CYsoil* (voir figure 6.8). Les courbes charge latérale-déplacement latéral présentées dans la figure 6.8 ainsi que celles présentées dans la figure 6.7c montrent une légère augmentation de la capacité latérale du pieu dû à l'application des charges verticales avec des pourcentages d'augmentation, à un déplacement latéral du

0,1*B*, de l'ordre de 4,6 % et 1,9 %, respectivement. En raison de la différence entre les deux modèles du sol (Mohr Coulomb et *CYsoil*), il existe certaines différences dans les pentes initiales des courbes charge latérale-déplacement latéral ainsi que les valeurs des charges verticales ultimes.

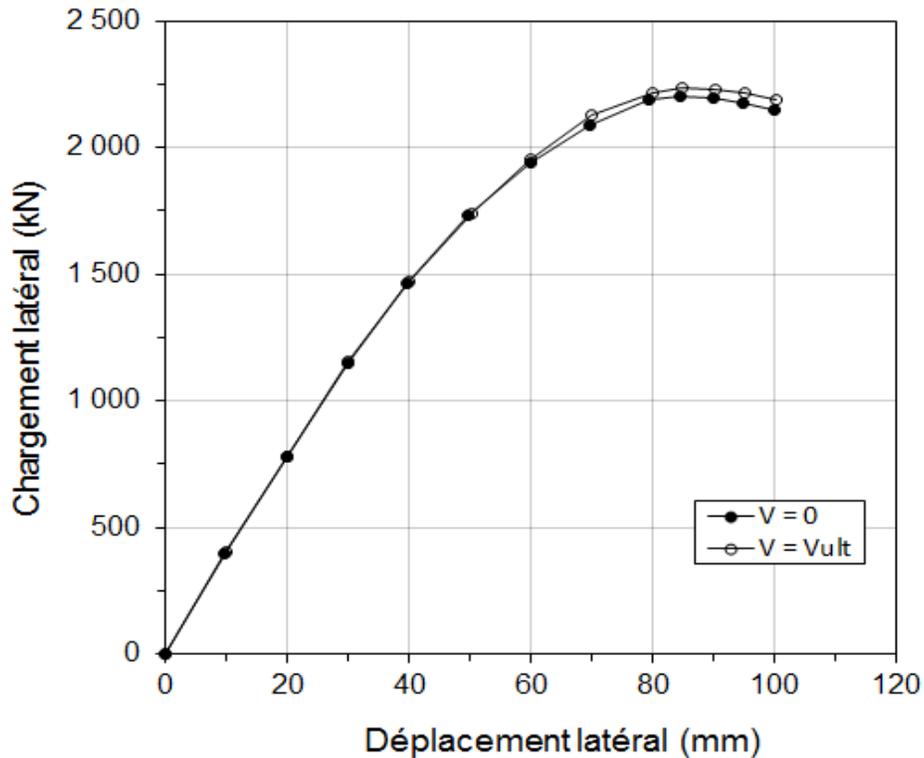


Figure 6.8 Courbes Charge latérale-déplacement latéral du pieu installé dans un sable dense pour les analyses avec et sans charge verticale tout en considérant le modèle *CYsoil*

Une tentative pour identifier le mécanisme de cette faible augmentation de la capacité latérale sous l'action d'une charge verticale a été examinée en traçant l'état de contrainte (Cercle de Mohr) d'un élément du sol à l'interface du pieu et à une profondeur de 3 m (figure 2.9). Les contraintes principales majeure σ_1 et mineure σ_3 correspondantes à l'état de contrainte de l'élément du sol après un déplacement latéral de 0,1*B* du pieu dans un sable très dense sont tracées sur la figure 6.9 pour les deux cas ($V = 0$) et ($V = V_{ult}$). Comme prévu, la figure 6.9 illustre le fait que l'inclusion de la charge verticale augmente la contrainte principale majeure σ_1 par rapport à celle qui correspond au pieu sous charge latérale pure. Cette augmentation de σ_1 augmente la résistance au cisaillement mobilisée du sol, τ_{fm} , estimée par l'équation suivante:

$$\tau_{fm} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin(2\alpha_f) \quad \text{Avec } \alpha_f = \frac{45}{2} + \frac{\phi}{2} \quad (6.4)$$

Figure 6.9 confirme également que la résistance au cisaillement du sol est atteinte dans le cas ($V = V_{ult}$). Il faudra encore plus de déplacement latéral du pieu dans le cas ($V = 0$) pour atteindre la rupture au même déplacement latéral du $0,1B$. Ce résultat est cohérent avec celles rapportées par Hussein et al. [2012].

D'un autre côté, σ_3 ne change pas suffisamment et donc il y aura un petit incrément de contrainte verticale, $\Delta\sigma_{v0}$ (différence entre σ_3 correspondante au pieu sous charge latérale pure et σ_3 correspondante au pieu sous charge combinée) en raison du transfert de charge verticale. Ainsi, $\Delta\sigma_{v0}$ causerait une petite augmentation de la résistance au cisaillement de l'élément du sol [Zhang et al. 2002]. Il apparaît que les contraintes déduites à partir du transfert de la charge verticale ne peuvent pas provoquer une augmentation significative de la capacité latérale du pieu.

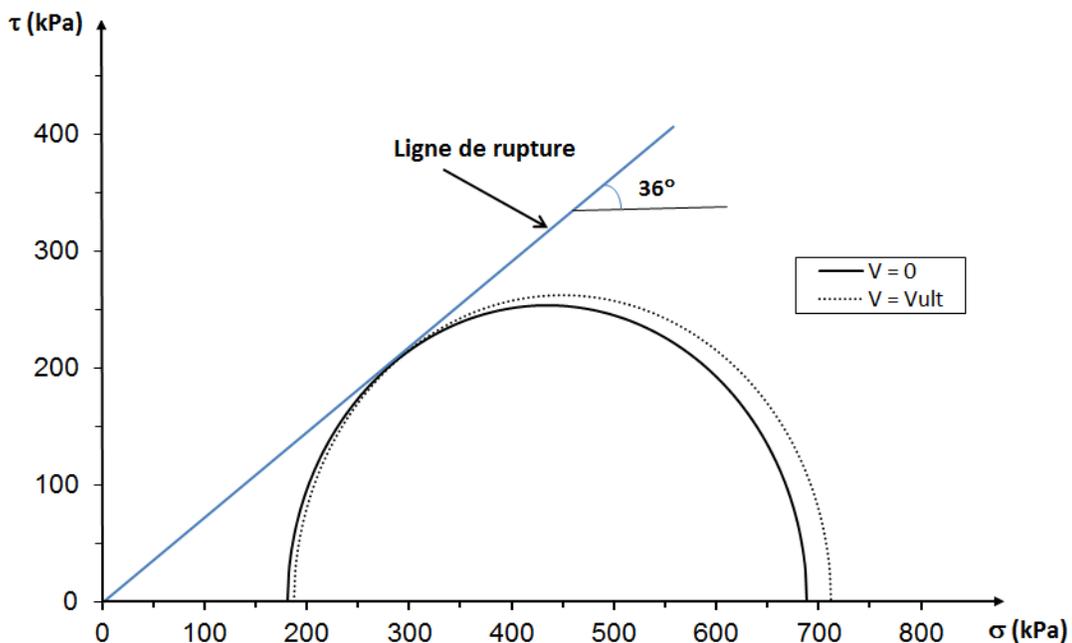


Figure 6.9 Cercles de Mohr d'un élément du sol à l'interface du pieu à une profondeur de 3 m dans un sol sableux très dense pour les analyses avec et sans charge verticale

Une petite augmentation de la pression de confinement dans le sol au voisinage du pieu, installé dans un sable très dense, est visualisée sur les 5 premiers mètres de profondeur (figure

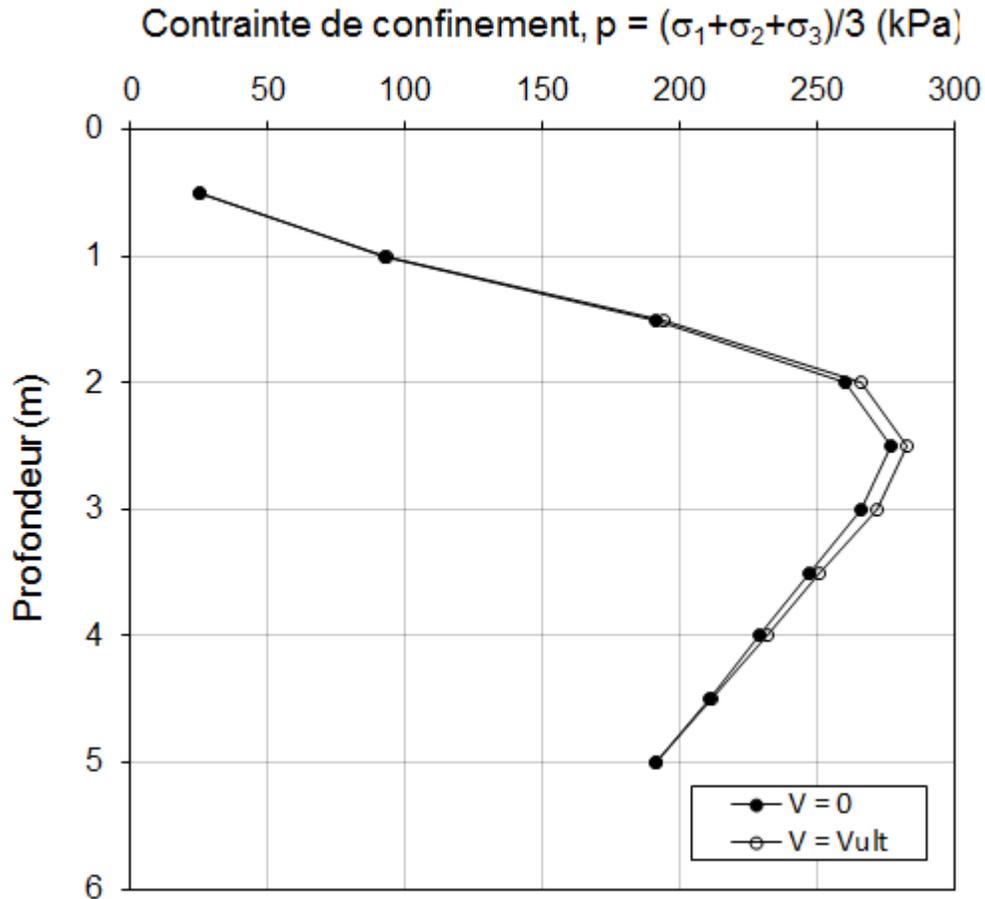


Figure 6.10 Variation de la pression de confinement du sol sableux très dense au voisinage du pieu sur une profondeur de 5 m pour les analyses avec et sans charge verticale

6.10). Ceci augmente légèrement la contrainte de confinement du sol, puis, la résistance de l'interaction sol-pieu.

Les cheminements de contraintes des éléments du sol à l'interface du pieu installé dans un sable très dense et à des profondeurs différentes (1 m, 1,5 m et 2,5 m) pour les deux cas ($V = 0$) et ($V = V_{ult}$) sont visualisés sur la figure 6.11. Pour toutes les profondeurs considérées, la figure 6.11 confirme que l'élément du sol dans le cas ($V = V_{ult}$) atteint la rupture un peu avant celui dans le cas ($V = 0$). En outre, l'élément du sol situé à 1,0 m atteint la rupture avant les autres éléments du sol à des profondeurs plus profondes et ceci est dû au transfert de charge du pieu au sol adjacent. La figure 6.11 montre aussi une petite courbure dans les chemins de contrainte des éléments du sol à des profondeurs différentes en raison de l'interaction avec d'autres éléments de sol.

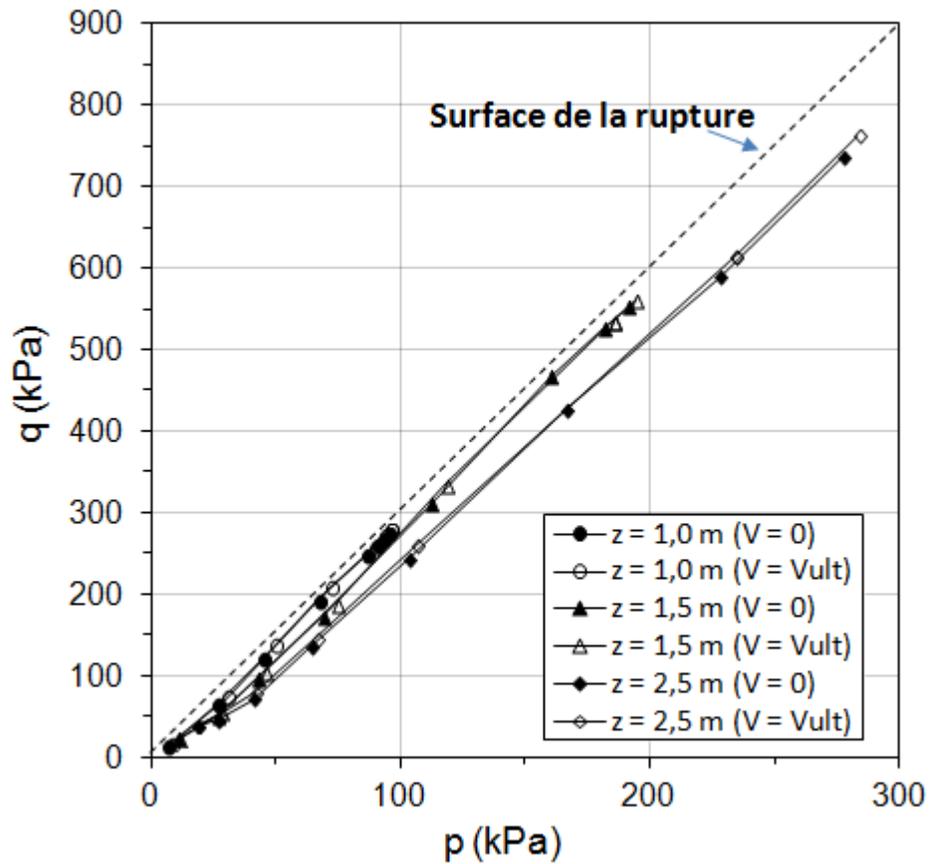


Figure 6.11 Cheminement de contraintes des éléments du sol à l'interface du pieu installé dans un sable très dense et à des différentes profondeurs pour les analyses avec et sans charge verticale

Les variations des contraintes (majeure, mineure, verticale, latérale) d'un élément de sol à l'interface du pieu, installé dans un sable très dense et à une profondeur de 3 m, en fonction du déplacement latéral du pieu sont tracées pour les deux cas ($V = 0$) et ($V = V_{ult}$) sur la figure 6.12. La figure 6.12 montre que les directions de la contrainte principale mineure σ_3 et la contrainte majeure principale σ_1 sont similaires jusqu'à un déplacement latéral de $0,1B$. Après un déplacement latéral de 8 mm, la contrainte latérale σ_x devient plus élevée que la contrainte verticale σ_z (c'est à ce moment que la direction des contraintes principales σ_1 et σ_3 sont inversées). Comme pour les résultats présentés dans la figure 6.9, la figure 6.12 indique que l'inclusion de la charge verticale augmente légèrement la contrainte principale majeure par rapport à celle correspondante dans le cas du chargement latéral pur ($V = 0$).

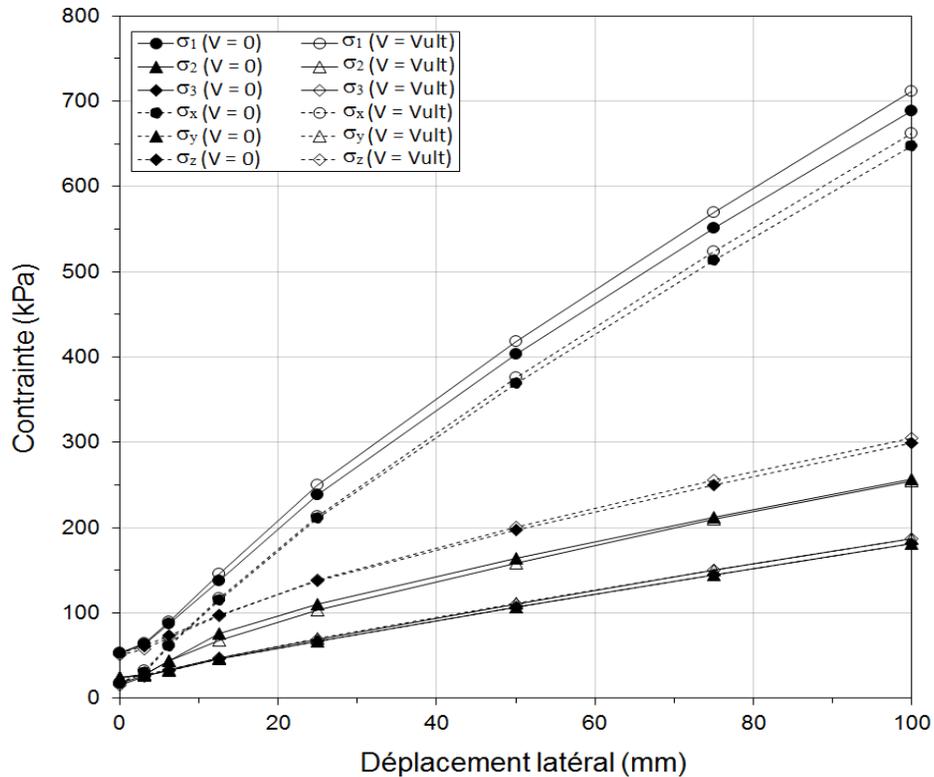


Figure 6.12 Contraintes dans un élément du sol à l'interface du pieu installé dans un sable très dense pour les analyses avec et sans charge verticale

6.5.2 Sols argileux avec une résistance au cisaillement non drainée constante

Dans le cas des sols argileux, deux études ont été réalisées. Dans la première étude (S1), le module de cisaillement, G a été corrélé avec la résistance au cisaillement non drainée, c_u en se référant à l'équation (5.5) et au tableau 6.4. Dans la deuxième étude (S2), le module de cisaillement, G est pris constant pour tous les cas examinés ($G = 38,5$ MPa).

Les charges verticales ultimes (V_{ult}) de pieux installés dans des sols argileux pour différentes résistances de cisaillement non drainées, c_u , sont évaluées à partir des courbes charge verticale-déplacement vertical, illustrées dans la figure 6.13 (courbes correspondent à l'étude S1). La valeur de V_{ult} correspondante à l'étude (S1) est d'environ 255kN, 410kN, 550kN et 997 kN pour une argile molle ($c_u = 20$ kPa), moyenne¹ ($c_u = 30$ kPa), moyenne² ($c_u = 39$ kPa) et raide ($c_u = 64$ kPa), respectivement.

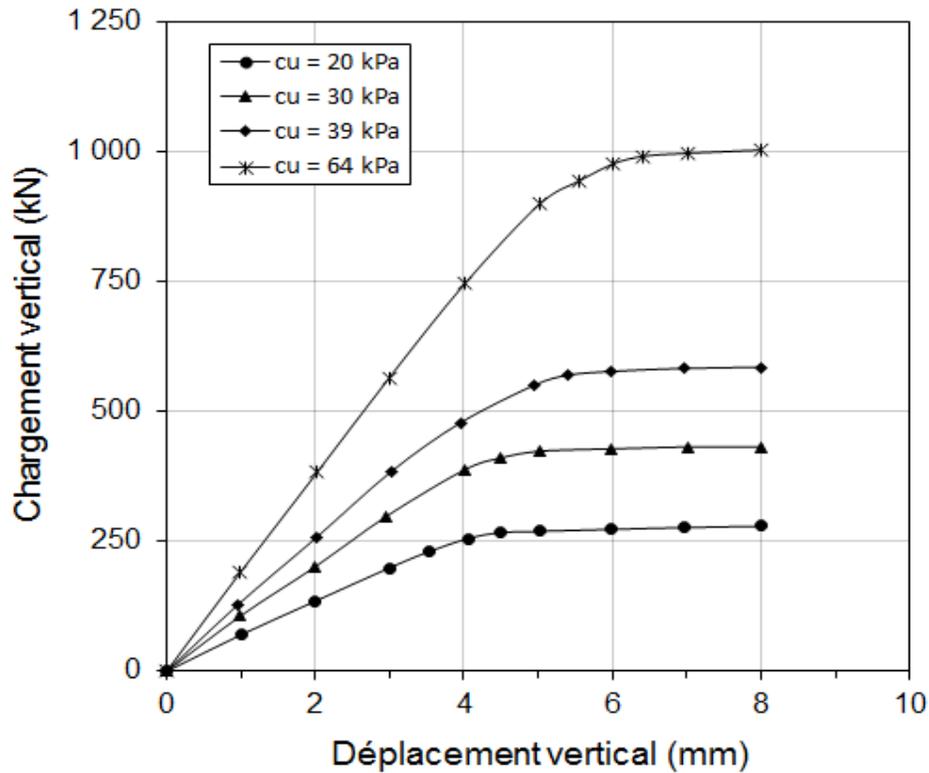


Figure 6.13 Courbes charge verticale-déplacement vertical du pieu dans un sol argileux avec différentes c_u

Les figures 6.14 et 6.15 montrent la capacité latérale du pieu en fonction du déplacement latéral dans des sols argileux avec c_u constant pour les deux études, respectivement (S1) et (S2). En présence de charges verticales, la capacité latérale développée pour tous les déplacements est inférieure à celle correspondante aux charges latérales pures. Karthigeyan et al. [2007] ont rapporté des résultats similaires pour un pieu isolé dans un sol argileux et sous charges combinées, en utilisant une analyse numérique par éléments finis.

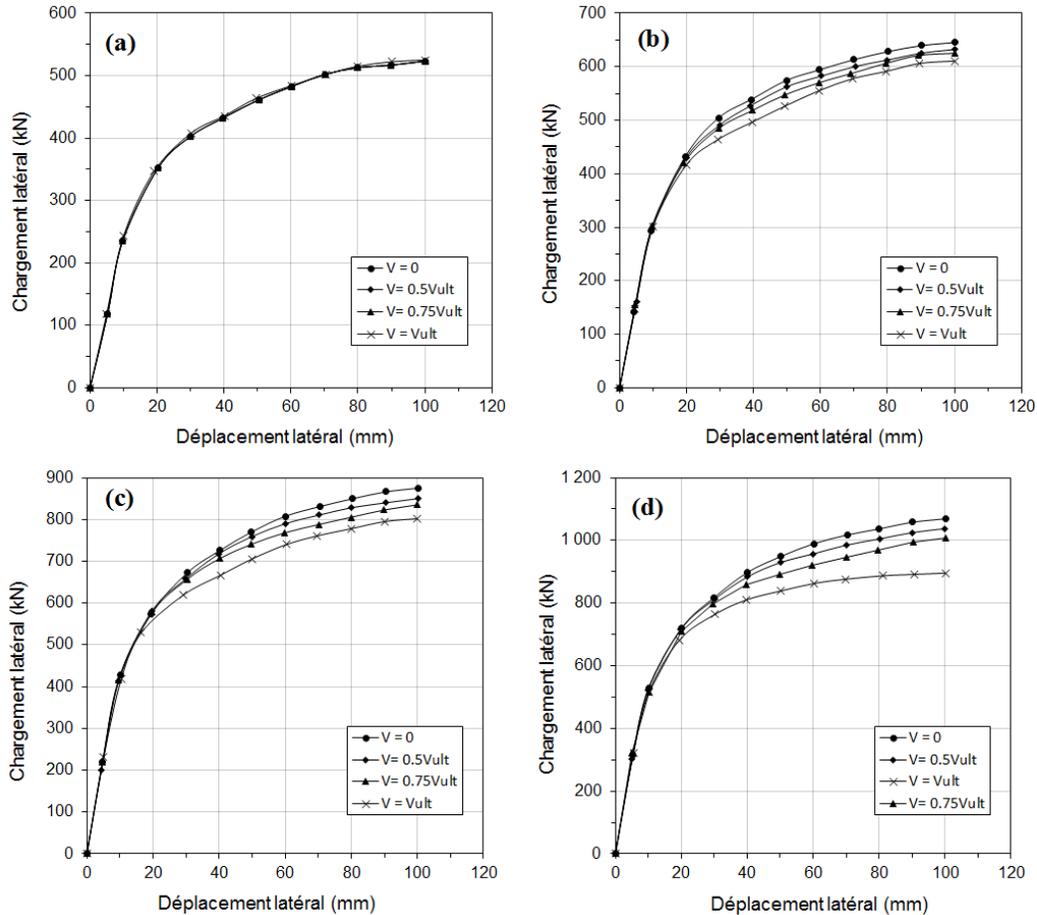


Figure 6.14 Courbes charge latérale-déplacement latéral d'un pieu dans un sol argileux (SI) pour (a) $c_u = 20$ kPa, (b) $c_u = 30$ kPa, (c) $c_u = 39$ kPa et (d) $c_u = 64$ kPa

L'influence de la charge latérale ultime, V_{ult} , du pieu installé dans un sol argileux moyen¹ et qui correspond à l'étude (SI) (figure 6.14c) est en outre étudiée en utilisant le modèle CCM (voir figure 6.16). Les courbes charge latérale-déplacement latéral présentées dans la figure 6.16 ainsi que celles présentées dans la figure 6.14c montrent une diminution de la capacité latérale du pieu dû à l'application des charges verticales avec des pourcentages de diminution, à un déplacement latéral du $0,1B$, de l'ordre de 16% et 14 %, respectivement. En raison de la différence entre les deux modèles du sol (Mohr Coulomb et CCM), il existe certaines différences dans les pentes initiales des courbes charge latéral-déplacement latéral ainsi que les valeurs des charges verticales ultimes.

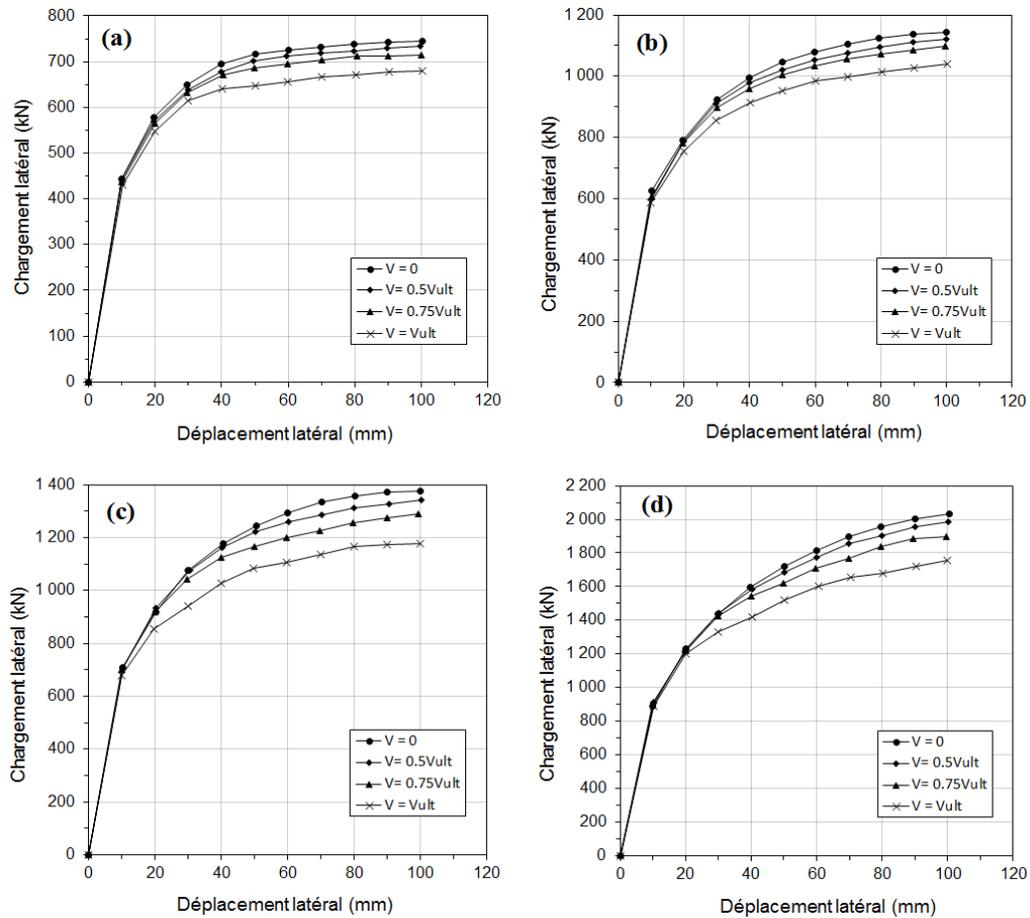


Figure 6.15 Courbes charge latérale-déplacement latéral d'un pieu dans un sol argileux (S2) pour (a) $c_u = 20$ kPa, (b) $c_u = 30$ kPa, (c) $c_u = 39$ kPa et (d) $c_u = 64$ kPa

Une quantité nommée le pourcentage de diminution de la capacité latérale (DCL) a été définie pour mesurer l'influence des charges verticales sur la capacité latérale de pieux.

$$DCL = 100 \times \frac{P_{V=0} - P_{V=v}}{P_{V=0}} \quad (6.5)$$

Où $P_{V=v}$ est la capacité latérale sous une charge combinée et $P_{V=0}$ est la capacité latérale sous une charge latérale pure (sans charge verticale). La variation des valeurs de DCL avec c_u pour $V = 0,5V_{ult}$, $V = 0,75V_{ult}$ et $V = V_{ult}$ a été représentée dans la figure 6.17 pour les deux études (S1 et S2).

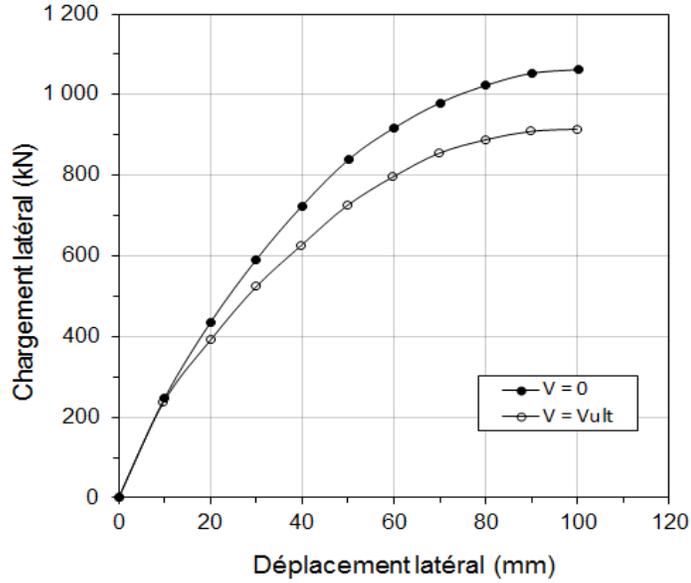


Figure 6.16 Courbes charge latérale-déplacement latéral du pieu installé dans une argile moyenne¹ pour les analyses avec et sans charge verticale tout en considérant le modèle *CCM*

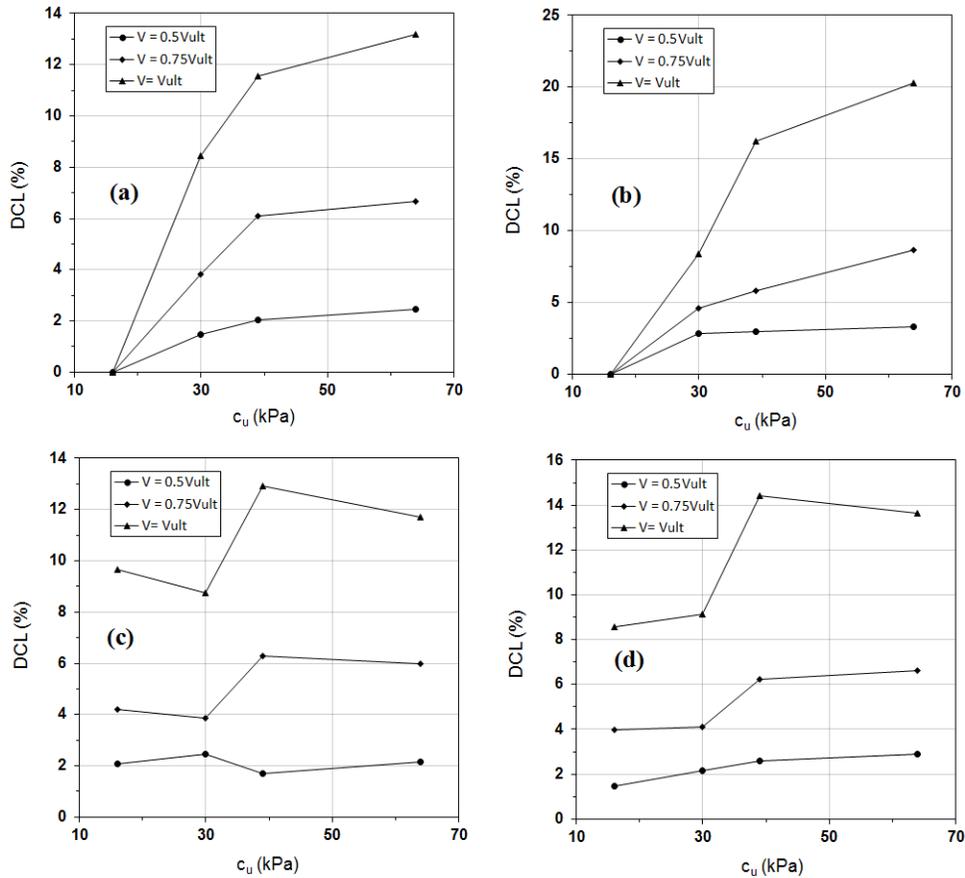


Figure 6.17 Pourcentage de diminution de la capacité latérale (*DCL*) en fonction de c_u : cas d'un sol argileux (c_u constant) pour (a) $P_h = 0,05B$ (S1), (b) $P_h = 0,1B$ (S1), (c) $P_h = 0,05B$ (S2) et (d) $P_h = 0,1B$ (S2)

A partir de la figure 6.17a et 6.17b et pour l'étude (S1), les valeurs de DCL augmentent avec l'augmentation de c_u et également avec l'augmentation de la valeur de la charge verticale pour des déplacements latéraux de l'ordre de $0,05B$ et $0,1B$ respectivement. Pour une valeur de $c_u = 20$ kPa, DCL est égal à 0 (la charge verticale est sans effet en dessous de cette valeur) et pour une valeur de $c_u = 64$ kPa, DCL est au maximum et il est de l'ordre de 20,3 % au déplacement latéral de $0,1B$ (soit 100 mm).

Pour les résultats de l'étude (S2) (figure 6.17c et 6.17d), l'augmentation de DCL est beaucoup plus affectée par V_{ult} pour des déplacements latéraux égaux à $0,05B$ et $0,1B$ respectivement. L'effet de l'augmentation de c_u ne semble pas très important. Pour une valeur de $c_u = 20$ kPa, DCL est de l'ordre de 9,7 % pour un déplacement latéral égal à $0,05B$ (soit 50 mm) et pour une valeur de $c_u = 64$ kPa, DCL est au maximum soit de l'ordre de 13,6 % au déplacement latéral de $0,1B$.

La différence de DCL entre les deux études (S1 et S2) varie avec la valeur de c_u , la charge verticale ultime (V_{ult}) et la valeur du déplacement latéral. Cette différence peut aller jusqu'à 9,7 %, une valeur très importante à prendre en compte dans la conception.

Des diminutions similaires ont été induites dans le moment fléchissant maximal du pieu pour les deux études (S1 et S2). Ces résultats sont illustrés sur les figures 6.18 et 6.19, respectivement.

Afin d'apprécier l'effet des charges verticales sur le moment fléchissant du pieu, une quantité nommée le pourcentage de diminution du moment fléchissant maximal (DMM) a été définie pour mesurer l'influence des charges verticales sur le moment fléchissant de pieux.

$$DMM = 100 \times \frac{M \max_{V=0} - M \max_{V=v}}{M \max_{V=0}} \quad (6.6)$$

Où $M \max_{V=v}$ est le moment fléchissant maximal sous une charge combinée et $M \max_{V=0}$ est le moment fléchissant maximal sous une charge latérale pure (sans charge verticale). La variation des valeurs de DMM avec c_u pour $V = 0,5V_{ult}$, $V = 0,75V_{ult}$ et $V = V_{ult}$, a été représentée dans la figure 6.20 pour les deux études (S1 et S2).

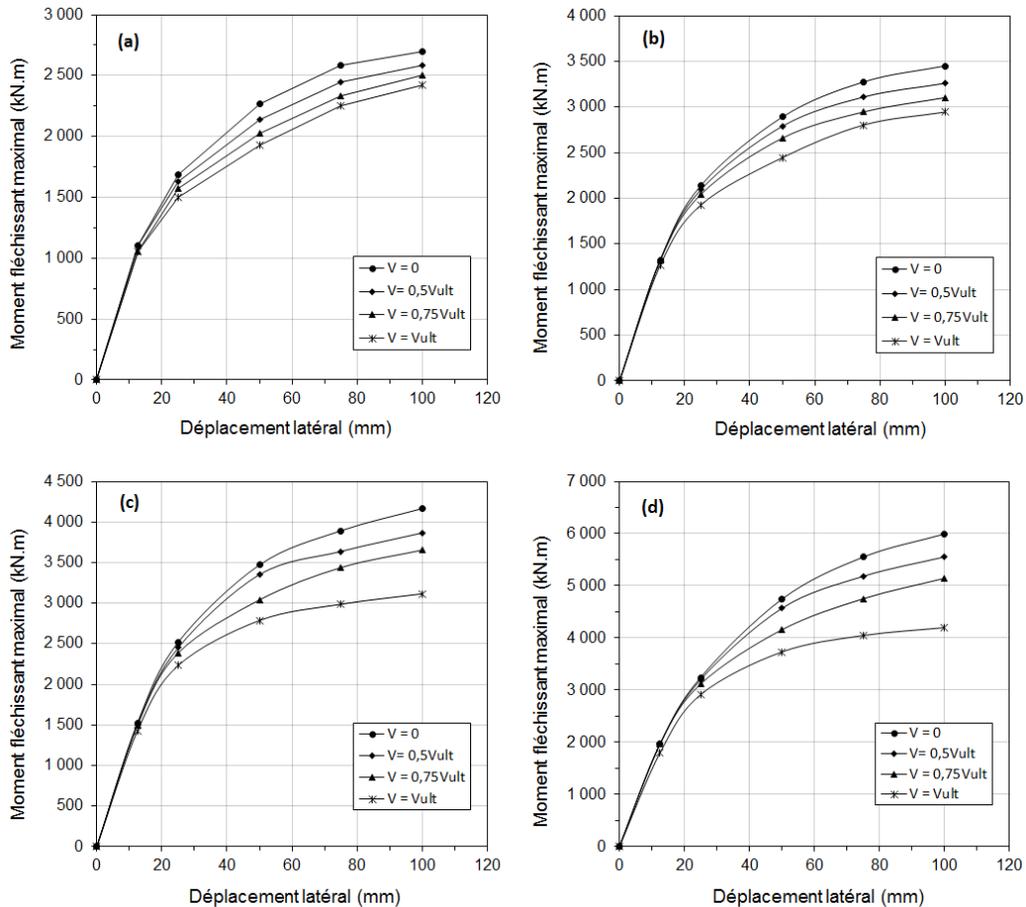


Figure 6.18 Courbes moment maximal-déplacement latéral d'un pieu dans un sol argileux (*S1*) pour (a) $c_u = 20$ kPa, (b) $c_u = 30$ kPa, (c) $c_u = 39$ kPa et (d) $c_u = 64$ kPa

A partir de la figure 6.20a et 6.20b pour l'étude (*S1*), les valeurs de *DMM* augmentent avec l'augmentation de c_u et également avec l'augmentation de la valeur de la charge verticale pour des déplacements latéraux de l'ordre de $0,05B$ et $0,1B$ respectivement. Pour une valeur de $c_u = 20$ kPa, le *DMM* est égal à 0 (la charge verticale est sans effet en dessous de cette valeur) et pour une valeur de $c_u = 64$ kPa, le *DMM* est au maximum soit 29,9 % au déplacement latéral de $0,1B$.

Pour les résultats de l'étude (*S2*) (figure 6.20c et 6.20d), l'augmentation du *DMM* est beaucoup plus affectée par la contrainte verticale ultime (V_{ult}) pour des déplacements latéraux égaux à $0,05B$ et $0,1B$ respectivement. L'effet de l'augmentation de c_u ne semble pas très important. Pour une valeur de $c_u = 16$ kPa, *DMM* est de l'ordre de 13,6 % pour un déplacement latéral de $0,05B$ et pour une valeur de $c_u = 64$ kPa, *DMM* est au maximum soit 18,8 % au déplacement latéral de $0,1B$.

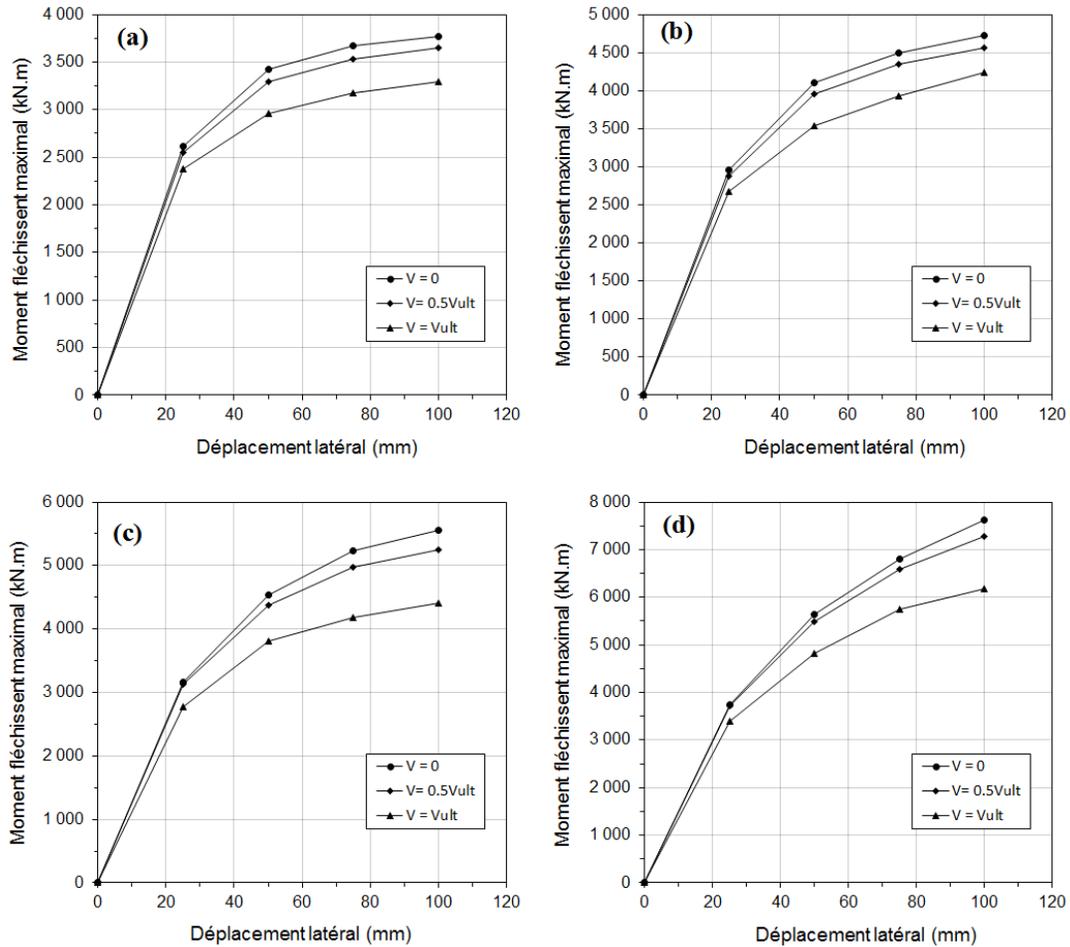


Figure 6.19 Courbes moment maximal-déplacement latéral d'un pieu dans un sol argileux (S2) pour (a) $c_u = 20$ kPa, (b) $c_u = 30$ kPa, (c) $c_u = 39$ kPa et (d) $c_u = 64$ kPa

La différence de DMM entre les deux études (S1 et S2) varie avec la valeur de c_u , la charge verticale ultime (V_{ult}) et la valeur du déplacement latéral. Cette différence peut aller jusqu'à 13,6 %.

Sur la base des comparaisons représentées dans les figures 6.17 et 6.20, l'évaluation du module de cisaillement est aussi importante que la valeur de la résistance au cisaillement non drainée dans la conception de pieux sous l'action combinée du chargement vertical et latéral.

Comme pour le cas du sol sableux, la raison de la diminution de la capacité latérale et du moment fléchissant du pieu installé dans un sol argileux et sous l'action de la charge verticale a été examinée en premier lieu en traçant l'état de contrainte (Cercles de Mohr) d'un élément du sol à l'interface du pieu et à une profondeur de 3 m. La contrainte de cisaillement ultime, τ_{ult} , correspondante à la rupture, est calculée par l'équation suivante:

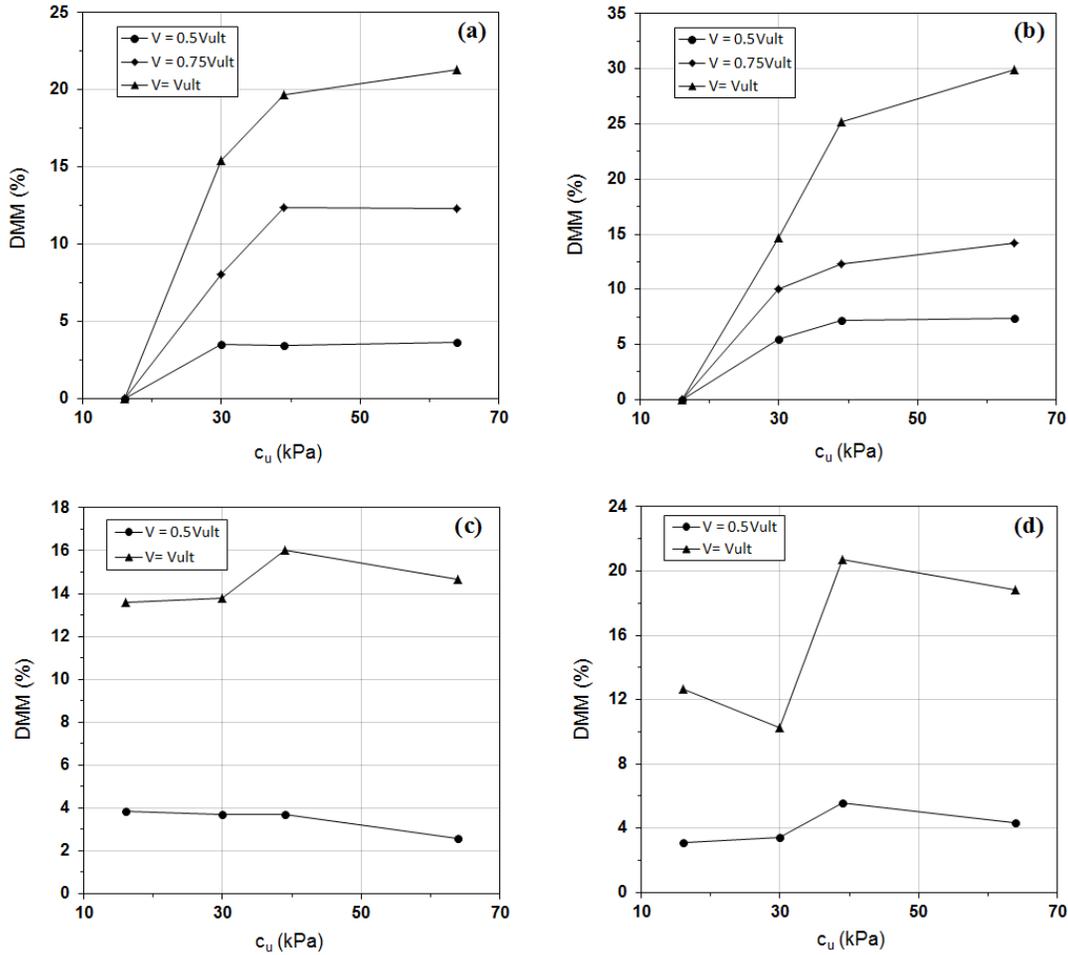


Figure 6.20 Pourcentage de diminution du moment fléchissant (DMM) en fonction de c_u : cas d'un sol argileux (c_u constant) pour (a) $P_h = 0,05B$ (S1), (b) $P_h = 0,1B$ (S1), (c) $P_h = 0,05B$ (S2) et (d) $P_h = 0,1B$ (S2)

$$\tau_{ult} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = c_u \quad (6.7)$$

Les contraintes principale majeure σ_1 et mineure σ_3 correspondantes à l'état de contrainte de l'élément du sol après l'application d'un déplacement latéral très faible à la tête du pieu, sont tracées sur la figure 6.21 pour les deux cas ($V = 0$) et ($V = V_{ult}$) et pour toutes les valeurs de c_u considérées dans l'étude (S1). Lorsque la charge verticale ultime (V_{ult}) est appliquée, il est clair, d'après la figure 6.21, que les cercles de Mohr ont des rayons plus grands que ceux correspondants au cas où la charge verticale n'est pas considérée ($V = 0$). Ainsi, la présence de la charge verticale diminue la capacité latérale du sol.

L'augmentation de la contrainte de cisaillement (ACC), suite à l'application de la charge verticale (valeur correspondante à la différence entre les rayons de deux cercles de Mohr,

divisée par le rayon du cercle de Mohr correspondant à ($V = 0$)), varie de 3,8 % à 18,5 % pour un c_u variant de 20 kPa à 64 kPa (figure 6.21). La variation de ce pourcentage explique clairement les résultats obtenus dans les figures 6.17a et 6.17b et les figures 6.20a et 6.20b.

La figure 6.22 montre les cercles de Mohr correspondants à un $c_u = 64$ kPa pour divers déplacements latéraux ($0,001B$; $0,01B$; $0,03B$ et $0,05B$). Il est à noter que la différence entre les rayons des deux cercles de Mohr, correspondants à ($V = 0$) et ($V = V_{ult}$), est réduite avec l'augmentation du déplacement latéral. Ce résultat est tout à fait logique, car en augmentant le déplacement latéral appliqué à la tête du pieu, la contrainte de cisaillement de l'élément du sol étudié s'approche de la valeur de la contrainte au cisaillement ultime, c_u (autrement dit, l'élément du sol se déplace vers la rupture).

Les cheminements de contraintes des éléments du sol attachés au pieu installé dans une argile moyenne¹ correspondant à l'étude (*SI*) et à des profondeurs différentes (1 m, 1,5 m et 2,5 m) pour les deux cas ($V = 0$) et ($V = V_{ult}$). Pour toutes les profondeurs considérées, la figure 6.11 confirme que l'élément du sol dans le cas ($V = V_{ult}$) atteint la surface de rupture un peu avant celui dans le cas ($V = 0$) (figure 6.23). Pour toutes les profondeurs considérées, l'élément de sol dans le cas ($V = V_{ult}$) atteint la surface de rupture avant celui dans le cas ($V = 0$).

Les variations des contraintes (majeure, mineure, verticale, latérale) d'un élément du sol à l'interface du pieu, installé dans une argile moyenne¹ pour l'étude (*SI*) et à une profondeur de 3 m, en fonction du déplacement latéral du pieu sont tracées pour les deux cas ($V = 0$) et ($V = V_{ult}$) sur la figure 6.24. La figure 6.12 montre que les directions de la contrainte principale mineure σ_3 et la contrainte majeure principe σ_1 sont similaires jusqu'au déplacement latéral de $0,1B$. Après un déplacement latéral du 8 mm, les directions des contraintes principales (σ_1 et σ_3) sont inversées et il est possible de voir que la contrainte latérale σ_x devient plus élevée que la contrainte verticale σ_z .

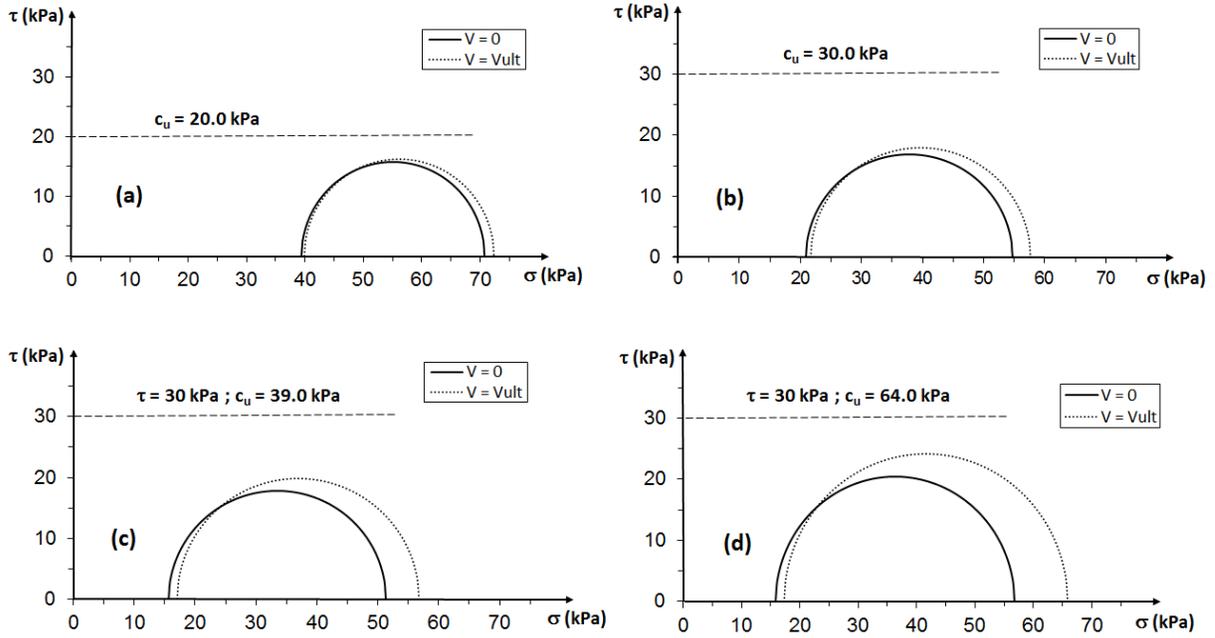


Figure 6.21 Cercles de Mohr d'un élément du sol à l'interface du pieu et à une profondeur de 3 m dans un sol argileux (SI) pour (a) $c_u = 20$ kPa, (b) $c_u = 30$ kPa, (c) $c_u = 39$ kPa et (d) $c_u = 64$ kPa

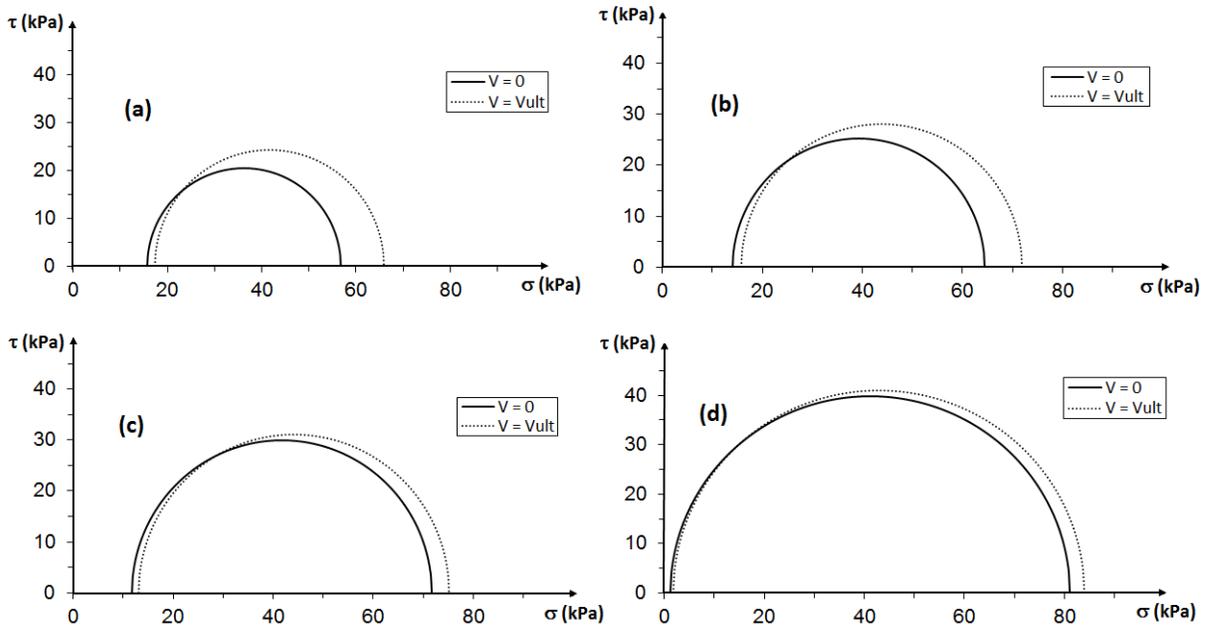


Figure 6.22 Cercles de Mohr d'un élément du sol à l'interface du pieu et à une profondeur de 3 m dans un sol argileux (SI) pour (a) $P_h = 0,001B$, (b) $P_h = 0,01B$, (c) $P_h = 0,03B$ et (d) $P_h = 0,05B$

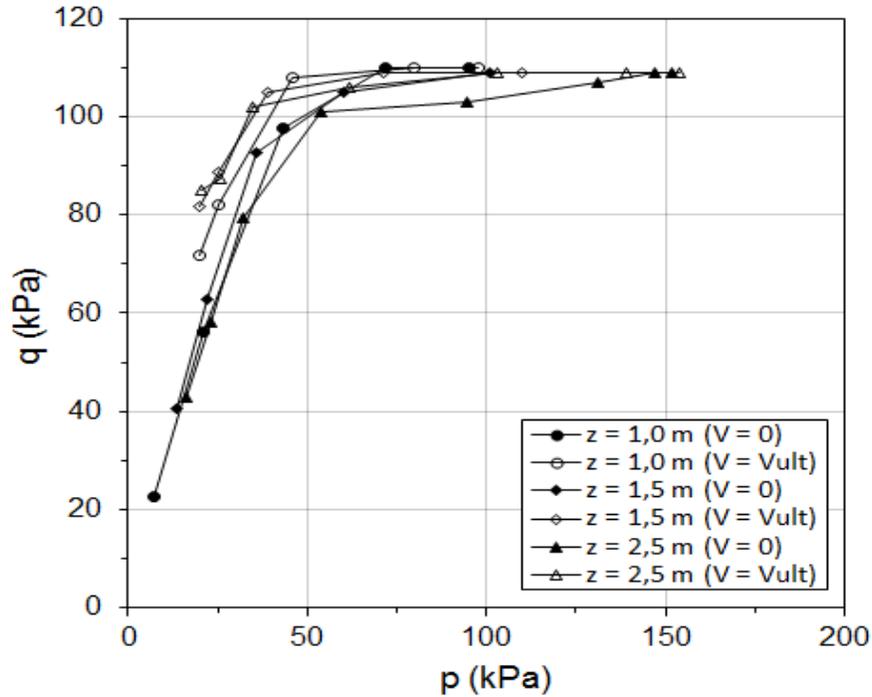


Figure 6.23 Cheminement de contraintes des éléments du sol attachés au pieu installé dans une argile moyenne¹ et à des profondeurs différentes pour les analyses avec et sans charge verticale

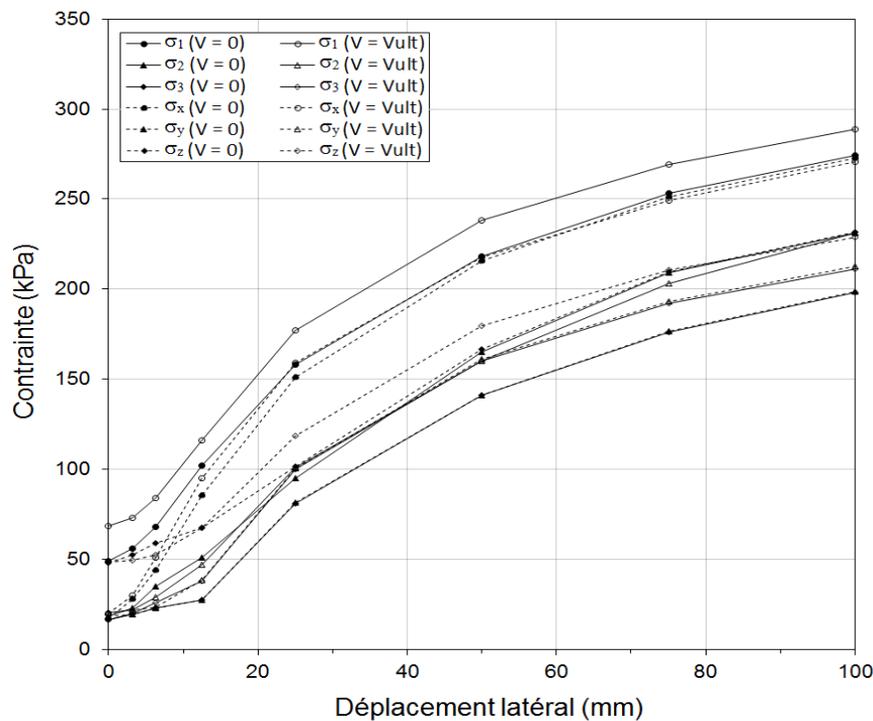


Figure 6.24 Contraintes dans un élément du sol à l'interface du pieu installé dans une argile moyenne¹ pour les analyses avec et sans charge verticale

6.5.3 Sols argileux avec une résistance au cisaillement augmentant avec la profondeur

Il est bien connu que la résistance au cisaillement non drainée, c_u , est liée au degré de surconsolidation, OCR , et la contrainte verticale effective, σ_v' , par l'équation suivante [Mesri, 1993]:

$$c_u = cte \cdot \sigma_p' = cte \cdot OCR \cdot \sigma_v' \quad (6.8)$$

Mesri [1993] montre que la cte est d'environ 0,24 pour l'argile Champlain (Québec, Canada). Dans ce cas d'étude, la variation de c_u avec la profondeur ($OCR = 1,5; 2,5$ et $4,0$) (figure 6.25) est nécessaire pour évaluer l'effet de la charge verticale et de faire des comparaisons avec le dernier cas correspondant à un c_u constant le long de la profondeur.

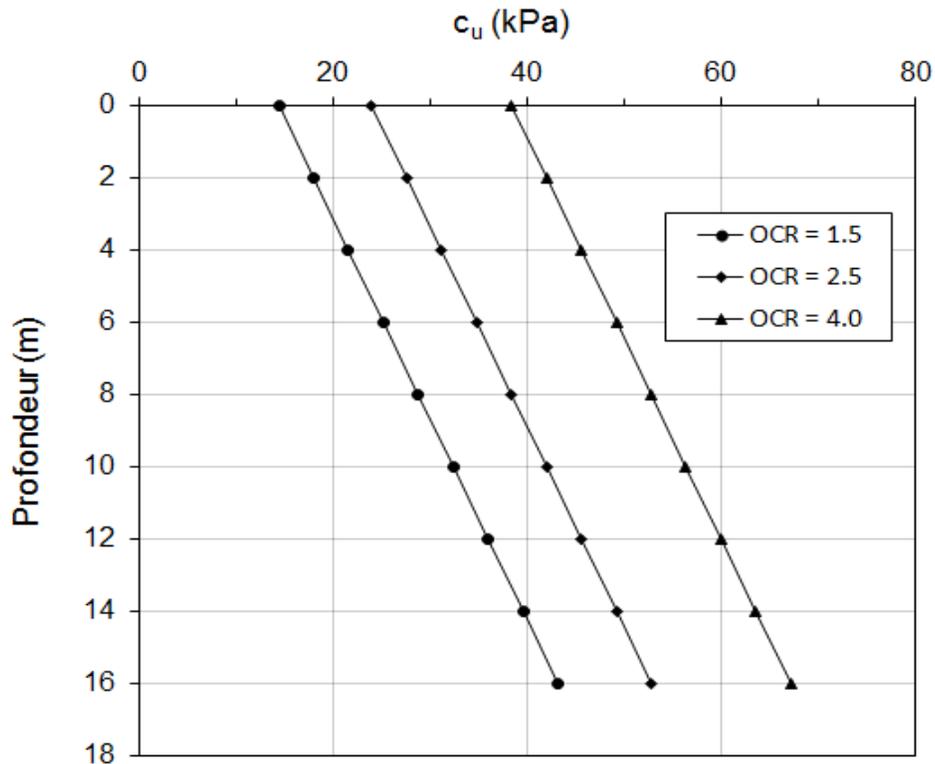


Figure 6.25 Variation de c_u avec la profondeur pour différents OCR

Les figures 6.26 et 6.27 montrent les courbes charge latérale-déplacement latéral des pieux dans des sols argileux (c_u varie en fonction de la profondeur) pour les deux études ($S1$ et $S2$). Les charges indiquées ici correspondent à la moitié symétrique de la section du pieu. Avec la présence de la charge verticale, les capacités latérales développées pour tous les déplacements

sont inférieures à celles correspondantes à une charge latérale pure. Ces résultats sont similaires à ceux de la dernière étude où c_u est constant.

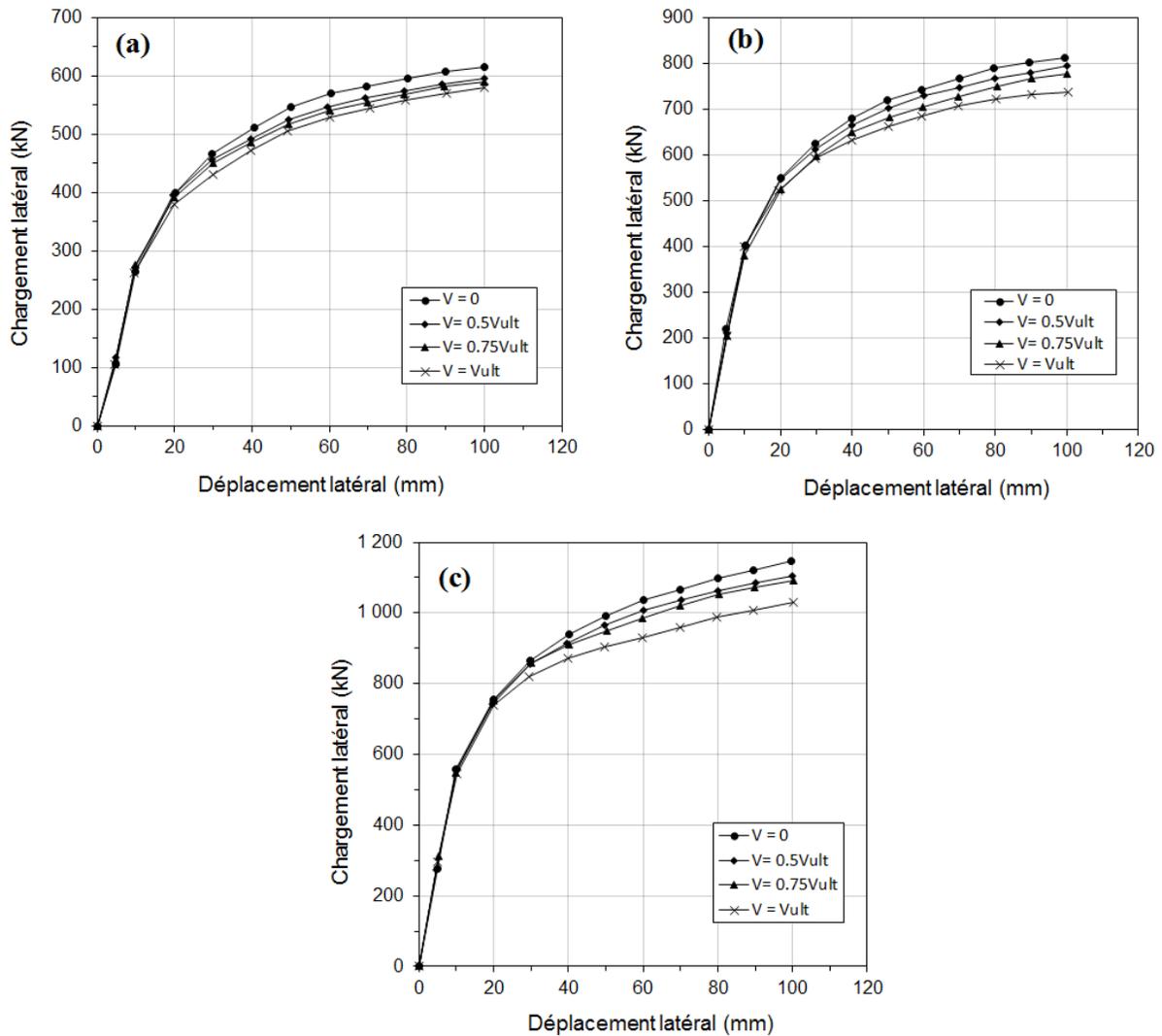


Figure 6.26 Courbes chargement latéral-déplacement latéral du pieu dans un sol argileux ($S1$) pour (a) $OCR = 1,5$; (b) $OCR = 2,5$ et (c) $OCR = 4,0$

La figure 6.28 montre une comparaison entre les courbes charge latérale-déplacement latéral pour le cas d'un $c_u = 16$ kPa, $c_u = 20$ kPa et un $OCR = 1,5$. Les résultats obtenus sont présentés pour les deux études ($S1$ et $S2$).

Lorsque le pieu est soumis seulement à une charge latérale, la courbe relative à un $OCR = 1,5$ (notée $C1$) est située entre les deux autres courbes relatives à $c_u = 16$ kPa (notée $C2$) et $c_u = 20$ kPa (notée $C3$) (figure 6.28a et c). Pour l'étude ($S1$), la courbe ($C1$) est plus de 17 % par rapport à ($C2$), et moins de 5 % par rapport à ($C3$) pour un déplacement latéral de $0,1B$. Par

contre, pour l'étude (S2), (C1) est plus de 9 % par rapport à (C2), et moins de 5 % par rapport à (C3) pour le même déplacement latéral de $0,1B$.

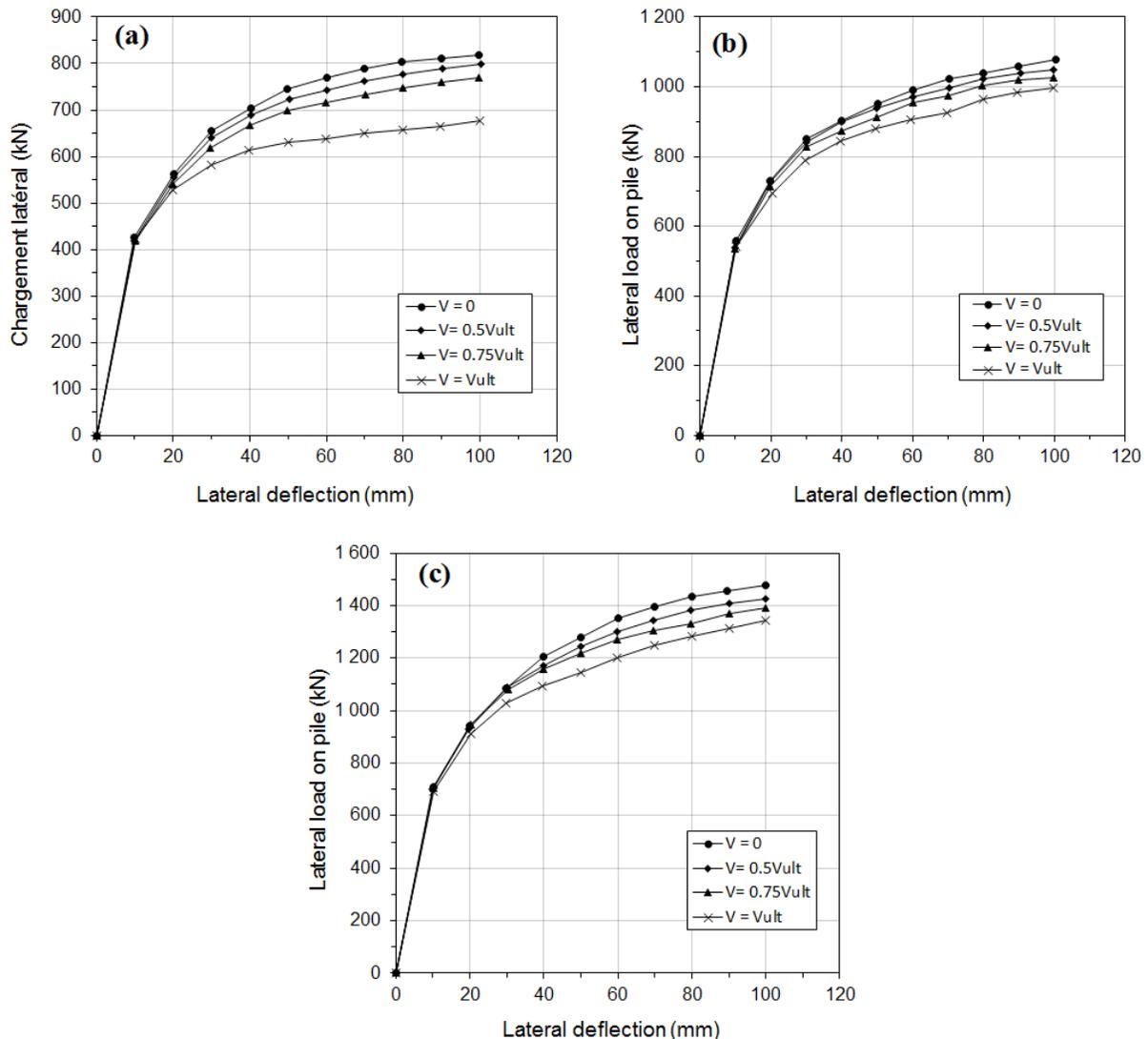


Figure 6.27 Courbes chargement latéral-déplacement latéral du pieu dans un sol argileux (S2) pour (a) $OCR = 1,5$; (b) $OCR = 2,5$ et (c) $OCR = 4,0$

Lorsque le pieu est soumis à sa charge verticale ultime en plus de la charge latérale, la courbe (C1) est située entre les deux autres courbes (C2) et (C3) pour l'étude (S1) (figure 6.28b). En effet, pour l'étude (S1), la courbe (C1) est plus de 10 % par rapport à (C2) et moins de 5 % par rapport à (C3) à un déplacement latéral de $0,1B$. Alors que pour l'étude (S2), (C1) est moins de 1 % par rapport à (C2) et moins de 15 % par rapport à (C3) pour le même déplacement latéral de $0,1B$.

Après cette première comparaison, il est clair que le pourcentage de diminution de la capacité latérale (DCL) du pieu soumis à des charges combinées dans un sol argileux avec c_u constant est différent de celui correspondant à un sol argileux avec c_u qui augmente avec la profondeur.

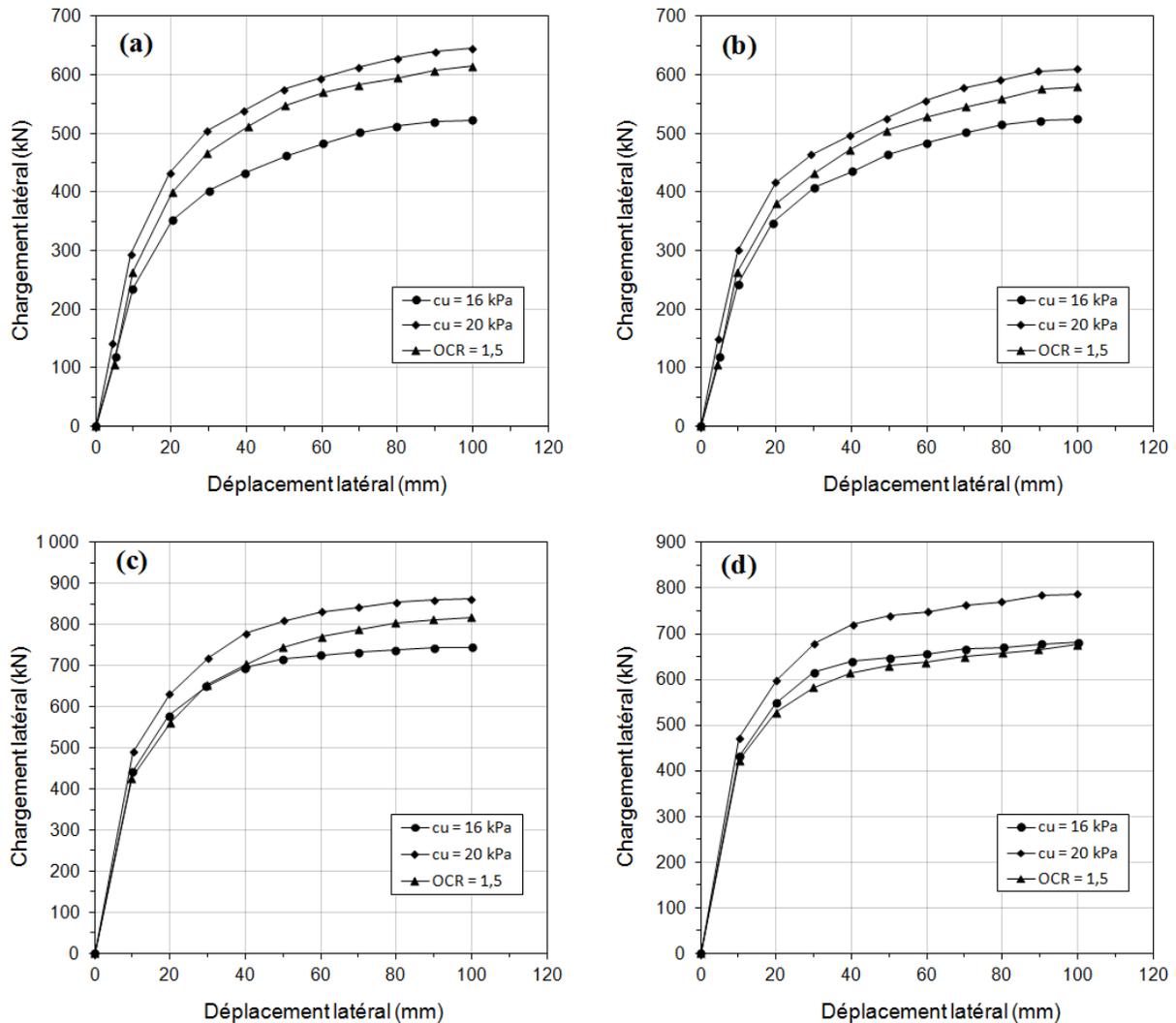


Figure 6.28 Courbes chargement latéral-déplacement latéral du pieu dans un sol argileux pour (a) $V = 0$ ($S1$), (b) $V = V_{ult}$ ($S1$), (c) $V = 0$ ($S2$) et (d) $V = V_{ult}$ ($S2$)

Le degré de différence dépend, d'une part, du choix entre l'étude ($S1$) et l'étude ($S2$) et d'autre part de la valeur de la charge verticale (figure 6.29).

Pour $OCR = 1,5$, c_u varie de 14,4 kPa à la surface du sol à 43,2 kPa à une profondeur de 16 m. En se référant à la figure 6.25, la valeur moyenne de c_u pour $OCR = 1,5$ est 30 kPa. Ainsi, il est nécessaire d'examiner et de comparer les résultats pour un sol argileux ayant une valeur constante de $c_u = 30$ kPa ($cas1$) et un sol argileux ayant un c_u variable et qui correspond à un $OCR = 1,5$ et une valeur moyenne de c_u d'environ 30 kPa ($cas2$) (figure 6.29). Pour l'étude

(S1), le *DCL* maximal est de l'ordre de 8,3 % pour $c_u = 30$ kPa (*cas1*) et 5,7 % pour un $OCR = 1,5$ (*cas2*) à un déplacement latéral de $0,1B$. Ainsi, la différence est faible et elle est de l'ordre de 2,6 %. Pour l'étude (S2), le *DCL* maximal est de l'ordre de 9,1 % pour $c_u = 30$ kPa (*cas1*) et

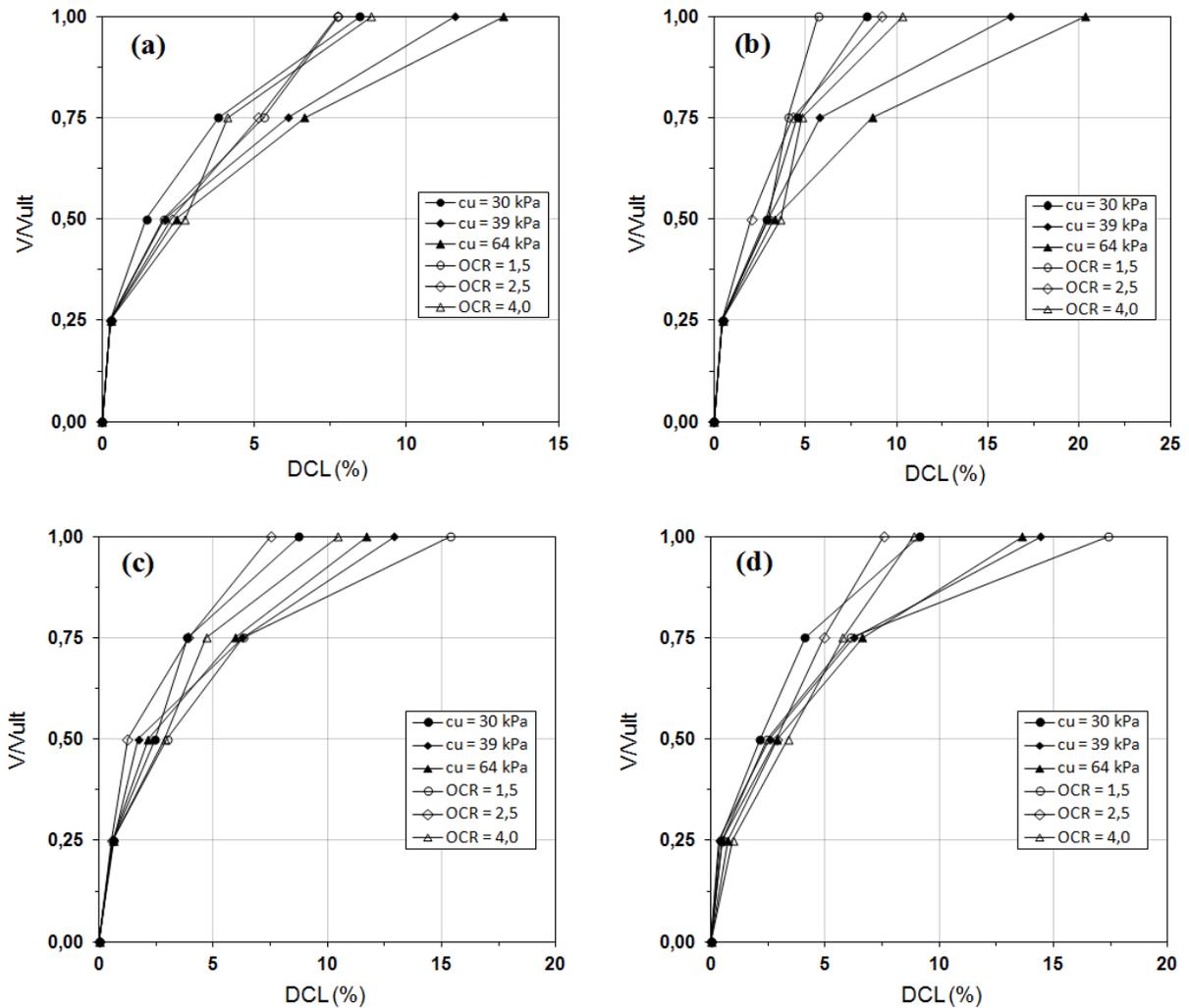


Figure 6.29 Pourcentage de diminution dans la capacité latérale (*DCL*) en fonction de la contrainte verticale pour (a) $P_h = 0,05B$ (S1), (b) $P_h = 0,1B$ (S1), (c) $P_h = 0,05B$ (S2) et (d) $P_h = 0,1B$ (S2)

17,4 % pour $OCR = 1,5$ (*cas2*) au même déplacement latéral de $0,1B$. Ainsi, la différence est d'environ 8,3 %.

Pour $OCR = 2,5$, c_u varie de 20 kPa à la surface du sol jusqu'à 52,8 kPa à une profondeur de 16 m. En se référant à la figure 6.25, la valeur moyenne de c_u pour $OCR = 2,5$ est 39 kPa. Ainsi, il est nécessaire d'examiner et de comparer les résultats correspondants à un sol argileux ayant une valeur constante de $c_u = 39$ kPa (*cas1*) et un sol argileux ayant un c_u variable et qui

correspond à un $OCR = 2,5$ et une valeur moyenne d'environ 39 kPa (*cas2*) (figure 6.29). Pour l'étude (*S1*), le DCL maximal est de l'ordre de 16,2 % pour $c_u = 39$ kPa et 9,2 % pour $OCR = 2,5$ (*cas2*) à un déplacement latéral de $0,1B$. De même pour l'étude (*S2*), le DCL maximal est de l'ordre de 14,4 % pour $c_u = 39$ kPa (*cas1*) et 7,5 % pour $OCR = 2,5$ (*cas2*) au même déplacement latéral de $0,1B$. Il est clair que pour les deux études (*S1* et *S2*), la différence est la même et elle est de l'ordre de 7 %.

En ce qui concerne l'effet de la charge verticale sur le moment fléchissant maximal du pieu, les figures 6.30 et 6.31 montrent la variation du moment fléchissant maximal en fonction du déplacement latéral du pieu dans un sol argileux pour les deux études (*S1* et *S2*) respectivement. En présence de la charge verticale, les moments maximaux développés pour tous les déplacements latéraux sont inférieurs à ceux correspondants à l'application d'une charge latérale pure.

Le pourcentage de diminution du moment fléchissant maximal (DMM) du pieu soumis à des charges combinées dans un sol argileux ayant un c_u constant est comparé à celui qui correspond à un sol argileux ayant un c_u qui augmente avec la profondeur (figure 6.32). La comparaison montre presque les mêmes résultats que ceux relatifs à la capacité latérale.

La figure 6.22 montre qu'il existe une différence considérable entre le DMM relatif à $OCR = 1,5$ et $c_u = 30$ kPa. Pour l'étude (*S1*), le DMM maximal est de l'ordre de 14,7 % pour $c_u = 30$ kPa et 9,2 % pour $OCR = 1,5$ à un déplacement latéral de $0,1B$. Ainsi, la différence est de l'ordre de 5,5 %. Pour l'étude (*S2*), le DMM maximal est de l'ordre de 10,3 % pour $c_u = 30$ kPa et 22,8 % pour $OCR = 1,5$ au même déplacement latéral de $0,1B$. La différence est d'environ 12,5 %.

La figure 6.22 montre également qu'il existe une différence à considérer entre le DMM relatif à $OCR = 2,5$ et $c_u = 39$ kPa. Pour l'étude (*S1*), le DMM maximal est de l'ordre de 25,2 % pour $c_u = 39$ kPa et 15,5 % pour $OCR = 2,5$ à un déplacement latéral de $0,1B$. Pour l'étude (*S2*), le DMM maximal est de l'ordre de 20,7 % pour $c_u = 39$ kPa et 10,3 % pour $OCR = 2,5$ au même déplacement latéral de $0,1B$. Pour les deux études (*S1* et *S2*), il n'y a presque la même différence d'environ 10 %.

À la suite de ces comparaisons pour la capacité latérale et le moment fléchissant maximal, le comportement du pieu dans le sol argileux sous l'action combinée des charges verticales et

latérales n'est pas le même lorsque c_u est pris constant ou lorsqu'il est croissant avec la profondeur.

La raison de la diminution de la capacité latérale et le moment fléchissant maximal du pieu sous l'action de la charge verticale a été examinée à travers les variations de cercle de Mohr

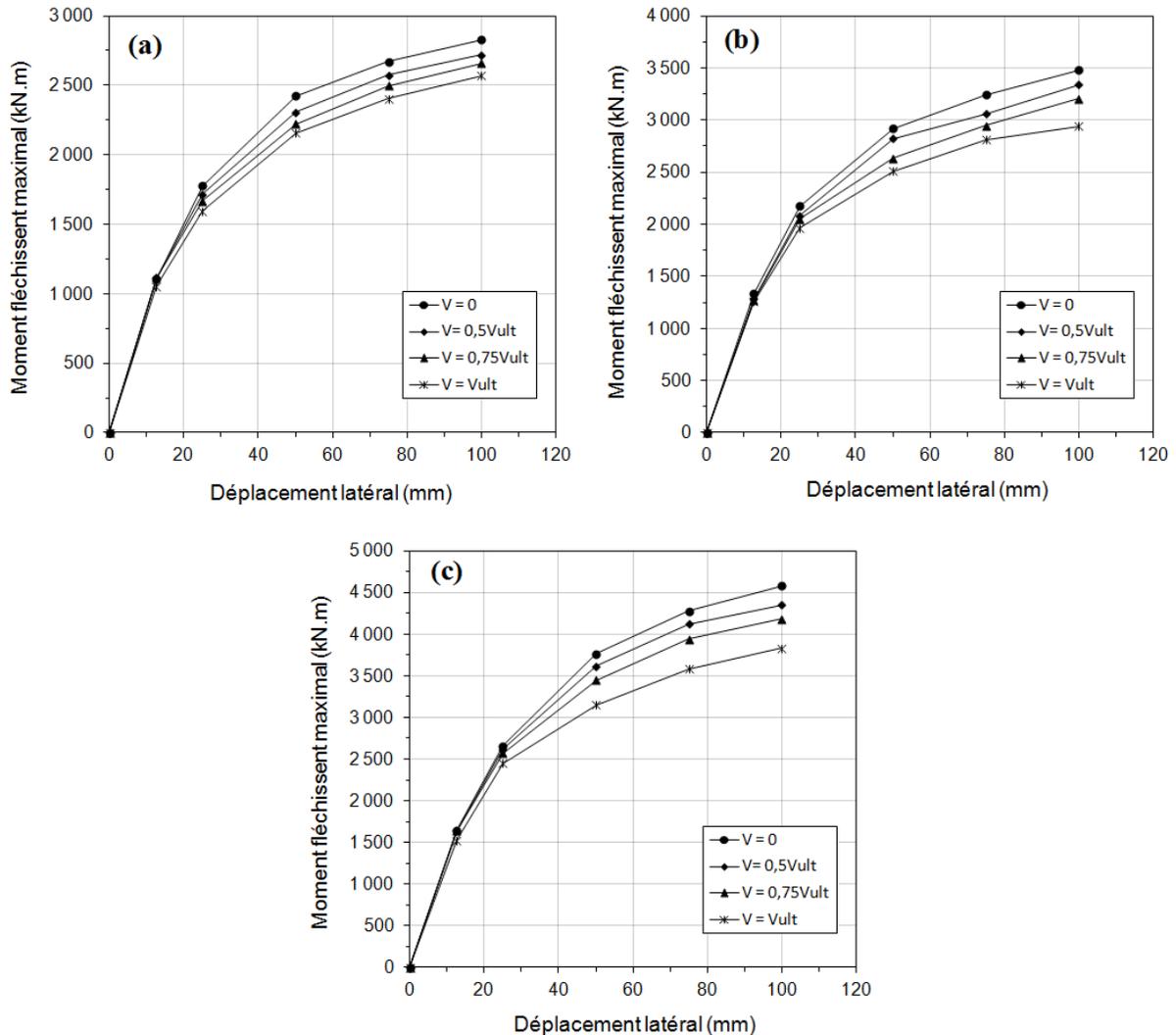


Figure 6.30 Courbes moment maximal-déplacement latéral du pieu dans un sol argileux (SI) pour (a) $OCR = 1,5$; (b) $OCR = 2,5$ et (c) $OCR = 4,0$

d'un élément du sol à l'interface du pieu à une profondeur de 3 m (même approche que le sol argileux avec c_u constant). La figure 6.33 montre les cercles de Mohr d'un élément du sol près du pieu à une profondeur de 3 m pour toutes les valeurs d'OCR prises en compte dans l'étude (SI). Les interprétations sont les mêmes que le cas où c_u est pris constant.

L'augmentation de la contrainte de cisaillement (ACC) varie de 2,4 % à 15,6 % pour un OCR qui varie de 1,5 à 4,0 (figure 6.33). La variation de ce pourcentage explique clairement les

résultats obtenus dans les figures 6.26 et 6.29. Pour l'étude (*SI*), *ACC* est de l'ordre de 11,8 % pour $c_u = 39$ kPa (figure 6.33c) et de 4,8 % pour $OCR = 2.5$ (figure 6.33b). La différence est d'environ 7 % (même valeur de différence de *DCL* correspondant à $c_u = 39$ kPa et $OCR = 2,5$).

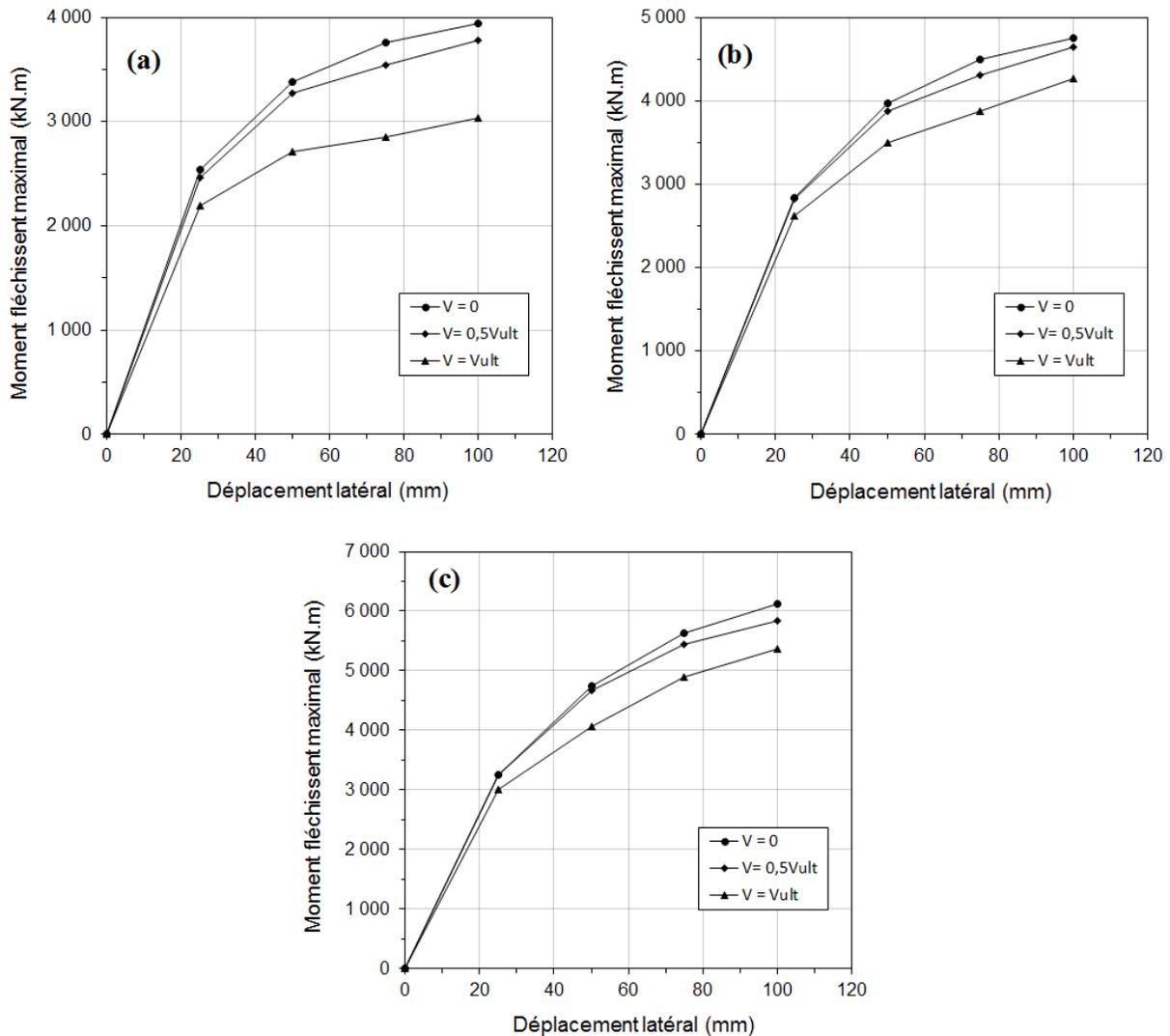


Figure 6.31 Courbes moment maximal-déplacement latéral du pieu dans un sol argileux (*S2*) pour (a) $OCR = 1,5$; (b) $OCR = 2,5$ et (c) $OCR = 4,0$

La figure 6.34 montre les cercles de Mohr correspondants à un $OCR = 4,0$ pour différents déplacements latéraux ($0,001B$; $0,01B$; $0,03B$ et $0,05B$). Les interprétations sont les mêmes que le cas où c_u est pris constant.

6.5.4 Sols argileux et sableux

Dans cette section, l'effet des charges verticales sur la capacité latérale de pieux, ancrés dans un dépôt du sol composé d'une couche supérieure d'argile moyenne¹ (c_u de 39 kPa) (tableau 6.4) d'épaisseur H et une couche inférieure de sable dense (tableau 6.3), est investigué. Différentes épaisseurs de la couche d'argile ($H = 2B, 5B = 0,5L, 10B = L, L+6B$) sont considérées dans cette étude. Les

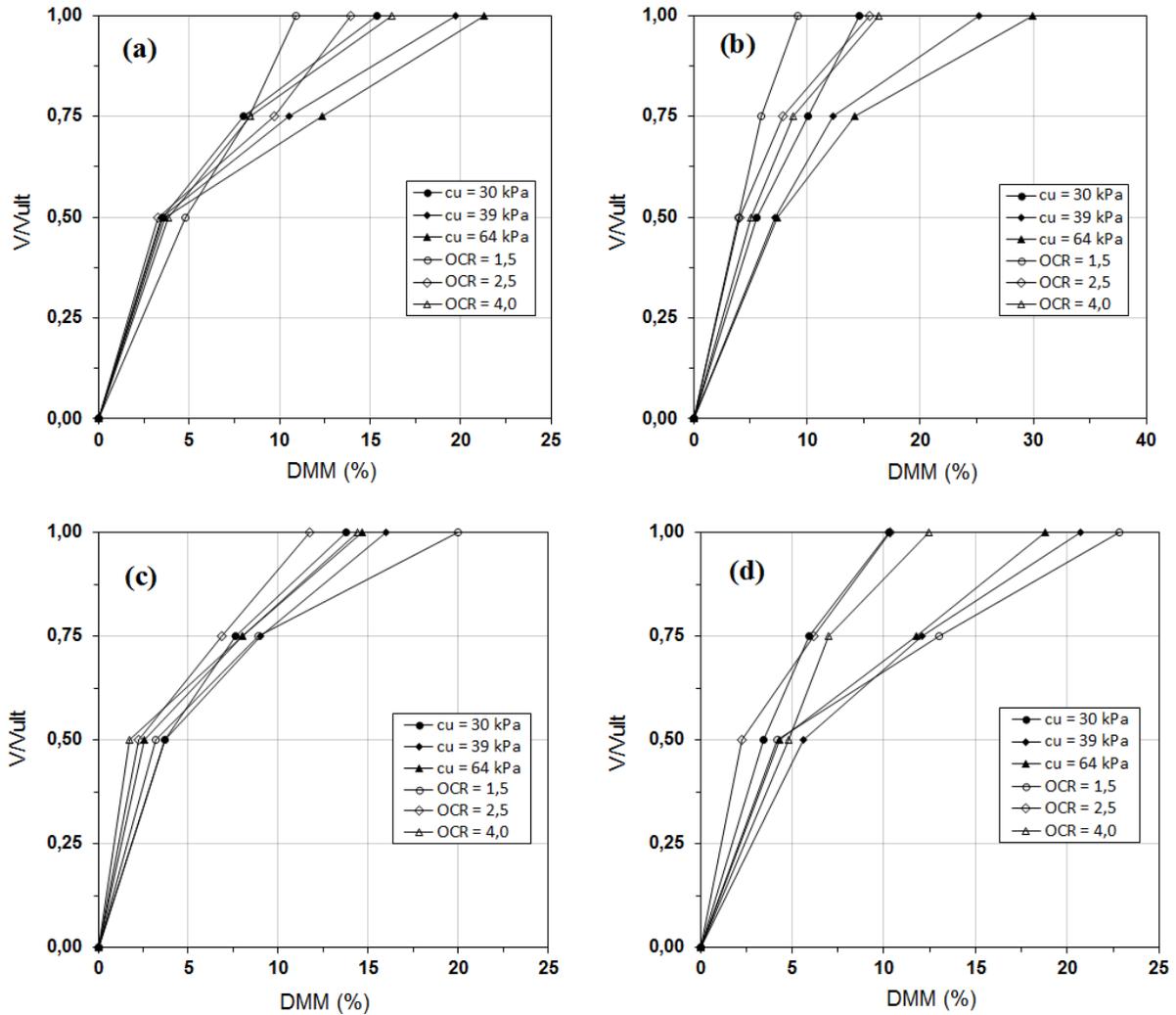


Figure 6.32 Contrainte verticale en fonction de pourcentage de diminution du moment maximal (DMM) pour (a) $P_h = 0,05B$ (S1), (b) $P_h = 0,1B$ (S1), (c) $P_h = 0,05B$ (S2) et (d) $P_h = 0,1B$ (S2)

résultats de l'étude (S1) avec et sans charges verticales sont présentés et comparés à la figure 6.35.

Sous des charges latérales pures, la figure 6.35 montre que l'augmentation de l'épaisseur de

l'argile à partir de $2B$ jusqu'à $10B$ conduit à une diminution significative de la capacité latérale du pieu. Pour des épaisseurs supérieures à $10B$, la capacité latérale du pieu n'est pas affectée. Ces résultats appuient la suggestion antérieure de Reese et Van Impe [2001] qui suggèrent que la partie supérieure du sol (0 à $10B$ en profondeur) est la partie prédominante dans l'interaction sol-pieu en cas du pieu soumis à des sollicitations latérales.

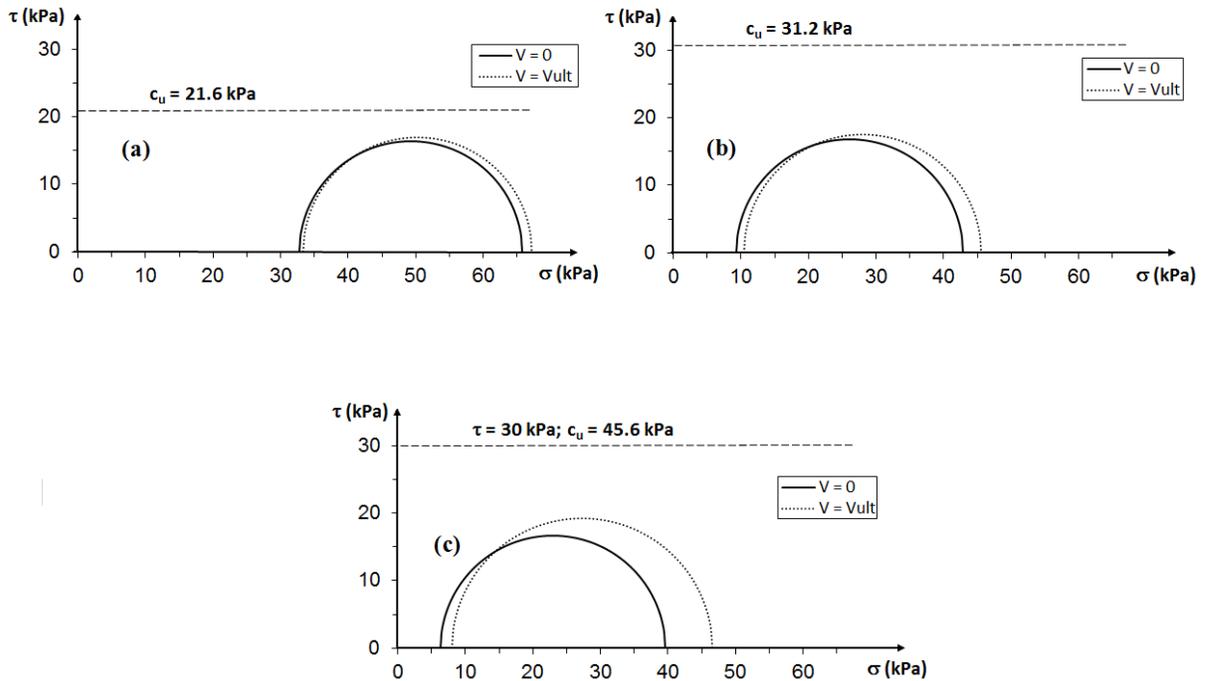


Figure 6.33 Cercles de Mohr d'un élément du sol à l'interface du pieu à une profondeur de 3 m dans un sol argileux (SI) pour (a) $OCR = 1,5$, (b) $OCR = 2,5$ et (c) $OCR = 4,0$

D'un autre côté, la figure 6.35 montre que l'effet des charges verticales sur la capacité latérale du pieu, ancré dans le dépôt du sol à deux couches avec H qui varie de $2B$ à $10B$, n'est pas significatif et presque similaire à celui observé dans le cas du sol sableux. Lorsque l'épaisseur augmente ($H = L+6B$), l'effet des charges verticales devient important et conduit à une réduction significative de la capacité latérale du pieu. Cette différence entre les effets des charges verticales sur les capacités latérales de pieux (par exemple, la dépendance de l'effet de la charge verticale sur les caractéristiques de la couche du sol sous la pointe de pieu) peut être attribuée à la différence de la fonction du pieu en termes de transfert de charge.

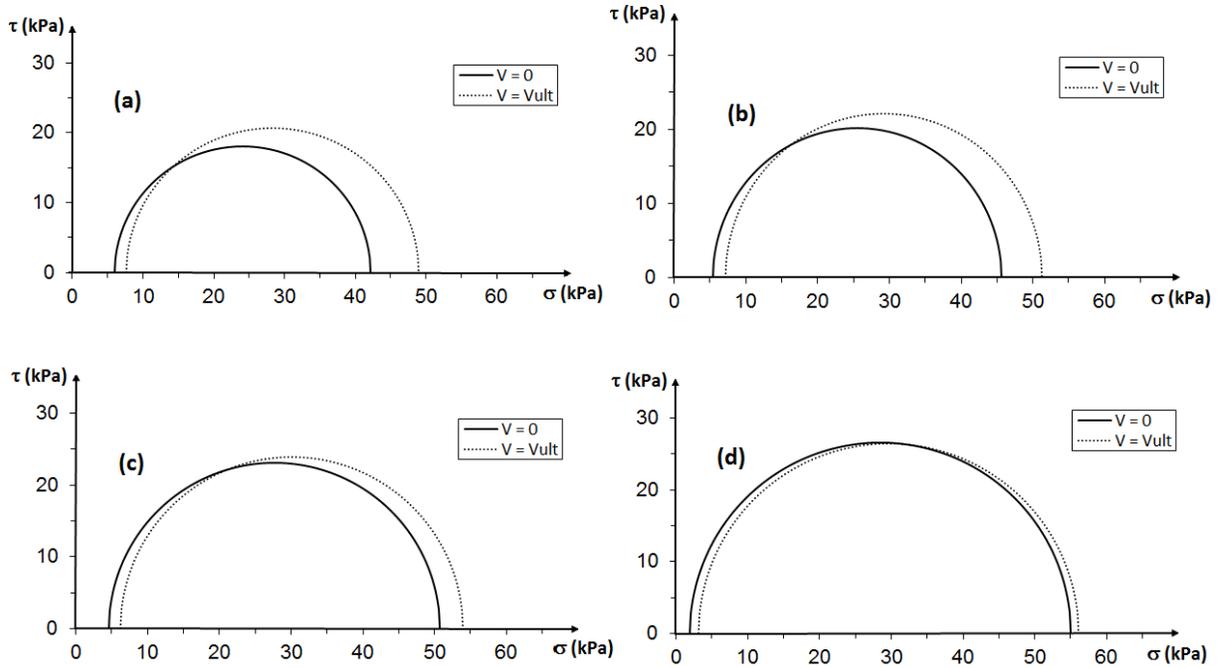


Figure 6.34 Cercles de Mohr d'un élément du sol à l'interface du pieu à une profondeur de 3 m dans un sol argileux (SI) pour (a) $P_h = 0,001B$; (b) $P_h = 0,01B$; (c) $P_h = 0,03B$ et (d) $P_h = 0,05B$

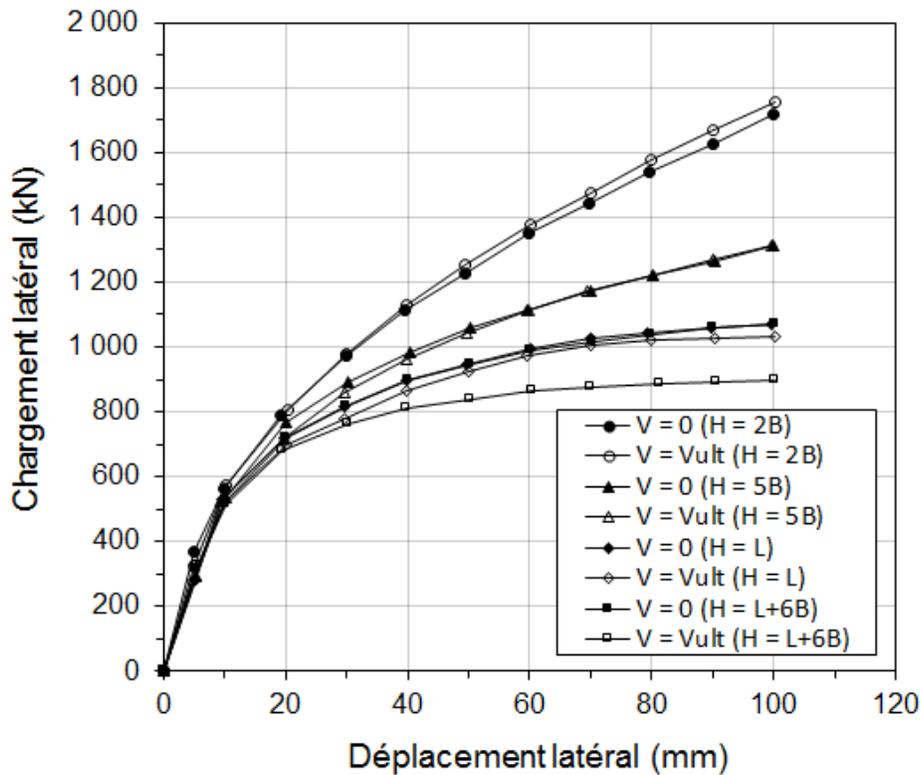


Figure 6.35 Courbes chargement latéral-déplacement latéral du pieu dans un sol à deux couches (argile + sable) pour les analyses avec et sans charge verticale

Pour H allant de $2B$ à $10B$, la figure 6.36 montre que le pieu travaille en pointe avec la plus grande capacité portante à la pointe par rapport aux autres cas (dépôt du sable et dépôt d'argile). Cette capacité portante élevée est associée au plus petit déplacement vertical ainsi qu'au plus petit transfert de charge du pieu au sol adjacent (figure 6.37). En d'autres termes les charges verticales ont un peu d'effets sur le sol autour du pieu. Avec l'augmentation de l'épaisseur de l'argile ($H = L+6B$), le pieu ne travaille plus comme un pieu en pointe. Il travaille principalement comme un pieu en friction qui a une capacité portante à la pointe plus petite (figure 6.36) et un transfert de charge important le long de son axe (figure 6.37).

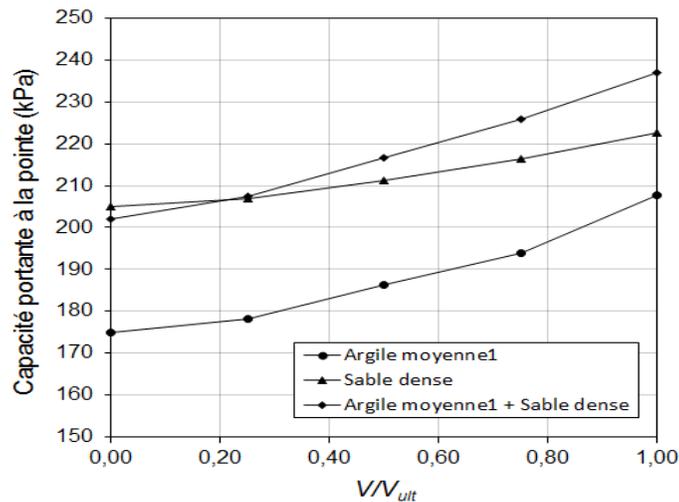


Figure 6.36 Capacité portante à la pointe d'un élément du sol en dessous du pieu à $H = L$ en fonction du V/V_{ult}

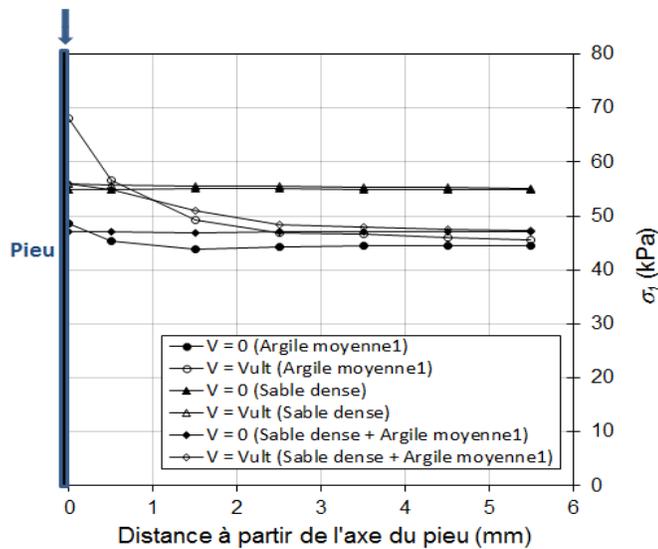


Figure 6.37 Contrainte principale majeure avec et sans charge verticale d'un élément du sol à l'interface du pieu à 3 m de profondeur

6.6 Conclusions

L'influence de la charge verticale sur le comportement d'un pieu chargé latéralement dans un sol sableux et argileux a été investiguée au moyen d'une modélisation numérique avec *FLAC^{3D}*. Le modèle numérique proposé a été vérifié et validé à l'aide de deux essais du chargement en vraie grandeur et un modèle réduit au laboratoire. Une fois validée avec des résultats mesurés, ce modèle numérique a été utilisé pour réaliser une étude paramétrique considérant plusieurs configurations du sol et paramètres pour évaluer la capacité latérale et le moment fléchissant de pieux en béton soumis à deux charges latérales et verticales.

Les résultats de la capacité latérale et le moment fléchissant du pieu ont été déterminés et comparés pour un pieu soumis à une charge latérale pure et une charge combinée pour plusieurs valeurs de charges verticales correspondantes à 0 %, 25 %, 50 %, 75 % et 100 % de la charge verticale ultime. Sur la base de cette comparaison, les conclusions suivantes ont été tirées.

1. La réponse des pieux, soumis à des charges latérales dans des sols sableux n'est pas influencée par la présence de charges verticales. En effet, la capacité latérale n'est pas modifiée pour un sable très lâche et a légèrement augmentée pour un sable lâche, dense et très dense de l'ordre de 3,7 % ; 4,6 % et 4,8 % respectivement pour un déplacement latéral de $0,1B$.
2. La présence de charges verticales diminue la capacité latérale de pas moins de 20 % et le moment fléchissant maximal de pas moins de 30 % des pieux dans un sol argileux en fonction du niveau de charge verticale et de la valeur du déplacement latéral.
3. La réponse latérale de pieux sous charge combinée est également fonction de la valeur de la résistance au cisaillement non drainée, c_u , (une valeur constante tout au long de la profondeur) et le module de cisaillement, G , qui est utilisé dans deux études différentes. Dans la première étude (S1), G est lié à c_u et dans la seconde étude (S2), la valeur de G est la même pour tous les c_u . Pour l'étude (S1), le pourcentage de la diminution de la capacité latérale (DCL) varie de 0 % à 20,3 %, tandis que le pourcentage de la diminution du moment fléchissant maximal (DMM) varie de 0 % à 29,9 % pour c_u variant de 16 kPa à 64 kPa. Dans l'étude (S2), le DCL varie de 8,6 % à 13,6 % et le DMM de 12,6 % à 18,8 % pour c_u variant de 16 kPa à 64 kPa. Ainsi, la différence de DCL et DMM entre les deux études (S1 et S2) varie avec la valeur de c_u .

Cette différence peut aller jusqu'à 8,6 % pour le *DCL* et 12,6 % pour la *DMM* : des pourcentages très importants à considérer dans la conception de pieux sous l'action combinée des charges verticales et latérales.

4. Lorsque c_u augmente avec la profondeur (chaque profil de c_u lui correspond à une valeur de *OCR*), la réponse latérale des pieux sous charge combinée est différente de celle correspondante à un c_u constant. Le degré de cette différence dépend du choix entre l'étude (*S1*) ou l'étude (*S2*). Lorsque *OCR* varie de 1,5 (correspondant à une valeur moyenne de $c_u = 30$ kPa) à 2,5 (correspondant à une valeur moyenne de $c_u = 39$ kPa), le *DCL* varie de 5,7 % à 9,2 % et le *DMM* de 9,2 % à 15,5 % pour l'étude (*S1*). Pour l'étude (*S2*), le *DCL* varie de 7,5 % à 17,4 % et le *DMM* de 10,3 % à 22,8 %. Par contre, lorsque c_u varie de 30 kPa à 39 kPa, le *DCL* varie de 8,3 % à 16,2 % et le *DMM* de 14,7 % à 25,2 % pour l'étude (*S1*). Pour l'étude (*S2*), le *DCL* varie de 9,1 % à 14,4 % et le *DMM* de 10,3 % à 20,7 %. Il est clair que la différence pour l'étude (*S1*) peut atteindre 7,0 % pour le *DLC* et 9,7 % pour le *DMM*. Pour l'étude (*S2*), la différence peut aller jusqu'à 8,3 % pour le *DLC* et 12,5 % pour le *DMM*. Il existe des pourcentages très importants à considérer dans la conception des pieux sous l'action combinée des charges verticales et latérales.
5. Lorsque le sol est constitué par une couche supérieure d'argile et une couche inférieure de sable, la présence de la charge verticale n'affecte pas la capacité latérale du pieu (ou l'effet est le même que dans le cas d'un sol sableux) pour une épaisseur d'argile qui varie de $2B$ à $10B$. L'hypothèse de Reese et Van Impe (la partie du sol entre $5B$ et $10B$ est la partie prédominante dans l'interaction sol-pieu lorsqu'un pieu est soumis à une charge latérale) est validée et respectée pour les deux études (*S1* et *S2*) lorsque le pieu est seulement soumis à une charge latérale. Mais, lorsque la charge verticale est appliquée, cette hypothèse est validée pour l'étude (*S2*) et non validée pour l'étude (*S1*).

CHAPITRE 7

INVESTIGATION NUMÉRIQUE DE LA RÉPONSE LATÉRALE DES PIEUX INCLINÉS CHARGÉS LATÉRALEMENT

7.1 Introduction

Dans de nombreuses régions notamment côtières et hauturières, il y a plusieurs dépôts de sol où des pieux sont utilisés pour soutenir les structures. Les fondations de ces structures sont souvent soumises à de charges latérales. Dans ces cas, les pieux inclinés sont les mieux adaptés pour résister à des charges latérales où une partie de la charge latérale est convertie en une charge verticale. Selon leur sens d'inclinaison avec la charge, ils sont appelés 'Pieux inclinés inverses' (négatifs dans la figure 7.2), si la direction de la charge latérale est opposée à la direction de l'inclinaison du pieu et 'Pieux inclinés avants' (positifs dans la figure 7.2), si la direction de la charge latérale est la même que celle de l'inclinaison du pieu [Zhang et al., 2002].

De nombreuses études expérimentales ont été menées par plusieurs chercheurs [Tschebotarioff, 1953; Kubo, 1965; Meyerhof et Ranjan, 1973; Meyerhof et Yalcin, 1994; Rao et Veeresh (1994); Zhang et al., 1999] sur des pieux inclinés chargés latéralement dans un sol sableux et argileux pour déterminer l'influence de l'angle d'inclinaison et/ou la charge verticale sur la réponse latérale du pieu. Plus récemment, Rao et Veeresh [1994] ont effectué des essais sur des pieux métalliques inclinés, de 12 mm de diamètre et de 3 longueurs différentes dans une argile molle. Leurs résultats ont révélé que la capacité latérale du pieu incliné augmente en fonction de l'augmentation de l'angle de l'inclinaison de -30° à 30° . D'après les résultats et les données d'essai de centrifugation dans la littérature, Zhang et al. [1999] ont constaté que les augmentations de la capacité latérale de pieux inclinés par rapport aux pieux verticaux étaient de 4, 14, 24, et jusqu'à 50 % dans des sables très lâches, lâches, moyennement denses et denses, respectivement, pour un angle d'inclinaison négatif de -14° . En revanche, les diminutions de la capacité latérale de pieux inclinés par rapport aux pieux verticaux étaient de

4, 5, 15, et jusqu'à 35 %, respectivement, pour un angle d'inclinaison positif de 14° . Les effets de l'angle du pieu étaient significatives dans les sables moyennement denses et denses, mais mineurs dans les sables très lâches et lâches.

Les analyses numériques 3D considérant le sol et les pieux inclinés sont très limitées. Mroueh et Shahrour [2009] ont adopté une analyse 3D par éléments finis pour étudier le comportement des pieux inclinés soumis à des charges d'arrachement inclinées. Il a été démontré que la résistance des pieux inclinés à l'arrachement est affectée par l'inclinaison du pieu et l'inclinaison de la charge.

Compte tenu des confusions dans les résultats expérimentaux et du manque de résultats numériques, le présent chapitre examine, à travers une série d'analyses 3D menée avec *FLAC^{3D}*, les effets de l'angle d'inclinaison, ainsi que les charges verticales sur la capacité latérale des pieux inclinés dans des sols sableux et argileux. Les premières analyses ont été destinées pour la validation du modèle numérique proposé. Ensuite, des études paramétriques ont été réalisées afin d'étudier l'influence de certains paramètres (l'angle de l'inclinaison, la charge verticale, la densité du sable et la résistance au cisaillement non drainée de l'argile) sur la réponse latérale de pieux inclinés. Les modèles de charges combinées ont été réalisés pour une charge verticale qui correspond à la charge verticale ultime du pieu.

7.2 Modélisation numérique proposée

Le programme *FLAC^{3D}* a été utilisé pour étudier la réponse latérale des pieux inclinés soumis à des charges latérales et à des charges combinées (verticale et latérale). Des modèles géométriques en 3D ont été utilisés pour représenter le système couplé sol-pieu. Seule la moitié du modèle a été considéré, ce qui réduit considérablement le temps de calcul. La figure 7.1 montre la disposition générale et le maillage du modèle utilisé pour cette étude. Un pieu incliné flottant ayant un diamètre, B , a été incorporé dans le sol à une profondeur, L , alors que l'épaisseur totale de la couche est de $L\cos\beta+6B$, où β est l'angle d'inclinaison du pieu (figure 7.2). La taille totale de la maille a été étendue à une distance latérale de $16B$ à partir du centre du pieu. Cette distance a été retenue après avoir effectuée un nombre d'analyses initiales avec plusieurs distances latérales jusqu'à ce que les déplacements et les contraintes dans le pieu ne soient pas changés de manière significative avec l'augmentation supplémentaire de la distance

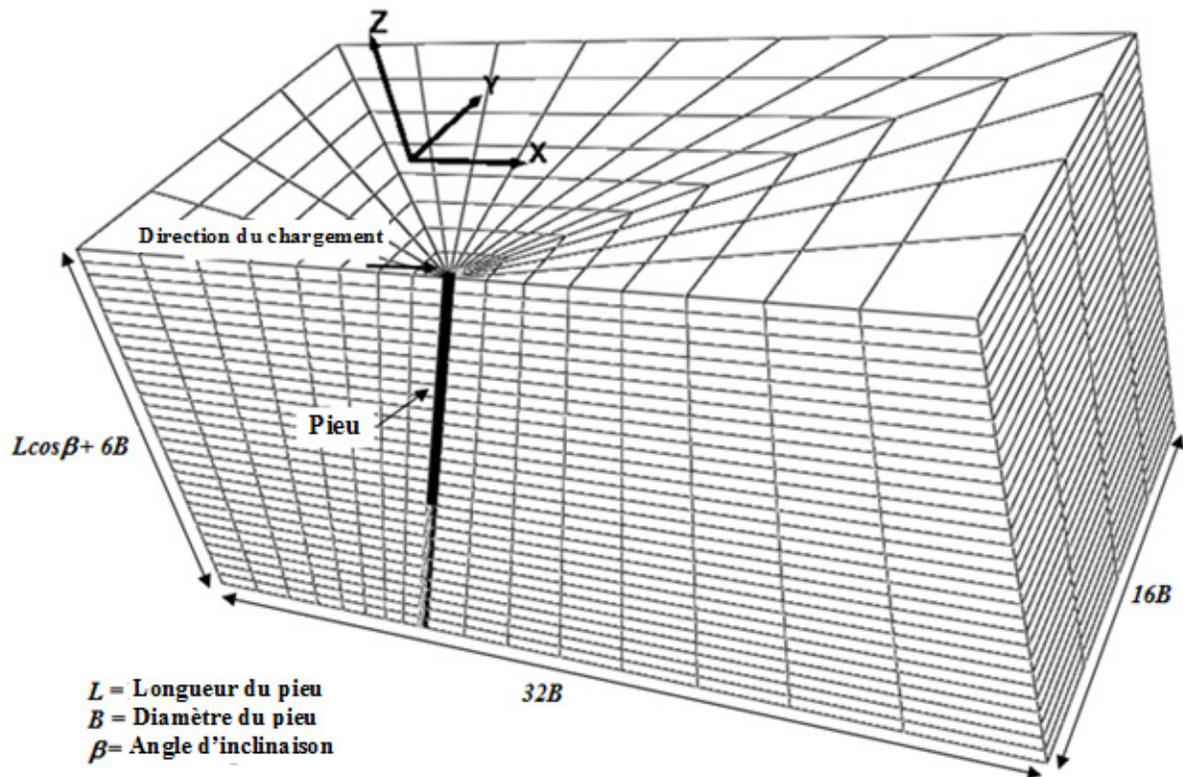


Figure 7.1 Maillage typique utilisé pour les analyses 3D d'un pieu incliné

Les paramètres de l'interface sol-pieu ainsi que le schéma d'analyse sont les mêmes que pose l'étude précédente (chapitre 6). Dans cette étude, une fois le modèle amené à l'équilibre (après l'application ou non de la charge verticale), la tête du pieu est alors déplacé latéralement jusqu'à $0,25B$.

7.3 Validation du modèle numérique proposé

Avant d'étudier et analyser l'influence de l'angle d'inclinaison, ainsi que les charges verticales sur la réponse latérale de pieux inclinés, l'applicabilité du modèle proposé dans cette étude numérique en 3D a été vérifiée à travers des résultats d'essais de chargement de pieux inclinés. En effet, des essais du chargement latéral sur des pieux isolés inclinés ont été réalisés à grands déplacements dans une centrifugeuse à 45g [Zhang et al. 1999]. Ces essais ont été simulés comme des prototypes de pieux carrés de 0,43 m de largeur et de 13,7 m de longueur,

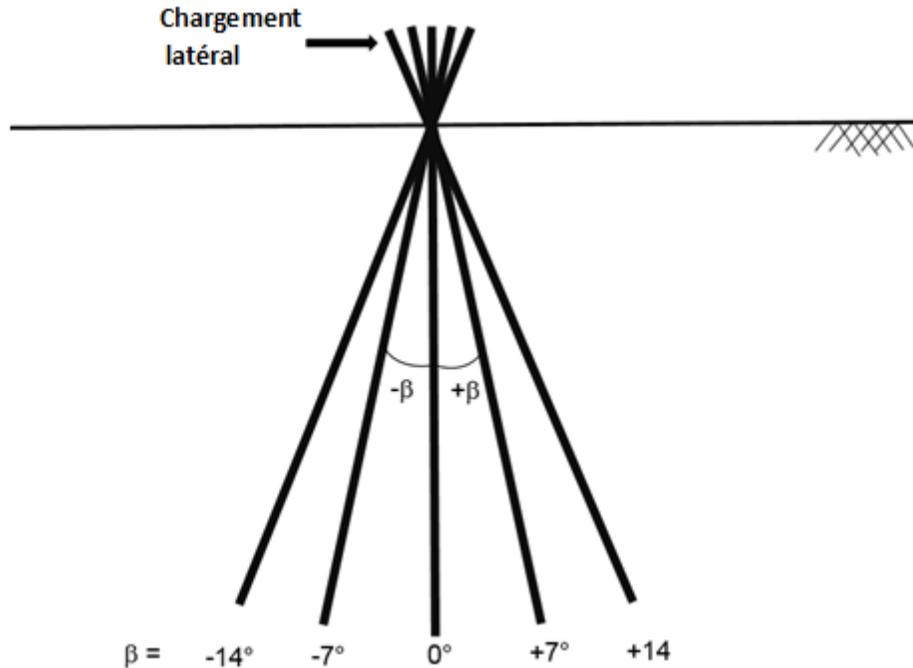


Figure 7.2 Disposition des essais de pieux inclinés isolés

inversés dans un sable lâche et dense. Cinq inclinaisons de pieux ont été considérées dans ces essais: 7° et 14° pour pieu incliné négatif, 0° pour pieu vertical, et 7° et 14° pour pieu incliné positif (figure 7.2). Le chargement latéral est appliqué à la tête du pieu. La longueur libre : la distance entre le point d'application de la charge latérale et la surface du sol, est de 2,14 m. Le module d'Young de l'acier du pieu est égal à 73,1 MPa. Le sol, utilisé dans ces essais, est un sable, appelé ci-après sable mixte, qui était un mélange de plusieurs gradations de sable Edgar Allen. Le diamètre moyen des particules du sable mixte est de 0,23 mm. Deux échantillons de sable ont été préparés pour les essais: (1) sable lâche et (2) sable dense. Les poids volumiques correspondants à ces deux sols sont $14,05 \text{ kN/m}^3$ et $14,50 \text{ kN/m}^3$, respectivement. A l'origine, les angles de friction des sables étaient de $34,5^\circ$ et $37,1^\circ$, respectivement [Zhang et al. ,1998].

Les comparaisons entre les calculs numériques et les mesures fournies par Zhang et al. [1998] sont présentées dans la figure 7.3. Les résultats numériques 3D sont en accord avec les résultats expérimentaux obtenus par Zhang et al. [1999]. Ainsi, le schéma numérique adopté dans cette étude est capable de modéliser correctement l'interaction sol-pieu correspondante aux pieux inclinés.

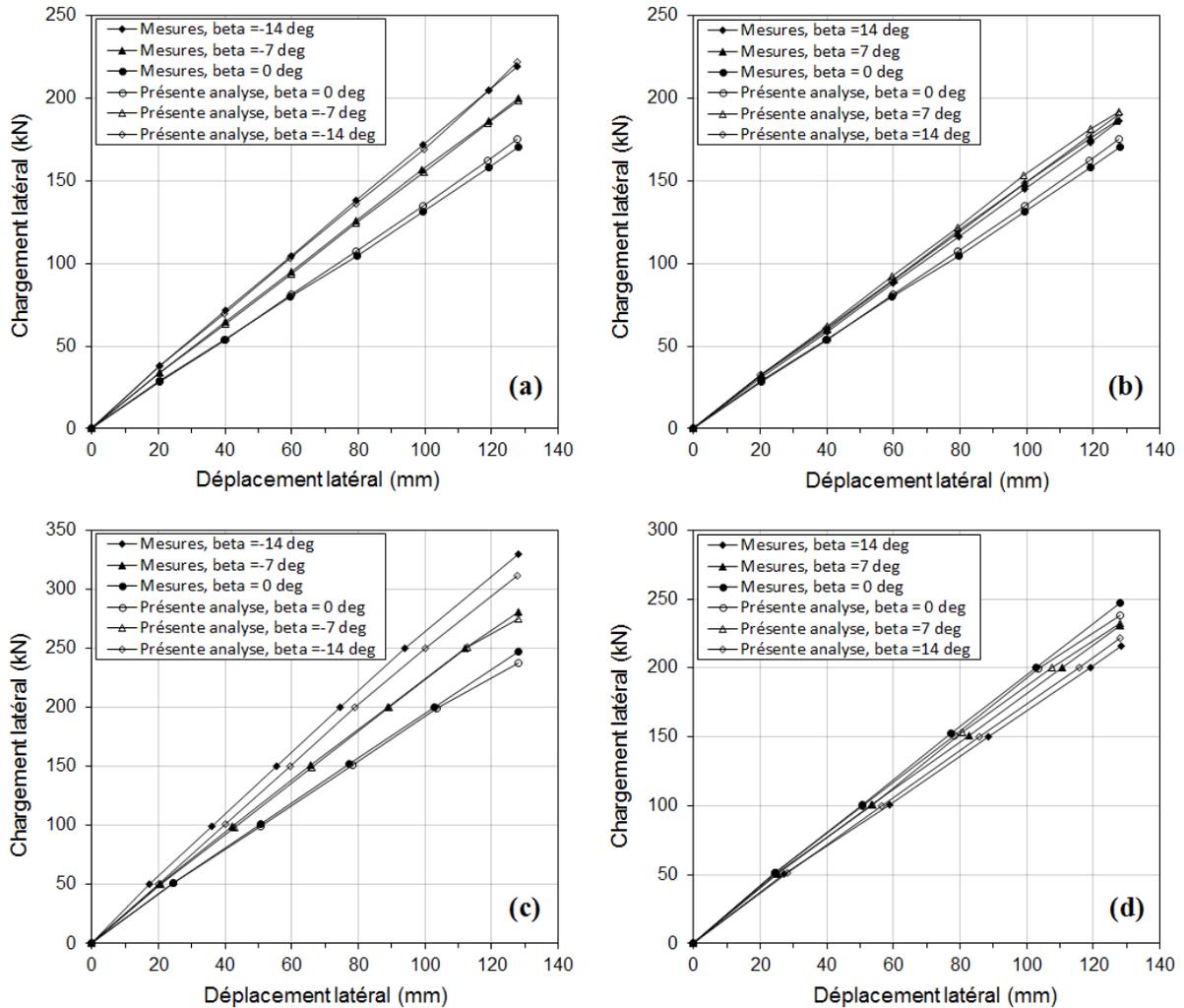


Figure 7.3 Comparaison entre les réponses des pieux inclinés, estimées par la présente analyse numérique et celles obtenues à l'aide des mesures dans le cas d'un: (a) sable lâche pour des angles négatifs, (b) sable lâche pour des angles positifs, (c) sable dense pour des angles négatifs et (d) sable dense pour des angles positifs

7.4 Études paramétriques

FLAC^{3D} est utilisé pour réaliser une série d'analyses numériques sur un pieu incliné dans deux types de sol (sableux et argileux) soumis à un chargement latéral et un chargement combiné. Ces analyses sont réalisées pour étudier l'influence de l'angle d'inclinaison (β), le chargement vertical sur la capacité latérale des pieux inclinés. Les dimensions et les propriétés des pieux (tableau 7.1) sont extraites du Manuel de la construction en acier [CISC, 2011]. Les propriétés du sol sableux et argileux sont les mêmes que celles adoptées pour l'étude précédente (voir tableaux 6.3 et 6.4). Le module de cisaillement, G , pour les sols

Tableau 7.1 Propriétés du pieu

Type du pieu	Acier
Diamètre extérieur, B (mm)	406,4
Épaisseur T (mm)	6,3
Longueur, L (m)	10,0
Module d'Young, E_p (MPa)	78000
Densité massique, ρ (kg/m ³)	6260
Coefficient de Poisson, ν_p	0,29

cohérents est déterminé en fonction de c_u , en se basant sur la même corrélation du chapitre 5 (Équation 5.5).

La réponse de pieux inclinés sous charges latérales pures est analysée initialement pour plusieurs angles d'inclinaison (β), qui varient entre -25.5° et 25.5° (valeurs limites où le modèle proposé est stable pour les dimensions du pieu adoptées dans cette étude). En deuxième lieu, la réponse de pieux inclinés, sous chargement combiné, est analysée, où la valeur du chargement vertical appliqué sur la tête du pieu incliné correspondant à la valeur de la charge verticale ultime (V_{ult}) de ce même pieu. Le chargement combiné, comme le cas du chapitre précédent, est appliqué en deux étapes. Dans une première étape, le chargement vertical est appliqué. Dans la deuxième étape, le chargement latéral est appliqué, en conservant le chargement vertical constant.

Les résultats numériques des pieux inclinés sous chargement latéral pur ($V = 0$) et sous chargement combiné ($V = V_{ult}$) sont présentés et discutés séparément pour les sols sableux et les sols argileux dans les sections suivantes.

7.5 Résultats et discussions

7.5.1 Influence de l'angle d'inclinaison dans les sols sableux

Les figures 7.4a à 7.4d montrent l'influence de l'angle d'inclinaison (β) sur la capacité latérale d'un pieu incliné dans un sol sableux très lâche, lâche, dense et très dense, respectivement.

A partir des données présentées, la capacité latérale du 'Pieu incliné avant' (ou bien pieu correspondant à un angle d'inclinaison positif), n'est pas très affectée par rapport à un pieu vertical ($\beta = 0^\circ$). Dans le cas du sable très lâche, la capacité latérale du pieu est légèrement augmentée pour β de $25,5^\circ$ et elle n'est pas changée pour β de $12,5^\circ$. Dans le cas du sable très

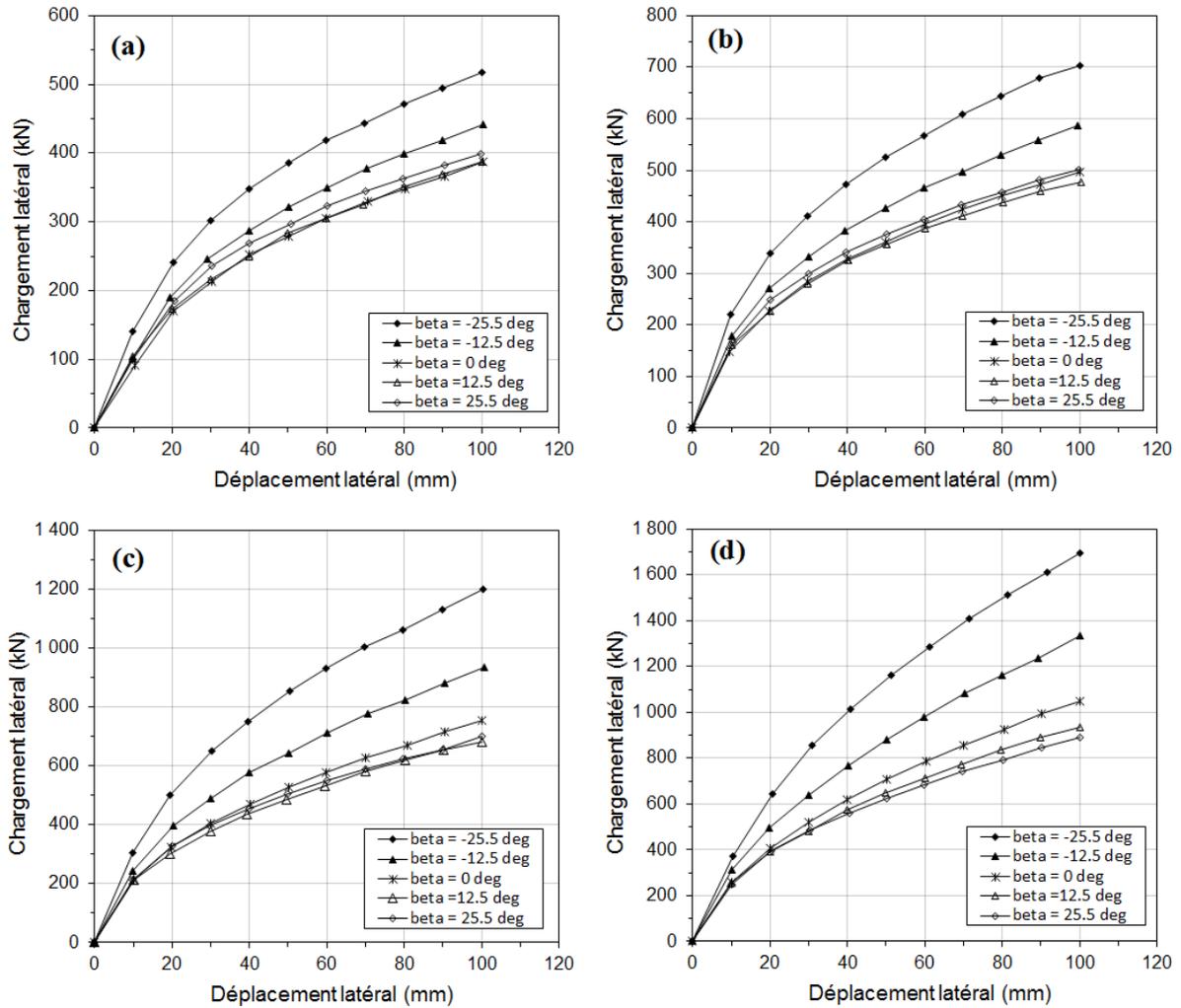


Figure 7.4 Courbes chargement latéral-déplacement latéral du pieu incliné dans un sable: (a) très lâche, (b) lâche, (c) dense et (d) très dense

dense, la capacité latérale est relativement diminuée pour β de $12,5^\circ$ et $25,5^\circ$. Pour le cas du ‘Pieu incliné inverse’ (ou bien pieu correspondant à un angle négatif), la capacité latérale est augmentée considérablement pour β de $-12,5^\circ$ et $-25,5^\circ$ pour tous les états de densité du sable.

La variation du rapport des capacités latérales de pieux inclinés par rapport au pieu vertical avec l'angle d'inclinaison β est présentée dans la figure 7.5 pour différents états de densités de sable. Les tendances générales dans la figure 7.5 indiquent que la capacité latérale des pieux inclinés dépend à la fois de l'angle d'inclinaison et de la densité du sable. Pour un angle d'inclinaison positif, la dépendance de la capacité latérale de l'inclinaison du pieu est faible en

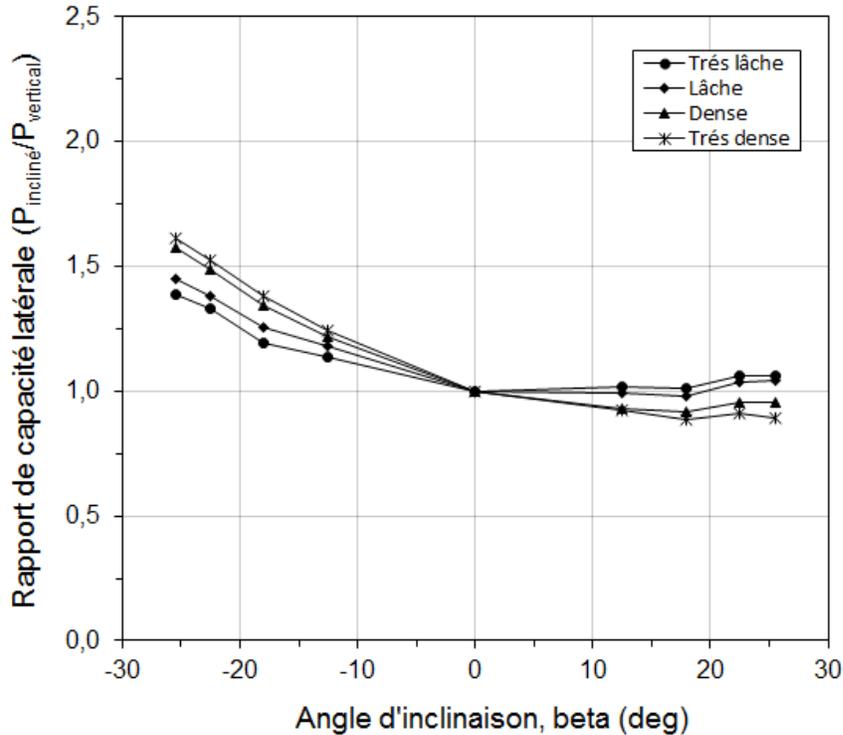


Figure 7.5 Influence de l'angle d'inclinaison du pieu sur la capacité latérale pour différentes densités de sable

particulier pour les cas de sables très lâche et lâche. Ce résultat confirme ce qui est proposé par Meyerhof et Yalcin [1994]. Pour β de 0 à 18°, la capacité latérale du pieu incliné n'est pas modifiée d'une manière significative par rapport à la capacité correspondante au pieu vertical dans des sables très lâche et lâche. Pour les sables dense et très dense, la capacité latérale diminue de 8 % et de 11 %, respectivement. Pour β supérieur à 18°, la capacité latérale augmente de 6 % et de 4 % dans les sables très lâche et lâche, respectivement, et diminue jusqu'à 5 % et 11 % dans les sables dense et très dense, respectivement.

Pour un angle d'inclinaison négatif, la dépendance de la capacité latérale de l'inclinaison du pieu devient de plus en plus importante avec l'augmentation de la densité de sable. Les pourcentages d'augmentation de la capacité latérale du pieu incliné par rapport au pieu vertical sont de 14, 18, 22 et 24 % pour β de -12,5° et 39, 45, 58 et augmentent jusqu'à 61 % pour β de -25,5° dans un sable très lâche, lâche, dense et très dense, respectivement.

Pour avoir une idée sur les effets de l'angle d'inclinaison sur le moment fléchissant du pieu incliné, les figures 7.6a à 7.6c montrent l'influence de l'angle d'inclinaison (β) et la densité du

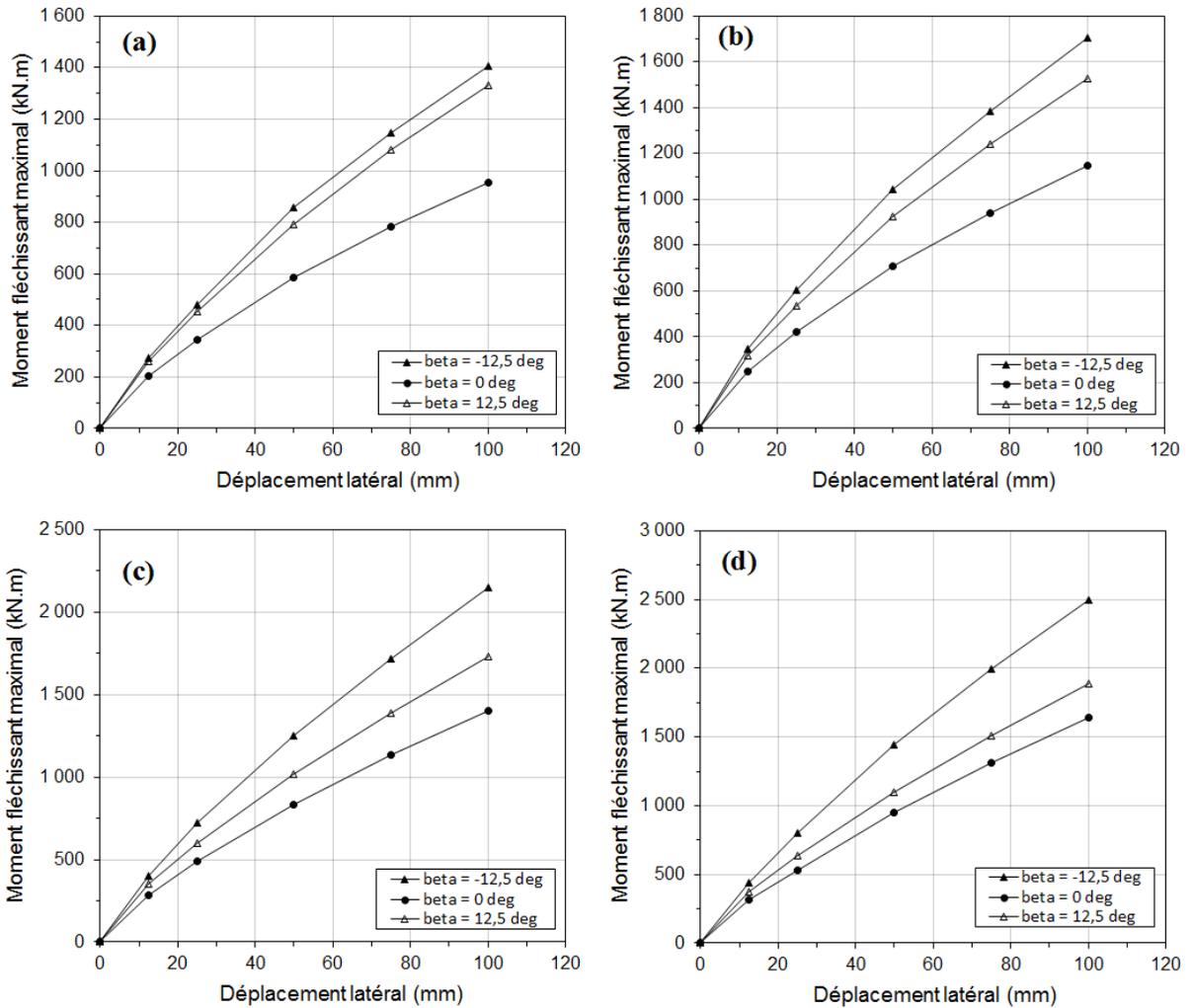


Figure 7.6 Courbes moment maximal-déplacement latéral du pieu incliné dans un sable: (a) très lâche, (b) lâche, (c) dense et (d) très dense

sable sur le moment fléchissant maximal des pieux inclinés dans un sol sableux très lâche, lâche, dense et très dense. Pour cette étude, l'analyse numérique est limitée aux valeurs de β de $-12,5^\circ$, 0° et $12,5^\circ$. Pour les différentes densités de sable, il est clair que le moment fléchissant maximal du pieu incliné augmente considérablement par rapport au moment fléchissant maximal correspondant à un pieu vertical.

Pour β de $-12,5^\circ$, l'augmentation du moment fléchissant maximal devient de plus en plus important avec l'augmentation de la densité de sable. Les pourcentages d'augmentation du moment maximal du pieu incliné par rapport au pieu vertical sont 43, 45, 48 et 50 %, pour le sable très lâche, lâche, dense et très dense, respectivement. Pour β de $12,5^\circ$, l'augmentation du moment fléchissant maximal devient de moins en moins important avec l'augmentation de la

densité de sable. Les pourcentages d'augmentation du moment maximal du pieu incliné par rapport au pieu vertical sont 34, 30, 23 et 17 %, pour le sable très lâche, lâche, dense et très dense, respectivement.

Comme pour le chapitre 6, une tentative pour identifier le mécanisme de l'augmentation importante de la capacité latérale dans le cas du 'Pieu incliné inverse' et la légère augmentation ou même diminution dans le cas du 'Pieu incliné avant' sous l'effet de l'inclinaison a été examinée en traçant l'état de contrainte (Cercle de Mohr) d'un élément du sol à l'interface du pieu et à une profondeur de 3 m.

Pour le cas du 'Pieu incliné inverse', les contraintes principales majeure σ_1 et mineure σ_3 correspondantes à l'état de contrainte de l'élément du sol après un déplacement latéral de $0,25B$ du pieu dans un sable très lâche, lâche, dense et très dense sont tracées aux figures 7.7a, 7.7b, 7.7c et 7.7d, respectivement pour les trois inclinaisons ($\beta = -25,5^\circ$), ($\beta = -12,5^\circ$) et ($\beta = 0^\circ$). Comme prévu, la figure 7.7 illustre le fait que lorsque l'angle d'inclinaison β diminue de 0° à $-25,5^\circ$ la contrainte principale majeure σ_1 du pieu incliné par rapport à celle qui correspond au pieu vertical augmente. Cette augmentation de σ_1 augmente la résistance au cisaillement mobilisée du sol, τ_{fm} , estimée par l'équation 6.4. (Chapitre 6).

La figure 7.7 confirme également que la rupture du sol est atteinte dans le cas $\beta = -25,5^\circ$. Il faudra encore plus de déplacement latéral du pieu dans les cas $\beta = -12,5^\circ$ et $\beta = 0^\circ$ pour atteindre la rupture pour un même déplacement latéral du $0,25B$.

D'un autre côté, lorsque l'angle d'inclinaison β diminue de 0° à $-25,5^\circ$, σ_3 augmente et donc il y a une augmentation de l'incrément de contrainte, $\Delta\sigma_0$ (différence entre σ_3 correspondant à un pieu vertical et σ_3 correspondant à un pieu incliné négatif) en raison de l'inclinaison négative du pieu. Ainsi, $\Delta\sigma_0$ provoque une augmentation considérable de la résistance au cisaillement de l'élément du sol [Zhang et al. 2002]. Par conséquent, les contraintes dues à l'inclinaison négative du pieu provoquent une augmentation significative de la capacité latérale du pieu.

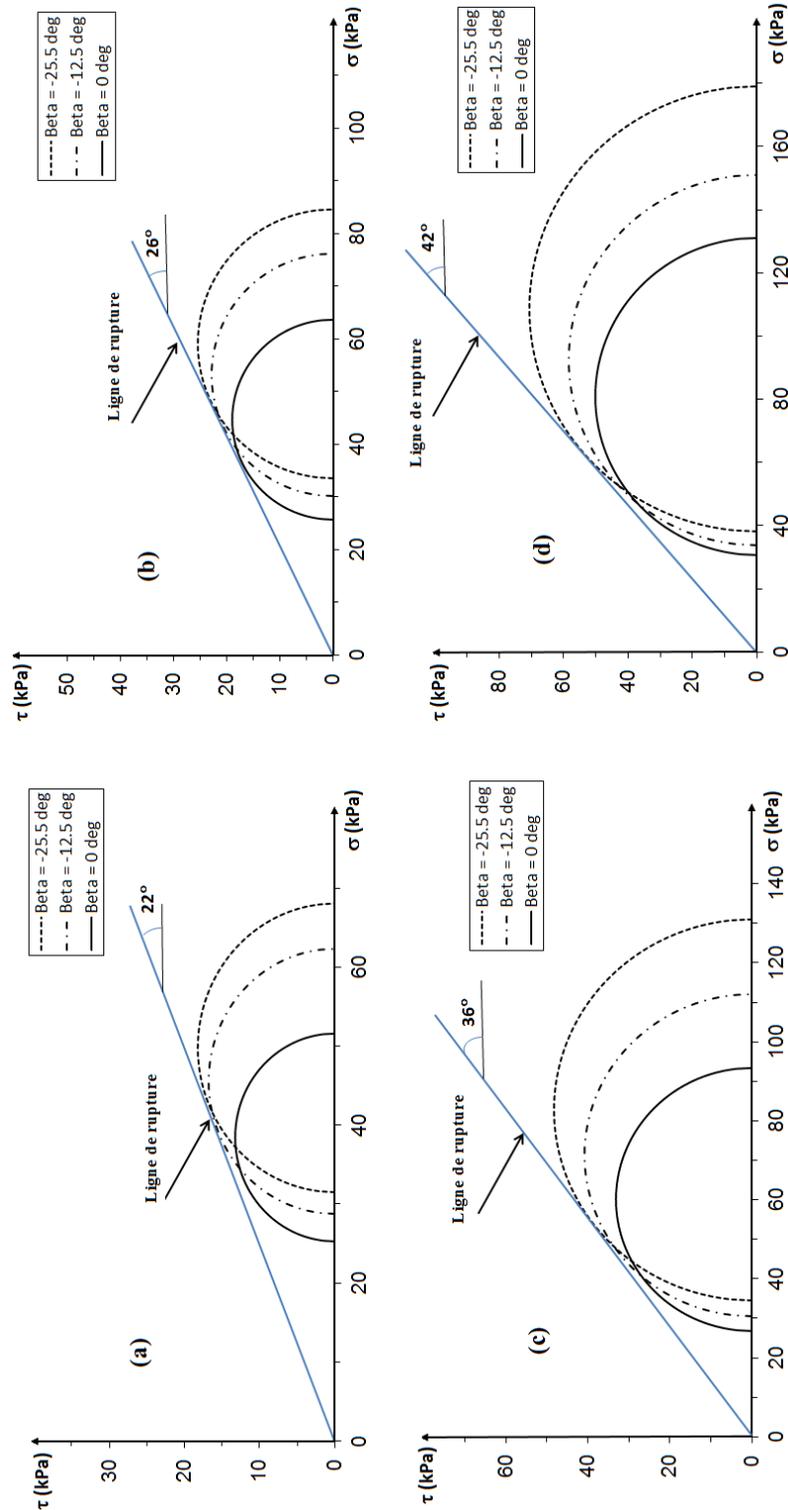


Figure 7.7 Diagrammes montrant l'effet de l'angle d'inclinaison négatif sur la capacité latérale du pieu dans un sable: (a) très lâche, (b) lâche, (c) dense et (d) très dense

Pour le cas du 'Pieu incliné avant', les contraintes principales majeure σ_1 et mineure σ_3 correspondantes à l'état de contrainte de l'élément du sol après un déplacement latéral de $0,25B$

du pieu dans un sable très lâche, lâche, dense et très dense sont tracées sur les figures 7.8a, 7.8b, 7.8c et 7.8d, respectivement pour les trois inclinaisons ($\beta = 0$), ($\beta = 12,5^\circ$) et ($\beta = 25,5^\circ$). Pour le cas d'un sable très lâche et lâche, l'inclinaison du pieu par β de $12,5^\circ$ (où la capacité latérale du pieu incliné est très légèrement modifiée par rapport à la capacité latérale du pieu vertical (figures 7.4a et 7.4b)) a permis d'exercer une contrainte de cisaillement sur le sol, ce qui a réduit sa résistance au cisaillement et annule l'effet de $\Delta\sigma_v$. Ainsi, l'effet de la résistance latérale du sol peut ne peut pas être significative [Zhang et al., 2002]. Lorsque le pieu est incliné par β de $25,5^\circ$ (où la capacité latérale du pieu incliné est très légèrement augmentée par rapport à la capacité latérale du pieu vertical (figures 7.4a et 7.4b)) une petite augmentation de la résistance au cisaillement de l'élément du sol due aux effets de $\Delta\sigma_v$ a été remarquée à partir des figures 7.8a et 7.8b.

En ce qui concerne le sable dense et très dense, lorsque l'angle d'inclinaison β augmente de 0 à $25,5^\circ$, σ_3 diminue légèrement et donc $\Delta\sigma_v$ cause une faible diminution de la résistance au cisaillement de l'élément du sol (figures 7.8c et 7.8d). Par conséquent, les contraintes dues à l'inclinaison négative du pieu provoquent une petite diminution de la capacité latérale du pieu.

7.5.2 Influence des charges verticales dans les sols sableux

Les figures 7.9a à 7.9d montrent l'influence de la charge verticale sur la capacité latérale du 'Pieu incliné inverse' incliné par β de $-12,5^\circ$ dans un sol sableux très lâche, lâche, dense et très dense, respectivement. En présence de charges verticales (V_{ult}), il convient de noter que la capacité latérale du pieu incliné par β de $-12,5^\circ$, développée pour tous les déplacements latéraux, est inférieure à celle correspondante aux charges latérales pures. Pour le cas du 'Pieu incliné avant' incliné par β de $12,5^\circ$, les figures 7.10a à 7.10d montrent l'influence de la charge verticale sur la capacité latérale du pieu dans un sol sableux très lâche, lâche, dense et très dense, respectivement. En présence de charges verticales (V_{ult}), il convient de noter que la capacité latérale du pieu incliné par β de $12,5^\circ$, développée pour tous les déplacements latéraux, est supérieure à celle correspondante aux charges latérales pures.

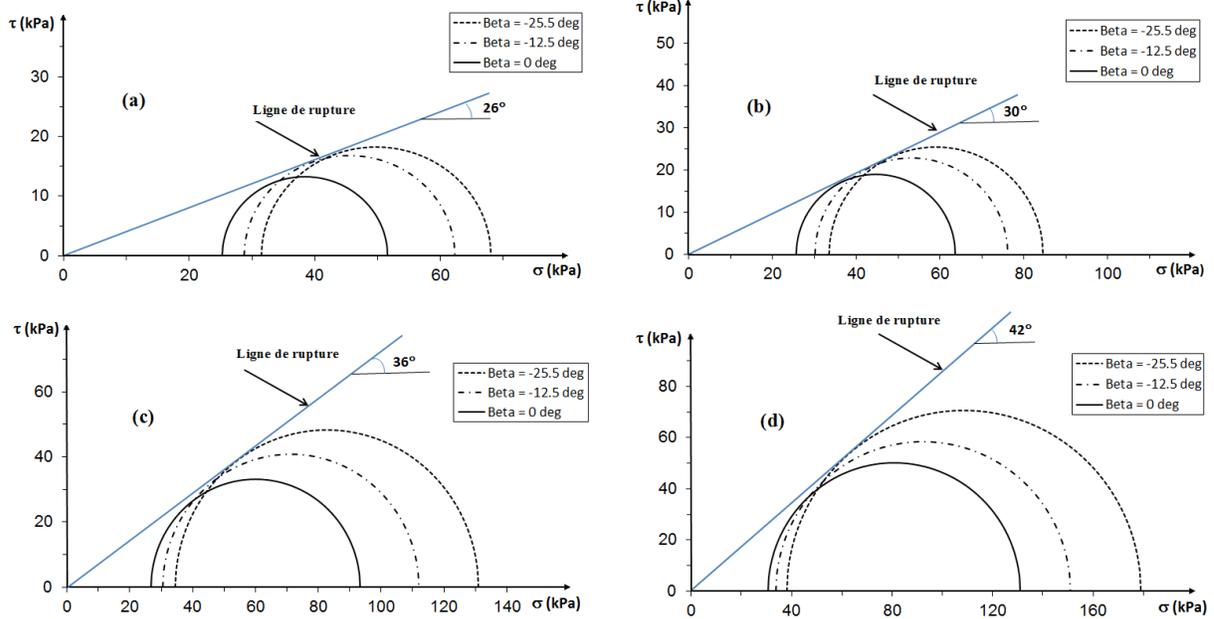


Figure 7.8 Diagrammes montrant l'effet de l'angle d'inclinaison positif sur la capacité latérale du pieu dans un sable: (a) très lâche, (b) lâche, (c) dense et (d) très dense

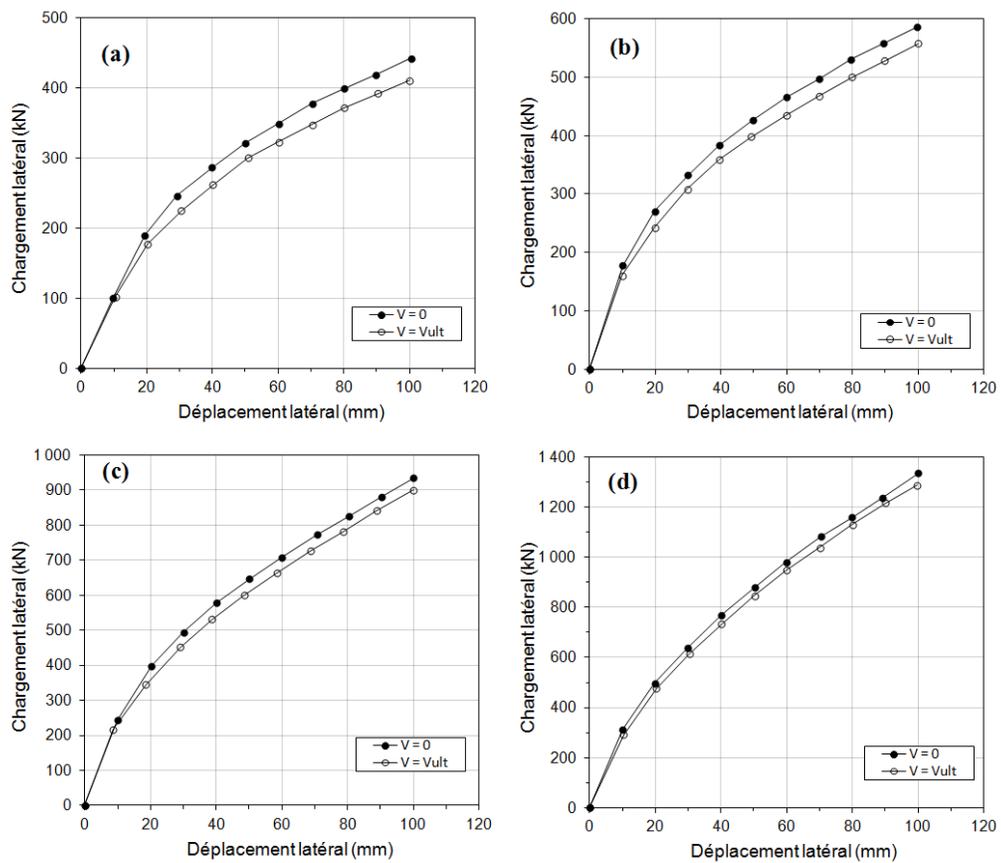


Figure 7.9 Courbes chargement latéral-déplacement latéral du pieu incliné par β de -12.5° dans un sable: (a) très lâche, (b) lâche, (c) dense et (d) très dense

Les figures 7.11a à 7.11d montrent les effets de l'angle d'inclinaison et la charge verticale (V_{ult}) sur le pieu incliné dans un sol sableux très lâche, lâche, dense et très dense, respectivement. Le pourcentage d'augmentation ou de diminution de la capacité latérale (ACL) a été défini pour mesurer l'influence des charges verticales sur la capacité latérale de pieux inclinés.

$$ACL = 100 \times \frac{P_{V=v} - P_{V=0}}{P_{V=0}} \quad (7.1)$$

Où $P_{V=v}$ est la capacité latérale du pieu incliné sous une charge combinée et $P_{V=0}$ est la capacité latérale du même pieu incliné sous une charge latérale pure (sans charge verticale).

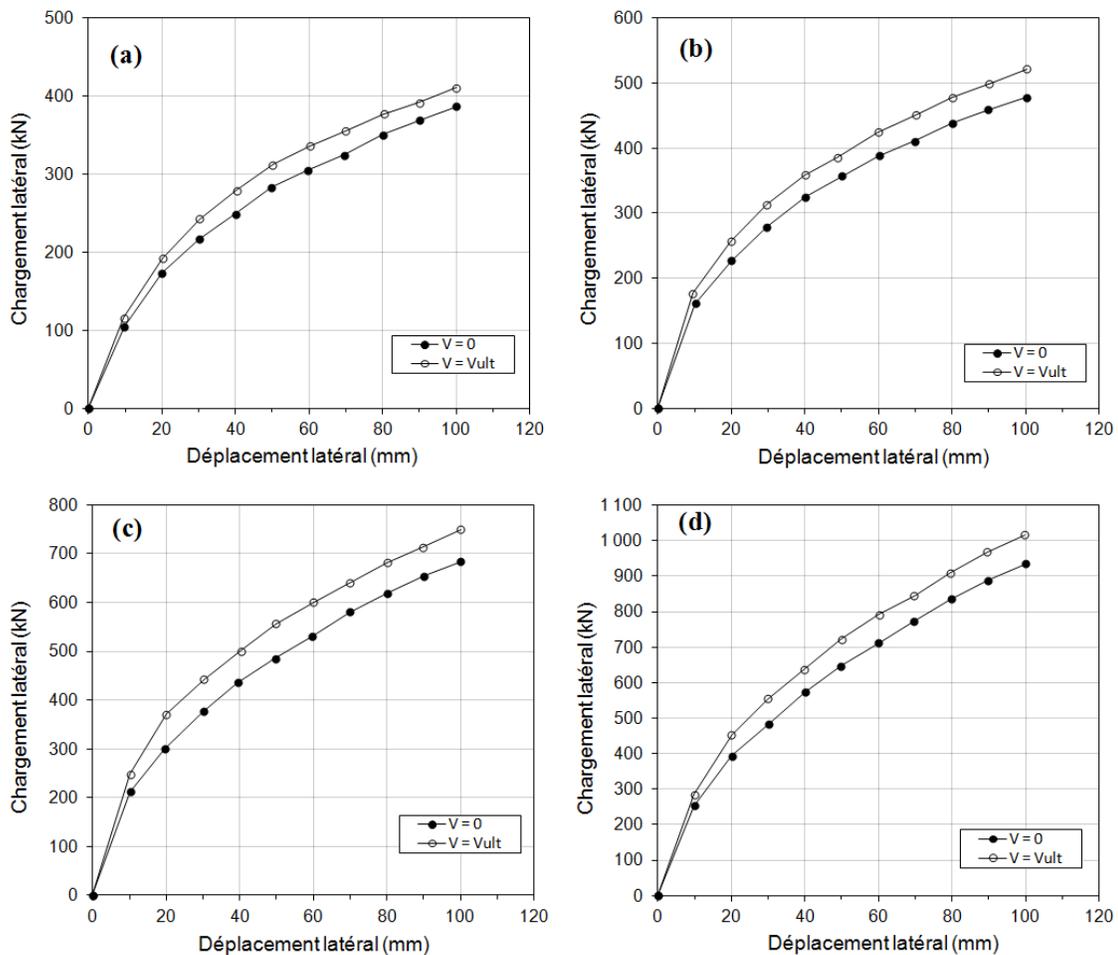


Figure 7.10 Courbes chargement latéral-déplacement latéral d'un pieu incliné par β de 12.5° dans un sable : (a) très lâche, (b) lâche, (c) dense et (d) très dense

La variation des valeurs de ACL avec β , pour plusieurs densités de sable, a été présentée dans la figure 7.12. D'après la figure 7.12, les valeurs de ACL augmentent avec l'augmentation de

l'angle d'inclinaison β . Pour un angle négatif, ACL est le même pour les cas de sables très lâche, lâche et dense. Dans le cas du sable très lâche, ACL atteint -21,4 % pour β de $-25,5^\circ$. Pour un angle positif, ACL varie considérablement avec la densité du sable et il atteint 45 % pour β de $25,5^\circ$ dans le cas du sable très dense. Les comparaisons des résultats présentées dans les figures 7.11 et 7.12 confirment que la présence des charges verticales est aussi importante que l'angle d'inclinaison dans la conception des pieux inclinés sous chargement latéral et dans des sols sableux.

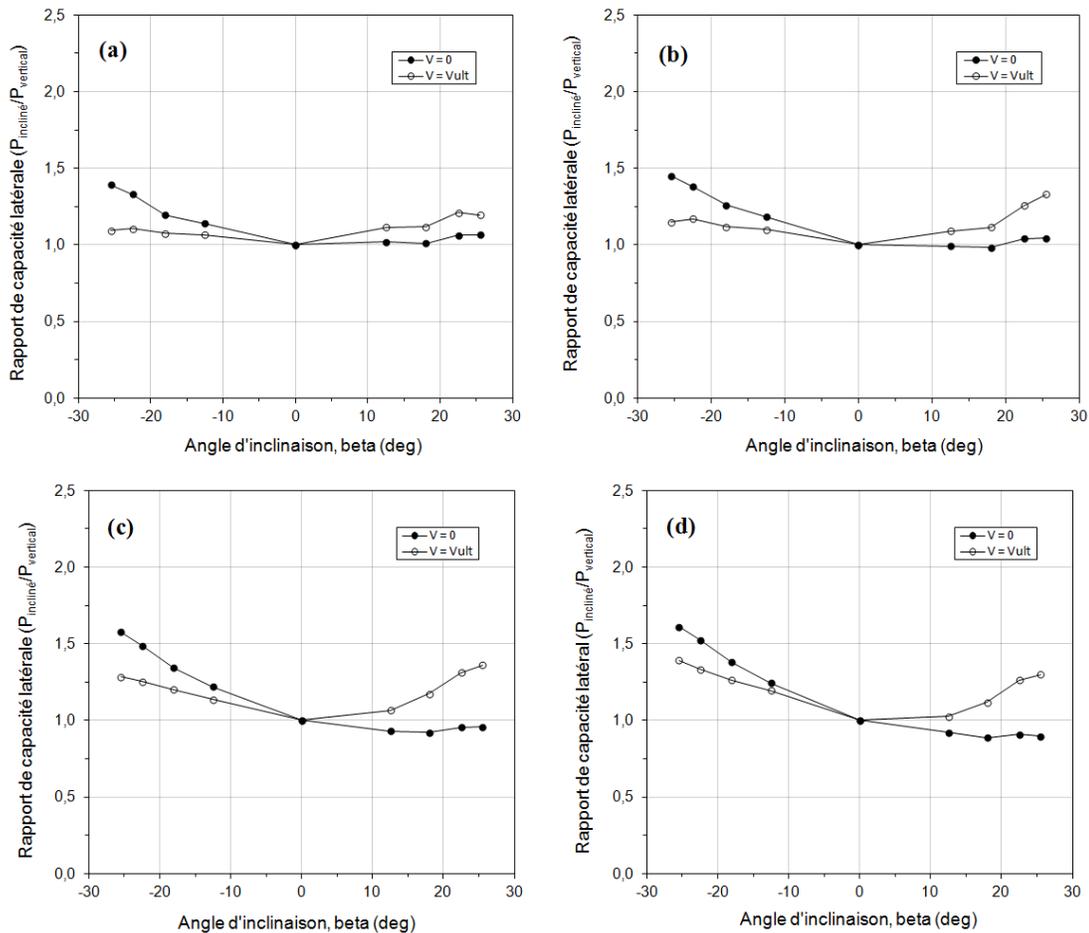


Figure 7.11 Influence de l'angle d'inclinaison du pieu et de la charge verticale sur la capacité latérale dans un sable: (a) très lâche, (b) lâche, (c) dense et (d) très dense

La raison de la diminution de la capacité latérale pour le cas du 'Pieu incliné inverse' et l'augmentation de la capacité latérale pour le cas du 'Pieu incliné avant' installé dans un sol sableux sous l'action de la charge verticale a été également examinée en traçant l'état de contrainte (cercle de Mohr) d'un élément de sol à l'interface du pieu et à une profondeur de 3 m. Les contraintes principale principale (σ_1) et le mineure (σ_3) correspondant à l'état des

contraintes de l'élément de sol suite à un déplacement latéral du $0,25B$ du 'Pieu incliné inverse' incliné par β de $-12,5^\circ$ et installé dans un sable très dense (presque mêmes résultats pour les autres densités de sable) sont tracés sur la figure 7.13a pour les deux cas ($V = 0$) et ($V = V_{ult}$). $\Delta\sigma_{v0}$ entraîne une diminution de la résistance au cisaillement de l'élément de sol. Par conséquent, les contraintes verticales à partir de l'inclinaison négative du pieu provoquent une

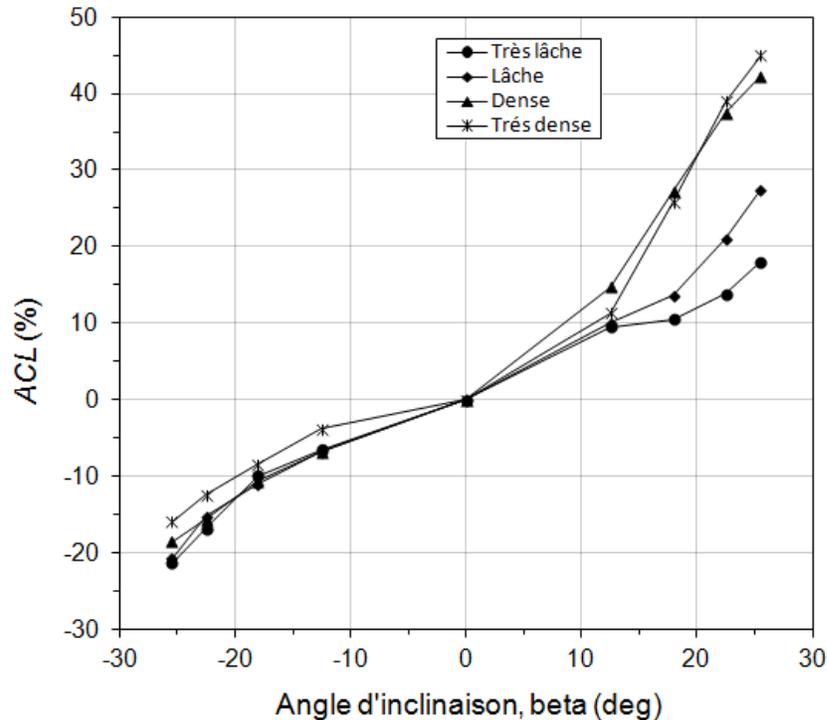


Figure 7.12 Pourcentage d'augmentation ou diminution de la capacité latérale (ACL) en fonction de β et de la densité de sable

diminution significative de la capacité latérale du pieu. Pour le cas du 'Pieu incliné avant' incliné par β de $12,5^\circ$ et installé dans un sable très dense (presque les mêmes résultats pour les autres densités de sable), la figure 7.13b montre les deux cercles de Mohr correspondant aux cas ($V = 0$) et ($V = V_{ult}$). $\Delta\sigma_{v0}$ provoque une augmentation de la résistance au cisaillement de l'élément de sol. Par conséquent, les contraintes verticales à partir de l'inclinaison positive du pieu provoquent une augmentation significative de la capacité latérale de pieux inclinés.

7.5.3 Influence de l'angle d'inclinaison dans les sols argileux

Les figures 7.14a à 7.14d montrent l'influence de l'angle d'inclinaison (β) sur la capacité latérale de pieux inclinés installés dans une argile molle avec un $c_u = 20$ kPa, moyenne¹ avec un $c_u = 30$ kPa, moyenne² avec un $c_u = 39$ kPa et rigide ayant un $c_u = 64$ kPa, respectivement.

Une même tendance est observée pour les ‘Pieux inclinés inverse’ que celle dans le cas d’un sol sableux. Les capacités latérales sont augmentées considérablement pour β de $-12,5^\circ$ et $-25,5^\circ$ dans tous les cas. Pour les ‘Pieux inclinés avant’, la capacité latérale n’est pas significativement changée pour β de $12,5^\circ$. Mais, pour β de $25,5^\circ$, la capacité latérale est

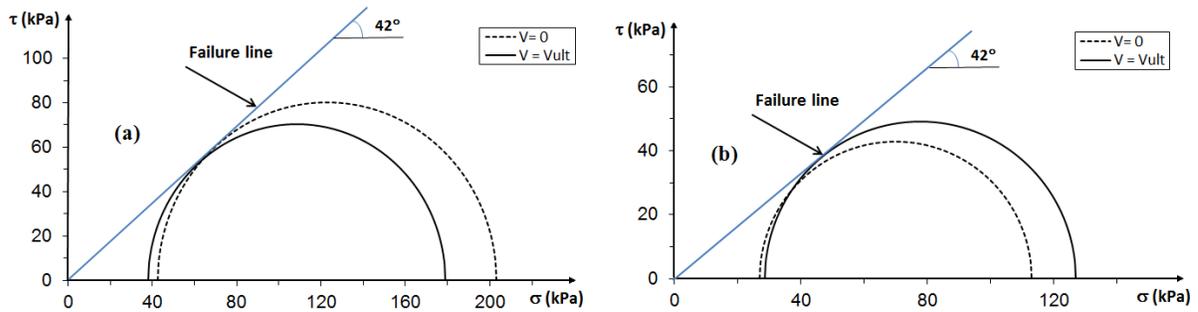


Figure 7.13 Cercles de Mohr d’un élément du sol à l’interface du pieu incliné par (a) β de $-12,5^\circ$ et (b) β de $12,5^\circ$ à une profondeur de 3 m dans un sable très dense

augmentée considérablement dans le cas d’une argile molle, modérément dans le cas d’une argile moyenne^{1,2} et légèrement dans le cas d’une argile rigide.

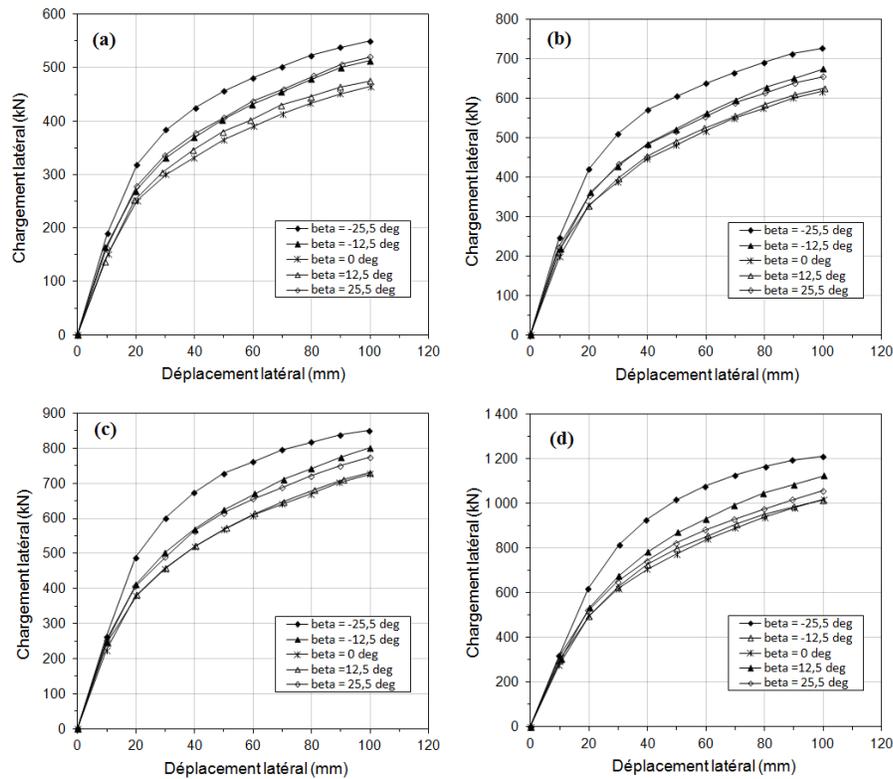


Figure 7.14 Courbes chargement latéral-déplacement latéral du pieu incliné dans une argile: (a) molle, (b) moyenne¹, (c) moyenne² et (d) raide

La variation du rapport des capacités latérales d'un pieu incliné par rapport au pieu vertical avec l'angle d'inclinaison β est présentée dans la figure 7.15 pour différents c_u de l'argile. Les tendances générales dans la figure 7.15 indiquent que la variation de la capacité latérale des pieux inclinés ne dépend que de l'angle d'inclinaison et pas de la résistance au cisaillement non drainée, c_u de l'argile. Pour un angle d'inclinaison positif, la dépendance de la capacité latérale de l'inclinaison du pieu est faible en particulier pour β de 0° à $12,5^\circ$ et pour β jusqu'à 18° dans une argile rigide. Pour β de $25,5^\circ$, l'augmentation maximale de la capacité latérale est de l'ordre de 11 % dans une argile molle. Pour le 'Pieu incliné inverse', la dépendance de la capacité latérale de l'angle d'inclinaison est la même pour tous les c_u . Pour β de $-25,5^\circ$, l'augmentation maximale de la capacité latérale est de l'ordre de 25 % dans une argile rigide.

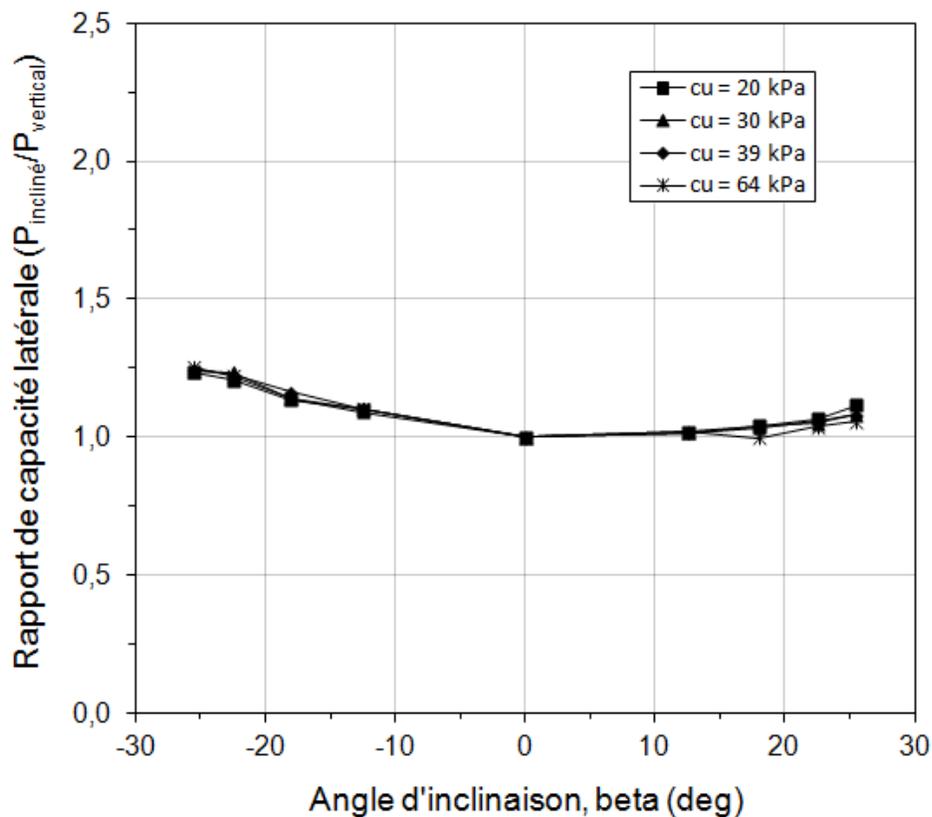


Figure 7.15 Influence de l'angle d'inclinaison du pieu sur la capacité latérale pour différents c_u de l'argile

Les raisons de l'augmentation considérable de la capacité latérale dans le cas du 'Pieu incliné inverse' et de faibles augmentations de la capacité latérale dans le cas du 'Pieu incliné avant' installés dans un sol argileux ont été examinées en traçant les états de contrainte (cercle Mohr)

d'un élément de sol à l'interface du pieu incliné et à une profondeur de 3 m. La contrainte de rupture en cisaillement τ_{ult} , correspondant à la rupture, est calculée avec l'équation 6.7.

Les contraintes σ_1 et σ_3 qui correspondent à l'état des contraintes de l'élément de sol avant l'application d'un déplacement latéral sur un 'Pieu incliné inverse' installé dans une argile rigide et un 'Pieu incliné avant' installé dans une argile molle, moyenne^{1,2} et rigide sont présentées dans la figure 7.16 pour les 3 cas: ($\beta = -25,5^\circ$), ($\beta = -12,5^\circ$) et ($\beta = 0^\circ$) et la figure 7.17 pour les 3 cas: ($\beta = 0^\circ$), ($\beta = 12,5^\circ$) et ($\beta = 25,5^\circ$), respectivement. Les cercles de Mohr correspondant à un pieu vertical ($\beta = 0^\circ$) ont des rayons plus grand que ceux correspondant à β de $-25,5^\circ$ et $-12,5^\circ$ pour le cas du 'Pieu incliné inverse' et β de $12,5^\circ$ et $25,5^\circ$ pour le cas du 'Pieu incliné avant'. Ainsi, la présence d'une inclinaison du pieu augmente la résistance latérale du sol.

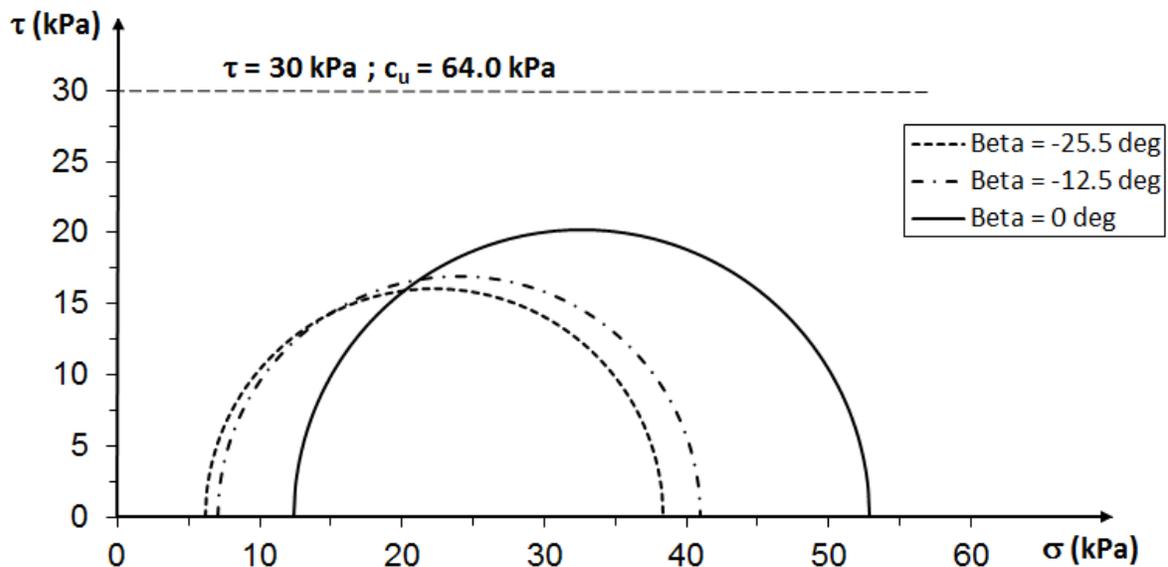


Figure 7.16 Cercles de Mohr d'un élément de sol à l'interface du 'Pieu incliné inverse' et à une profondeur de 3 m dans un sol argileux rigide ($c_u = 64,0$ kPa)

7.5.4 Influence de la charge verticale dans les sols argileux

La figure 7.18 montre l'influence de charges verticales sur la capacité latérale du 'Pieu incliné inverse' incliné par β de $-12,5^\circ$ et installé dans les sols argileux. Chaque parcelle dans la figure 7.18 correspond à un état de rigidité de l'argile à savoir une argile molle ayant un $c_u = 20$ kPa, moyenne¹ ayant un $c_u = 30$ kPa, moyenne² ayant un $c_u = 39$ kPa et rigide ayant un $c_u = 64$ kPa.

En présence de charges verticales (V_{ult}), la capacité latérale du pieu incliné d'un β de $-12,5^\circ$, développée pour tous les déplacements latéraux, est inférieure à celle correspondante aux charges latérales pures. Pour le cas du 'Pieu incliné avant' incliné par β de $12,5^\circ$, les figures 7.19a à 7.19d montrent l'influence de la charge verticale sur la capacité latérale du pieu dans une argile molle, moyenne¹, moyenne² et rigide, respectivement. En présence de charges verticales (V_{ult}), la capacité latérale du pieu incliné d'un β de $12,5^\circ$, développée pour tous les déplacements latéraux, est supérieure à celle correspondante aux charges latérales pures.

La variation des valeurs de ACL avec β , pour plusieurs c_u de l'argile a été présentée dans la figure 7.20. D'après la figure 7.20, les valeurs de ACL augmentent avec l'augmentation de l'angle d'inclinaison β , bien que l'augmentation de la c_u ne semble pas avoir un effet significatif. Pour un angle négatif β de $-22,5^\circ$, la valeur maximale de ACL atteint 15,1 % dans le cas d'argile moyenne¹. Pour un angle positif β de $22,5^\circ$, la valeur maximale de ACL atteint 9,4 % dans le cas d'argile rigide. Les comparaisons des résultats présentées dans les figures 7.20 et 7.21 confirment que la présence de charges verticales est aussi importante que l'angle d'inclinaison dans la conception des pieux inclinés sous chargement latéral et dans des sols argileux.

La raison de la diminution de la capacité latérale pour le cas du 'Pieu incliné inverse' et l'augmentation de la capacité latérale pour le cas du 'Pieu incliné avant' installé dans un sol argileux sous l'action de la charge verticale a été également examinée en traçant l'état de contraintes (cercle de Mohr) d'un élément de sol à l'interface du pieu et à une profondeur de 3 m. Les contraintes principales majeure (σ_1) et mineure (σ_3) correspondant à l'état des contraintes de l'élément pour le cas du 'Pieu incliné inverse' incliné par β de $-12,5^\circ$ et pour le cas du 'Pieu incliné avant' incliné par β de $12,5^\circ$ sont tracées sur les figures 7.22 et 7.23, respectivement.

Pour le 'Pieu incliné inverse', lorsque la charge verticale (V_{ult}) est appliquée, il est clair que les cercles de Mohr ont des rayons plus grands que ceux correspondant à ($V = 0$). Ainsi, la présence de la charge verticale diminue la résistance latérale du sol. Le pourcentage d'augmentation de la contrainte de cisaillement après l'application de la charge verticale (valeur correspondant à la différence entre le rayon des deux cercles de Mohr, divisée par le

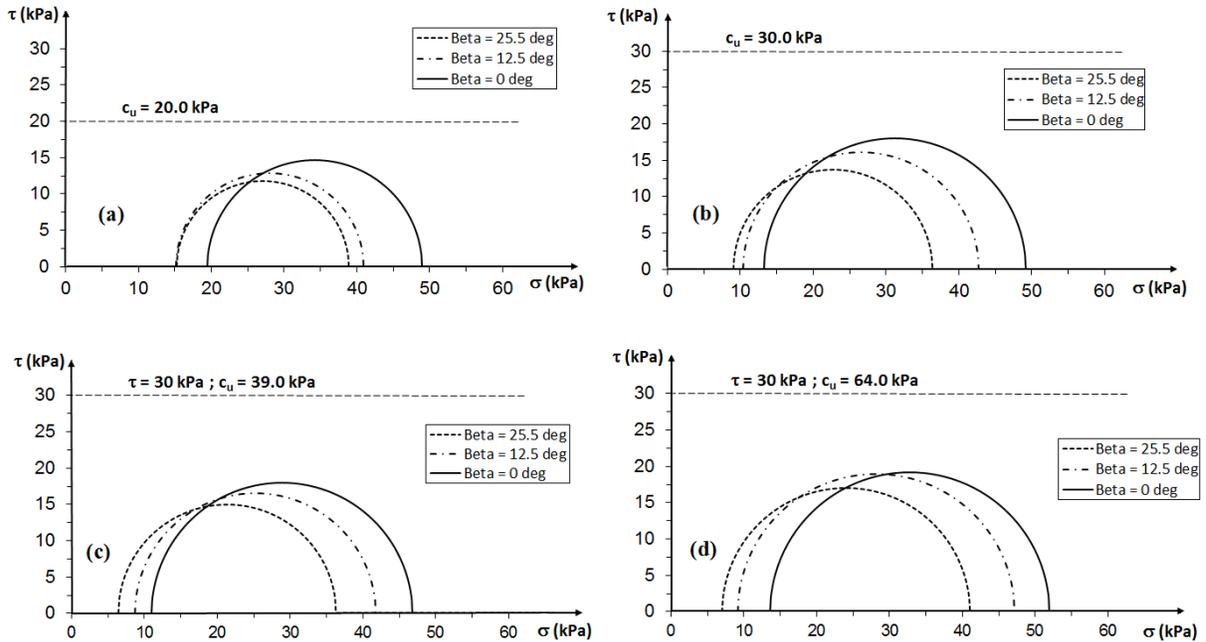


Figure 7.17 Cercles de Mohr d'un élément de sol à l'interface du 'Pieu incliné avant' et à une profondeur de 3 m dans un sol argileux : (a) mou, (b) moyen¹, (c) moyen² et (d) rigide

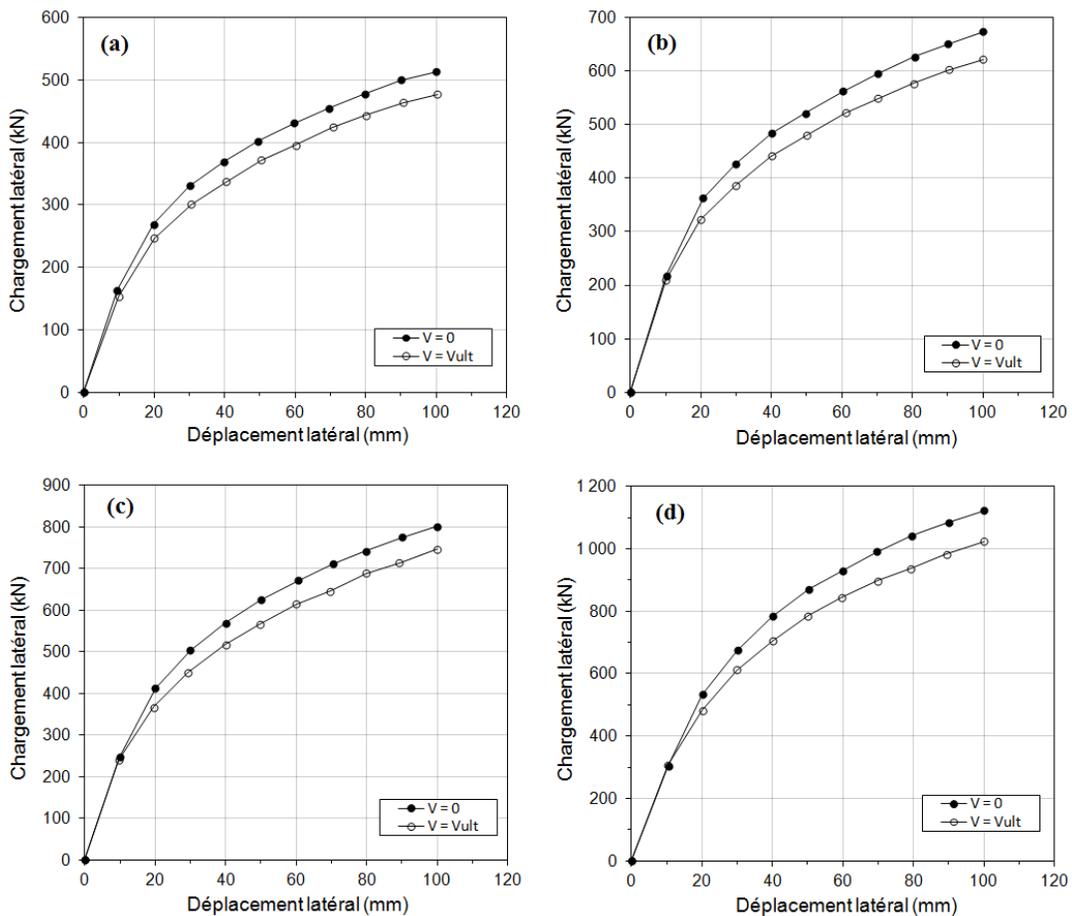


Figure 7.18 Courbes chargement latéral-déplacement latéral du pieu incliné par β de -12.5° dans un sol argileux: (a) mou, (b) moyen¹, (c) moyen² et (d) rigide

rayon du cercle par rapport à ($V = 0$)) varie de 3,8 % à 14,5 % pour c_u variant de 20 kPa à 64 kPa (figure 7.22). La variation de ce pourcentage explique les résultats obtenus dans les figures 7.18, 7.20 et 7.21. Pour le cas du ‘Pieu incliné avant’, lorsque V_{ult} est appliqué, les cercles de Mohr ont des rayons plus petits que ceux correspondant à ($V = 0$). Ainsi, la présence de la charge verticale augmente la résistance latérale du sol. Le pourcentage de diminution de la contrainte de cisaillement après l'application de la charge verticale varie de 1,8 % à 5,0 %, pour c_u variant de 20 kPa à 64 kPa (figure 7.23). La variation de ce pourcentage explique clairement les résultats obtenus dans les figures 7.19, 7.20 et 7.21.

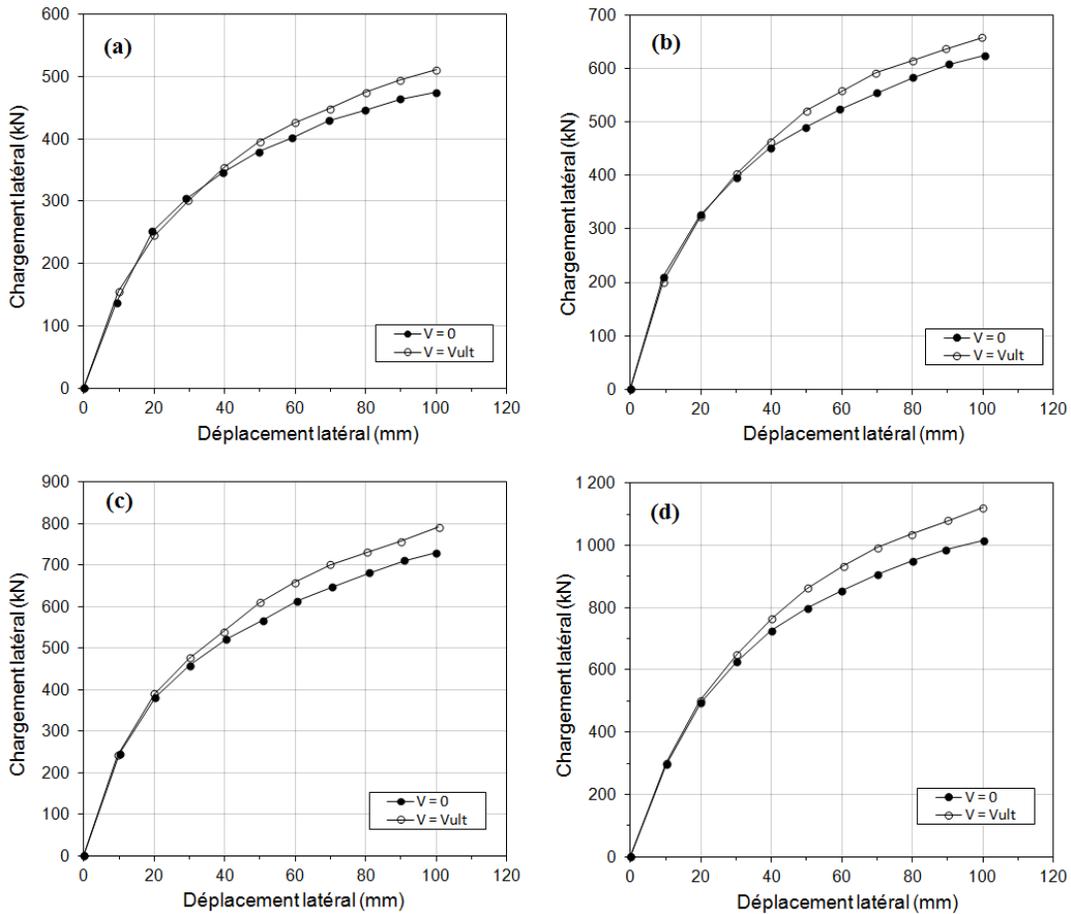


Figure 7.19 Courbes chargement latéral-déplacement latéral du pieu incliné par β de 12.5° dans un sol argileux: (a) mou, (b) moyen¹, (c) moyen² et (d) rigide

7.6 Conclusions

L'influence de l'angle d'inclinaison et la charge verticale sur le comportement d'un pieu incliné, chargé latéralement dans un sol sableux et un sol argileux, a été étudiée au moyen d'une modélisation numérique en 3D. En premier lieu, le modèle numérique proposé a été simulé avec *FLAC^{3D}* et il a été vérifié et validé avec un modèle d'essai en centrifugeuse. En second lieu, ce modèle a été utilisé pour une étude paramétrique, où les variations de l'angle d'inclinaison et la densité de sable ou la rigidité de l'argile ont été considérées pour évaluer la capacité latérale et le moment fléchissant (pour le cas du sol sableux) des pieux inclinés soumis à des charges latérales en premier lieu et des charges combinées (latérale et verticale) et les résultats relatifs à la capacité latérale et le moment fléchissant des pieux inclinés ont été

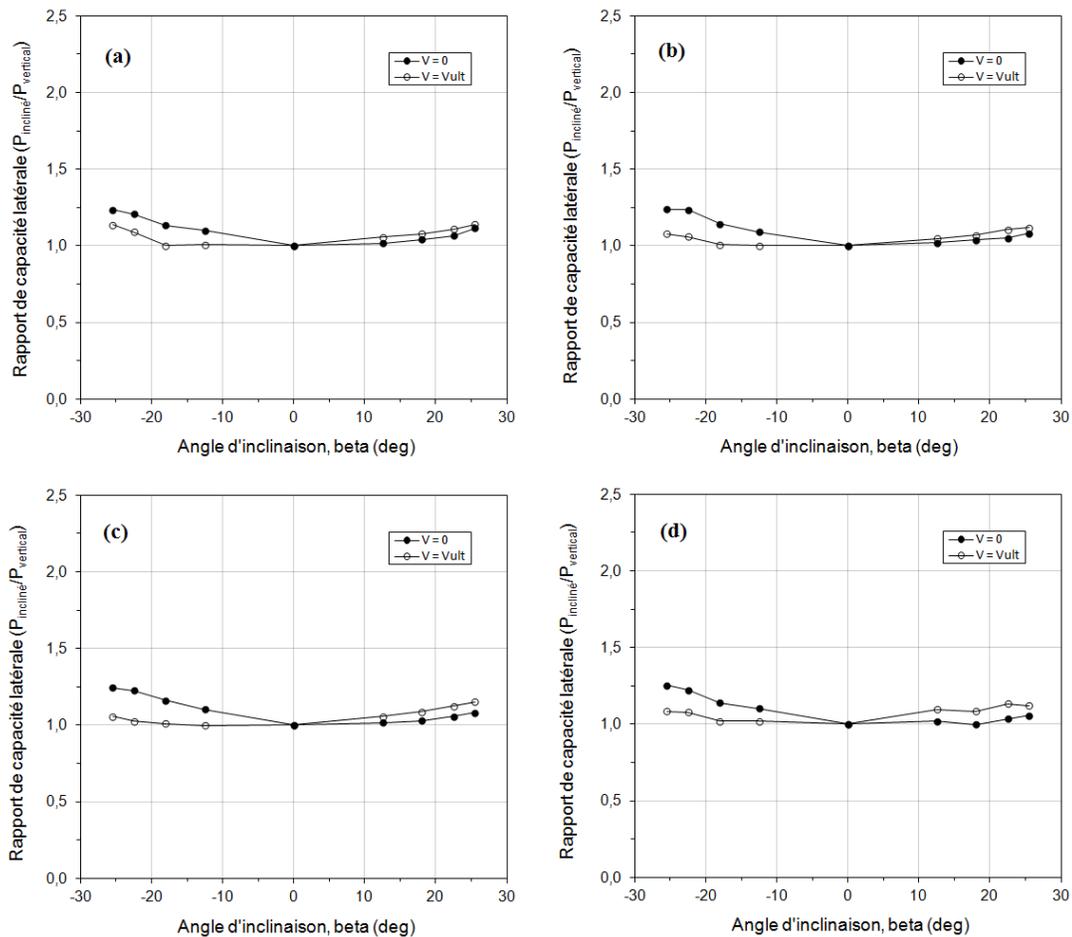


Figure 7.20 Influence de l'angle d'inclinaison du pieu et de la charge verticale sur la capacité latérale dans un sol argileux: (a) mou, (b) moyen¹, (c) moyen² et (d) rigide

déterminés et comparés pour plusieurs angles d'inclinaison d'un pieu incliné soumis à une charge latérale pure et une charge combinée. Sur la base de cette comparaison, les conclusions suivantes ont été tirées.

1. La capacité latérale de pieux inclinés sous des charges latérales et dans les sols sableux est influencée par le signe et la valeur de l'angle d'inclinaison du pieu, β et par la densité de sable. Pour des angles d'inclinaison positifs, dans les cas de sables très lâche et lâche, la capacité latérale du pieu incliné n'est pas substantiellement changée par rapport à celle du pieu vertical, pour β de 0° à 18° , et elle est augmentée, par 4 % et 6 %, respectivement pour β supérieur à 18° . Par contre, dans les cas de sables dense et très dense, cette capacité latérale est diminuée par 5 % et 11 %, respectivement. Pour des angles d'inclinaison négatifs, la capacité latérale du pieu incliné augmente considérablement par rapport à celle du pieu vertical lorsque β et la densité de sable augmentent. Les pourcentages de ces augmentations sont de l'ordre de 39, 45, 58 et 61 % pour β de $-25,5^\circ$ dans un sable très lâche, lâche, dense, et très dense, respectivement.

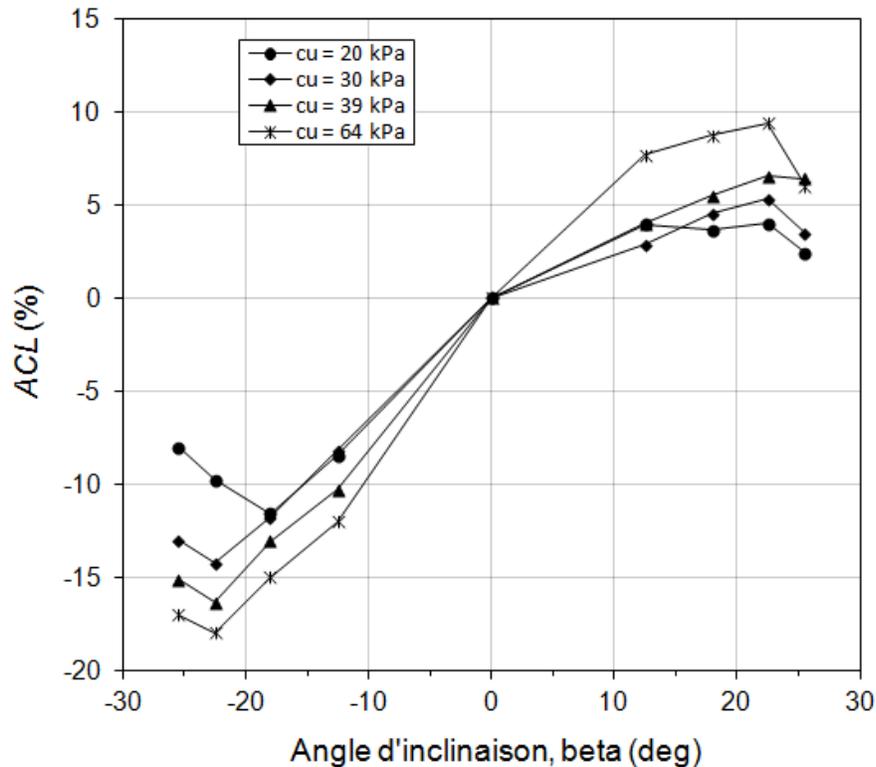


Figure 7.21 Pourcentage d'amélioration de la capacité latérale (ACL) en fonction de β et de la résistance au cisaillement non drainée, c_u de l'argile

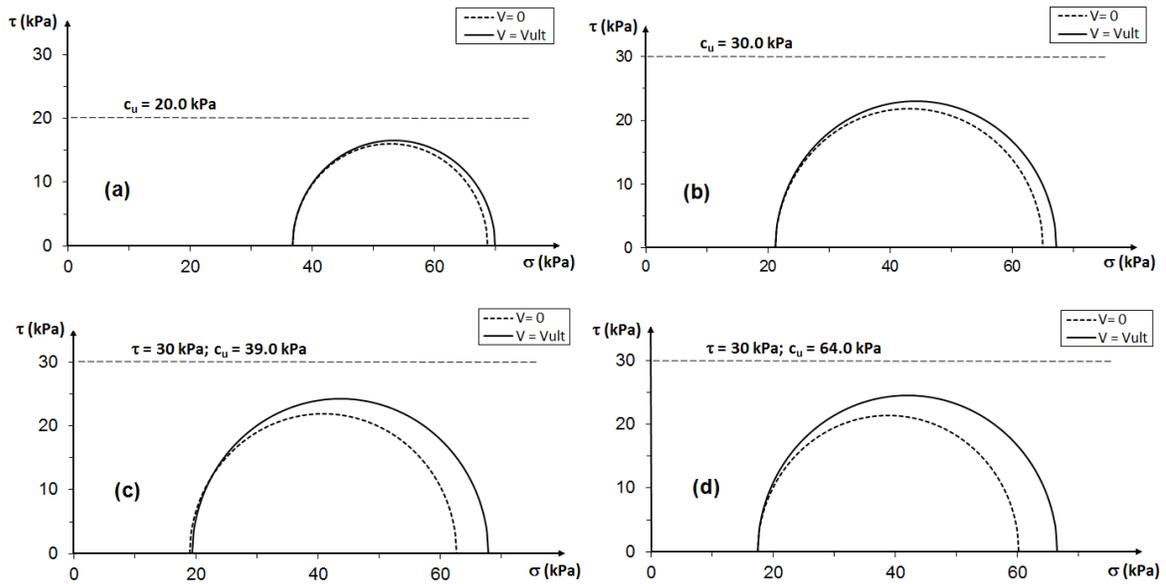


Figure 7.22 Cercles de Mohr d'un élément du sol à l'interface du pieu incliné par β de -12.5° et à une profondeur de 3 m dans un sol argileux: (a) mou, (b) moyenu¹, (c) moyenu² et (d) rigide

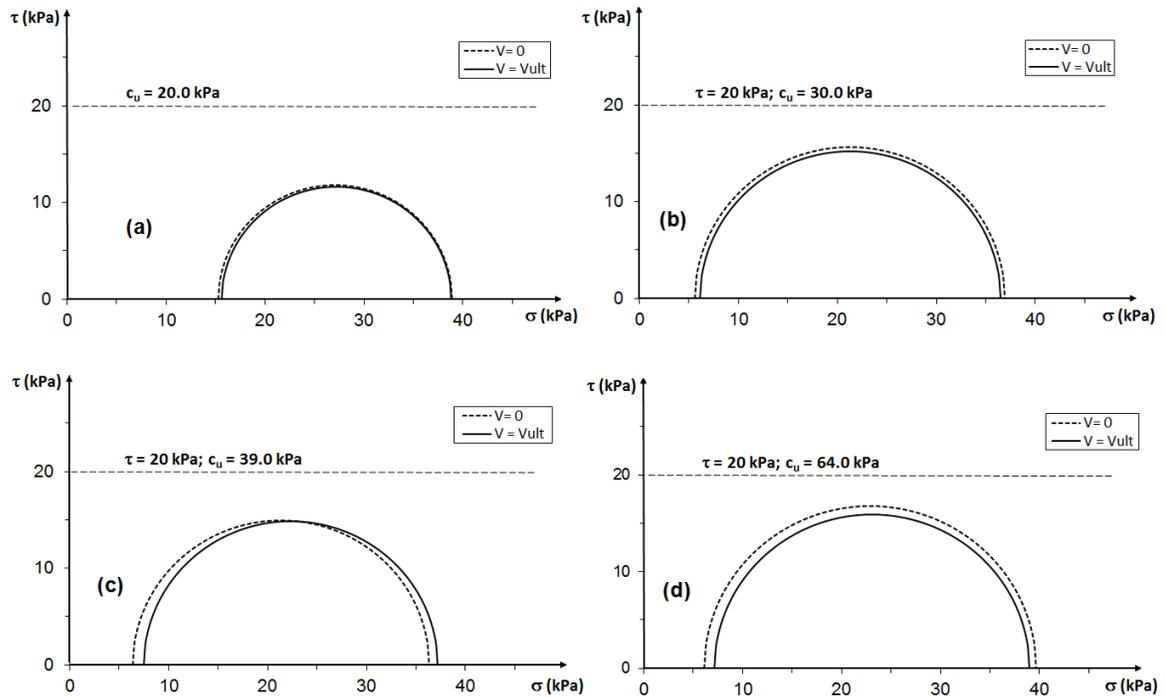


Figure 7.23 Cercles de Mohr d'un élément du sol à l'interface du pieu incliné par β de 12.5° et à une profondeur de 3 m dans un sol argileux: (a) mou, (b) moyenu¹, (c) moyenu² et (d) rigide

2. Le moment fléchissant maximal de pieux inclinés dans les sols sableux est influencé aussi par le signe et la valeur de β et la densité de sable. L'étude est limitée pour β égal à $-12,5^\circ$ et $12,5^\circ$. Pour l'angle d'inclinaison positif β de $12,5^\circ$, l'augmentation du moment fléchissant maximal du pieu incliné par rapport à celui du pieu vertical devient de moins en moins importante avec l'augmentation de la densité du sable. Les pourcentages d'augmentation du moment maximal sont 34, 30, 23, et 17 %, pour un sable très lâche, lâche, dense et très dense, respectivement. Pour l'angle d'inclinaison négatif β de $-12,5^\circ$, l'augmentation du moment fléchissant maximal du pieu incliné par rapport à celui du pieu vertical devient de plus en plus importante avec l'augmentation de la densité du sable. Les pourcentages d'augmentation du moment maximal sont 43, 45, 48, et 50 %, pour un sable très lâche, lâche, dense et très dense, respectivement.
3. L'influence de l'angle d'inclinaison β et de la charge verticale (correspondante à la charge verticale ultime du pieu incliné) sur la capacité latérale des pieux inclinés dans un sol sableux est très importante. En effet, le pourcentage d'augmentation ou de diminution de la capacité latérale (*ACL*) augmente avec l'augmentation de la valeur de β . Pour des angles positifs, *ACL* varie considérablement avec la densité de sable et il peut atteindre 45% pour un sable très dense à β de $25,5^\circ$. Pour des angles négatifs, *ACL* est presque le même pour un sable très lâche, lâche et dense. Il peut atteindre -21,4 % pour un sable très lâche à β de $-25,5^\circ$.
4. L'influence de l'angle d'inclinaison β sur la réponse latérale des pieux inclinés dans des sols argileux est étudiée seulement pour la capacité latérale. L'étude montre que la variation de cette capacité latérale dépend seulement de β et pas de la résistance au cisaillement non drainée, c_u de l'argile. Dans le cas des angles d'inclinaison positifs, pour β de 0° à $12,5^\circ$, la capacité latérale du pieu incliné n'est pas changée par rapport à celle du pieu vertical pour la plupart des c_u . Par contre, lorsque β est supérieur à $12,5^\circ$, cette capacité latérale est augmentée modérément à l'exception de cas correspond à une argile raide où β est de 18° , la capacité latérale du pieu n'est pas affectée. L'augmentation maximale de la capacité latérale du pieu incliné par rapport à celle du pieu vertical est égale à 11 % pour une argile molle pour un angle β de $25,5^\circ$. Dans le cas des angles d'inclinaison négatifs, la capacité latérale du pieu incliné est augmentée

par rapport à celle du pieu vertical et l'augmentation maximale est de l'ordre de 25 % pour le cas d'une argile raide à β de $-25,5^\circ$.

5. Les effets de la charge verticale (correspondante à la charge verticale ultime du pieu incliné) sur la capacité latérale des pieux inclinés dans un sol argileux sont aussi importants. En effet, le pourcentage d'augmentation ou de diminution de la capacité latérale (*ACL*) ne varie pas linéairement avec β ou avec la résistance au cisaillement non drainée, c_u de l'argile. Pour β de $22,5^\circ$ à $22,5^\circ$, *ACL* augmente avec l'augmentation de β et il peut atteindre jusqu'à -15,1 % pour une argile moyenne¹ ($c_u = 39$ kPa) à β de $-22,5^\circ$ et 9,4 % pour une argile raide à β de $22,5^\circ$.

CHAPITRE 8

CONCLUSIONS GÉNÉRALES

8.1 Conclusions des études et contributions

Nous avons présenté dans ce rapport un travail de recherche purement numérique sur l'analyse de la réponse latérale des pieux dans des sols argileux et sableux soumis à des sollicitations latérales.

A travers l'étude bibliographique du chapitre 2, nous avons décrit le comportement de pieux sous chargement latéral. Il était clair que ce comportement est difficile à analyser, d'autant plus lorsque les pieux sont inclinés et/ou chargés verticalement. Nous avons passé en revue un demi-siècle d'analyse du comportement des pieux sous charges latérales à partir des approches théoriques ou basées sur des observations in situ et au laboratoire, en mettant l'accent sur les hypothèses du calcul et les paramètres influençant la réponse latérale des pieux sous charges latérales. La majorité de ces méthodes conduit souvent à des résultats contradictoires, voire même éloignés des observations expérimentales. Ainsi, le recours à des méthodes plus complexes telle la méthode numérique des différences finies, qui permet de prendre en compte plusieurs paramètres (la nature et la rigidité du sol, le type du pieu, l'inclinaison du pieu, la présence ou non de la charge verticale) est fortement recommandé pour mieux analyser la réponse des pieux soumis à des charges latérales. Une présentation de deux codes aux différences finies *FLAC* et *FLAC^{3D}* respectivement pour les modélisations 2D et 3D a fait l'objet de la deuxième partie de l'étude bibliographique (Chapitre 3). La méthodologie d'analyse adoptée par chaque code, ainsi que sa façon d'estimer les routines (déplacement

latéral, moment fléchissant, résistance latérale) relatives à la réponse latérale du pieu, ont été détaillées.

Au Chapitre 4, nous avons commencé les études numériques, par une série d'analyses avec la modélisation 2D avec *FLAC*, d'un pieu ancré dans un sol cohérent et soumis à un chargement latéral. Plusieurs paramètres affectant la capacité latérale ultime des pieux dans un sol cohérent (résistance au cisaillement non drainée de l'argile, longueur du pieu, diamètre du pieu, charge verticale) et qui ne sont pas pris en compte par la méthode de Broms, ont été analysés. Comme premier résultat, on trouve que la capacité latérale ultime du pieu, prédite par *FLAC* est en bonne concordance avec celle déterminée par la méthode p-y, mais bien inférieure à celle estimée à partir des abaques de Broms (1964a). On remarque, en outre, que le diamètre du pieu ainsi que la résistance au cisaillement non drainée, pas pris en compte par la méthode de Broms, semblent avoir des effets significatifs sur la capacité latérale ultime du pieu. Finalement, on a prouvé que le *CCM* est un modèle approprié pour modéliser les sols argileux, et qu'il est nécessaire de prendre soin de la valeur de l'*OCR* (ou de la pression de pré-consolidation) pour le dimensionnement des pieux ancrés dans les sols cohérents et soumis à des charges latérales.

Dans le but de connaître les limites de l'analyse numérique 2D et la possibilité de corréler ses résultats à ceux de l'analyse 3D, une comparaison entre une analyse 2D et une analyse 3D de la réponse latérale d'un pieu rigide chargé latéralement dans un sol cohérent, a été menée dans le chapitre 5. Les modèles numériques ont été simulés avec les programmes *FLAC* (analyse 2D) et *FLAC^{3D}* (analyse 3D). Les profils du déplacement latéral du pieu obtenus par l'analyse 3D (*FLAC^{3D}*) ont été trouvés en bon accord avec ceux mesurés tandis que les profils originaux du déplacement latéral obtenus par l'analyse 2D (*FLAC*) ne sont pas en accord avec ceux mesurés. En effet, pour l'analyse 2D, lorsqu'une charge latérale est appliquée à la tête du pieu, le profil du déplacement latéral du pieu est jugé incompatible avec le profil de la résistance latérale du pieu. La raison de l'incompatibilité du profil initial du déplacement latéral du pieu avec le profil de la résistance latérale, est liée à l'hypothèse qui postule que le déplacement latéral d'un pieu soumis à une charge latérale, prédit par l'analyse 2D, ressemble à celui d'un mur et pas une colonne cylindrique. Ainsi, une correction sur ce profil du déplacement latéral a été nécessaire afin d'améliorer les résultats 2D. Ce nouveau profil du déplacement latéral

obtenu est corrélé avec celui lié à une analyse 3D en se basant sur un schéma typique où les deux profils coupent l'axe vertical à l'origine et une valeur moyenne de l'angle entre les deux profils est déterminé. Cette comparaison est généralisée en fonction du paramètre adimensionnel S_H , adopté pour mesurer la flexibilité du pieu, et par suite des abaques ont été développés pour corriger le profil initial du déplacement latéral du pieu, prédit avec l'analyse 2D, et pour corréler le déplacement latéral et le moment fléchissant maximal du pieu prédits avec l'analyse 2D avec ceux prédits avec l'analyse 3D.

Dans le chapitre 6, l'influence de la charge verticale sur la réponse latérale (capacité latérale et moment fléchissant maximal) d'un pieu en béton, chargé latéralement dans des sols sableux et argileux, a été étudiée avec une analyse numérique conduite avec $FLAC^{3D}$. Plusieurs valeurs de la charge verticale correspondant à 0 %, 25 %, 50 %, 75 % et 100 % de la contrainte verticale ultime (V_{ult}) du pieu ont été considérées dans cette étude. Pour les sols sableux, la charge verticale n'a pas un effet sur la réponse latérale des pieux soumis à des charges latérales. En effet, pour une charge verticale correspondante à 100 % de V_{ult} , une augmentation maximale de la capacité latérale de l'ordre de 4,8 % a été enregistrée pour le cas d'un sable très dense. Pour les sols argileux, et en fonction de la valeur de la charge verticale et de celle du déplacement latéral appliqué, la présence des charges verticales diminue la capacité latérale de pas moins de 20 % et le moment fléchissant maximal de pas moins de 30 %. On trouve aussi que la réponse latérale de pieux sous charge combinée est également fonction de la valeur de la résistance au cisaillement non drainée, c_u (lorsque c_u est constant avec la profondeur) ou le degré de surconsolidation, OCR (lorsque c_u augmente avec la profondeur) et le module de cisaillement, G qui peut être soit lié à c_u ou soit le même pour n'importe quel c_u . Pour le cas d'un sol hétérogène, constitué d'une couche d'argile et une couche de sable, la présence de la charge verticale n'affecte pas la capacité latérale du pieu (ou l'effet est le même que dans le cas d'un sol sableux) pour une épaisseur d'argile qui varie de $2B$ à $10B$. Il a été montré que l'hypothèse de Reese et Van Impe [2001] (la partie du sol entre 0 et $10B$ est la partie prédominante dans l'interaction sol-pieu lorsqu'un pieu est soumis à une charge latérale) est validée et respectée lorsque le pieu est soumis à une charge latérale pure (étude SI). Mais, lorsque la charge verticale est appliquée, cette hypothèse n'est pas validée.

L'influence de l'angle d'inclinaison et la charge verticale sur la réponse latérale d'un pieu incliné, chargé latéralement dans un sol sableux et un sol argileux, a été analysée aussi avec

FLAC^{3D} au chapitre 7. Les variations de l'angle d'inclinaison et la densité du sable ou la résistance au cisaillement non drainée de l'argile ont été considérées pour évaluer cette influence. Pour les sols sableux, la capacité latérale, ainsi que le moment fléchissant maximal de pieux inclinés sous des charges latérales est influencée par le signe et la valeur de l'angle d'inclinaison du pieu et par la densité du sable. Il a été trouvé, à titre d'exemple, pour un angle d'inclinaison égal à $-25,5^\circ$, que les pourcentages d'augmentation de la capacité latérale du pieu incliné par rapport à celle du pieu vertical sont de l'ordre de 39, 45, 58 et 61 % dans un sable très lâche, lâche, dense, et très dense, respectivement. Pour un angle d'inclinaison égal à $-12,5^\circ$, les pourcentages d'augmentation du moment maximal du pieu incliné par rapport à celui du pieu vertical sont de l'ordre de 43, 45, 48, et 50 %, pour un sable très lâche, lâche, dense et très dense, respectivement. Pour ce même sol sableux, il a été montré aussi que l'angle d'inclinaison combiné avec l'application d'une charge verticale (correspondante à la charge verticale ultime du pieu incliné) ont un effet très important sur la capacité latérale des pieux inclinés. En effet, pour un angle d'inclinaison égal à $25,5^\circ$, une augmentation de l'ordre de 45 %, a été enregistrée pour un sable très dense. Pour un angle d'inclinaison égal à $-25,5^\circ$, une diminution de l'ordre de 21,4 % a été observée pour un sable très lâche. Pour les sols argileux, la capacité latérale de pieux inclinés sous des charges latérales est influencée seulement par le signe et la valeur de l'angle d'inclinaison du pieu et pas de la résistance au cisaillement non drainée de l'argile. Pour un angle d'inclinaison de l'ordre de $25,5^\circ$, l'augmentation maximale de la capacité latérale du pieu incliné par rapport à celle du pieu vertical est égale à 11 % pour une argile molle. Alors que pour un angle de $-25,5^\circ$, cette augmentation maximale est de l'ordre de 25 % pour une argile raide. En ce qui concerne l'effet combiné de l'angle d'inclinaison et la charge verticale sur la capacité latérale des pieux inclinés dans un sol argileux, une influence aussi importante a été observée. En effet, pour un angle d'inclinaison égal à $22,5^\circ$, une augmentation maximale de l'ordre de 9,4 % a été enregistrée pour une argile raide. Pour un angle d'inclinaison égal à $-22,5^\circ$, une diminution de l'ordre de 15,1 % a été observée pour une argile moyenne ayant une résistance au cisaillement non drainée, $c_u = 39$ kPa

8.2 Limites des études

À travers la plupart des études réalisées dans ce projet de doctorat, des limites ont été remarquées et qui sont objet d'être considérées pour des futurs projets:

1. Les conclusions obtenues à propos de la surestimation de la capacité latérale par la méthode de Broms ont été basées sur des comparaisons avec des analyses 2D (malgré qu'elles sont validées avec les calculs de la méthode p-y) qui ont été trouvées incompatibles avec des résultats expérimentaux et avec des analyses 3D. Ainsi, l'analyse 3D est la seule solution pour conclure sur l'applicabilité et le degré de surestimation de la méthode de Broms;
2. L'effet de la flexibilité du pieu, ainsi que l'effet de l'installation ou la mode d'exécution de pieux (par battage ou forage) ne sont pas considérés dans les différentes études;
3. Les effets des charges verticales sur la réponse latérale des pieux sont limités pour des pieux en béton et des pieux flottants. Les pieux métalliques sont très utilisés dans la pratique.

8.3 Travaux projetés

Il est clair, à travers les études menées dans ce projet de doctorat, que les analyses numériques 2D et 3D sont réalisées sur des pieux isolés, dans la plupart des cas sur des pieux rigides, et soumis à des charges latérales statiques. Ainsi, une généralisation des résultats obtenus peut être projetée pour des analyses numériques sur des groupes de pieux tout en étudiant les effets de autres paramètres tel que l'effet de groupe. Des études dynamiques semblables (effets de la charge verticale, ainsi que l'angle d'inclinaison pour le cas des pieux inclinées) sont aussi possibles tout en considérant un chargement sismique appliqué à la base du modèle au lieu d'une latérale ou un déplacement latéral appliqué à la tête du pieu.

ANNEXE 1

DÉMARCHE DU CALCUL DE LA MÉTHODE DE BROMS

Selon la théorie de Broms [1964a et b], le calcul de la capacité latérale de pieux se résume en quatorze (14) étapes:

Etape 1. Type général du sol

Connaître le type du sol (cohérent ou frottant) dans la profondeur critique située à partir de la surface du sol et vers environ 4 à 5 fois le diamètre du pieu.

Etape 2. Coefficient de réaction latérale

Déterminer le coefficient de la réaction latérale du sol, k_h (kN/m³) dans la profondeur critique. En effet, ce facteur dépend du type du sol (cohérent ou frottant).

- *Sols cohérents* : k_h est estimé par la formule suivante

$$K_h = \frac{80n_1n_2q_u}{B} \quad (\text{A1.1})$$

Avec :

n_1 : Coefficient empirique estimé à partir du tableau A1.1 ;

n_2 : Coefficient empirique estimé à partir du tableau A1.2 ;

Tableau A1.1 Coefficient n_1 pour sols cohérents

q_u (kPa)	n_1
$q_u < 50$	0,32
$50 \leq q_u \leq 200$	0,36
$q_u > 200$	0,40

Tableau A1.2 Coefficient n_2 pour sols cohérents

Matériau du pieu	n_2
Acier	1,00

Béton	1,15
Bois	1,30

- *Sols frottants* : k_h est estimé à partir du tableau A1.3.

Tableau A1.3 Valeurs du k_h pour des sols frottants

Densité du sol	k_h (kN/m ³)	
	Au dessus de la nappe phréatique	Au dessous de la nappe phréatique
lâche	2000	1100
moyenne	8300	5500
dense	18000	11000

Etape 3. Chargement et conditions du sol

Ajuster la valeur de k_h selon les conditions du chargement et du sol :

- *Chargement cyclique (tremblement des terres) dans les sols frottants*
 1. $K_h = 0,50K_h$: valeur obtenue à partir de l'étape 2 pour un sol moyennement dense à dense ;
 2. $K_h = 0,25K_h$: valeur obtenue à partir de l'étape 2 pour un sol lâche.
- *Chargement statique (suite à un fluage du sol) dans les sols cohérents*
 1. $K_h = (0,16 \div 0,33)k_h$: valeur obtenue à partir de l'étape 2 pour un sol argileux très mou à mou ;
 2. $K_h = (0,25 \div 0,50)k_h$: valeur obtenue à partir de l'étape 2 pour une argile raide à très raide.

Etape 4. Paramètres du pieu

Donner et déterminer les paramètres des pieux suivants:

- le module d'élasticité du matériau du pieu, E_p (kPa);
- le moment d'inertie, I_p (m⁴) ;
- le module de section, S_p (m³) ;
- la contrainte de flexion admissible du pieu, F_b (kPa) ;
- le diamètre du pieu, B (m) ;
- l'excentricité du chargement appliqué (e_c) pour des pieux ayant des têtes libres (distance verticale entre la surface du sol et le point du chargement latéral) ;
- le moment résistant du pieu : $M_y = S_p \cdot F_b$ (m.kN).

Etape 5. Facteur β_h ou η

Calculer un facteur, noté β_h pour les sols cohérents et η pour les sols frottants :

- *Sols cohérents :*

$$\beta_h = \left(\frac{K_h B}{4E_p I_p} \right)^{1/4} \quad (\text{A1.2})$$

- *Sols frottants :*

$$\eta = \left(\frac{K_h}{E_p I_p} \right)^{1/5} \quad (\text{A1.3})$$

Etape 6. Facteur de la longueur adimensionnel

Estimer le facteur de longueur adimensionnel, F_L , qui dépend du type du sol.

- *Sols cohérents :*

$$F_L = \beta_h \cdot L \quad (\text{A1.4})$$

- *Sols frottants :*

$$F_L = \eta \cdot L \quad (\text{A1.5})$$

Etape 7. Déterminer si le pieu est long ou court

Vérifier si le pieu est long ou court. Cette vérification dépend aussi de type du sol :

- *Sols cohérents*

1. Pour $F_L \succ 2,25$, le pieu est considéré comme étant un pieu long ;
2. Pour $F_L \prec 2,25$, le pieu est considéré comme étant un pieu court ;
3. Pour $2,0 \prec F_L \prec 2,5$, il est conseillé de faire la vérification à partir de l'étape 9. Dans ce cas, la petite valeur est à adopter.

- *Sols frottants*

1. Pour $F_L \geq 4,0$, le pieu est considéré comme étant un pieu long ;
2. Pour $F_L \leq 2,0$, le pieu est considéré comme étant un pieu court ;
3. Pour $2,0 \prec F_L \prec 4,0$, le pieu est considéré comme étant un pieu moyen (entre court et long).

Etape 8. Autres paramètres du sol

Déterminer les autres paramètres nécessaires du sol sur toute la longueur du pieu.

- le coefficient de pression des terres passive de Rankine (K_p) :

$$K_p = \gamma g^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{A1.6})$$

- le poids volumique dejaugé (γ') ;
- la cohésion non drainée du sol (c_u) :

$$c_u = 0,5 q_u \quad (\text{A1.7})$$

Etape 9. Charge ultime pour un pieu isolé

Déterminer la charge ultime latérale pour un pieu isolé, Q_u (kN)

- *Pieu court ayant une tête libre ou fixée dans un sol cohérent*

En utilisant le facteur F_L et le rapport (e_c / B) pour le cas du pieu à tête libre, on détermine à partir de la figure A1.1 la valeur ($Q_u / c_u B^2$), puis on estime Q_u ;

- *Pieu long ayant une tête libre ou fixe dans un sol cohérent*

En utilisant ($M_y / c_u B^3$) et le rapport (e_c / B) pour le cas de pieu à tête libre, on détermine à partir de la figure A1.2 la valeur ($Q_u / c_u B^2$), puis on estime Q_u ;

- *Pieu court ayant une tête libre ou fixe dans un sol frottant*

En utilisant le facteur F_L et le rapport (e_c / B) pour le cas de pieu à tête libre, on détermine à partir de la figure A1.3 la valeur ($Q_u / \gamma K_p B^3$), puis on estime Q_u ;

- *Pieu long ayant une tête libre ou fixe dans un sol frottant*

En utilisant ($M_y / \gamma K_p B^4$) et le rapport (e_c / B) pour le cas de pieu à tête libre, on détermine à partir de la figure A1.4 la valeur ($Q_u / \gamma K_p B^3$), puis on estime Q_u ;

- *Pieu moyen (court et long) ayant une tête libre ou fixe dans un sol frottant*

Calculer Q_u pour le deux cas (cas d'un pieu court et cas d'un pieu long), puis choisir la valeur la plus petite.

Etape 10. Charge admissible maximale pour un pieu isolé

Calculer la valeur maximale de la charge latérale admissible, Q_m (kN)

$$Q_m = \frac{Q_u}{2,5} \quad (\text{A1.8})$$

Etape 11. Taux du travail pour un pieu isolé à un déplacement latéral donné

Calculer par une autre manière la valeur de la charge latérale admissible pour un pieu isolé, Q_a (kN).

Il s'agit pour cette étape de calculer Q_a qui correspond à un déplacement latéral donné à la surface du sol (y) ou calculer ce déplacement latéral correspondant à un chargement donné. Si Q_a et y ne sont pas donnés, il faut substituer la valeur de Q_m à partir de l'étape 10 pour un Q_a correspondant aux cas suivants :

- *Pieu ayant une tête libre ou fixée dans un sol cohérent*

En utilisant F_L et le rapport (e_c / B) pour le cas de pieu à tête libre, on détermine à partir de la figure A1.5 la valeur ($\gamma K_h BL / Q_a$), puis on estime Q_a ou y ;

- *Pieu ayant une tête libre ou fixée dans un sol frottant*

En utilisant F_L et le rapport (e_c / B) pour le cas de pieu à tête libre, on détermine à partir de la figure A1.6, la valeur ($\gamma (E_p I_p)^{3/5} K_h^{2/5} / Q_a L$), puis on estime Q_a ou y ;

Etape 12. Comparer Q_a et Q_m

- si $Q_a > Q_m$, on adopte Q_m , puis on calcule y_m (étape 11) ;
- si $Q_a < Q_m$, on adopte Q_a et y ;
- si Q_a et y ne sont pas donnés, on utilise Q_m et y_m .

Etape 13. Réduire le chargement admissible sélectionné à l'étape 12

En tenant compte de l'effet de groupe et de la méthode d'exécution du pieu, il est nécessaire de réduire cette capacité portante admissible, estimée à partir de l'étape 12 comme suit :

- *Facteur de réduction suite à l'effet de groupe*

Ce facteur est estimé en fonction de l'espacement (E) entraxe des pieux dans la direction de la charge (tableau A1.4).

Tableau A1.4 Facteur de réduction en fonction de l'espacement entraxe des pieux

E (m)	Facteur de réduction
$8B$	1,0
$6B$	0,8
$4B$	0,5
$3B$	0,4

- *Facteur de réduction suite à l'effet de la méthode d'exécution*

1. Pour pieux forés pas de réduction;
2. Pour pieux battus, un facteur de réduction de l'ordre de 0,75 est ajouté à la valeur réduite à partir de la première réduction (tableau A1.3).

Etape 14. Déterminer la capacité portante latérale pour un groupe de pieux

La capacité portante latérale totale d'un groupe de pieux est égale à la capacité latérale pour chaque pieu, ajustée à partir de l'étape 13, multiplié par le nombre de pieux. Le déplacement latéral du groupe de pieux est estimé à partir de l'étape 12.

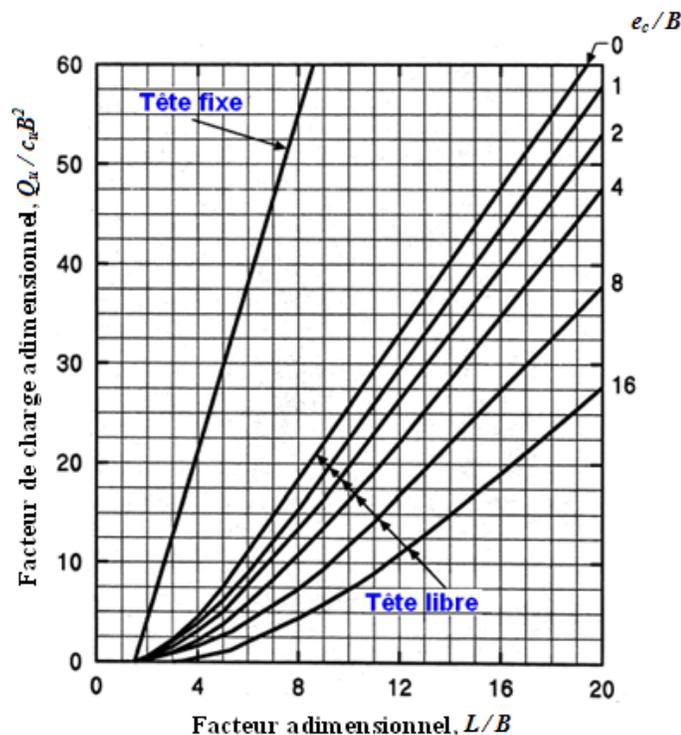


Figure A1.1 Capacité latérale ultime pour des pieux courts dans un sol cohérent

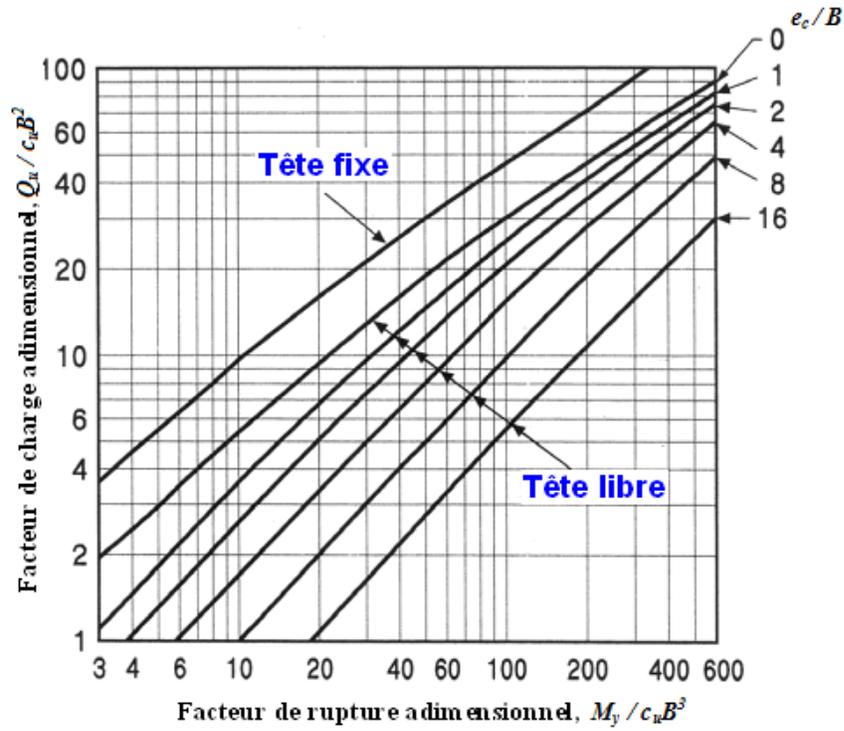


Figure A1.2 Capacité ultime latérale pour des pieux longs dans un sol cohérent

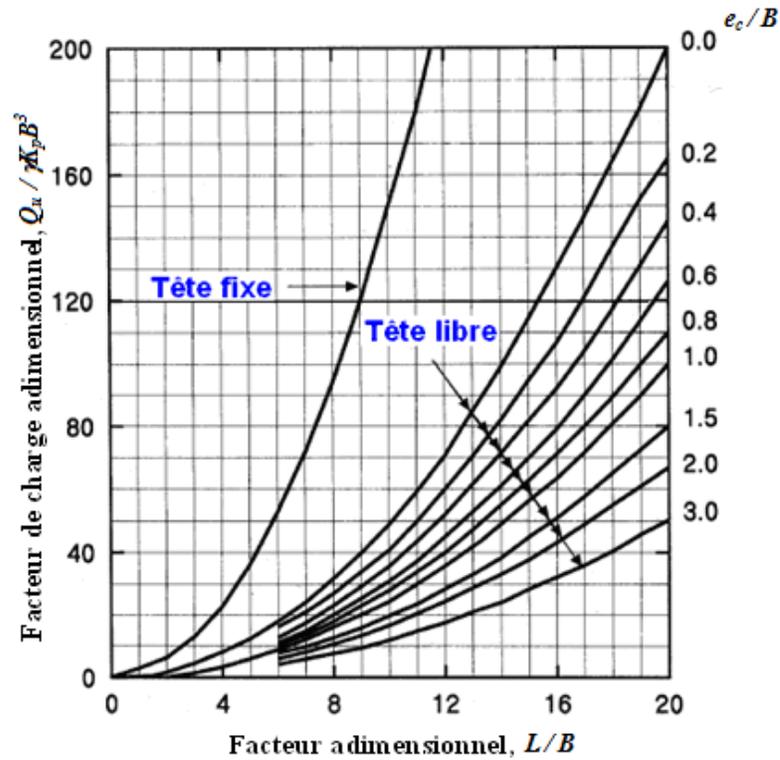


Figure A1.3 Capacité ultime latérale pour des pieux courts dans un sol frottant

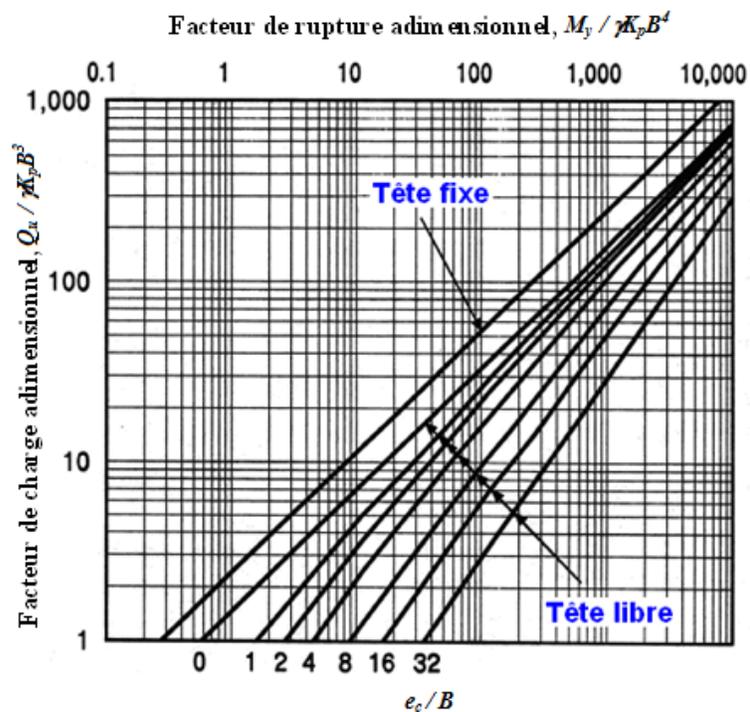


Figure A1.4 Capacité ultime latérale pour des pieux longs dans un sol frottant

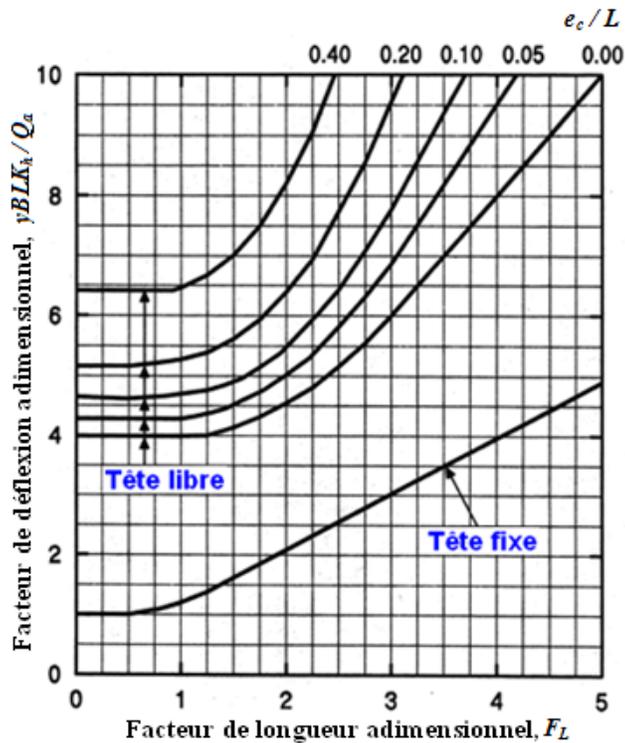


Figure A1.5 Déplacement latéral à la surface du sol pour des pieux incorporés dans des sols cohérents

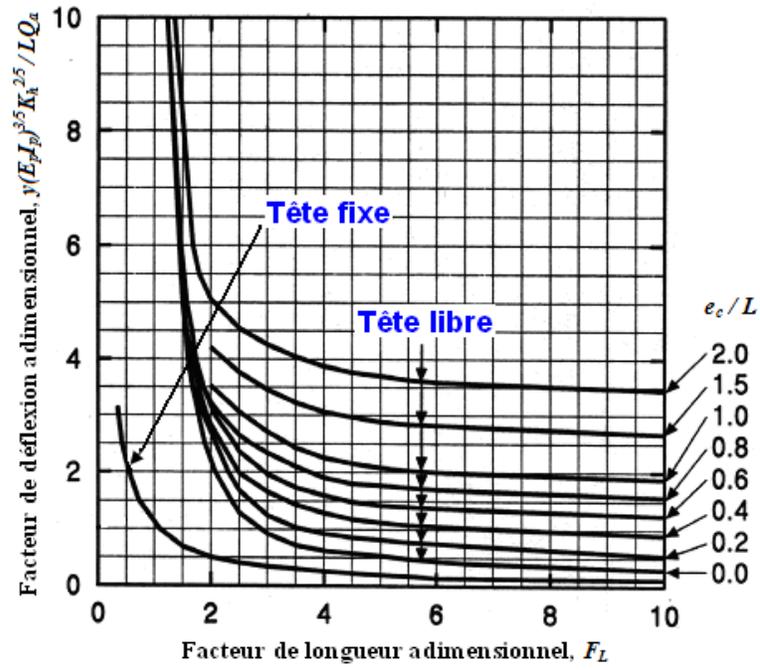


Figure A1.6 Déplacement latéral à la surface du sol pour des pieux incorporés dans des sols frottants

LISTE DES RÉFÉRENCES

- Alpan, I. (1967) *The Empirical evaluation of the coefficient K_0 and K_{or}* , Soils and Foundations Journal, Vol.7, No.1, pp 31-40.
- Awoshika, K. (1971) *Analysis of foundation with widely spaced piles*, Ph.D. thesis, University of Texas, Austin, Texas, 344 pages.
- Anagnostopoulos, C. et Georgiadis, M. (1993) *Interaction of axial and lateral pile responses*, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 119, No. 4, pp 793–798.
- Adachi, T., Kimura, M., Kobayashi, H. et Morimoto, A. (1994) *Behavior of laterally loaded pile groups in dense sand*, Centrifuge 94, Singapore, Balkema, pp 509-514.
- Achmus, M. et Thieken, K. (2010) *On the behavior of piles in non-cohesive soil under combined lateral and vertical loading*, Acta Geotechnica, Vol. 5, No.3, pp 199–210.
- Brinch Hansen, J. (1961) *The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces*, Geoteknisk Institute Bulletin No.12, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, Denmark, pp 5-9.
- Broms, B.B. (1964a) *Lateral resistance of piles in cohesive soils*, Journal of Soil Mech. Found. Div., Vol. 90, No. 2, pp 27-64.
- Broms, B.B. (1964b) *Lateral resistance of piles in cohesionless soils*, Journal of Soil Mech. Found. Div., Vol. 90, No. SM3, pp 123-156.
- Broms, B.B. (1965) *Design of laterally loaded piles*, Proceedings, American Society of Civil Engineering, Vol. 91, No. SM9, pp 77 -99.
- Beatty, C. I. (1970) *Lateral test on pile groups*, Journal of Foundations Facts, Vol. 6, No. 1, pp 18–21.
- Baguelin, F., Jezequel, J.F., Lemée, E. et LeMehaute, A. (1972) *Expansion of cylindrical probes in cohesive soils*, Journal of Soil Mech. Found. Div. ASCE, Vol. 98, No. 11, pp 1129-1142.
- Bartolomey, A. A. (1977) *Experimental analysis of pile groups under lateral loads*, 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Japan, July 10-15, pp 187–188.
- Bhushan, K. et Haley, S. C. (1980) *Development of computer program using p-y data from load test results for lateral load design of drilled piers*, A research report prepared for Woodward-Clyde Consultants Professional Development Committee, San Francisco, California.

- Bhushan, K., Lee, L. J. et Grime, D. B. (1981) *Lateral load tests on drilled piers in sand*, Proceedings of a Session on Drilled Piers and Caissons, sponsored by the Geotechnica Engineering Division at the ASCE National Convention, St. Louis, Missouri, pp. 131-143.
- Britto, A. M. et Gunn, M.J. (1987) *Critical state soil mechanics via finite elements*, Chichester U.K.: Ellis Horwood Ltd, 734 pages.
- Brown, D. A., Reese, L. C. et O'Neill, M.W. (1987) *Cyclic lateral loading of a large scale pile group*, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 113, No. 11, pp 1326-1343.
- Brown, D. A., Morrison, C. et Reese, L. C. (1988) *Lateral load behavior of pile group in sand*, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 114, No. 11, pp 1261-1276.
- Brown, D.A. et Shie, C.F. (1991) *Evaluation of the relative influence of major parameters for laterally loaded piles in three dimensional finite element models*, Civil Engineering Department, Harbert Engineering Center. Auburn University, Alabama, 469 pages.
- Billiaux, D. et Cundall, P. A. (1993) *Simulation des géomatériaux par la méthode des éléments lagrangiens*, Revue française de Géotechnique, Vol. 63, pp 9-21.
- Bransby, MF. (1999) *Selection of p-y curves for the design of single laterally loaded piles*, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 23, No. 15, pp 1909-1926.
- Bransby, M.F. et Springman, S.M. (1999) *Selection of load-transfer functions for passive lateral loading of pile groups*, Computer and Geotechnics Journal, Vol. 24, No. 3, pp 155–184.
- Cox W. R., Reese L. C. et Grubbs B. R. (1974) *Field testing of laterally loaded piles in sand*, Proceedings of the 6th Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, paper no. OTC 2079, 14 pages.
- Craig, R.F. (1997) *Craig's soil mechanics*, E & FN Spon, an imprint of Chapman & Hal, 458 pages.
- Craig, W.H. (1984) *Installation studies for model piles*, Proceeding Symposium on Application of centrifuge modelling to geotechnical design, University of Manchester, pp 440-455.
- Chen, L. et Poulos, H.G. (1993) *Analysis of pile-soil interaction under lateral loading using infinite and finite elements*, Computers and Geotechnics Journal, Vol. 15, No. 4, pp 189-219.
- Chen, C.Y. et Martin, G.R. (2002) *Soil–Structure Interaction for Landslide Stabilizing Piles*, Computers and Geotechnics Journal, Vol. 29, pp 363–386.
- Coduto, D.P. (1994) *Foundation Design: Principles and Practices*, Prentice Hall, 883 pages.

- Comodromos, E.M. et Pitilakis, K. D. (2005) *Response evaluation for laterally loaded fixed-head pile groups using 3D non-linear analysis*, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 29, No. 10, pp 597-625.
- Comodromos, E.M. (2013) *Response prediction for laterally loaded pile groups*, Journal of Geotechnical Engineering, Southeast Asian Geotech Society, pp 123–33.
- CISC: Canadian Institute of Steel Construction. (2011) *Handbook of Steel Construction-Hollow structural sections G40.20-Round*, 10th Edition, 1096 Pages.
- Davisson, M. T. et Robinson, K. E. (1965) *Bending and buckling of partially embedded piles*, 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, pp 243–246.
- Davisson, M. T. (1970) *Lateral load capacity of piles*, Highway Res. Rec. 333, pp 104-112.
- Demers, B. (1980) *Résistance cyclique d'une argile extra-sensible*, Thesis M.Sc., Université de Sherbrooke, Quebec, Canada.
- Donath, A.D. (1981) *Untersuchungen ueber den erddruck auf stuetz waende*, Zeitschrift Fuer Bauwesen.
- Dobry, R., O'Rourke, M.J., Rosset, J.M. et Vicente, E. (1982) *Latéral stiffness and damping of single piles*, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 108, No. GT3, pp 439-459.
- De Gennaro, V. (1999) *Étude du comportement mécanique des interfaces sol-structure : Application à l'analyse du comportement des pieux*, Thèse de l'ENPC, 427 pages.
- Dodds, A.M. et Martin, G.R. (2007) *Modeling pile behavior in large pile groups under lateral loading*. Technical Report MCEER-07-0004, 16 Avril 2007.
- Evans, L. T. (1954) *Bearing piles subjected to latéral loads*, Symposium on Lateral Load Tests in Piles, ASTM Special Technical Publication No. 154, ASTM, West Conshohocken, PA, pp 30–35.
- Ellis, E.A., Durrani, I.K. et Reddish, D.J. (2010) *Numerical modeling of discrete pile rows for slope stability and generic guidance for design*, Geotechnique, Vol. 60, No. 3, pp 185–195.
- Fleming, W.G.K., Weltman, A.J., Randolph, M.F. et Elson, W.K. (1992) *Piling engineering*, Surrey University Press, London, 408 pages.
- Federal Highway Administration. (1997) *Design and construction of driven pile foundations*, Workshop Manual – Vol. I, No. 13, Washington, D.C., 830 pages.
- Francis, R. (1997) *Étude du comportement mécanique des micropieux modèles en chambre d'étalonnage*, Application aux effets de groupe. Thèse de l'ENPC, 383 pages.
- Fan, C.C. et Long, J.H. (2005). *Assessment of existing methods for predicting soil response of laterally loaded piles in sand*, Computers and Geotechnics, Vol. 32, pp 274-289

- Gibson, R.E. et Anderson, W.F. (1961) *In situ measurement of soil properties with the pressuremeter*, Civil Engineering and Public Works Review, Vol. 56, No. 658 pp 615-618.
- Goryunov, B. F. (1973) *Analysis of piles subjected to the combined action of vertical and latéral loads*, Journal of Soil Mech. Found. Eng., Vol. 10, pp 10–13.
- Georgiadis, M. et Butterfield, R. (1982) *Laterally loaded pile behaviour*, Journal of Geotechnical. Eng.-ASCE, Vol. 108, No. 1, pp 155-165.
- Georgiadis, M. et Saflekou, S. (1990) *Piles under axial and torsional loads*, Computers and Geotechnics Journal, Vol. 9, pp 291-305.
- Gilbert, C. (1995) *Une nouvelle approche des calculs d'interaction sol-structure*, Revue Française de Géotechnique, No. 7, pp. 3-9.
- Hetenyi M. (1946) *Beams on Elastic Foundation; Theory with Applications in the Fields of Civil and Mechanical Engineering*, The University of Michigan press, Ann Arbor, 255 pages.
- Horvath, J.S. (1984) *Simplified elastic continuum applied to the laterally loaded pile problem- Part 1: Theory. Laterally Loaded Deep Foundations: Analysis and Performance*, American Society for Testing and Materials, pp 112-121.
- Hadjadji, T. (1993) *Analyse du comportement expérimental des pieux sous chargements horizontaux*, Thèse de doctorat de l'École Nationale de Ponts et Chaussées, Paris, France, 307 pages.
- Hazzar, L., Karray, M., Bouassida, M. et Hussien, M.N. (2013a) *Ultimate lateral resistance of piles in cohesive soil*, Deep Foundations Institute Journal, Vol. 7, Issue 1, pp 44-52.
- Hazzar, L., Karray, M., Hussien, M.N. et Bouassida, M. (2013b) *Three dimensional modeling of a pile group under static lateral loading using finite differences method*, GeoMontreal2013, Montréal, Québec, September 29 - October 3, paper 201.
- Hussien, M.N., Tobita, T., Iai, S. et Rollins KM. (2010) *Soil–pile separation effect on the performance of a pile group under static and dynamic lateral load*, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 47. No. 11, pp 1234–1246.
- Hussien M.N., Tobita T., Iai S. et Rollins, K.M. (2012) *Vertical load effect on the lateral pile group resistance in sand response*, An International Journal of Geomech. Geoen., Vol. 7, No. 4, pp 263–282.
- Hussien, M.N., Tobita, T., Iai, S. et Karray, M. (2014) *On the influence of vertical loads on the lateral response of pile foundation*, Computers and Geotechnics Journal, Vol. 55, pp 392–403.
- Itasca (2009) *User's and theory manuals of FLAC3D: Fast Lagrangian analysis of continua in 3D, version 4*, Minneapolis, Itasca Consulting Group Inc 2009.

- Itasca (2010) *User's and theory manuals of FLAC: Fast Lagrangian analysis of continua in 2D, version 6*, Minneapolis, Itasca Consulting Group Inc 2010.
- Jamiolkowski, M. et Garassino, A. (1977) *Soil modulus for laterally loaded piles*, Proc., 9th Int. Conf. Soil Mechanics Foundation Engineering. Tokyo, pp 87-92.
- Jain, N. K., Ranjan, G. et Ramasamy, G. (1987) *Effect of vertical load on flexural behavior of piles*, Geotechnical Eng. Journal, SEAGS, Vol. 18, pp 185–204.
- Jardine, R.J. et Chow, F.C. (1996) *New design methods for offshore piles*, MTD Publication 96/103, 96/103, London, MTD, 48 pages.
- Kubo, K. (1965) *Experimental study of the behavior of laterally loaded piles*, Proceeding, 6th International conference on soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, QC.
- Kasch, V.R. (1977) *Lateral load test of drilled shaft in clay*, Research report 211-1. Texas Transportation Institute, Texas A&M University, 97 pages.
- Karasev, O.V., Talanov, G.P. et Benda, S.F. (1977) *Investigation of the work of single situ-cast piles under different load combinations*, Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 14, No. 3, pp 173–177.
- Karthigeyan, S., Ramakrishna, V.V.G.S.T. et Rajagopal, K. (2006) *Influence of vertical load on the lateral response of piles in sand*, Computers and Geotechnics Journal, Vol. 33, No.2, pp 121–131.
- Karthigeyan, S., Ramakrishna, V.V.G.S.T. et Rajagopal, K. (2007) *Numerical investigation of the effect of vertical load on the lateral response of piles*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 133, No. 5, pp 512–521.
- Kanagasabai, S. (2010) *Three Dimensional Numerical Modeling of Rows of Discrete Piles used to Stabilise Large Landslides*, Thesis for the degree of Doctor of Philosophy. University of Southampton, 217 pages.
- Liang, R.Y. (1997) *Pressuremeter to predict the lateral load capacity of drilled shafts on slopes*, A research report submitted to the Ohio Department of Transportation and FHWA, 594 pages.
- Liang, R.Y. (1998) *Development and implementation of new driven piles technology*, The Ohio Department of Transportation and the US Department of Transportation, Federal Highway Administration, 502 pages.
- Liang, R.Y. (2000) *Instrumentation, monitoring and testing at the CUY-90-15.24 central viaduct project*, A research report submitted to the Ohio Department of Transportation and FHWA, 568 pages.
- Liang, R.Y. (2002) *Drilled shaft foundations for noise barrier walls and slope stabilization*, Final Report, FHWA/OH-2002/038, ODOT, 260 pages.

- Lee, J., Monica, P. et Rodrigo, S. (2011) *Experimental investigation of the combined load response of model piles driven in sand*, Geotechnical Testing Journal, Vol. 34, No. 6, pp 653-667.
- Mindlin R.D. 1936. Force at a Point in the Interior of a Semi-Infinite Solid, Physics. pp 195-202.
- Ménard, L. (1962) *Comportement d'une fondation profonde soumise à des efforts de renversement*, Sols-Soils, vol. 13, pp 9-27.
- Ménard, L., Bourdon, G. et Gambin, M. (1969) *Méthode générale de calcul d'un rideau ou d'un pieu sollicité latéralement en fonction des résultats pressiométriques*, Sols-Soils, Vol. 22-23, pp 16-29.
- Matlock, H. et Reese, L.C. (1962) *Generalized solutions for laterally loaded piles*, Journal of Soil Mechanics and Foundations, ASCE, Vol.127, pp 1220-1251.
- Matlock H. (1970) *Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay*, Journal Soil Mechanics and Foundations, ASCE, No. SM5, pp 63-91.
- Meyerhof, G.G. et Ranjan, G. (1973) *The bearing capacity of rigid piles under inclined loads in sand. II: Batter piles*, Canadian Geotechnical Journal, Vol.10, pp 71-85.
- Meyerhof, G.G. et Yalcin, A.S. (1994) *Bearing capacity of flexible batter piles under eccentric and inclined loads in layered soil*, Canadian Geotechnical Journal, Vol.31, pp 583-590.
- Meyer, B.J. et Reese, L.C. (1979) *Analysis of single piles under lateral loading*, Research Report 244-1 Center for Transportation Research, Bureau of Engineering Research, University of Texas at Austin, Austin, TX, 181 pages.
- Madhav, M. R. et Sarma, C.P.K. (1982) *Analysis of axially and laterally loaded long pile*, Proceedings of the Second International Conference on Numerical Methods in Offshore Piling, Institution of Civil Engineers (ICE), Austin, TX, pp 577-596.
- Mesri, G. (1993) *Initial investigation of the soft clay test site at Bothkennar*, Géotechnique, Vol. 43, No. 3, pp 503-504.
- Murff, J.D. et Hamilton, J.M. (1993) *P-Ultimate for undrained analysis of laterally loaded piles*, Journal of Geotechnical Engineering., Vol. 119, No. 1, pp 91-107.
- McVay, M., Casper, R. et Shang, T.-I. (1995) *Lateral response of three-row groups in loose to dense sands at 3D and 5D pile spacing*, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 121, No. 5, pp 436-441.
- McVay, M.C., Zhang, L.M., Molnit, T. et Lai, P.W. (1998) *Centrifuge testing of large laterally loaded pile groups in sands*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol.124, No.10, pp 1016-1026.

- Mohan, V.K., Shailendra, N.E. et Sreerama, K. (2001) *Lateral loads on piles and pier*, Computer methods and advances in Geomechanics, pp 1501-1505.
- Nusairat, J., Liang, R., Engel, R., Hanneman, D., Abu-Hejleh, N. et Yang, K. (2004) *Drilled shaft design for sound barrier walls, signs, and signals*, Final Report, CDOT-DTD-R-2004-8, Colorado Department of Transportation, 416 pages.
- Meera, R. S., Shanker, K. et Basudhar, P. K. (2007) *Flexural response of piles under liquefied soil conditions*, Geotech. Geolog. Eng., Vol. 25, No. 4, pp 409–422.
- Mroueh, H. et Shahrour, I. (2009) *Numerical analysis of the response of battered piles to inclined pullout loads*, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 33, pp 1277-1288.
- MCIF: Manuel Canadien de l'Ingénierie des Fondations. (2013) (4^eÉd.), Richmond, B.C., Canadian Geotechnical Society, 558 pages.
- Ottaviani, M. (1975) *Three-dimensional finite element analysis of vertically loaded pile groups*, Géotechnique, Vol. 25, No. 2, pp 159–174.
- Poulos H.G. (1971) *Behaviour of laterally loaded piles: I-single piles*, Journal Soil Mech Found Div, ASCE, Vol. 5, No. 97, pp 711–31.
- Poulos, H.G. et Davis, E.H. (1980) *Pile foundation analysis and design*, Wiley: Singapore, 410 pages.
- Pise, P. J. (1975) *Investigations on laterally loaded pile groups*, Symposium on Recent Developments in the Analysis of Soil Behavior and their Application to Geotechnical Structures, July 14-18, University of New South Wales, Australia, pp 129–144.
- Roscoe, K.H. (1957) *A comparison of tied and free pier foundations*, 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundations, pp 419-423.
- Roscoe, K.H. et Burland, J.B. (1968) *On the generalized stress-strain behavior of 'Wet Clay'*, Engineering Plasticity, Cambridge University Press, New York, pp 535-609.
- Robinsky, E.I. et Morrison, C.F. (1964) *Sand displacement and compaction around model friction piles*, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 1, No. 2, pp 81-93.
- Reddy, A. et Ramasamy, G. (1973) *Analysis of an axially and laterally loaded tapered pile in sand*, Journal of Soils Foundation, Vol. 13, No. 4, pp 15–27.
- Reese, L. C., Cox, W.R. et Kooper, F.D. (1974) *Analysis of laterally loaded piles in sands*, Proc. 6th Annual Offshore Technology conference, Huston, Texas, OTC. 2080, pp 437-483.
- Reese, L.C. et Welch, R.C. (1975) *Lateral loading of deep foundations in stiff clay*, Journal of Geotech. Engrg. Div., ASCE, Vol. 101, No. 7, pp 633-649.
- Reese, L.C. (1977) *Laterally loaded piles: Program documentation*. Journal of Geotech. Eng. Div., ASCE. Vol. 103, No. GT4, pp 287-305.

- Reese, L.C. et Sullivan, W.R. (1980) *Documentation of Computer program COM624*, Austin: Geotechnical Engineering Center, the University of Texas at Austin, 234 pages.
- Reese, L.C. et Van Impe, W.F. (2001) *Single piles and pile groups under lateral loading*, A. A. Balkema, Rotterdam, 508 pages.
- Reese, L. C., Isenhower, W. M. et Wang, S.-T. (2006) *Analysis and design of shallow and deep foundations*, John Wiley & Sons, Inc., 608 pages.
- Randolph, M.F. et Wroth, C.P. (1978) *Analysis of deformation of vertically loaded piles*, Journal of Geotech Eng, ASCE; Vol. 104, No. 12, pp 1465–1488.
- Rao, S.N. et Veeresh, C. (1994) *Influence of pile inclination on the lateral capacity of batter piles in clay*, 4th International Offshore and Polar Engineering Conference, Osaka, Japan, 10–15 April 1994. Edited by J.S. Chung, B.J. Natvig, and B.M. Das, ISOPE, Golden, Co., USA, pp 498–503.
- Rollins, K.M., Peterson, K.T. et Weaver, T.J. (1998) *Lateral load behavior of full-scale pile group in clay*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 124, No. 6, pp 468–478.
- Rollins, K.M., Lane, J.D. et Gerber, T.M. (2005) *Measured and computed lateral response of a pile group in sand*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 131, No. 1, pp 103–114.
- Remaud, D. (1999) *Pieux sous charges latérales: Étude expérimentale de l'effet de groupe*, Thèse de l'École Centrale Nantes, France, 328 pages.
- Sorochan, E.A. et Bykov, V.I. (1976) *Performance of groups of cast-in Pl. piles subjected to lateral loading*, Soil Mech. Found. Eng., Vol. 13, No. 3, pp 157–161.
- Sherif, M.A., Ishibashi, I. et Lee, C.D. (1982) *Earth pressure against rigid retaining walls*, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 108, No. GT5, pp 679-695.
- Stuckrath, L. (1992) *A study of pile behavior in different soil types including installation effects*, thèse de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse, 238 pages.
- Shakhirev, V., Magnan, J.-P. et Ejjaouani, H. (1996) *Étude expérimentale du comportement du sol lors du fonçage des pieux*, Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Vol. 206, pp 95-116.
- Tschebotarioff, G.P. (1953) *The resistance to the lateral loading of single piles and of pile groups based on the results of model tests. American Society for Testing and Materials, Special Technical Publication STP154*, Philadelphia, Pa., USA, pp 38–48.
- Terzaghi, K. (1955) *Evaluation of coefficients of subgrade reaction*, Géotechnique, Vol. 5, pp 297-326.

- Turner, J. P., Kulhawy, F. H. et Charlie, W. A. (1987) *Review of load tests on deep foundations subjected to repeated loading*, Report EL-5375, Electrical Power Res. Inst., Palo Alto, Calif., Aug.
- Tobita, T., Iai, S. et Rollins, K.M. (2004) *Group pile behavior under lateral loading in centrifuge model tests*, International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, Vol. 4, No. 4, pp 1–11.
- Valsangkar, A.J., Rao, N.S.V.K., et Basudhar, P.K. (1973) *Generalized solutions of axially and laterally loaded piles in elasto-plastic soil*, Journal of Soils Foundation, Vol. 13, No. 4, pp 1–14.
- Vesic, A. (1977) *Design of pile foundations*, National cooperative highway research program synthesis of highway practice, Report No. 42, Transportation Research Board, Washington, D.C., 68 pages.
- Winkler, E. (1867) *Die Lehre von der Elasticitaet und Festigkeit*, Prag, Dominicus.
- Wood, D. (1990) *Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics*, Cambridge University Press, New York, 488 pages.
- Wang, S.T. et Reese, L.C. (1993) *COM624 Laterally loaded pile analysis program for the microcomputer*, FHWA-SA-91-048, Computer Program Documentation, 487 pages.
- Yang, Z. et Jeremi, B. (2002) *Numerical analysis of pile behaviour under lateral loads in layered elastic-plastic soils*, International Journal Numerical Anal. Meth. Geomech, Vol. 26, pp 1385–1406.
- Zhukov, N.V. et Balov, I.L. (1978) *Investigation of the effect of a vertical surcharge on lateral displacements and resistance of pile columns to lateral loads*, Journal of Soil Mechanics Foundation Engineering, Vol. 15, No. 10, pp 16–21.
- Zhang, L. et Hu, T. (1991) *Modeling of residual stresses of large piles in centrifuge*, Int. Conf., Balkema, Rotterdam, Netherlands, pp 237–243.
- Zhang, L., McVay, M.C., Han, J.H. et Lai, P.W. (1999) *Centrifuge modeling of laterally loaded single battered piles in sand*, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 36, No. 6, pp 561-575.
- Zhang, L.M., McVay, M.C., Han, S.J., Lai, P.W. et Gardner, R. (2002) *Effects of dead loads on the lateral response of battered pile groups*, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 39, No. 3, pp 561-575.
- Zhu, H., Chang, M.F. (2002) *Load transfer curves along bored piles considering modulus degradation*, J Geotech Geoenviron Eng, ASCE, Vol. 128, No. 9, pp 764–774.